

1866/67 20 16/17

Biblioteka Główna i OINT  
Politechniki Wrocławskiej



100100234411







# ZEITSCHRIFT FÜR BAUWESEN.

HERAUSGEGEBEN

UNTER MITWIRKUNG DER KÖNIGL. TECHNISCHEN BAU-DEPUTATION UND DES  
ARCHITEKTEN-VEREINS ZU BERLIN.

REDIGIRT

VON

G. ERBKAM,

BAURATH IM KÖNIGLICHEN MINISTERIUM FÜR HANDEL, GEWERBE UND ÖFFENTLICHE ARBEITEN.

1911.1702.



JAHRGANG XVI.

MIT LXXXVII KUPFERTAFELN IN FOLIO UND QUART UND VIELEN IN DEN TEXT EINGEDRUCKTEN  
HOLZSCHNITTEN.



3425



Abgegeben

von der

Bücherei

der Kgl. Technischen  
Hochschule Danzig.

BERLIN, 1866.

VERLAG VON ERNST & KORN.

(GROPIUS'SCHE BUCH- UND KUNSTHANDLUNG.)



# ZEITSCHRIFT FÜR BAUWISSEN.

HERAUSGEBERIN

UNTER MITWIRKUNG DER KÖNIGL. TECHNISCHEN BAU-DEPUTATION UND DES  
ARCHITECTEN-VEREINS ZU BERLIN.

REDIGIRT

VON

G. ERBKAM.

ERSCHEINT IN KÖNIGLICHEN MIKROTIPOGRAPHIE FÜR HANDEL, GEMISCHTE UND ÖKONOMISCHE WISSENSCHAFTEN



JAHRGANG XVI

MIT LXXXVII KUPFERTAFELN IN FOLIO UND QUART UND VIELEN IN DEN TEXT KLEINGEDRUCKTEN  
HOLZSCHNITTEN



Verlag von Ernst & Korn  
Hochschule Danzig  
der Königl. Technischen  
Bau-Deputation  
von der  
Abgeordnet

BERLIN, 1866

VERLAG VON ERNST & KORN

(Gesamtpreis sechs Thaler und vier Schilling)



# ZEITSCHRIFT FÜR BAUWESEN!



HERAUSGEGEBEN

UNTER MITWIRKUNG DER KÖNIGL. TECHNISCHEN BAU-DEPUTATION UND DES ARCHITEKTEN-VEREINS ZU BERLIN.

JAHRGANG XVI.

1866.

HEFT I BIS III.

## Amtliche Bekanntmachungen.

### Personal-Veränderungen bei den Baubeamten.

Des Königs Majestät haben zu Regierungs- und Bau-  
räthen ernannt:

den Baurath Siegert zu Breslau,  
den Baurath Vogt zu Aachen und  
den Eisenbahn-Bauinspector Keil zu Bromberg;

ferner:

dem Eisenbahn-Bauinspector Umpfenbach zu Berlin,  
dem Wasser-Bauinspector Erdmann zu Marienwerder und  
dem Ober-Bauinspector Seyffarth zu Trier  
den Charakter als Baurath verliehen.

Dem p. Vogt ist die Stelle eines technischen Mitgliedes des  
Eisenbahn-Commissariats in Berlin und  
dem p. Keil die Stelle des zweiten technischen Mitgliedes der  
Direction der Ostbahn verliehen worden.

Befördert sind:

der Eisenbahn-Bau- und Betriebsinspector Quassowski in  
Saarbrücken zum Ober-Betriebsinspector,  
der Eisenbahn-Baumeister Zeh zu Creuznach und  
der Eisenbahn-Baumeister Bayer zu Trier  
zu Eisenbahn-Bau- und Betriebsinspectoren,  
der Kreis-Baumeister Zeidler in Thorn zum Bauinspector in  
Danzig und

der Kreis-Baumeister Becker in Tilsit zum Bauinspector in  
Insterburg.

Ernannt sind:

der Baumeister Schmarsow zum Kreis-Baumeister in Dar-  
kehmen und  
der Baumeister Siehr zum Kreis-Baumeister in Lauenburg.

Versetzt sind:

der Eisenbahn-Bauinspector Schwabe in Berlin als Eisen-  
bahn-Betriebsinspector nach Münster und  
der Bauinspector Reifsert von Schleusingen nach Erfurt.

In den Ruhestand treten:

der Baurath Vehse Meyer in Erfurt und  
der Bauinspector Ferne zu Insterburg.

Der Regierungs- und Baurath Lent in Berlin ist auf seinen  
Antrag aus dem Staatsdienste entlassen.

Der Bauinspector von Lefser ist gestorben.

## Bauwissenschaftliche Mittheilungen.

### Original-Beiträge.

## Die neue Synagoge in Berlin.

(Mit Zeichnungen auf Blatt 1 bis 6 im Atlas.)

Indem ich die vorliegenden Zeichnungen der neuen Berliner Synagoge der Oeffentlichkeit übergebe, erfülle ich damit eine Pflicht der Pietät gegen meinen verstorbenen Vater, den Baurath Knoblauch, dessen lebhafter Wunsch die Veröffentlichung dieses Bauwerkes war, zu welcher er selbst schon vor einigen Jahren die vorbereitenden Schritte gethan hatte. Uebrigens aber darf ich bei der Anerkennung, welche dieses Bauwerk sowohl bei Fachgenossen, wie bei Laien gefunden, und da auch mein Vater selbst es als sein gelungenstes Werk bezeichnete, mich wohl der Hoffnung hingeben, daß diese Mittheilung bei der sorgfältigen Darstellung der einzelnen Blätter dem architektonischen Publicum willkommen sein dürfte.

Die Zeichnungen enthalten zunächst auf Blatt 1 die Hauptansicht in der Oranienburgerstrasse, auf Blatt 2 die Situation des Gebäudes nebst den beiden Hauptgrundrissen, und auf Blatt 3 den Querdurchschnitt durch die Hauptsynagoge mit der Ansicht der Chornische, welche das Allerheiligste umschließt.

Die noch zur vollständigen Darstellung des Gebäudes fehlenden Blätter sind vorbereitet und werden in späteren Heften dieses Jahrganges nachfolgen.

Durch das stete Wachsen der jüdischen Gemeinde wurde schon vor zehn Jahren das Bedürfnis nach Vermehrung der Sitzplätze in der alten Synagoge in der Haidereuterstrasse so fühlbar, daß ein Umbau dieses Gebäudes für nöthig erachtet wurde. Derselbe wurde im Jahre 1856 von meinem Vater ausgeführt und bestand im Wesentlichen, außer der Renovierung und Ausschmückung des Innern, in der Anlage von neuen Emporen und Vorbauten für die Treppen.

Indessen zeigte es sich bald, daß diese Veränderung zwar den gewöhnlichen Bedürfnissen entsprach, jedoch für die Frequenz an Festtagen immer noch nicht ausreichte, so daß man gezwungen war, andere Lokalitäten bei diesen Gelegenheiten hinzuzumieten. Dieser Umstand führte zu dem Plane, ein ganz neues, den veränderten Verhältnissen und dem Reichthum der Gemeinde entsprechendes Gotteshaus zu erbauen. Zu dem Ende wurde von Seiten der jüdischen Gemeinde eine Commission ernannt, welche unter dem sachverständigen Beirathe Knoblauchs zunächst einen passenden Bauplatz ausfindig machen sollte. Unter den verschiedenen dazu in Vorschlag gebrachten Plätzen, welche Knoblauch, zur bessern Beurtheilung der Commission, mit begleitenden Grundrisskizzen versah, blieb man schließlich bei dem Grundstück Oranienburgerstrasse Nr. 30 stehen, für welches neben sonstigen Vortheilen besonders der Umstand sprach, daß es, wie aus dem Situationsplane ersichtlich ist, mit dem Grundstück des bereits von Knoblauch erbauten Krankenhauses der jüdischen Gemeinde im Zusammenhange stand. Knoblauch selbst konnte es als Architekt nicht befürworten, weil dasselbe wegen seiner schiefwinkligen Lage zur Strafe und sonstigen ungünstigen Form für einen monumentalen Bau nicht wohl geeignet erschien. Dennoch liefs er sich die Mühe nicht ver-

driessen, durch die verschiedensten Entwürfe eine möglichst vortheilhafte Verwendung des Grundstücks für den beabsichtigten Zweck zu ermitteln. Da trotzdem die Commission zu einer definitiven Einigung nicht gelangen konnte und es ihr überdies wünschenswerth erschien, auch die Ideen Anderer kennen zu lernen, so schritt man zur Ausschreibung einer allgemeinen Concurrenz, für welche Knoblauch das Programm ausarbeitete. Der Architekten-Verein zu Berlin wurde dabei zum Preisrichter der einzuliefernden Entwürfe ernannt.

Selbstverständlich betheiligte sich Knoblauch bei dieser Concurrenz, und seinem Projecte wurde denn auch der erste Preis zu Theil.

Dasselbe enthielt bereits die Hauptsynagoge in dem hinten liegenden breiteren Theile des Grundstückes, während die Verbindung mit der Strafe, im Gegensatz zu dem jetzt zur Ausführung gekommenen Projecte, durch eine lange mit Glas überdeckte Halle hergestellt war. Gemäß den Wünschen der Commission wurde von dieser Idee abgegangen und eine andere räumliche Anordnung getroffen, mit welcher sich dieselbe schliesslich einverstanden erklärte.

Knoblauch wurde mit der Oberleitung des Baues betraut, und dem Architekten Hähnel, der ihn bei den Vorarbeiten bereits unterstützt hatte, die specielle Ausführung übertragen.

Im Juni des Jahres 1859 begann der Bau des Hauptraumes, während der Vorderbau einer nochmaligen Umarbeitung unterworfen wurde, weil Seitens des Gemeindevorstandes eine Verlegung der Verwaltungsräume nach den vorderen Regionen dringend gewünscht wurde.

So entstand endlich das vorliegende Project, welches von den früheren sich noch dadurch unterscheidet, daß die Kuppel, welche bei letzteren über dem Hauptgebäude lag, an die Strafe vorgerückt wurde, um schon von Außen den Vorübergehenden das dahinterliegende kirchliche Gebäude zu kennzeichnen.

Nur einer so unermüdlichen Ausdauer, wie Knoblauch sie besafs, und dem steten Bestreben, das Vollkommenste zu leisten, konnte es gelingen, die vielfachen Schwierigkeiten, welche die ungünstige Situation, sowie die fortwährend gesteigerten Ansprüche der Behörden darbieten, zu überwinden.

Knoblauch, der sich bewußt war, daß er nichts unversucht gelassen hatte, die ihm gestellte Aufgabe in würdigster Weise zu lösen, wünschte nunmehr, die Pläne, nach denen der Bau ausgeführt werden sollte, in weiteren Kreisen bekannt zu machen, und stellte dieselben auf der Kunstausstellung 1860 in der Akademie öffentlich aus.

Von den vielfachen Besprechungen, welche dieselben hervorriefen, möge es mir hier gestattet sein, diejenige des Herrn Prof. Dr. Lübke specieller hervorzuheben und theilweis wörtlich mitzutheilen, da sie nicht nur ein anschauliches Bild der ganzen Anlage, sondern auch die Intentionen meines seeligen Vaters mir am glücklichsten auszusprechen scheint.

Dr. Lübke sagt:



„Was dem Architekten in der Anordnung des Gebäudes ungewöhnliche Schwierigkeiten bereitete, war die überaus ungünstige Form des Bauplatzes, der nicht bloß eine nur schmale Straßenseite bietet und in schieferm Winkel auf die Richtung der Straße stößt, sondern außerdem noch durch vielfaches unregelmäßiges Hineingreifen der benachbarten Grundstücke beeinträchtigt wird. Solche Schwierigkeiten zu überwinden, ist indess der höchste Triumph des schaffenden Baukünstlers, und schon nach dieser Seite ist die Prüfung dieses Bauplanes eine lohnende. Doch zur Sache.

Die Synagoge kündigt sich durch einen stattlichen Kuppelbau an, der sich unmittelbar an der Straße erhebt, von zwei kleineren Seitenkuppeln flankirt. Letztere fassen zugleich thurmartig den etwas zurücktretenden Mittelbau ein und enthalten die Eingänge zu den Frauen-Emporen. Im Mittelbau dagegen öffnen sich drei verbundene Portale, stattlich und monumental gruppiert, wie es dem Ausdruck eines gottesdienstlichen Gebäudes ziemt. Durch sie gelangt man in ein gewölbtes Vestibül, das den Eingang für die Männer, zugleich aber auch die Durchfahrt für den in der Tiefe des schmalgestreckten Hofes befindlichen Trausaal enthält; eine Anordnung, die mit großem Geschick völlig zweckentsprechend durchgeführt ist. Ebenso gelangt man hier zu dem Saale des Gemeinderathes, der sich im obern Geschoss über dem Vestibül ausbreitet und durch seine hohen combinirten Fenstergruppen für die bedeutendere Ausprägung der Fassade ein wirksames Motiv darbietet.

Aus dem Vestibül gelangt man, rechts in der Diagonale fortschreitend, in einen Vorraum, und von diesem in eine kleinere, ebenfalls gewölbte Vorsynagoge, welche zur Abhaltung des gewöhnlichen täglichen Gottesdienstes bestimmt ist. Aus dieser erst tritt man in die eigentliche Synagoge, deren würdige und feierliche Ausbildung den Kernpunkt der Aufgabe ausmacht. Durch diese verschiedenen, in der Tiefe des Grundstückes sich aneinander reihenden und in glücklicher Steigerung des Eindrucks einander vorbereitenden Räume hat nun der Architekt die Unregelmäßigkeiten des Bauplatzes derartig versteckt, daß er die Abweichungen von der Axe auf verschiedene Punkte vertheilt und sie für die perspectivische Entfaltung sogar zu eigenthümlichen Effecten zu verwenden wußte.

Der Laie wird dies vor den schwarzen Linien des ausgestellten Grundrisses nicht begreifen; wer aber aufmerksam viele Bauwerke vergangener großer Kunstepochen studirt und an ihnen wahrgenommen hat, wie solche durch die Umstände gebotene Unregelmäßigkeiten oft einen besonderen perspectivischen Reiz im Gefolge haben, der wird etwas Aehnliches für die Anlage der neuen Synagoge mit Bestimmtheit voraussagen können. Ja es liegt in solchen Dingen schließlichs jener unnachahmliche Zauber des Naiven, naturgemäß Gewachsenen und Gewordenen, den keine strenge Regelmäßigkeit erreichen kann, den man aber auch nicht willkürlich er-

zwingen darf. Im vorliegenden Falle ist ein wahres Verdienst des Künstlers die Art, wie er die eigenthümlichen Bedingungen seines Bauplatzes zu einer ebenso originellen, als schönen Anlage zu benutzen verstanden hat. So wird immer, was dem Stümper nur als Fessel und Hemmnis erscheinen würde, dem Meister ein Quell neuer künstlerischer Wirkungen.“

Ueber die Wahl des Styles äußert sich Herr Lübke wie folgt:

„Der Architekt hat dafür den maurisch-arabischen Styl, wie er so glänzend und reich in der Alhambra ausgeprägt ist, als Grundlage genommen. Diese Wahl mußte sich ihm durch materielle wie ideelle Gesichtspunkte empfehlen. Denn einestheils entsprechen die Eisensäulen in ihrer Schlankheit durchaus den Verhältnissen jener arabischen Architektur; andererseits ist ein specifisch orientalischer Formencharakter durch die rituell-cultliche Bestimmung des Gebäudes wohl motivirt.“

Zur geschichtlichen Entwicklung unseres Bauwerkes zurückkehrend, bleibt nunmehr noch zu bemerken, wie der Bau so gefördert wurde, daß das ganze Gebäude im Jahre 1862 im Rohbau vollendet war, und mit den inneren Decorationen begonnen werden konnte. Ganz besonders muß hier noch hervorgehoben werden, daß die reichgegliederte gewölbte Decke durch große eiserne Träger gestützt wird, und nach den Angaben und unter Leitung des Herrn Regierungs- und Baurath W. Schwedler construirt und berechnet worden ist.

Leider war es dem eifrigen und unermüdlichen Förderer dieses Bauwerkes nur bis zu diesem Zeitpunkte vergönnt, den Bau in gewohnter Frische fortzuführen. Knoblauch wurde durch vielfache Kränklichkeit, welche sein späteres Leiden vorbereitete, mehr und mehr seiner Thätigkeit entzogen, und dem Eifer und der Sorgsamkeit des Baumeisters Hähnel blieb es überlassen, während dieser Zeit namentlich die innere ornamentistische Durchbildung der Räume im Sinne des Meisters weiter zu führen. Als aber die Krankheit Knoblauchs einen ernsteren Charakter annahm, mußte er sich auf Anrathen der Aerzte, wenn auch mit schwerem Herzen, von seiner Berufsthätigkeit gänzlich zurückziehen, und wurde auf seinen Wunsch der Geheime Ober-Baurath Stüler mit der Oberleitung des Baues betraut. Derselbe wußte mit seinem anerkannt feinen Sinn für Ornamentik und Farbengebung in der innern Decoration die überaus glückliche Wirkung zu erreichen, welche der heutige Beschauer dabei empfindet.

Kurz vor der Vollendung des ganzen Baues wurde Stüler durch einen plötzlichen Tod abgerufen, und wenige Wochen darauf erlag auch Knoblauch seinen langen Leiden.

Keinem der beiden Freunde war es vergönnt, das Bauwerk in seiner Vollendung zu sehen und die Früchte ihres eifrigen unermüdlichen Strebens zu erndten.

(Fortsetzung folgt.)

## Herrschaftliches Wohnhaus in Berlin.

(Mit Zeichnungen auf Blatt 7 und 8 im Atlas.)

Auf der Stelle des abgebrannten Gesellschaftshauses am Bauhofe No. 7, ist das auf Blatt 7 und 8 dargestellte, den Herren Gebrüder Kochhann gehörige herrschaftliche Wohnhaus in den Jahren 1863 und 1864 erbaut worden.

Die günstige Lage des Grundstückes in einem ruhigen,

aber den öffentlichen Verkehrs-Adern doch nahen Stadttheile veranlaßte die Besitzer, von jeder Ausbeutung des Bauplatzes durch Läden Abstand zu nehmen und ein für Miether aus den besseren Ständen bestimmtes Wohnhaus von drei Stockwerken mit allem Comfort und in größter Solidität herstel-

len zu lassen. Da das Grundstück mit seiner Vorderseite und einem Theile der linken Giebelseite an dem Bauhofe, einem kleinen, aber sonnigen Platze, gegenüber dem Kastanienwäldchen liegt, und bis zur Georgenstraße hindurchreicht, so wurde beschlossen, jede Etage excl. des Erdgeschosses für drei Wohnungen einzurichten, wovon zwei gröfsere in das Vorderhaus am Bauhofe, die dritte Wohnung in das Hinterhaus an der Georgenstraße gelegt werden sollte. Für das Erdgeschoss wünschte man endlich die im Hinterhause zu gewinnenden Zimmer als Comptoirs mit den Vorderwohnungen in directe Verbindung zu setzen.

Nach diesem Programme zeigt der Grundriß des Erdgeschosses, Blatt 8, die getroffene Eintheilung in der Art, dafs neben der baupolizeilich nothwendigen Einfahrt, in dem Hinterhause rechts wie links Comptoirs angeordnet sind, welche mit den vorderen Wohnungen theils direct verbunden sind, theils eine Verbindung leicht ermöglichen. Eine durch Oberlicht erleuchtete hölzerne Haupttreppe führt zu den bei-

den oberen Wohnungen dieses Hinterhauses, während eine zweite aus Granitstufen construirte Wendeltreppe den Zugang zu den Küchen des Hinterhauses und rechten Seitenflügels vermittelt. Im Vorderhause befindet sich die in Eichenholz hergestellte und reicher durchgeführte Haupttreppe. Die übrige, den modernen Lebensbedürfnissen mit Badezimmern, Waterclosets etc. entsprechende Eintheilung der bei der Kleinheit des Bauplatzes mäfsig grofsen Räume lassen die Grundrisse eben so deutlich erkennen, wie die gewählten Façadensysteme aus den beiden Fronten am Bauhofe und an der Georgenstraße beurtheilt werden können.

Die Baukosten betragen bei solider, theilweis reicher Durchführung einschliesslich der Abbruchkosten der alten, aus dem Brande stehen gebliebenen Bautheile und einschliesslich der Fundirungskosten von 47 Stück auf ca. 16 Fufs Tiefe herabgesenkten Senkkasten rot. 65000 Thlr. Dies giebt pro □Fufs bebaute Grundfläche ca. 8½ Thlr.

F. Adler.

## Die Construction der Kuppeldächer.

(Mit Zeichnungen auf Blatt 10 bis 14 im Atlas.)

Die Dachconstruction zum Gasbehältergebäude der Imperial-Continental-Gas-Association in Berlin, welche im Jahrgange 1863 dieser Zeitschrift publicirt worden ist, und die den runden Raum von 106 Fufs Durchmesser durch 16 parabolische im Centrum sich schneidende Balken überspannt, leitete nach ihrer Ausführung auf den Gedanken, eine solche Construction von allen innern Spannsträngen zu befreien, und durch Anordnung von Ringen und Kreuzen sämtliche Constructionstheile in die sphäroidische Dachfläche zu legen. Eine überschlägliche Berechnung ergab, dafs die aufzuwendenden Eisenmassen theoretisch genommen in beiden Constructionarten dieselben sein würden. Für die untern Gurtungen der Parabelbalken tritt der Ring auf der Mauer auf, der dem Schube sämtlicher obern Gurtungen das Gleichgewicht zu halten hat. Die erstern wirken radial, der letztere wirkt tangential am Auflager. Die tangential Kraft  $T$  eines Ringes, welche den radialen Druck  $N$  hervorbringen soll, mufs aber  $Nr$  sein, wenn  $r$  der Radius des Ringes ist. Der Materialaufwand für den Ring ist proportional der Zahl  $T \cdot 2 r \cdot \pi$ , der der sämtlichen radialen Zugsträngen proportional  $N \cdot 2 r \cdot \pi \cdot r$ . Diese beiden Werthe sind gleich, da  $T = Nr$  ist.

Es ist indessen zu beachten, dafs die 32 Spannstränge eine grofse Länge bei geringem Querschnitt haben, wogegen der Ring nur eine geringe Länge bei grossem Querschnitt hat, und somit einfacher und mit einem geringern Aufwande von Stofsplatten und Zusätzen für Nietlöcher zu construiren ist.

Die Vertikalen und Diagonalen der Parabelbalken stehen in ähnlichem Verhältnisse zu den Zwischenringen und Kreuzungen, und es tritt so im Allgemeinen ein Vortheil durch Vereinfachung der Construction auf. Die obern Gurtungen der Parabelbalken haben keine Aenderung zu erleiden, und ihre Stärken bleiben dieselben. Durch diese Abänderungen entsteht in Bezug auf die einzelnen radialen Constructionssysteme ein Uebergang von der Balkenconstruction zur Bogenconstruction, in Bezug auf das Gesamtsystem aber ein Uebergang von der kreisförmigen am Rande gestützten Platte zur Kuppelconstruction. Die Kuppelconstruction hat ausser der grofsen Leichtigkeit und Einfachheit vor dem Spannsträngensystem noch den Vorzug, dafs jeder innerhalb eines concentrischen Ringes liegende Kuppeltheil ein festes System für sich bildet, und als solches gehoben werden kann. Es ist diese Eigenschaft von Wichtigkeit für die Aufstellung der sehr

hoch (80 Fufs) aufliegenden Dächer der Gasbehältergebäude. Während man nämlich beim Spannsträngensystem gewöhnlich eine feste Rüstung über den ganzen Raum nöthig hat, um die Construction zusammenzustellen, bedarf man bei Aufstellung der Kuppel nur einer oben an der Mauer angebrachten Galerie, von welcher aus der zur ebenen Erde zusammengestellte mittlere Kuppeltheil aufgezo-gen werden kann. Die Aufstellung der auf Blatt 10 und 11 dargestellten Kuppeldächer von 98 resp. 130 Fufs Durchmesser und eines ähnlichen Kuppeldaches von 140 Fufs Durchmesser, welches der städtischen Gasanstalt zu Berlin angehört, hat in dieser Weise statt gefunden, und liefs nichts zu wünschen übrig.

Die Anordnung und Berechnung der Kuppelconstructionen ist in Bezug auf die Anforderungen der Praxis höchst einfach und elementar, wie später bei der Beschreibung ersehen werden wird; um indessen die grofse Freiheit übersehen zu können, welche man bei der Wahl der Form hat, genügt es nicht, auf dem elementaren Wege zur Kenntnifs der in einem bestimmten Systeme wirkenden Kräfte zu gelangen, vielmehr ist es nothwendig, auf analytischem Wege aus dem allgemeinen elastischen Gleichgewicht der Kuppeln die besonderen Fälle und Formen herzuleiten.

Bei der bisherigen Theorie der Kuppelgewölbe und Kuppelconstructionen wurde stets nur auf radial wirkende Widerstände gerücksichtigt, und es wurde diejenige Form des Querschnitts gesucht, bei welcher diese Widerstände den Belastungen das Gleichgewicht halten. Man erhält auf diese Weise stets eine bestimmte Form des Querschnitts der Kuppelfläche. Einer geänderten Belastung entspricht dabei eine andere Form. Daraus geht hervor, dafs bei Dächern, welche einer variablen Belastung unterworfen sind, die Form aber dieselbe bleibt, die Berechnungsweise nicht ausreicht. Man wird auf die richtige Anschauung für das Gleichgewicht der Kuppeln kommen, wenn man, anstatt von der Betrachtung eines elastischen Stabes auszugehen, die Betrachtung einer elastischen dünnen Platte doppelter Krümmung zu Grunde legt. Beim elastischen Stabe läfst sich die Anschauung gewöhnlich auf die Betrachtung von Fäden oder Fasern reduciren, welche mit der Stabaxe parallel laufen, und die in ihrer Längenrichtung gespannt werden. Ausreichend ist diese Vorstellung nicht, wie schon aus der Nothwendigkeit der weiteren Annahme von Schubkräften, senkrecht zur Faserrichtung, hervorgeht. Das Gleich-

gewicht der dünnen elastischen Platte läßt sich nur vereinfachen durch die Annahme einer elastischen Fläche, welche die Mittelfläche der Platte ist, und der man die Eigenschaften der Platte beilegen kann, wenn die elastischen Kräfte nach der Dicke der Platte constant und ihrer Richtung nach in die Platte fallend angenommen werden können. Bei dem elastischen Faden findet nur eine Ausdehnung oder Zusammendrückung nach der Länge statt, bei der elastischen Fläche dagegen sind in einem Punkte stets mehrere Ausdehnungen oder Zusammendrückungen nach verschiedenen Richtungen vorhanden, die für verschiedene Punkte der Fläche verschieden sind, sich aber nothwendig von einem Punkt zum andern stetig ändern, da sonst ein Bruch stattfinden würde.

Denkt man sich eine elastische Ebene durch am Rande angebrachte Kräfte, deren Richtungen in die Ebene fallen, angespannt, so werden diese Kräfte die ursprüngliche Entfernung der Punkte der Ebene von einander ändern, und werden dadurch elastische Kräfte im Innern der Ebene hervorgerufen. Die Aenderungen können das Resultat verschiedener durch jeden Punkt gehender Krafrichtungen sein. Denkt man diese Krafrichtungen, jede aus 2 gleichen und entgegengesetzten Kräften bestehend, in einem Punkte nicht gleichzeitig, sondern eine nach der andern in Wirksamkeit tretend, so wird jede eine elastische Längenänderung nach der betreffenden Richtung hervorbringen. War das Flächenelement, bevor diese Kräfte darauf wirkten, kreisförmig, so wird es durch die zuerst eintretende Krafrichtung elliptisch. Eine der Haupttaxen der Ellipse entspricht der Richtung der Kraft, und ist kleiner oder größer als der Durchmesser des ursprünglichen Kreises, die andere ist der Kreisdurchmesser. Beim Eintritt der zweiten Krafrichtung ändert sich diese Ellipse in eine andere durch proportionale Verlängerung oder Verkürzung sämtlicher dieser zweiten Richtung paralleler Sehnen. Durch Auftreten der dritten Krafrichtung wird wieder eine andere Ellipse erzeugt, und so weiter. Das Resultat ist, daß alle Krafrichtungen das kreisförmige Element nur in ein elliptisches verwandeln können. Das resultierende elliptische Element kann nun aber auch durch zwei Krafrichtungen aus dem kreisförmigen erzeugt werden, die in die Richtungen der beiden Haupttaxen der Ellipse fallen, und deren Kräfte nach der elastischen Längenänderung dieser Axen gegen den ursprünglichen Kreis bemessen werden können. Es wird hieraus gefolgert, daß die elastischen Kräfte in irgend einem Punkte der Fläche zwei Resultanten haben, die auf einander senkrecht stehen. Die Richtung und Intensität dieser Resultanten oder „elastischen Hauptkräfte“ kann sich von Punkt zu Punkt stetig ändern, und indem man jede einzelne ihrer Richtung nach verfolgt, bildet sich ein System zweier rechtwinklig sich schneidenden Liniengruppen gleich einem Gewebe sich kreuzender Fäden. Ein jeder solcher Faden entwickelt, wenn er gekrümmt ist, in Folge seiner Spannung Normalkräfte, die den Zuwachs der Kräfte der darauf senkrecht stehenden Gruppe bedingen. Die Spannungen der am Rande auslaufenden Fäden setzen sich zu der daselbst angebrachten äußeren Kraft zusammen. Befinden sich an einem Theil des Randes der Fläche keine äußeren Kräfte, so läuft eine Krafrichtung mit dem Rande parallel, die darauf senkrecht stehende hat die Intensität Null. Stehen die äußeren Kräfte zum Rande senkrecht, so steht auch eine Krafrichtung zum Rande senkrecht, die diesen äußeren Kräften allein das Gleichgewicht hält. Stehen die äußeren Kräfte geneigt gegen den Rand (Druck mit Reibung), so laufen auch beide Krafrichtungen schräg gegen den Rand aus, und es ist die eine eine Zugkraft, die andere eine Druckkraft. Sind die äußeren Kräfte um eine symmetrische Fläche symmetrisch vertheilt, so sind es auch die elastischen

Bewegungen, und die Richtungen der beiden elastischen Hauptkräfte bilden symmetrische Liniengruppen. Eine kreisförmige Ebene, welche am Rande durch gleich große Normalkräfte gedrückt wird, bleibt kreisförmig, und die Richtungen der elastischen Hauptkräfte sind radial und concentrisch kreisförmig. Ebenso liegen auch die elastischen Hauptkräfte bei Kuppelflächen, wenn sämtliche Kräfte symmetrisch um die Centralaxe angebracht sind, in Richtungen, die die Centralaxe schneiden, und senkrecht darauf in Parallelkreisen.

Zwischen den homogenen und den gegliederten Constructionssystemen findet offenbar ein Zusammenhang statt, und zwar der Art, daß bei den gegliederten Systemen die einzelnen Constructionstheile im Wesentlichen diejenige Richtung verfolgen müssen, welche bei den homogenen Systemen die elastischen Hauptkräfte verfolgen. So liegen z. B. in der Mitte der Blechwand eines geraden Blechbalkens die elastischen Hauptkräfte unter 45 Grad gegen die neutrale Axe, und sind gleich und entgegengesetzt. Man könnte wohl daraus folgern, daß bei einem vortheilhaft construirten Gitterbalken die Gitterstäbe unter 45 Grad gegen die centrale Axe liegen müssen und dann gleich aber entgegengesetzt beansprucht werden, was anderweit schon bekannt ist.

In derselben Weise kann man schließen, daß bei einer gegliederten Kuppelconstruction die Hauptconstructionstheile nach den Meridianen und Parallelkreisen angeordnet werden müssen, wenn alle Kräfte um den Pol symmetrisch vertheilt sind.

Bei unsymmetrisch vertheilten Belastungen werden die Hauptkräfte in einer solchen Construction dagegen mit den Hauptconstructionstheilen spitze Winkel machen und Verschiebungen veranlassen, denen durch Constructionstheile zweiter Ordnung (Kreuzbänder in jedem Viereck) entgegenzuwirken ist. Außerdem ist zu beachten, daß gegliederte Constructionssysteme nur in ihren Knotenpunkten Lasten tragen dürfen, und daß, wenn anderweit Lasten unterstützt werden müssen, noch Constructionstheile dritter Ordnung erforderlich werden, die den Zweck haben, diese Lasten aufzunehmen und auf die Knotenpunkte zu übertragen. Eine Combination dieser drei Arten der Constructionstheile ist nicht ausgeschlossen.

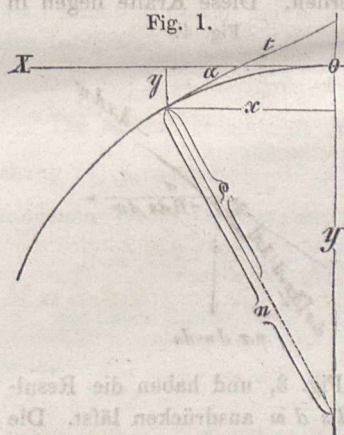
Nach diesen Gesichtspunkten sind die nachstehend beschriebenen Kuppelconstructionen entworfen worden.

Die vorangestellte Theorie der Kuppelflächen bestimmt die Größen der Hauptkräfte im homogenen System bei symmetrischer Belastung, und zeigt die Abhängigkeit dieser Hauptkräfte von der Form der die Kuppel erzeugenden Curve.

### 1. Theorie der Kuppelflächen.

#### § 1. Allgemeine Gleichgewichtsbedingungen.

Unter Kuppelfläche wird hier eine Rotationsfläche verstanden, welche durch eine ebene Curve (Fig. 1) erzeugt wird, indem man deren Ebene um die vertikal gestellte Ordinate  $Y$  dreht, und welche pro Flächeneinheit ein Gewicht  $p$  incl. Belastung besitzt, und elastisch ist. Das Gleichgewicht dieser Fläche wird mit dem Gleichgewicht einer Schale von geringer Dicke und derselben Form (Kuppel) übereinstimmen, sobald man annehmen kann, daß nach der Dicke die elastischen Kräfte gleichmäßig vertheilt sind, oder auch, wenn die durch die Formveränderung erzeug-



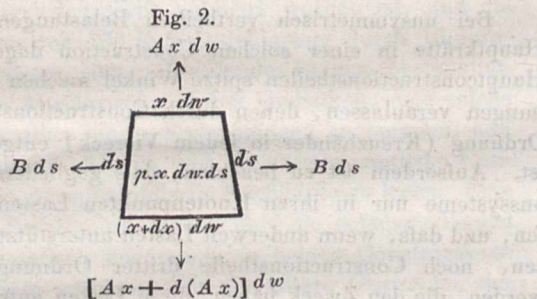
ten Biegemomente irgend eines schmalen Streifens der Kuppel als klein gegen die Hauptkräfte aufser Betrachtung gelassen werden können.

Der Anfangspunkt der Coordinaten liegt im Pol der Kuppelfläche, die Curve  $y = f(x)$  bildet die Meridiane derselben, und jeder Punkt der Curve beschreibt bei Drehung der Querschnitts-Ebene um den Winkel  $\omega$  den Bogen eines Parallelkreises. Die Schwerkraft  $p$  wirkt parallel mit  $y$  nach unten, und soll in Bezug auf  $\omega$  constant angenommen werden, so dass sich die Last über jeden Parallelkreis gleichförmig vertheilt.

Die Fläche wird durch eine horizontale Ebene  $y = h$  geschnitten, der untere Theil beseitigt gedacht, und werden an dessen Stelle am untern Rande der Kuppelfläche äussere Kräfte so angebracht, dass das ursprüngliche Gleichgewicht wieder hergestellt wird.

Es sei nun in irgend einem Punkte der Kuppelfläche die elastische Kraft nach der Richtung des Meridians pro Längeneinheit des Parallelkreises daselbst mit  $A$ , die elastische Kraft nach der Richtung des Parallelkreises pro Längeneinheit des Meridians mit  $B$  bezeichnet. Wegen der Symmetrie der Form und der Belastung um den Pol existiren andere elastische Kräfte nicht.

Man betrachte nun das Gleichgewicht eines Flächenelementes, welches durch 2 aufeinanderfolgende Meridiane und 2 aufeinanderfolgende Parallelkreise begrenzt wird. (Fig 2.)

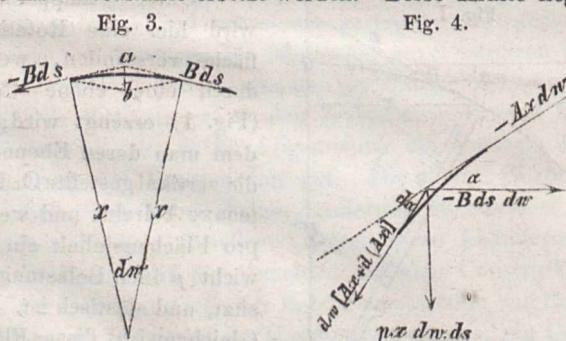


Die 4 Seiten des Elementes haben die Längen  $x d\omega$ ;  $ds$ ;  $(x + dx) d\omega$ ;  $ds$ .

Die 5 Kräfte, welche auf das Element wirken, ziehend positiv genommen, sind

- 1)  $-Ax d\omega$  auf die Seite  $x d\omega$ ,
- 2)  $-B ds$  auf die Seite  $ds$ ,
- 3)  $[Ax + d(Ax)] d\omega$  auf die Seite  $(x + dx) d\omega$ ,
- 4)  $B ds$  auf die andere Seite  $ds$ ,
- 5)  $px d\omega ds$  die Schwerkraft im Mittelpunkt parallel  $y$ .

Um die Bedingungen des Gleichgewichts von Kräften in der Ebene anwenden zu können, sollen die Kräfte 2) und 4) durch ihre Resultante ersetzt werden. Diese Kräfte liegen in



der Ebene des Parallelkreises Fig. 3, und haben die Resultante  $ab$ , die sich durch  $-B ds d\omega$  ausdrücken lässt. Die Kräfte 1, 3, und 5, liegen mit dieser Kraft  $-B ds d\omega$  in der Ebene des Meridians.

Fig. 4 stellt diese Kräfte dar. Die erste Bedingung des

Gleichgewichts erfordert die Summe der horizontalen Componenten gleich Null, mithin ist:

$$-Ax d\omega \cos \alpha + [Ax + d(Ax)] d\omega \cos(\alpha + d\alpha) - B ds \cdot d\omega = 0,$$

$$\text{oder, da } \cos(\alpha + d\alpha) = \cos \alpha + d \cos \alpha \text{ ist,}$$

$$Ax \cdot d \cos \alpha + \cos \alpha d(Ax) + d(Ax) d \cos \alpha - B ds = 0.$$

Da das dritte Glied verschwindend klein ist gegen die übrigen, und die ersten beiden sich zusammenziehen lassen, so vereinfacht sich die erste Bedingungsgleichung des Gleichgewichts in:

$$d(Ax \cdot \cos \alpha) - B ds = 0. \tag{1}$$

Nach der zweiten Bedingung des Gleichgewichts ist die Summe der vertikalen Componenten gleich Null zu setzen:

$$-Ax \cdot d\omega \sin \alpha + [Ax + d(Ax)] d\omega [\sin \alpha + d \sin \alpha] + px d\omega ds = 0,$$

woraus sich durch eine ähnliche Reduction ergibt

$$d(Ax \sin \alpha) + px ds = 0. \tag{2}$$

Ein anderes Paar Gleichungen, die so wie diese das Gleichgewicht vollständig bedingen, erhält man, wenn man die obigen Kräfte auf die Normale und die Tangente der Meridiancurve projectirt, und die Summe der Componenten in diesen Richtungen je gleich Null setzt.

Die Projection auf die Tangente ergibt:

$$-Ax d\omega + [Ax + d(Ax)] d\omega - B ds d\omega \cos \alpha + px d\omega ds \sin \alpha = 0,$$

oder reducirt:  $d(Ax) - B ds \cos \alpha + px ds \sin \alpha = 0.$

Berücksichtigt man, dass  $d(Ax) = x \cdot dA + A \cdot dx$ , und  $\frac{x}{\cos \alpha} = \frac{xd s}{dx} = t$  die Länge der Tangente vom Punkte  $x, y$  bis zur Centralaxe  $Y$  ist, so kann man die Gleichung in folgender Form schreiben:

$$p \cdot \sin \alpha + \frac{dA}{ds} + \frac{A - B}{t} = 0. \tag{3}$$

Die Projection auf die Normale ergibt:

$$Ax d\omega \cdot d\alpha + B ds \cdot d\omega \cdot \sin \alpha + px d\omega ds \cos \alpha = 0.$$

Dividirt man durch  $x \cdot d\omega \cdot ds$ , und setzt für  $\frac{ds}{d\alpha}$  den Krümmungsradius  $\rho$ , für  $\frac{x}{\sin \alpha}$  die Länge der Normale zwischen dem Punkte  $x, y$  und der Centralaxe  $Y$ , so erhält man die andere Bedingungsgleichung in der Form:

$$p \cos \alpha + \frac{A}{\rho} + \frac{B}{n} = 0. \tag{4}$$

Aus den Gleichungen (1) und (2) erhält man durch Integration die folgenden beiden:

$$Ax \cos \alpha = \int B ds \tag{5}$$

$$Ax \sin \alpha = - \int px ds \tag{6}$$

Multiplicirt man diese Gleichungen mit  $2\pi$  und schreibt sie so:

$$2x\pi A \cos \alpha = \int \frac{B ds}{x} \cdot 2\pi x$$

$$2x\pi A \sin \alpha = \int p ds \cdot 2\pi x$$

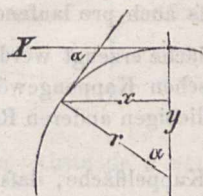
so lässt sich daraus folgende Anschauung gewinnen: Am Rande einer horizontal abgeschnittenen Kuppelfläche ist die Summe der für das Gleichgewicht anzubringenden horizontalen Centralkräfte gleich der central nach auswärts gerichteten Reaction sämmtlicher Kuppelringe, und die Summe der am Rande anzubringenden Vertikalkräfte gleich dem Gewicht der Kuppel.

In Bezug auf die am Rande anzubringenden Kräfte ist

zu bemerken, daß dieselben den Bewegungen des letzten Kuppelringes nicht hinderlich sein dürfen, sondern folgen müssen.

§. 2. Gleichgewicht der Kugelfläche.

Fig. 5.



Ist die die Kuppel erzeugende Linie ein Kreisbogen, dessen Radius  $r$  ist (Fig. 5), so ist  $x = r \sin \alpha$ ,  $s = r \alpha$  und Gleichung (6) wird

$$Ar \sin^2 \alpha = -pr^2 \int_0^\alpha \sin a da \text{ oder}$$

$$A = pr \frac{1 - \cos \alpha}{\sin^2 \alpha} = -\frac{pr}{1 + \cos \alpha} \quad (7)$$

wobei  $p$ , das Gewicht pro Flächeneinheit, constant angenommen worden ist.

Setzt man diesen Werth in Gleichung (4) ein, und berücksichtigt, daß  $n = \rho = r$  ist, so erhält man

$$B = -pr \cos \alpha - A = pr \left( \frac{1}{1 + \cos \alpha} - \cos \alpha \right) \quad (8)$$

Der Werth von  $A$  ist immer negativ, daher findet in der Richtung der Meridiane nie Druck statt. Im Pol ist dieser Druck  $A = -\frac{1}{2}pr = B$  nach allen Richtungen gleich groß, und halb so groß, als bei einem flachen Tonnengewölbe unter denselben Belastungs- und Krümmungs-Verhältnissen. Mit wachsendem  $\alpha$  nimmt der Druck  $A$  zu und ist am Aequator  $A = -pr$  senkrecht nach unten gerichtet. Man hat daher mit Rücksicht auf  $A$  nur nöthig, die Halbkugel vertikal zu stützen.

$B$  ist am Pol gleich  $A$ , also findet auch dort in der Richtung der Parallelkreise ein Druck  $-\frac{1}{2}pr$  statt. Mit wachsendem  $\alpha$  nimmt  $B$  ab, geht durch Null und ist am Aequator  $B = -A = pr$  eine Zugkraft, dem Druck  $A$  an Werth gleich pro Querschnittseinheit.

Der Punkt, in welchem  $B$  aus Druck in Zug stetig übergehend Null wird, wird aus Gleichung (8) gefunden, indem man  $B = 0$  setzt; man erhält daraus die Bedingung:

$$\frac{1}{1 + \cos \alpha} = \cos \alpha \text{ oder } \cos^2 \alpha + \cos \alpha = 1.$$

Diese Gleichung giebt die Werthe

$$\cos \alpha = -\frac{1}{2} + \sqrt{\frac{3}{4}} = 0,618$$

$$\sin \alpha = \frac{x}{r} = 0,786$$

$$\alpha = 51^\circ 50'.$$

Wird  $\alpha$  größer als  $90^\circ$ , so wachsen  $A$  und  $B$  in entgegengesetztem Sinne und werden beide für  $\alpha = 180^\circ$  unendlich groß.

Für eine horizontal begrenzte Kugelpuppel sind am Rande nur die Kräfte  $A$  nach Richtung und Intensität anzubringen. Dieselben haben vertikale Componenten gleich dem Gewichte der Kuppel, die sich beim Aufstellen auf eine horizontale Fläche durch deren Reaction von selbst erzeugen, und, wenn die Kuppel keine Halbkugel ist, auch horizontale Componenten  $A \cos \alpha$ , die durch eine besondere Construction stets zu beschaffen sind. Diese Construction besteht gewöhnlich aus einem Ringe vom Durchmesser der Kuppel  $2a$ , der bei einem radialen Druck  $A \cos \alpha$  eine tangentielle Zugkraft  $aA \cos \alpha$  erzeugen können, oder auch durch Anbringung von Widerlagspeilern, die den horizontalen Druck  $A \cos \alpha$  pro Fuß Kuppelrand erzeugen.

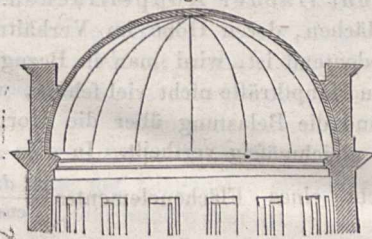
Es sei z. B. eine gemauerte Kuppel  $\delta$  Fuß dick, so ist  $p = \delta$  Centner.

Ist  $k$  die Bezeichnung des zulässigen Drucks oder Zuges

pro Quadratfuß Mauerwerk in Centnern, so ist  $B = k\delta$ ;  $A = k\delta$ . Im Scheitel hat man  $A = B = \frac{1}{2}pr$ , also  $k\delta = \frac{1}{2}pr$  oder  $k = \frac{r}{2}$ , d. h. der Druck in der Nähe des Pols pro Quadratfuß ist unabhängig von der Dicke der Kuppel, wofür keine Last auf der Kuppel liegt. Für  $r = 25$  Fuß ist  $k = 12\frac{1}{2}$  Centner pro Quadratfuß für jede Kuppeldicke.

Ist die Kuppel halbkugelig, so ist am Aequator  $A = pr$  oder  $k\delta = \delta r$ , mithin  $k = r = 25$  Centner pro Quadratfuß Zug nach der Richtung des untern Ringes und Druck auf das Auflager bei 50 Fuß weiter Kuppel. Ist der Zug von 25 Centner pro Quadratfuß für Mauerwerk zu groß, so kann man ihn durch Vermehrung des Querschnittes verringern, es

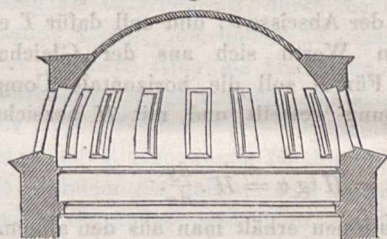
Fig. 6.



mufs indessen die hinzugefügte Masse auf den Mauern senkrecht und direct unterstützt werden. Es entsteht so die Anordnung eines cylindrischen Ringes, wie Fig. 6 im Querschnitt angeht.

Will man im untern Theile der Kuppel Fenster anlegen, so muß der Kuppeltheil über den Fenstern für sich als Flachkuppel construiert werden und seinen Widerlagerring erhalten, ein zweiter Ring ist unterhalb der Fensterreihe anzulegen und die Fensterzone als gegliedertes System zu berechnen.

Fig. 7.



(Fig. 7)

Befindet sich eine Laternenöffnung im Scheitel der Kuppel, deren Radius dem Mittelpunktswinkel  $\alpha_0$  entspricht, und ist der Rand dieser Oeffnung mit  $q$  pro laufenden Fuß belastet, so erhält man für diesen Fall die elastischen Hauptkräfte durch Integration zwischen den Grenzen  $\alpha_0$  und  $\alpha$ .

Aus Gleichung (2) folgt demnach

$$Ax \sin \alpha - A_0 x_0 \sin \alpha_0 + \int_{\alpha_0}^{\alpha} px ds = 0,$$

in welcher Gleichung  $A_0$  der ersten Hauptkraft an der Laternenöffnung entspricht, und  $A_0 x_0 \sin \alpha_0$  die Belastung des Randes, über einen Bogen  $x_0$  vertheilt, also gleich  $qx_0$  ist. Man erhält demnach durch Substitution von  $q$  und Lösung des Integrals

$$A = -\frac{qx_0}{r \sin^2 \alpha} + pr \frac{\cos \alpha - \cos \alpha_0}{\sin^2 \alpha} \quad (9)$$

Die andere Hauptkraft  $B$  findet man leicht aus Gleichung (4)  $p \cos \alpha + \frac{A+B}{r} = 0$ , indem man für  $A$  den gefundenen Werth einsetzt, zu:

$$B = -\frac{qx_0}{r \sin^2 \alpha} - pr \left( \frac{\cos \alpha - \cos \alpha_0}{\sin^2 \alpha} + \cos \alpha \right) \quad (10)$$

Am obern Rande, für  $\alpha = \alpha_0$ , ist demnach  $A_0 = -\frac{q}{\sin \alpha_0}$ ;

$B_0 = \frac{q}{\sin \alpha_0} - pr \cos \alpha_0$ ; am Aequator dagegen für  $\alpha = \frac{\pi}{2}$

$$A_{\frac{\pi}{2}} = -\frac{qx_0}{r} - pr \cos \alpha_0,$$

$$B_{\frac{\pi}{2}} = \frac{qx_0}{r} + pr \cos \alpha_0.$$

(Ist bei Anordnung einer Lichtöffnung eine Belastung des Randes derselben nicht vorhanden, so ist  $q=0$  zu setzen und man hat:  $A_0=0$ ;  $B_0=-pr \cos \alpha_0$ ;  $A_{\frac{\pi}{2}}=-pr \cos \alpha_0$ ;  $B_{\frac{\pi}{2}}=pr \cos \alpha_0$ .)

Bei belastetem Rande der Lichtöffnung hat man stets in dieselbe einen besondern Ring einzusetzen, der die Last aufnimmt und den Druck nach der Richtung der Kuppelfläche erzeugt. Der radiale Widerstand dieses Ringes bildet mit  $q$  die Resultante  $A_0$  in der Richtung  $\alpha_0$  und ist daher  $A_0 \cos \alpha_0$  oder  $\frac{q}{\operatorname{tg} \alpha_0}$ . Seine tangentielle Pressung ist demnach  $A_0 \cos \alpha_0 x_0$  oder  $\frac{qx_0}{\operatorname{tg} \alpha_0}$ .

### §. 3. Gleichgewicht flacher Kuppelflächen.

Bei flachen Kuppelflächen, deren Höhe im Verhältnisse zur Spannweite nicht bedeutend ist, wird man in Bezug auf die Gröfse der elastischen Hauptkräfte nicht viel fehlen, wenn man das Eigengewicht und die Belastung über die Horizontalprojection der Kuppel gleichmäfsig vertheilt. In dem Ausdrucke für das Gewicht eines Flächenelementes  $\frac{px \, dx \, d\omega}{\cos \alpha}$  wird dann  $\frac{p}{\cos \alpha}$  constant angenommen und dafür  $p$  gesetzt, oder man kann auch im Allgemeinen  $ds$  in  $dx$  umändern, und für die elastischen Hauptkräfte andere Bezeichnungen einführen.  $B$  wirkt dann nicht mehr auf die Bogeneinheit, sondern auf die Einheit der Abscisse  $x$ , und soll dafür  $T$  eingeführt werden, dessen Werth sich aus der Gleichung  $Bds = Tdx$  bestimmt. Für  $A$  soll die horizontale Componente  $A \cos \alpha$  in Rechnung gestellt und mit  $H$  bezeichnet werden.

Es ist dann  $A \sin \alpha = H \operatorname{tg} \alpha = H \cdot \frac{dy}{dx}$ .

Nach diesen Substitutionen erhält man aus den allgemeinen Gleichungen (1) und (2) durch Integration

$$H = \frac{1}{x} \int T dx \quad (11)$$

$$H \frac{dy}{dx} = -\frac{1}{x} \int p x \, dx = -\frac{px}{2}. \quad (12)$$

Ist die erzeugende Curve eine gemeine Parabel von der Form  $y = \frac{hx^2}{r^2}$ , worin  $h$  die Pfeilhöhe und  $2r$  die Spannweite bezeichnet, und man substituirt für  $\frac{dy}{dx}$  den Werth  $\frac{2hx}{r^2}$  in Gleichung (12), so ergibt sich

$$H = -\frac{pr^2}{4h}$$

als constanten Horizontaldruck für die ganze Kuppel. (Derselbe ist halb so groß, als der Horizontaldruck in einem parabolischen Bogen von der Form des Kuppelquerschnitts und dem Gewichte  $p$  pro laufenden Fuß der Projection.)

Da  $H$  constant ist, so ergibt Gleichung (11) durch Differentiation

$$T = H = -\frac{pr^2}{4h}$$

Es existirt also in der parabolischen Kuppel auch noch ein ringförmiger Druck von derselben Gröfse, und es ist daraus zu schliessen, daß in der parabolischen Kuppelfläche das Material nach allen Richtungen gleich stark gedrückt wird, und dieser Druck auf den laufenden Fuß  $\frac{pr^2}{4h}$  beträgt.

In einer gemauerten Kuppel von 100 Fuß Durchmesser und  $\frac{1}{6}$  Pfeilhöhe bei 1 Fuß Stärke und 1 Centner Gewicht

pro Quadratfuß würde dieser Druck  $\frac{1 \cdot 50 \cdot 50 \cdot 3}{4 \cdot 50} = 37\frac{1}{2}$  Centner pro Quadratfuß betragen, und wären die Widerlager so einzurichten, daß sie diesen Druck pro laufenden Fuß des äußern Kuppelrandes erzeugen.

Bestimmt man die Parabel nicht aus dem Pfeilverhältniß, sondern aus dem Krümmungsradius  $\rho_0$  im Scheitel, so ist  $y = \frac{x^2}{2\rho_0}$  und  $H = T = \frac{p\rho_0}{2}$ . Dieser Druck muß auch pro laufenden Fuß Widerlager normal zur Widerlagerfläche erzeugt werden, wenn die Kuppel nach Art der böhmischen Kappengewölbe in die Mauern eines viereckigen oder beliebigen anderen Raumes eingespannt wird.

Stellt man die Bedingung für eine Kuppelfläche, daß in allen Punkten derselben die nach Richtung der Parallelkreise wirkenden elastischen Hauptkräfte Null seien, daß man also auch im Stande wäre, die Kuppel in einzelne durch radiale Schnitte von einander isolirte Theile zu zerlegen, ohne ihre Stabilität für die gleichförmig vertheilte Belastung zu beeinträchtigen, so geben die Gleichungen (11) und (12) die dieser Bedingung entsprechende Curve des Centralschnittes. Setzt man nämlich in (11)  $T=0$ , so ergibt die Integration  $Hx = \text{Const.}$ ;  $H = \frac{C}{x}$ , und demnach Gleichung (12)

$$C \frac{dy}{dx} = -\frac{px^2}{2}; \quad y = \frac{px^3}{6C}.$$

Die Constante  $C$  bestimmt sich aus dem Pfeilverhältniß der Kuppel. Ist der Durchmesser des Raumes  $2r$ , die Kuppelhöhe  $h$ , so hat man  $C = \frac{pr^3}{6h}$  und  $y = \frac{x^3 h}{r^3}$ .

Die Curve ist also eine cubische Parabel.

Die einzige radial wirkende elastische Hauptkraft ist  $H = \frac{C}{x} = \frac{pr^3}{6hx}$ , und nimmt dieselbe ab mit der Entfernung von der Centralaxe. Im Pol ist  $H$  unendlich groß. Es kann also die Bedingung  $T=0$  nicht bis zum Pole durchgeführt werden, und muß in der Nähe desselben entweder eine Lichtöffnung mit belastetem Ringe angeordnet werden, oder es wird der mittlere Theil als gewöhnliche parabolische Kuppel ausgeführt. Dieser Theil wird dann einen festen runden Körper bilden, gegen welchen die radial geschnittenen Theile der Kuppel sich stemmen.

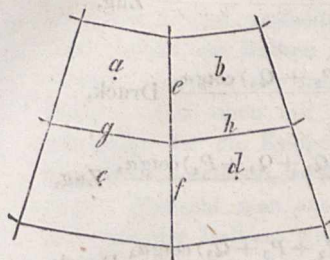
Der Querschnitt eines solchen Kreisabschnittes ist  $\frac{x}{r}$  in der Entfernung  $x$  vom Centrum, wenn er in der Entfernung  $r$  1 Quadratfuß beträgt. Der Druck auf denselben ist  $\frac{Hx}{r} = \frac{pr^2}{6h}$ , mithin constant.

Diese letztere Eigenschaft macht die Kuppelfläche nach der cubischen Parabel besonders brauchbar für gegliederte Systeme bei Eisenconstruction.

### §. 4. Construction gegliederter Kuppelsysteme.

Bei gegliedertem Constructionssysteme besteht die Kuppel aus einzelnen elastischen Stäben, die nach den Richtungen der elastischen Hauptkräfte für gleichförmig vertheilte Last angeordnet werden. Es liegen diese Stäbe nach Richtung der Meridiane (Sparren) und senkrecht darauf nach Richtung der Parallelkreise (Ringe). Wenn dabei die Belastung über die durch Zwischenconstructionen hergestellte Kuppelfläche gleichmäfsig vertheilt ist, und die Zwischenconstruction die Last nur auf die Knotenpunkte der Construction überträgt, wobei dann Sparren und Ringe als Polygone anzuordnen sind, so findet man die Widerstände in einem Sparren oder Ringtheil annäherungsweise, wenn man die der homogenen Kuppelfläche entsprechenden Hauptkräfte mit der mittleren Entfernung der Constructionstheile an dem betreffenden Stabe mul-

Fig. 8.



tiplicirt. Sei z. B. Fig. 8 ein Theil einer solchen Construction, und die Hauptkräfte seien bei  $e$  und  $f$  resp.  $A_1$  und  $A_2$ , so ist der Druck in den Sparren daselbst  $A_1 \cdot ab$  und  $A_2 \cdot cd$ ; ist die Hauptkraft bei  $g$  und  $h$ ,  $B$ , so ist die Ringspannung  $B \cdot ac$  anzunehmen. Wird die Polygoneite des größten Ringes (Mauerring) mit  $s$ , dessen Radius mit  $r$  bezeichnet, so ist die Entfernung  $ab$

im Abstände  $x$  von der Centralaxe  $s \frac{x}{r}$ , und der Sparrendruck ist  $\frac{A \cdot s \cdot x}{r}$ , seine horizontale Componente aber  $\frac{A \cdot s \cdot x}{r} \cos \alpha$  oder nach §. 3  $\frac{Hx}{r} \cdot s$ , welcher Ausdruck mit  $D \cdot \cos \alpha$  bezeichnet werden soll. Ist die Kuppel nach einer cubischen Parabel construirt, so hat man, wie oben berechnet ist,

$$D \cos \alpha = \frac{pr^2}{6h} s \text{ constant.}$$

Diese Anordnung eignet sich mithin besonders für Eisenconstruction, da es bequem ist, in der ganzen Sparrenlänge einen ziemlich constanten Querschnitt anzuordnen. Die Spannung der Ringe ist Null.

Bei der Kuppel mit gemein-parabolischem Querschnitt ist  $H = -\frac{pr^2}{4h}$  und daher

$$D \cos \alpha = \frac{prx}{4h} s.$$

Der Materialaufwand ist proportional dem mittleren Querschnitt, also in Bezug auf die Sparren nur  $\frac{pr^2}{8h} s$  oder  $\frac{3}{4}$  von dem der cubischen Parabel. Dagegen tritt hier ein Ringdruck hinzu  $B = \frac{pr^2}{4h}$ , der für die ganze Kuppel  $Br = \frac{pr^3}{4h}$  beträgt.

Zur Vergleichung des Materialaufwandes beider Kuppelarten wäre noch der Mauerring, der das Widerlager bildet, zu berücksichtigen. Seine Spannung ist im ersten Falle  $T = rH = \frac{pr^3}{6h}$ , im zweiten Falle  $T = rH = \frac{pr^3}{4h}$ .

Hiernach erhält man durch Multiplication mit den betreffenden Längen den Materialaufwand für die cubisch-parabolische Kuppel

$$M_1 = \frac{pr^2}{6h} \cdot r \cdot 2r\pi + 0 + \frac{pr^3}{6h} \cdot 2r\pi = \frac{2}{3} pr^4 \pi$$

und für die gemein-parabolische Kuppel

$$M_2 = \frac{pr^2}{8h} \cdot r \cdot 2r\pi + \frac{pr^3}{4h} \cdot \frac{2r\pi}{2} + \frac{pr^3}{4h} \cdot 2r\pi = pr^4 \pi.$$

Es ist mithin die erstere Construction theoretisch schon im Verhältniß von 2:3 leichter herzustellen, und ist deshalb dieselbe für die Ausführungen gewählt worden. —

Bei den bisherigen Betrachtungen ist die ungleichförmige Belastung nicht berücksichtigt worden, da durch diese die Berechnungen sehr complicirt werden, indem die elastischen Verschiebungen der einzelnen Punkte in dieselben eintreten müssen. Für die Praxis kann man indessen die Kenntniss der Grenzen der Aenderung der Spannungen nicht entbehren, und sind dieselben deshalb durch die nachstehenden einfachen Anschauungen, wenn auch vielleicht etwas zu weit, bestimmt worden.

So lange die ungleichförmige Belastung nur in der Richtung des Radius verschieden ist, über jeden Ring aber gleich-

förmig vertheilt bleibt, hat sie nur Einfluß auf die Ringspannungen, ohne eine Verschiebung der Vierecke zu intendiren. Sind gewisse Kuppelausschnitte belastet, andere leer, so tritt eine Verschiebung der Vierecke ein, indem die elastischen Hauptkräfte nicht mehr nach der Richtung der Meridiane gehen, sondern mit denselben spitze Winkel bilden. Zur Verhinderung dieser Verschiebung sind Diagonalen in den Vierecken anzuordnen, und zwar je 2, wenn dieselben nur auf Zug in Anspruch genommen werden sollen. Für die Grenzen der Spannungen sind folgende Annahmen gemacht:

1) Die Sparren sind im Maximo des Drucks, wenn die ganze Kuppel im Maximo belastet ist.

2) Ein Ring ist im Maximo des Zuges oder Minimo des Drucks, wenn der innerhalb desselben befindliche Kuppeltheil im Maximo belastet ist, der Ring selbst mit seiner Zone dagegen unbelastet bleibt. Bei entgegengesetzter Belastungsweise treten die entgegengesetzten Grenzen ein.

3) Die Diagonalen zwischen 2 Sparren sind im Maximo des Zuges, wenn die halbe Kuppel auf einer Seite des durch die Mitte der Diagonalen gehenden Durchmessers im Maximo belastet, die andere leer ist.

Die Grenzen der ad 2 aufgeführten Ringspannungen können in folgender Weise einfach ermittelt werden: Man zerlege die Kuppel in 2 gleichförmig belastete Kuppeln, die eine außerhalb des Ringes, mit Laternenöffnung, in welcher der Ring als Laternenring, durch die innere Kuppel vertikal belastet, auftritt, die andere innerhalb des Ringes, in welcher der fragliche Ring als Mauerring auftritt. Da in jeder die betreffende Ringspannung einmal als Druck, das anderemal als Zug gefunden werden kann, so giebt die Differenz die Maximal-Ringspannung für die einheitliche Kuppel, und zwar, je nachdem die äußere oder innere Kuppel belastet gedacht wird, die andere leer bleibt, erhält man das Maximum oder Minimum der Spannung. Es leuchtet ein, daß bei der Wahl der cubischen Parabel als Kuppelquerschnitt, welche bei gleichförmiger Belastung die Ringspannung Null ergibt, die Grenzen abwechselnd Zug- und Druckspannungen sein werden.

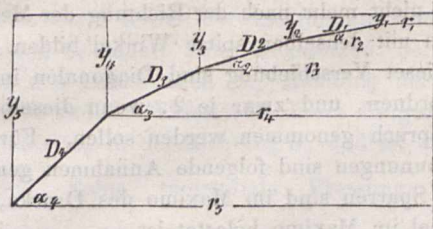
Bei Berechnung der Diagonalen ist zu erwägen, daß neben dem Durchmesser, welcher die Belastung begrenzt, ein belasteter und ein unbelasteter Sparren liegt, und daß die Spannungen beider, wenn sie in 2 verschiedenen gleichförmig belasteten Kuppeln gelegen wären, sich wie die Belastungen  $p$  und  $q$  pro Quadratfuß verhalten würden. Nimmt man an, daß durch die Diagonalen die ganze Spannungsdifferenz übertragen wird, so ist diese Annahme jedenfalls zu groß, wenn aber die Diagonalen derselben widerstehen können, so sind sie als ausreichend stark zu erachten.

Bei der Construction gegliederter Systeme ist es nun zweckmäßig, die einzelnen Constructionstheile von möglichst großem Querschnitt anzuordnen, da bei geringen Querschnitten ein größerer Aufwand für Nietlöcher, Aussteifungen und Verbindungsstücke erforderlich ist. Man erreicht diese großen Querschnitte, wenn man so wenig Sparren anordnet, als es die Zwischenconstruction (Fetten etc.) zur Uebertragung der Last auf die Dachfläche nur gestattet, ohne schwer oder complicirt zu werden. Die Zahl der Ringe reducirt sich dabei gewöhnlich auf eine geringe Zahl, da die Vierecke zwischen Sparren und Ringen wegen der Stärke der Diagonalen nicht zu unregelmäßig werden dürfen. Wie die weiter unten beschriebenen Constructionen zeigen werden, reichen 16 bis 24 Sparren und 4 bis 6 Ringe incl. Laternen- und Mauerring für die gewöhnlichen Fälle vollkommen aus. Bei dieser Anordnung weichen die Curven von den Polygonen schon bedeutend ab, und es ist dann einfacher, sich einer elementaren,

für diese Constructionen genaueren Berechnungsweise zu bedienen.

Die elementare Berechnungsweise ist die folgende:

Fig. 9.



Es habe eine Kuppelconstruction  $n$  Sparren und 5 Ringe mit den Radien  $r_1, r_2, r_3, r_4$  und  $r_5$ . Der erste Ring begrenzt die Lichtöffnung und nimmt den Sparrendruck auf, der letzte ist Mauerring und schafft das Widerlager für die Sparren. Die Radien dieser Ringe sind zugleich die Abscissen für die Eckpunkte des Sparrenpolygons, die dazu gehörigen Ordinaten seien  $y_1, y_2 \dots y_5$ , die Neigungswinkel der Theile  $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$  (Fig. 9). Durch die Zwischenconstruction überträgt sich auf jeden Knotenpunkt die Hälfte der Last der anschließenden Sparrentheile, und es hat somit jeder Ring eine Zone, die ihn belastet. Die Gewichte dieser Zonen im unbelasteten Zustande seien  $P_1, P_2, P_3, P_4$ . Die Zone  $P_5$  kommt nicht in Rechnung, da sie direct von der Mauer getragen wird. Die Zone  $P_1$  enthält das Gewicht der Laterne. Im Maximo der Belastung seien diese Gewichte  $Q_1, Q_2, Q_3, Q_4$ . Die Pressungen in den Polygonseiten einer der  $n$  Sparren seien  $D_1, D_2, D_3, D_4$ . Es ist nun die vertikale Componente der Kräfte in einem Sparrentheile gleich dem Gewichte der darüber liegenden Construction.

$$\begin{aligned} nD_1 \sin \alpha_1 &= Q_1 \\ nD_2 \sin \alpha_2 &= Q_1 + Q_2 \\ nD_3 \sin \alpha_3 &= Q_1 + Q_2 + Q_3 \\ nD_4 \sin \alpha_4 &= Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 \end{aligned}$$

die Gleichungen zur Berechnung von  $D$ .

Nennt man die Spannungen der Ringe  $T_1, T_2, T_3, T_4, T_5$ , so hat man als Resultante der Spannungen zweier Seiten des Mauerringes oder Laternenringes den Horizontaldruck des betreffenden Sparrentheils. Demnach sind

$$\begin{aligned} 2T_5 \sin \frac{\pi}{n} &= D_4 \cos \alpha_4 \text{ Zug} \\ 2T_1 \sin \frac{\pi}{n} &= D_1 \cos \alpha_1 \text{ Druck} \end{aligned}$$

die Gleichungen für die Spannungen der Grenzringe, die ihr Maximum bei totaler Belastung erreichen. Betrachtet man den Ring  $r_2$  als Mauerring der inneren belasteten Kuppel, so ist seine Spannung

$$t'_2 = \frac{D_1 \cos \alpha_1}{2 \sin \frac{\pi}{n}} = \frac{Q_1 \cotg \alpha_1}{2n \sin \frac{\pi}{n}} \text{ Zug.}$$

Als Laternenring der äußeren unbelasteten Kuppel betrachtet, ist die Spannung

$$t''_2 = \frac{D_2 \cos \alpha_2}{2 \sin \frac{\pi}{n}} = \frac{(Q_1 + P_2) \cotg \alpha_2}{2n \sin \frac{\pi}{n}} \text{ Druck,}$$

mithin ist

$$T_2 = t'_2 - t''_2 = \frac{Q_1 \cotg \alpha_1 - (Q_1 + P_2) \cotg \alpha_2}{2n \sin \frac{\pi}{n}} \text{ Zug.}$$

Das Minimum erhält man bei entgegengesetzter Belastungsweise:

$$T_2 = \frac{P_1 \cotg \alpha_1 - (P_1 + Q_2) \cotg \alpha_2}{2n \sin \frac{\pi}{n}} \text{ Druck.}$$

Durch ähnliche Schlüsse findet man

$$T_3 = \frac{(Q_1 + Q_2) \cos \alpha_2 - (Q_1 + Q_2 + P_3) \cotg \alpha_3}{2n \sin \frac{\pi}{n}} \text{ Zug,}$$

$$T_3 = \frac{(P_1 + P_2) \cotg \alpha_2 - (P_1 + P_2 + Q_3) \cotg \alpha_3}{2n \sin \frac{\pi}{n}} \text{ Druck,}$$

$$T_4 = \frac{(Q_1 + Q_2 + Q_3) \cotg \alpha_3 - (Q_1 + Q_2 + Q_3 + P_4) \cotg \alpha_4}{2n \sin \frac{\pi}{n}} \text{ Zug,}$$

$$T_4 = \frac{(P_1 + P_2 + P_3) \cotg \alpha_3 - (P_1 + P_2 + P_3 + Q_4) \cotg \alpha_4}{2n \sin \frac{\pi}{n}} \text{ Druck.}$$

Die vorstehenden Formeln sind auch geeignet, die Form der Sparrencurve zu modificiren. Beabsichtigt man z. B., daß die Sparren nach ihrer Länge überall einen constanten Normaldruck haben, so kann man diesen annehmen und daraus die Neigungswinkel  $\alpha_1, \alpha_2$  etc. bestimmen. Dieselben ergeben sich dann aus den Gleichungen  $\sin \alpha_1 = \frac{Q_1}{nD}$  etc. bis  $\sin \alpha_4 = \frac{Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4}{nD}$ . Oder man könnte verlangen, daß die Ringe die mittlere Spannung Null hätten. Man würde dann  $T_{\max} + T_{\min} = 0$  setzen müssen und daraus  $\cotg \alpha_2 = \cos \alpha_1 \frac{P_1 + Q_1}{P_1 + Q_1 + P_2 + Q_2}$  erhalten, eine Gleichung, welche den folgenden Neigungswinkel aus dem vorhergehenden bestimmt, und so das Sparrenpolygon bildet, wenn man einen der Neigungswinkel annimmt.

Die Maximalspannung in den Diagonalen  $N$  würde man nach Obigem zu groß finden, wenn man  $D_{\min} = \frac{P_1}{n \sin \alpha_1}$  subtrahirt von  $D_{\max} = \frac{Q_1}{n \sin \alpha_1}$  und durch den Cosinus des Winkels zwischen Diagonale und Sparren dividirt, also:

$$N_1 < \frac{Q_1 - P_1}{n \sin \alpha_1 \cos \beta_1}; N_2 < \frac{Q_1 + Q_2 - P_1 - P_2}{n \sin \alpha_2 \cos \beta_2} \text{ etc.}$$

Ringe und Sparren sind zwischen den Knotenpunkten auszusteifen, da sie auf Druck in Anspruch genommen werden. Bei den Ringen geschieht diese Aussteifung durch die hölzernen Fetten, die die Dachschalung tragen, und die, so weit sie neben den Ringen herlaufen, mit denselben verbolzt werden. Die Last der Dachfläche wird durch die Fetten direct auf die Sparren übertragen. Die Fetten liegen auf den Sparren gegen Winkelstützen, sind mit denselben verbolzt, und steifen so die Sparren gleichzeitig gegen Seitenausbiegungen aus. Zur Uebertragung der Last auf die Knotenpunkte der Construction sind mit den Sparren besondere Blech- oder Gitterbalken combinirt, die gleichzeitig die Aussteifung der Sparren in der Vertikal-Ebene bewirken.

Bei dem geringen Druck, welchen die Sparren auch bei den größten Constructionen auszuhalten haben, bestehen dieselben gewöhnlich nur aus 2 Winkeleisen von mäßigen Dimensionen, deren Querschnitt im Maximo mit 100 Ctr. pro □ Zoll belastet wird. Die damit combinirten kleinen Balken bestehen bis zu einer Kuppelweite von 100 Fufs nur aus Blechplatten von  $\frac{1}{4}$  Zoll Stärke und 7 bis 9 Zoll Höhe bei 12 bis 15 Fufs Länge, bei den größten Kuppeln aus Gitterbalken mit Gurtungen aus Doppel-Band- oder Winkel-Eisen. Die Sparren werden mit der obren Gurtung dieser Balken combinirt, und dem entsprechend ihr Querschnitt vermehrt. Der Druck, welcher in den Sparren herrscht, übt nun unter Umständen einen Einfluß auf den Balken aus. Ist der Sparren zwischen den Knotenpunkten der Kuppel geradlinig, so überträgt der Balken allein Eigengewicht und Belastung, der Druck im Sparren mag der Maximal- oder Minimaldruck sein. Ist der Sparren nach der Quer-



schnittcurve der Kuppel gekrümmt, z. B. nach der cubischen Parabel, so überträgt der Sparren allein jede gleichförmig über die ganze Kuppel vertheilte Last, und nur bei ungleichförmiger Last kommt der Balken zur Geltung. Ist die ganze Kuppel belastet, und nur der fragliche Sparrentheil nicht, so wird der Balken nach oben mit der Intensität der Belastung  $q - p$  gebogen. Ist die Kuppel unbelastet, und nur der fragliche Sparrentheil belastet, so findet dieselbe Einbiegung nach unten statt. Wünscht man aus Rücksicht auf eine besondere Construction der Balken, wobei die untere Gurtung nicht gedrückt werden darf, nur eine Einbiegung derselben nach unten, so muß die Krümmung der Sparren zwischen den Knotenpunkten eine geringere sein, im Verhältnisse wie  $q:p$ , oder: der Pfeil  $f$  ist in diesem Verhältnisse zu ermäßigen, da bei demselben Druck im Sparren der Auftrieb oder das Tragvermögen proportional dem Curvenpfeil ist, nach dem Gesetze des parabolischen Bogens;  $D = \frac{pl^2}{8f_1} = \frac{ql^2}{8f}$ , mithin  $f_1 = f \frac{p}{q}$ .

Ist der betreffende Sparrentheil dann allein im Maximo mit  $q$  belastet, die übrige Kuppel im Minimo mit  $p$ , pro Quadratfuß, so hat der Balken eine Belastung von  $q - p \frac{f_1}{f}$  oder  $q \left(1 - \frac{f_1^2}{f^2}\right) = q \left(1 - \frac{p^2}{q^2}\right)$  pro Quadratfuß der auf ihm lastenden Dachfläche zu übertragen.

II. Kuppeldachconstruction von 98 Fufs 6 Zoll Durchmesser über dem Gasbehältergebäude der Imperial-Continental-Gas-Association zu Berlin, Holzmarktstraße 28. Erbaut im Jahre 1863.

§. 1. Statische Berechnung und Construction.

Die Dachconstruction ist auf Blatt 10 im Atlas dargestellt. Das Gebäude hat einen Durchmesser von 96 Fufs 6 Zoll, die lichte Weite der Construction ist zu 98 Fufs 6 Zoll angenommen worden.

Die Construction besteht aus 4 polygonalen Ringen und 24 radialen Sparren.

Der Mittelring hat eine freie Lichtöffnung und trägt eine Laterne.

Die Radien der Ringe sind:  $r_1 = 10$  Fufs,  $r_2 = 25$  Fufs,  $r_3 = 37,7$  Fufs,  $r_4 = 49,25$  Fufs.

12 Sparren sind zwischen dem 1ten und 2ten Ringe in 2 Theile getheilt, so daß der 1ste Ring ein Zwölfeck ist, während die andern Ringe 24ecke sind.

Der Querschnitt der Kuppel ist eine cubische Parabel von der Form  $y = \frac{x^3}{r_4^3}$  für den Scheitel, und  $y = \frac{h(r_4^3 - x^3)}{r_4^3}$  für einen um  $h$  tiefer liegenden Anfangspunkt der Coordinaten.

Die Pfeilhöhe beträgt ungefähr  $\frac{1}{5}$ , daher  $\frac{h}{r_4^3} = 0,0001$ ,  $y_2 = 10,3841$ ,  $y_3 = 6,5876$ ,  $y_4 = 0$ . Der mittlere Theil der Kuppel von 25 Fufs Radius ist als gemeine Parabel gedacht, deren Pfeil bei gemeinsamer Tangente am Uebergangspunkte  $1\frac{1}{2}$  mal so groß ist, daher  $y_1 = 12,352$ .

Hiernach ist  $y_1 - y_2 = 1,969$ , dafür 2 gesetzt,  $y_2 - y_3 = 3,795$ , dafür 3,8 gesetzt,  $y_3 - y_4 = 6,588$ , dafür 6,6 gesetzt.

Unter Berücksichtigung, daß der Außenwinkel der Ringpolygone  $\frac{3}{2} \frac{6}{4} = 15$  Grad, und  $\sin 15^\circ = 0,2588$ ,  $\sin 7\frac{1}{2}^\circ = 0,1305$ , erhält man die Längen der Polygonseiten der 12- und 24-Ecke der Ringe  $s_1 = 5,176$ ;  $s_2 = 6,525$ ;  $s_3 = 9,840$ ;  $s_4 = 12,854$ ; die Polygonseiten der Sparren sind:

$l_1 = 10'$ ;  $l_2 = 15,1327$ ;  $l_3 = 13,2560$ ;  $l_4 = 13,3026$  und die Längen der Diagonalen nach der Formel  $d_2^2 = l_2^2 + s_2 s_1$ ;  $d_2 = 15,6844$ ;  $d_3 = 15,490$ ;  $d_4 = 17,420$ .

Die Dachfläche, aus Fetten, Schalung, Leinwand, Pappe bestehend, wiegt pro Quadratfuß 8 Pfd., die Laterne pro Quadratfuß 25 Pfd., das Eisenwerk wiegt 407 Centner; davon lasten auf der 1sten Ringzone 57 Ctr., auf der 2ten 110 Ctr., auf der 3ten 100 Ctr., auf der Mauer 140 Ctr. Die zufällige Belastung wird für gewöhnliche Fälle mit 14 Pfd. pro Quadratfuß in Rechnung gestellt. Danach ist

$$P_1 + P_2 + P_3 = \frac{43,5^2 \cdot \pi \cdot 8}{100} + \frac{10^2 \cdot \pi \cdot 17}{100} + 57 + 110 + 100 = 795 \text{ Ctr.}$$

$$Q_1 + Q_2 + Q_3 = 795 \text{ Ctr.} + \frac{43,5^2 \cdot \pi \cdot 14}{100} = 1631 -$$

$$P_1 + P_2 = \frac{31,4^2 \cdot \pi \cdot 8}{100} + \frac{10^2 \cdot \pi \cdot 17}{100} + 57 + 110 = 467 -$$

$$Q_1 + Q_2 = 467 \text{ Ctr.} + \frac{31,4^2 \cdot \pi \cdot 14}{100} = 901 -$$

$$P_1 = \frac{17,5^2 \cdot \pi \cdot 8}{100} + \frac{10^2 \cdot \pi \cdot 17}{100} + 57 = 185 -$$

$$Q_1 = 185 \text{ Ctr.} + \frac{17,5^2 \cdot \pi \cdot 14}{100} = 319,5 -$$

und man erhält entsprechend den Formeln des vorigen Paragraphen für die

Stellziffern	1	2	3	4
24 $D_{\max} \sin \alpha =$	319	901	1631	—
24 $D_{\min} \sin \alpha =$	185	467	795	—
$D_{\max} \sin \alpha =$	13,3	37,5	68	—
$D_{\min} \sin \alpha =$	7,7	19,5	33	—
$\cotg \alpha =$	7,5	3,34	1,75	—
$D_{\max} \cos \alpha =$	100	125	119	—
$D_{\min} \cos \alpha =$	57,75	65	57,75	—
1				
$\frac{1}{2n \sin 7\frac{1}{2}^\circ} =$	0,16	0,16	0,16	—
$T_{\max} =$	383 Druck	63 Zug	68 Zug	456 Zug
$T_{\min} =$	222 Druck	217 Druck	86 Druck	222 Zug
$\cos \alpha =$	0,99	0,95	0,89	—
$D_{\max} =$	101	131	130	—

Die Construction hat hiernach die auf Blatt 10 dargestellten Dimensionen erhalten. Fig. 1 zeigt einen Theil der Horizontalprojection, und geht aus derselben der geometrische Zusammenhang, die Disposition der Holzketten und der Laterne hervor. Dasselbe zeigt Fig. 2 im Durchschnitt. Beide Figuren geben gleichzeitig einen Theil der Rüstung, welche zum Aufstellen angewendet worden ist. Die Details der Auflager, Sparren und Ringe, so wie der Diagonalen sind in Fig. 3 bis 10 dargestellt. Die Sparren erhalten nach der statischen Berechnung nur einen Maximaldruck von 130 Ctr. Sie werden aus 2 Winkeleisen von  $2\frac{1}{2}$  Zoll Seite und  $\frac{1}{4}$  Zoll Stärke, die ungefähr  $2\frac{1}{4}$  Zoll Querschnitt haben, gebildet. Die Blechplatten, welche dieselben aussteifen und die Last auf die Knotenpunkte übertragen, haben für das Mittelfeld  $9\frac{1}{2}$  Zoll Höhe bei 12 Fufs 7 Zoll freitragender Länge und  $\frac{1}{4}$  Zoll Stärke. Dieselben können pro lfd. Fufs eine Last  $p_1$  tragen, die sich nach der Formel

$$\frac{p_1 l^2}{8} = k \frac{bh^2}{6}, p_1 = 100 \frac{\frac{1}{4} \cdot 9\frac{1}{2}^2 \cdot 8}{6 \cdot 12 \cdot 7\frac{1}{2}^2 \cdot 12}$$

zu  $1\frac{1}{2}$  Ctr. berechnet, und entsprechen diese  $1\frac{1}{2}$  Ctr. der zufälligen Belastung bei 11 Fufs Fettenlänge. Im äußern Felde sind diese Blechrippen durch eine untere Gurtung von  $2 \cdot 1\frac{1}{2} \cdot \frac{1}{4}$  Zoll noch verstärkt, im ersten Felde konnte die Höhe auf  $7\frac{1}{2}$  Zoll ermäßigt werden. Die Bleche sind an den Knotenpunkten 5 Zoll hoch, und wird hier durch Deckplatten noch eine Continuität hergestellt.

Der Mauerring besteht aus einer Eisenplatte von  $6\frac{1}{2}$  Zoll Höhe und 1 Zoll Stärke bei 456 Ctr. Maximalzug. Die Stöße

liegen beliebig zwischen den Eckpunkten, und sind durch doppelte  $\frac{1}{2}$  Zoll starke Platten gedeckt.

Der Laternenring besteht aus zwei Winkeleisen von 3 und 5 Zoll Seite bei  $\frac{3}{8}$  Zoll Stärke, die in den 12 Ecken des Polygons gestosfen sind. Die beiden Mittelringe werden ebenfalls in den Ecken gestosfen und bestehen aus einfachen Winkeleisen von  $2\frac{1}{2}$  Zoll Seite und  $\frac{1}{4}$  Zoll Stärke. Zur Aussteifung gegen Druck sind dieselben mit den daneben liegenden hölzernen Fetten durch 3 bis 5  $\frac{1}{4}$  Zoll starke Schraubenbolzen verbunden. Von diesen Löchern befindet sich stets eines in der Mitte, 2 je 6 Zoll von den Enden der Polygonseiten entfernt. Zwischen den Sparren und Ringen sind  $\frac{1}{2}$  Zoll starke Platten zur Befestigung der Diagonalen mittelst Augen und  $1\frac{1}{2}$ zölliger Schraubenbolzen eingeschoben, wie in Fig. 3 bis 6 Blatt 10 dargestellt ist. Die Stärke der Platten und Bolzen resultirt aus der Ueberführung eines Maximalzuges der Diagonalen von circa 80 Ctr. auf die Knotenpunkte der Construction. Die Diagonalen bestehen aus 1 Zoll starken Rund-eisen, erhalten in ihren Kreuzungen verstärkte Schraubenspindeln, und werden in einem gusseisernen Ringe, Fig. 8, 9 u. 10, mittelst Muttern angespannt. Die gusseisernen Ringe (45 Pfd.) werden an den hölzernen Fetten mittelst Schleifen aufgehängt, um einen schädlichen Druck von den Sparren zurückzuhalten. Die nicht schraffirten Löcher in Fig. 4<sup>b</sup>, 5<sup>b</sup> und 6<sup>b</sup> dienen zur Aufnahme von  $\frac{1}{2}$ zölligen Schraubenbolzen zur Befestigung der Ringfetten. Die übrigen Fetten werden an 6 Zoll langen,  $\frac{1}{4}$  Zoll starken Winkeleisen von  $2\frac{1}{2}$  Zoll Seite, die auf die Sparren genietet sind, mittelst Schraubenbolzen von  $\frac{3}{8}$  Zoll Durchmesser befestigt. Zur Unterstützung der Dachrinne sind (Fig. 2<sup>a</sup>) besondere Stützen aus doppelten Winkeleisen von  $1\frac{1}{2}$  Zoll Seite und  $\frac{1}{4}$  Zoll Stärke angeordnet, die gegen die Sparren genietet werden. Diese Stützen sind so angenietet, dafs die Rinne ein Gefälle von 1:300 nach 2 sich gegenüber liegenden Abfallröhren erhält. Die gezeichnete Lage ist die mittlere. In den Winkeleisen sind 2 Löcher zur Befestigung der Dachrinne angebracht. Die daneben liegende Fette liegt lose auf und kann sich eventuell etwas verschieben. Die Auflager bestehen (Fig. 3) aus gusseisernen Mauerplatten mit radial gehobelten Bahnen, in welche 4 Stellschrauben passen, die eine schmiedeeiserne Platte zur Unterstützung des Mauerringes tragen. Die Stellschrauben dienen zur Ausgleichung kleiner Fehler beim Verlegen der Platten und zur Ausgleichung des Auflagerdruckes.

### §. 2. Aufstellung der Construction.

Die Theile wurden gepafst und so weit als möglich genietet zur Stelle geschafft. Die Aufstellung geschah demnächst in 3 Abtheilungen. Zuvörderst wurde der Laternenring auf dem ebenen Fußboden des Gebäudes, auf einigen Blöcken ruhend, zusammengenietet, ebenso die beiden Zwischenringe, und mit diesen die betreffenden Sparrentheile und die Diagonalen verbunden, so dafs der mittlere Theil der Kuppel von einem Durchmesser von 75,4 Fufs unten vollständig hergestellt war. Bei dieser Arbeit ist besondere Bedingung, dafs die Theile, nach Maafsen richtig gebohrt, ohne Zwang zusammengestellt werden.

Die zweite Operation besteht in dem Aufziehen der Kuppel. Zu diesem Zwecke wurde an der runden Mauer oben eine galerieartige Rüstung hergestellt (Fig. 2), mit welcher 12 Ausleger fest verbunden waren, die 12 Hebeladen trugen, wie sie auf Blatt 14 im Atlas dargestellt sind. Der mittlere Kuppeltheil wiegt circa 240 Ctr., und wurden je 2 Eckpunkte des äußern Ringes durch ein Holzstück von 5 und 10 Zoll Stärke verbunden, in dessen Mitte die Kette zum Aufziehen

angriff (Blatt 10 Fig. 1). Die Ketten bestanden aus Gliedern von 5 Fufs Länge (Blatt 14) aus  $\frac{1}{2}$  Zoll starkem Draht, und tragen deren 12 die Last von 240 Ctr. Die Kettenglieder sind durch kurze Platten verbunden, die mit einem Splintloch zum Abfangen und Auswechseln der Glieder versehen sind. Die Hebeladen haben einen Hebel von  $1\frac{1}{2}$  Zoll zu 40 Zoll, und ist daher die Zugkraft circa 75 Pfd., die bei bequemer Lage des Griffes durch einen Arbeiter ausgeübt werden kann. Die Hebestangen haben 6 Fufs 6 Zoll Länge bei 1 Zoll Theilung. Ist die Construction 5 Fufs gehoben, so wird dieselbe mittelst Splint auf den losen Balken der obern Galerie aufgehängt, ein Kettenglied ausgewechselt und die Hebestange wieder gesenkt. Das Heben auf 80 Fufs Höhe dauerte bei den verschiedenen Dachconstructions circa 8 Stunden, und sind zur Bedienung jeder Hebelade 2 Mann, einer zum Ziehen, einer zum Vorstecken erforderlich. Ist das Dach bis dicht unter die Balken der obern Galerie erhoben, so werden diese zurückgezogen, und nach dem Passiren der Construction wieder vorgeschoben. Der Mauerring, die Auflager und die diesen zunächst liegenden Sparrentheile wurden mittelst Winden auf die Rüstung aufgezogen, oben zusammengestellt und mit der in den Hebeladen hängenden Dachconstruction vernietet. Demnächst wird die Rüstung nach und nach abgebrochen, und werden die letzten Diagonalen während dieser Operation nach und nach eingesetzt.

Nachdem die Construction frei geworden, beginnt die Eindeckung durch Fetten und Schalung. Der größte Theil der Fetten wurde bei der Rüstung als Balken verwendet, so weit ein Durchlochen derselben nicht erforderlich wurde. Das Eindecken beginnt mit der Dachrinne und schließt mit Aufstellung der Laterne. Durch die Fetten und die übergenagelte 1 Zoll starke Bretterschalung gewinnt die ganze Construction eine große Steifigkeit gegen Verschieben, und sind deshalb die Diagonalen nur von Werth, so lange die Construction noch uneingedeckt ist. Es können deshalb diese Constructionstheile auch von geringerer Stärke hergestellt werden.

### §. 3. Gewicht und Kosten.

a) Die Gewichte und Kosten der Eisenconstruction sind die folgenden gewesen:

412 Ctr. Schmiede- und Gufseisen			
à $9\frac{1}{2}$ Thlr. . . . .	3914	Thlr.	— Sgr.
700 St. Schraubenbolzen (130 Pfd.)	24	—	—
1418 Pfd. für 12 Hebeladen mit			
Ketten . . . . .	283	—	18 —
Arbeitslohn beim Aufziehen circa	98	—	12 —
Zusammen Eisenconstruction .	4320	Thlr.	— Sgr.

b) Für Zimmerarbeiten zur Rüstung und zum Dach, Fetten, Rinne, Schalung

Laterne etc. incl. Holzlieferung . .	2000	—	—
Summa .	6320	Thlr.	— Sgr.

Bei einem Durchmesser des lichten Raumes von 96 Fufs 6 Zoll beträgt die zu überdeckende Fläche 7300 □Fufs. Es wiegt mithin die Eisenconstruction pro □Fufs 5,7 Pfd. und kostet 18 Sgr. pro □Fufs an Eisenarbeiten incl. Material, 26 Sgr. pro □Fufs incl. Fetten, Schalung, Rinne und Laterne, aber excl. Pappe, Kupfer und Zink, Anstrich etc.

III. Kuppeldachconstruction von 130 Fufs Durchmesser über dem Gasbehältergebäude der städtischen Gas-Anstalt zu Berlin, Hellweg Nr. 9. Erbaut 1865.

### §. 1. Statische Berechnung und Construction.

Die Kuppel besteht aus 5 polygonalen Ringen und 24 radialen Sparren. Die 5 Ringe haben die Radien 10, 25,

39½, 53½ und 65 Fufs. Der erstere Ring ist ein 12eck, die andern sind 24eck. Die Ordinaten der 5 Ringe unter der Ebene des obersten sind:

$$y_1 = 0; y_2 = 1,25; y_3 = 4,92; y_4 = 12,17; y_5 = 21,77$$

entsprechend dem in eine cubische Parabel mit ⅙ Pfeilhöhe eingeschriebenen Polygon. Aus diesen Daten ergeben sich die Längen und Neigungswinkel sämtlicher Constructionstheile.

Zur Ermittlung der Dimensionen wird das Eigengewicht pro □Fufs Grundfläche mit 14 Pfd., die Belastung mit 20 Pfd., zusammen das Maximalgewicht mit 34 Pfd. in Rechnung gestellt.

Die Sparrentheile, welche allein die Belastung aufnehmen, übertragen dieselbe auf die zunächst liegenden Knotenpunkte der Construction.

Es ist daher belastet:

1) der Laternenring durch die Laterne (40 Ctr.) und eine Dachfläche von 17½ Fufs Radius, mithin durch

$$\text{Eigengewicht } 40 + \frac{17,5^2 \cdot \pi \cdot 14}{100} = 174,74 \text{ Ctr.} = P_1$$

$$\text{Belastung } \dots \frac{17,5^2 \cdot \pi \cdot 20}{100} = 192,94 \text{ Ctr.}$$

$$\text{Maximallast} = 367,7 \text{ Ctr.} = Q_1$$

2) der 1ste und 2te Ring zusammen genommen durch

$$\text{Eigengewicht } 40 + \frac{32,25^2 \cdot \pi \cdot 14}{100} = 467,6 \text{ Ctr.} = P_1 + P_2$$

$$\text{Belastung } \dots \frac{32,25^2 \cdot \pi \cdot 20}{100} = 653,7 \text{ Ctr.}$$

$$\text{Maximallast} = 1151,3 \text{ Ctr.} = Q_1 + Q_2$$

3) der 1ste, 2te und 3te Ring zusammengenommen durch

$$\text{Eigengewicht } 40 + \frac{46,5^2 \cdot \pi \cdot 14}{100} = 991,3 \text{ Ctr.} = P_1 + P_2 + P_3$$

$$\text{Belastung } \dots \frac{46,5^2 \cdot \pi \cdot 14}{100} = 1359,0 \text{ Ctr.}$$

$$\text{Maximallast} = 2350,3 \text{ Ctr.} = Q_1 + Q_2 + Q_3$$

4) der 1ste, 2te, 3te und 4te Ring zusammengenommen durch

$$\text{Eigengewicht } 40 + \frac{59,25^2 \cdot \pi \cdot 14}{100} = 1584,6 \text{ Ctr.} = \sum_1^4 P$$

$$\text{Belastung } \dots \frac{59,25^2 \cdot \pi \cdot 20}{100} = 2206,6 \text{ Ctr.}$$

$$\text{Maximallast} = 3791,2 \text{ Ctr.} = \sum_1^4 Q$$

Die berechneten Gewichte sind die vertikalen Componenten der Sparrenwiderstände im Maximo und Minimo in den Mitten der betreffenden Sparrentheile. Nennt man diese Widerstände  $D$ , und  $\alpha$  die Neigung der Sparrentheile, so ist für die

Stellziffern	1	2	3	4	5	
1) $24 D_{\max} \sin \alpha =$	367,7	1151,3	2350,3	3791,2	—	$= \sum Q$
2) $24 D_{\min} \sin \alpha =$	174,7	497,6	991,3	1584,6	—	$= \sum P$
3) $\cotg \alpha =$	12	3,95	1,93	1,2	—	
4) $24 D_{\max} \cos \alpha =$	4412,4	4547,6	4535,5	4549	—	
5) $24 D_{\min} \cos \alpha =$	2096,4	1955,5	1912,6	1902	—	
6) $\frac{1}{24 \cdot 2 \cdot \sin 7\frac{1}{2}^\circ} =$	0,16	0,16	0,16	0,16	—	
7) $T_{\max} =$	706 Dr.	270 Zg.	216 Zg.	171 Zg.	735 Zg.	
8) $T_{\min} =$	335 Dr.	272 Dr.	195 Dr.	161 Dr.	304 Zg.	
9) $D_{\max} \sin \alpha =$	15,3	48	98	158	—	
10) $D_{\min} \sin \alpha =$	7,2	20,7	41,3	66	—	
11) $\text{cosec } \alpha =$	12,04	4,08	2,175	1,56	—	
12) $D_{\max} =$	181	197	213	247	—	
13) $D_{\min} =$	87	84	90	103	—	

Stellziffern	1	2	3	4	5	
14) $(q-p) \cdot l \cdot \frac{s+s_1}{2} =$	18	25	36	47	—	Belastung der Sparrentheile $\frac{13}{2} = 6\frac{1}{2}$ $q = p - 20$ .
15) $M = \frac{p_1 l^2}{8} =$	36,12	50,12	72,12	94,12	—	
16) Höhe der Gitterbalken $h =$	7"	9"	9"	9"	—	
17) Spannung der untern Gurtung derselben $S =$	62	67	96	126	—	Ctr.
18) $D + S =$	243	264	309	373	—	Ctr.

Hiernach sind die Querschnitte und Dimensionen der einzelnen Constructionstheile folgendermaassen gewählt worden:

1) Für die Ringe nach der Berechnung sub 7 und 8:

□ Zoll	7,5	3½	3½	3½	8	brutto netto
□ Zoll	—	2¼	2¼	2¼	7	
Flacheisen	—	—	—	—	8'   1"	
Winkleisen	2 × 3½	3½   ½	3½   ½	3½   ½	—	

2) Für die obern Gurtungen der Sparren, nach der Berechnung sub 18:

□ Zoll	2,7	2,7	3,5	4,2	—	Zoll.
2 Winkleisen à	2¼   1/16	2¼   1/16	2½   3/8	3   3/8	—	

3) Für die untern Gurtungen der Sparren nach der Berechnung sub 17:

□ Zoll	0,75	0,75	1	1,3	—	netto Zoll.
2 Flacheisen à	2   ¼	2   ¼	2   3/8	2¼   3/8	—	

§. 2. Verbindung der Theile und Aufstellung.

Die nach den vorstehenden Berechnungen zusammengestellte Construction ist auf den Blättern 11 und 12 im Atlas dargestellt. Blatt 11 enthält den Querschnitt mit der Ansicht eines Sparrens und der Laterne. Durch die Wahl des Gittersystems sind kleine Abänderungen gegen die vorige Construction nothwendig geworden. Die Gitterstäbe sind ¼ Zoll stark und 1½ Zoll breit und haben 1½ Fufs Theilung in den Mitten der Sparrentheile, gegen die Knotenpunkte 1 Fufs Theilung. Die untern Gurtungen haben zeitweise einen Druck auszuhalten, vorzugsweise, wenn die Fetten noch nicht aufgebracht sind, und es müssen deshalb die beiden Flacheisen derselben in je 9 Zoll Entfernung durch Einlage und Niet mit einander verbunden werden. Im Scheitel fällt die Kuppel sehr flach aus, und ist deshalb dem Laternenringe eine Höhe von 1¼ Fufs gegeben worden, damit er gegen Zufälligkeiten mit den anschließenden Sparrentheilen eine feste Platte von 50 Fufs Durchmesser bilde. Diese Platte ist in der untern Gurtung für eine Belastung von 20 Pfd. pro □Fufs bemessen worden. Mit Rücksicht darauf, daß die sämtlichen Holzketten, wenn sie in den Stößen eng schliessen, auch als Ringe in Wirksamkeit treten, könnte man auch wohl die Mitte der Kuppel etwas höher wölben, ohne an Eisen mehr aufzuwenden. Die Detailsconstruction geht aus den Zeichnungen auf Blatt 11 u. 12 genau hervor.

Das Zusammenstellen geschah auf dem ebenen Boden des Gasbehältergebäudes. Zunächst wurde der Laternenring auf 3 vierbeinigen Böcken von 13 Fufs Höhe zusammengesetzt. Die Sparren wurden in den Knotenpunkten durch zweibeinige Böcke und theilweise durch einfache Stiele gestützt und vernietet. Der mittlere geschlossene Kuppeltheil von 117 Fufs Durchmesser wurde demnächst durch 24 Hebeladen 80 Fufs hoch aufgezogen, wie es im vorigen Capitel beschrieben worden ist. Die dazu gebrauchte Rüstung ist auf

Blatt 11 im Grundrifs, Ansicht und Durchschnitt dargestellt. Die Hebeladen sind dabei auf 2 oben lose aufgelegte Balken gestellt, und verschiebbar, damit die senkrechte Stellung der Ketten stets hergestellt werden kann. Die Aufhängung der Construction an den Stofsplatten des vierten Ringes ist auf Blatt 14 Fig. 9 dargestellt. Das letzte kurze Kettenglied ist zur Auswechslung des vorletzten beim Durchgang der Construction durch die Balkenlage der Rüstung nothwendig. Der gehobene Theil der Kuppel wog circa 500 Ctr., also pro Hebelade 21 Ctr., und wurde durch 72 Arbeiter (24 als Reserve) in circa 7 Stunden um 80 Fufs gehoben.

§. 3. Gewicht und Kosten.

Das gesammte Schmiede- und Gufseisen der Construction wog 752,5 Ctr., bei 14320 □Fufs bedeckten Raumes, mithin pro □Fufs 5¼ Pfd. und kostete pro Ctr. 9½ Thlr. excl. Heben, mithin an Eisen rund . . . . . 7150 Thlr.  
pro □Fufs circa 16 Sgr.

Bei der Rüstung wurden die sämtlichen Dachhölzer verwendet, so dafs nur für die Console Holz beschafft zu werden brauchte. Dieselbe kostete incl. Herleihen des erforderlichen Holzes 700 -  
Für Fetten, Sparren, Rinne, Schalung und Laterne incl. Holzlieferung wurden verausgabt . 1750 -  
Dazu kommen für 24 Hebeladen mit 80 Fufs langen Ketten zusammen 30 Ctr. à 20 Thlr., hierher die Hälfte mit . . . . . 300 -  
Für Aufziehen . . . . . 100 -  
Zusammen 10000 Thlr.  
excl. Pappe, Zink und Anstrich, mithin pro □Fufs 21 Sgr.

IV. Kuppeldacheconstruction von 140 Fuss Durchmesser über dem Gasbehältergebäude der stätischen Gasanstalt zu Berlin in der Müllerstrafse. Erbaut im Jahre 1865.

Diese Dachconstruction wurde mit der vorigen gleichzeitig ausgeführt und ist derselben ganz ähnlich, nur wegen der gröfsern Spannweite entsprechend stärker construiert. Es sind deshalb besondere Zeichnungen von derselben hier nicht beigefügt. (Die Veröffentlichung derselben wird demnächst durch das „Skizzenbuch für den Maschinenbau von Wiebe“ erfolgen.) Das Gewicht beträgt 865 Ctr. bei 15400 □Fufs bedeckter Fläche, also pro □Fufs 5,6 Pfd. Die Kosten betragen:

865 Ctr. Schmiede- und Gufseisen à  
9½ Thlr. . . . . 8217 Thlr. 15 Sgr.  
Rüstung incl. Leihen des Holzes . . 700 - - -  
Fetten, Rinne, Dachschalung, Laterne 2004 - - -  
24 Hebeladen incl. Ketten (die Hälfte) 300 - - -  
Aufziehen, rot. . . . . 109 - 15 -  
Znsammen 11330 Thlr. — Sgr

excl. Pappe, Zink und Anstrich, also pro □Fufs der bedachten Fläche 22 Sgr.

Die nähern Details giebt die hier folgende statische Berechnung:

Die Kuppel besteht aus 5 polygonalen concentrischen Ringen und 24 radialen Sparren. Die 5 Ringe haben die Radien 10 Fufs, 25 Fufs, 42½ Fufs, 58½ Fufs und 70 Fufs.

Der erste Ring ist der Laternenring, ein Zwölfeck. Innerhalb desselben sind die Sparren nicht fortgesetzt, sondern stossen stumpf gegen die Außenseite seiner Ecken. Die andern Ringe sind Vierundzwanzigecke. Zwischen dem ersten und zweiten Ringe sind 12 Sparren gabelförmig getheilt, um das Verdrücken des Ringes zu verhindern.

Legt man eine horizontale Ebene durch den ersten Ring, so sind die Ordinaten der Eckpunkte der Sparren  $y_1 = 0$ ;  $y_2 = 1'$ ;  $y_3 = 5'$ ;  $y_4 = 13\frac{1}{4}'$ ;  $y_5 = 23'$ , hieraus ergeben sich

die Abmessungen des geometrischen Zusammenhanges der Construction. Die Ringseiten haben einen Mittelpunktswinkel von 15°.  $\sin 15^\circ = 0,2588$ ,  $\sin 7\frac{1}{2}^\circ = 0,1305$ .

Das Eigengewicht der Construction besteht aus der Laterne, dem Deckmaterial, Schalung, Fetten und Eisenwerk.

Die Schalung nebst Fetten und Deckmaterial wiegen 7 bis 9 Pfd.; in der Mitte das geringere, an dem Umfange das gröfsere Gewicht. Für die Laterne nebst Fenster ist ein Zuschlag von 40 Ctr. zu rechnen. Das Eisenwerk wiegt in der Mitte 6 bis 7 Pfd. pro □Fufs, und nimmt dies Gewicht nach der Peripherie hin auf 3 bis 4 Pfd. ab, wobei der Mauerring aufser Ansatz bleibt. Man wird mithin das Eigengewicht pro Quadratfufs mit 14 Pfd. und mit einem Zuschlage von 40 Ctr. für die Laterne in Rechnung stellen können.

Die zufällige Belastung wird zu 20 Pfd. angenommen. Der Schnee wird gewöhnlich nur an der Peripherie lagern, der Wind nur auf die Mitte drücken. Die Maximalanstrengung des Eisens soll bei diesen Belastungen 100 Ctr. pro □Zoll betragen. Für eine überschlägliche Berechnung kann man sich der aus der Theorie flacher Kuppelgewölbe entnommenen Formeln bedienen. Danach ist die radiale Horizontalkraft am Mauerringe  $H = \frac{gr_s^2}{6h} = \frac{34 \cdot 70^2}{6 \cdot 23} = 12$  Ctr. pro lfd. Fufs Ring. Davon kommen auf das Eigengewicht 5 Ctr., auf die Belastung 7 Ctr.

Die Maximalspannung des Mauerringes ist demnach  $Hr_s = 12 \cdot 70 = 840$  Ctr. =  $T_s$ , und kommen davon auf das Eigengewicht  $\frac{14}{34} \cdot 840 = 346$  Ctr., auf die Belastung 494 Ctr.

Der horizontale Druck in einem Sparren ist  $Hs_s = 12,48,27 = 219,24$  Ctr., wenn  $s$ , die Polygoneite des Mauerringes bedeutet. Der tangential Druck variirt nach der Neigung des Sparrens zwischen 219 im Scheitel und  $219 \cdot \frac{151}{115} = 288$  Ctr. am Mauerringe.

Die Spannung im Laternenringe ist, gleich der im Mauerringe, 840 Ctr., bei einer Ueberhöhung etwas geringer.

Die Mittelringe haben bei gleichförmiger Belastung den Druck Null. Auf Zug werden sie wohl kaum in Anspruch genommen werden, da der Fall, wo die Mitte belastet, der äußere Raum leer bleibt, kaum denkbar ist. Eher kann der Fall eintreten, wo der äußere Raum belastet ist, die innerhalb des Ringes belegene Fläche leer bleibt. In diesem Falle tritt Druckspannung ein, die indessen den Werth  $\frac{q-p}{q} T_s = 494$

Ctr. nicht erreichen wird. Die Druckspannung der Ringe wird aufserdem durch die Holzketten noch unterstützt, wenn diese sauber gearbeitet werden, so dafs für die Mittelringe beim fertigen Dach wenig zu thun übrig bleibt. Während des Aufziehens der Construction ist der vierte Ring der äußere und mit  $\frac{6}{34} \cdot 840 = 150$  Ctr. gespannt. (Das Eigengewicht des

zu hebenden Theils der Eisenconstruction ist circa  $\frac{60^2 \cdot 6}{100} = 684$  Ctr., also pro Sparren und Hebelade 28½ Ctr).

Die Diagonalen sind nach dem Sparrendruck zu berechnen. Derselbe beträgt 288 Ctr., und kommen davon auf die Belastung  $\frac{2}{3} \cdot 288$  oder 170 Ctr. Bei Annahme der Maximalbelastung eines einzelnen Knotenpunktes des vierten Ringes ist dieser Druck auf 2 Diagonalen zu vertheilen, und wird jede daher mit  $\frac{170}{2} \cdot \frac{22}{15} = 125$  Ctr. angespannt. Mit Rücksicht auf den unwahrscheinlichen Fall und die Unterstützung der Diagonalspannung durch die Holzschalung ist ihr Querschnitt zu 1 Zoll Durchmesser = 0,78 □Zoll angenommen worden.

Die vorstehenden Ermittlungen haben für die allgemeine Disposition beim Entwerfen gedient. Bei der genauen Ermittlung der vorhandenen elastischen Kräfte muß die Construction als Polyëder betrachtet werden, dessen Eckpunkte die Last durch die Zwischenconstruction allein zu tragen haben.

Die Lasten, welche auf die verschiedenen Ringe übertragen werden, sind die folgenden:

•1) Auf dem Laternenringe ruhen (incl. 40 Ctr. Laterne):

$$40 + \frac{17,5^2 \cdot \pi \cdot 14}{100} = 174,74 \text{ Ctr. Eigengewicht} = P_1$$

$$\frac{17,5^2 \cdot \pi \cdot 20}{100} = 192,24 \text{ - Belastung}$$

Zusammen  $367,68 \text{ Ctr.} = Q_1$

2) Auf dem ersten und zweiten Ringe zusammen ruhen:

$$40 + \frac{33,75^2 \cdot \pi \cdot 14}{100} = 564,9 \text{ Ctr. Eigengewicht} = P_1 + P_2$$

$$\frac{33,75^2 \cdot \pi \cdot 20}{100} = 751,6 \text{ Ctr. Belastung}$$

Zusammen  $1316,5 \text{ Ctr.} = Q_1 + Q_2$

3) Auf den Ringen 1, 2 u. 3 zusammen ruhen:

$$40 + \frac{50,5^2 \cdot \pi \cdot 14}{100} = 1162 \text{ Ctr. Eigengewicht} = P_1 + P_2 + P_3$$

$$\frac{50,5^2 \cdot \pi \cdot 20}{100} = 1606,5 \text{ - Belastung}$$

Zusammen  $2768,5 \text{ Ctr.} = Q_1 + Q_2 + Q_3$

4) Auf dem 1., 2., 3. u. 4. Ringe ruhen:

$$40 + \frac{64,25^2 \cdot \pi \cdot 14}{100} = 1855,44 \text{ Ctr. Eigengewicht} = \sum_1^4 P$$

$$\frac{64,25^2 \cdot \pi \cdot 20}{100} = 2599,38 \text{ - Belastung}$$

Zusammen  $6454,82 \text{ Ctr.} = \sum_1^4 Q$

Hieraus kann die weitere Berechnung in folgender Tabelle dargestellt werden, bei welcher die sub I §. 3 entwickelten Formeln für die gegliederten Systeme zur Anwendung gekommen sind:

Stellziffer	1	2	3	4	5
1) $24 D_{\max} \sin \alpha =$	367,7	1316,5	2768,5	4454,8	— Ctr.
2) $24 D_{\min} \sin \alpha =$	174,7	564,9	1162	1855,4	— -
3) $\operatorname{cosec} \alpha =$	15	4,49	2,18	1,55	— -
4) $\operatorname{cotg} \alpha =$	15	4,375	1,93	1,18	— -
5) $24 D_{\max} \cos \alpha =$	5515,5	5759,7	5343,2	5256,7	— -
6) $24 D_{\min} \cos \alpha =$	2620,4	2472	2242,7	2189,4	— -
7) $\frac{1}{2,24 \sin 7\frac{1}{2}^\circ} =$	0,16	0,16	0,16	0,16	— -
8) $T_{\max} =$	882 Dr.	336 Zg.	284 Zg.	129 Zg.	841 Zg. -
9) $T_{\min} =$	419 Dr.	390 Dr.	292 Dr.	280 Dr.	350 Zg. -
10) $24 D_{\max} =$	5515,5	5922	5997	6700	— -
11) $24 D_{\min} =$	2620	2542	2524	2874	— -
12) $D_{\max} =$	230	247	250	280	— -
13) $D_{\min} =$	110	106	105	120	— -

Bei diesen elastischen Kräften in den Sparren sind die Grenzen  $f$  und  $f_1$  der Pfeilhöhen, zwischen welchen die Drucklinie zwischen 2 Knotenpunkten der Sparren schwankt, die folgenden:

14) $f = \frac{p_1 l^2}{8 D_{\max}} =$	—	$\frac{1,3 \cdot 18^2}{8 \cdot 247}$	$\frac{1,82 \cdot 18^2}{8 \cdot 250}$	$\frac{2,4 \cdot 15^2}{8 \cdot 280}$	—
15) $f_1 = \frac{q_1 l^2}{8 D_{\min}} =$	—	$\frac{3,15 \cdot 18^2}{8 \cdot 106}$	$\frac{4,42 \cdot 18^2}{8 \cdot 105}$	$\frac{5,8 \cdot 15^2}{8 \cdot 120}$	—
oder ausgerechnet					
16) $f =$	—	0,21	0,294	0,24	—
17) $f_1 =$	—	1,2	1,704	1,36	—

Die wirklichen Pfeilhöhen  $\varphi$  der Sparrencurve zwischen 2 Knotenpunkten sind aber:

$$18) \quad \varphi = \left| \begin{array}{cccc} - & 0,51 & 0,6 & 0,5 \end{array} \right| -$$

Die Differenz  $f - \varphi$  mit dem Maximaldruck  $D_{\max}$  multiplicirt, giebt die Biegemomente  $M$  der Sparrentheile, daher

$$19) M = (\varphi - f) D_{\max} = \left| \begin{array}{cccc} 80 & 74 & 75 & 90 \end{array} \right| \begin{array}{l} \text{Ctr.} \\ \text{u. Fu\ss.} \end{array}$$

Zur Ermittlung des Biegemomentes der zunächst der Laterne befindlichen Balkenconstructionen ist zu erwägen, daß der Laternenring mit 193 Centnern zufälliger Belastung angenommen und sich diese auf 36 Sparren vertheilt. Denkt man sich diese 36 Balkensysteme im Scheitel zusammengeführt, so entstehen 18 sich kreuzende Balkensysteme von 50 Fu\ss Spannweite, jedes in 2 Punkten, 10 Fu\ss von der Mitte belastet. Das Biegemoment ist demnach  $\frac{193}{36} \cdot 15 = 80 \text{ Ctr. Fu\ss.}$

Die Balkenhöhen  $h$  der einzelnen Zwischenconstructionen, von Schwerpunkt zu Schwerpunkt gemessen, sind folgende:

20) $h = \text{Balkenhöhe} =$	$\frac{1}{2}$	$\frac{3}{4}$	$\frac{1}{2}$	$\frac{3}{4}$	—
21) Daher die Spannungen der untern Gurtungen . . .	64	100	90	120	— Ctr.
22) Die untern Gurtungen bestehen aus 2 Flacheisen à	$\frac{2}{4}$	$\frac{2\frac{1}{2}}{4}$	$\frac{2\frac{1}{2}}{4}$	$\frac{2\frac{1}{2}}{4}$	— Zoll.
23) und haben nach Abzug von ein $\frac{1}{2}$ " Nietloch einen Querschnitt von .	0,75	1	1	1,3	— □Zl
24) Die Spannungen der obern Gurtungen addiren sich aus 12) und 21) zu	294	347	340	400	— Ctr.
25) Die obern Gurtungen sind demnach gebildet aus 2 Winkeleisen à	$2\frac{1}{4} \mid \frac{3}{8}$	$2\frac{1}{2} \mid \frac{3}{8}$	$2\frac{1}{2} \mid \frac{3}{8}$	$3 \mid \frac{3}{8}$	— Zoll.
26) mit einem Querschnitte von . .	2,9	3,5	3,5	4,2	— □Zl.
27) Die Ringe sub 8) und 9) erhalten die Querschnitte . .	$8\frac{1}{4}$	$3\frac{3}{4}$	$3\frac{3}{4}$	$3\frac{3}{4}$	8 □Zl.
28) und bestehen aus Winkeleisen à	$3 \times \frac{3}{2}$	$1 \times \frac{4}{2}$	$1 \times \frac{4}{2}$	$1 \times \frac{4}{2}$	— Zoll,
29) der Mauerring aus Flacheisen . . .	—	—	—	—	9" u. 1"

30) Die Gitterstäbe sind mit 1 1/2" Breite und 1/2" Stärke für die halbe zufällige Last der Sparrentheile ausreichend stark bemessen.

### V. Kuppeldachconstruction von 80 Fu\ss Durchmesser

über dem Locomotivschuppen zu 16 Locomotiven auf dem Bahnhofe St. Johann der Saarbrücker Eisenbahn.

Erbaut 1863.

Diese Kuppel besteht aus 16 radialen Sparren und 4 Ringen in circa 10 Fu\ss Entfernung von einander. Die Dimensionen der einzelnen Eisensorten stimmen im Wesentlichen mit der in Cap. II. beschriebenen Construction von 98 1/2 Fu\ss Durchmesser überein, und unterscheidet sich die Construction von jener im Wesentlichen nur dadurch, daß keine Lichtöffnung im Scheitel angebracht ist. Blatt 13 im Atlas zeigt den Grundriß, die Ansicht und den Durchschnitt des Gebäudes und der Construction, sowie einige Details der letzteren. Die 16 Locomotivstände gruppiren sich um eine in der Mitte befindliche Drehscheibe, und erfordern einen

runden Raum von 154 Fufs Durchmesser. 16 Säulen sind zur Stütze der Decke in einem regulären Polygon so aufgestellt, daß für den Durchgang der Locomotiven 15 Fufs lichte Zwischenweite verbleibt. Diese 16 Säulen tragen die kuppelförmige Dachconstruction von 80 Fufs Durchmesser. Der Raum außerhalb der Säulen bis zur Mauer ist durch 16 Satteldächer überdeckt, die bei dem trapezförmigen Grundrisse jedes Raumes in Kehlen mit starkem Gefälle zusammenschneiden, in welchen die Dachrinnen liegen. 16 unter diesen Rinnen liegende Gitterbalken bilden die Basis der Satteldächer. Durch diese Anordnung war es möglich, die Dachflächen möglichst niedrig zu halten und einen Kranz von Fenstern am Rande der Kuppel in nicht zu hoher Lage zur Beleuchtung des inneren Raumes anzubringen. — Der mittlere Theil der Kuppel, sowie die Kehlen zwischen den Satteldächern und Rinnen sind mit Zink (1½ Pfd. schwer), alle übrigen Dachflächen mit Luxemburger Schiefer auf 1zölliger Schalung eingedeckt. Zur Erleichterung von Reparaturen sowie zum Reinigen der Dachflächen von Schnee, Oeffnen der Fenster etc. ist am Fufs der Kuppel ein auf eisernen Consolen ruhender Umgang angeordnet.

Das Gewicht der Eisenconstruction ist:

- 1) Schmiedeeisen zur Kuppel 220 Ctr., oder bei 5000 □Fufs überdachter Fläche pro □Fufs 4,4 Pfd.,
- 2) Schmiedeeisen zu den Gitterbalken (305 Ctr.), zu den Satteldächern (273 Ctr.) und zur Galerie und Wand über den Säulen (22 Ctr.), zusammen 600 Ctr., oder bei 14000 □Fufs bedachter Fläche pro □Fufs 4,3 Pfd.,
- 3) Gufseisen zu 16 Säulen, 17 Fufs hoch, 12 Zoll stark, bei 1 Zoll Wandungsstärke (315 Ctr.), sowie zu 16 Mauerschuheln für die Gitterbalken (28 Ctr.), zusammen 343 Ctr., bei 19000 □Fufs Grundfläche des gesammten Raumes pro □Fufs 1,8 Pfd.

Die Kosten der Eisenconstruction betragen pro Centner Schmiedeeisen 11 Thlr., pro Centner Gufseisen 4 Thlr., mithin pro □Fufs Gesamtfläche

an Schmiedeeisen 14,52 Sgr.,  
 an Gufseisen 2,05 -  
 zusammen 16,57 Sgr. pro □Fufs.

Die Gesamtkosten des Locomotivschuppens nebst Wasserstation betragen:

- 1) für 400 Schachtruthen Erdarbeiten . . . . . 630 Thlr.,
  - 2) für Maurer- und Steinmetzarbeiten zu den Fundamenten (69½ Schachtruthen), Frontmauern (309 Schachtruthen), Drehscheibe und Canälen (129 Schachtruthen), Bearbeiten der Sandsteinwerkstücke, Pflastern der Halle (106 □Ruthen) etc. etc. . . . . 7100 -
  - 3) für die sämtlichen Zimmerarbeiten, incl. der Dachschalungen und Wasserstation . . . . . 1500 -
  - 4) für die Schieferdeckungen (152 □Ruthen) . . . . . 2150 -
  - 5) für Tischlerarbeiten incl. Material . . . . . 760 -
  - 6) für Schmiedearbeiten, Schlosserarbeiten und die Eisenconstructionen, Fenster, Bassins, Röhrenleitungen etc. . . . . 15000 -
  - 7) für Klempnerarbeiten zu den Dachflächen (630 □Fufs), Dachrinnen und Abfallrohre . . . . . 1460 -
  - 8) für Glaserarbeiten (3988 □Fufs) . . . . . 610 -
  - 9) für Anstreicherarbeiten (6500 □Fufs Holzu. Eisenflächen, 19376 □Fufs Dachschalung) . . . . . 1040 -
  - 10) für Maurer- und Steinmetz-Material . . . . . 9720 -
  - 11) für Zimmermaterial . . . . . 3140 -
  - 12) für Drehscheibe (4000 Thlr.), Vorwärmer (300 Thlr.), Wasserkrahnen (400 Thlr.), Wasserkasten (200 Thlr.), Bauaufsicht (540 Thlr.) und Insgemein . . . . . 7890 -
- Gesamtkosten 51000 Thlr.,

einschließlich der Drehscheibe, Wasserreservoir etc., also bei 22647 □Fufs bebauter Grundfläche pro □Fufs 2 Thlr. 7½ Sgr.

VI. Kuppelconstruction von 44 Fufs Durchmesser

auf der neuen Synagoge zu Berlin in der Oranienburgerstrasse Nr. 30. Erbaut 1863.

Diese Kuppelconstruction ist auf Blatt 14 im Atlas in Fig. 1 im Durchschnitte dargestellt. Sie besteht aus 36 Sparren nach dem Meridian gerichtet, und 11 Ringen. Die Sparren sind im Scheitel an einer Platte befestigt. Die sämtlichen Sparren und Ringe bestehen aus einem einfachen Winkeleisen von 2½ Zoll Seite bei ¼ Zoll Stärke. Die Diagonalen sind 1½ Zoll breit und ¼ Zoll stark. Auf den Kreuzungspunkten sind ¼ Zoll starke Platten eingeschoben (Fig. 2), die den Angriff der Diagonalen vermitteln und, wo es nöthig ist, als Stofsplatten dienen (Fig. 6). Die Auflager sind in Fig. 3, 4 und 5 dargestellt. Die in Fig. 4 dargestellte Verschalung der Kuppel stimmt mit der Ausführung nicht ganz überein. Da es Absicht war, die Zinkbekleidung direct an das Eisenwerk zu befestigen, so wurden die Sparren auswendig, die Ringe inwendig angeordnet. Bei der Ausführung ergab sich, daß die Befestigung der Zinkplatten auf der Schalung dem Winde besser Widerstand leistet, und es wurde eine solche hinzugefügt. Die hier dargestellte Anordnung ist der ausgeführten vorzuziehen. Nach Mittheilung des ausführenden Architekten der Synagoge sind die Gewichte und Kosten der Construction die folgenden:

- |  |   |
|--|---|
| die 11 Ringe wiegen . . . . .                  | 3922 Pfd.,  |
| der obere Schlufsring . . . . .                | 135 -   |
| die 36 Sparren . . . . .                       | 6481 -  |
| die Diagonalen . . . . .                       | 3244 -  |
| die schmiedeeisernen Platten . . . . .         | 139 -   |
| Bolzen und Niete . . . . .                     | 767 -   |
| 1) Schmiedeeisen . . . . .                     | 14688 Pfd. à Ctr. 10 Thlr.<br>1468 Thlr. 24 Sgr. 3 Pf., |
| 2) die gufseisernen Platten                    | 1281 Pfd. à Ctr. 4 Thlr. = 51 Thlr. 7 Sgr. 3 Pf.        |
| 3) die feste Rüstung beim Aufstellen . . . . . | 470 - - - -   |
| 4) Hülfe beim Aufstellen . . . . .             | 51 - 13 - - -   |
| 5) die Schalung und die Riegel . . . . .       | 686 - 10 - 3 -  |
| Summa . . . . .                                | 2727 Thlr. 24 Sgr. 6 Pf.                                |

Bei einer Oberfläche der Kuppel von  $2 r \pi h = 44. \pi. 30 = 4147$  □Fufs beträgt das gesammte Eisengewicht pro □Fufs 3,85 Pfd., die Kosten desselben 11 Sgr., und die Gesamtkosten incl. Rüstung und Schalung betragen pro □Fufs Oberfläche 20 Sgr., wobei die Zinkbekleidung und die Decoration ausgeschlossen ist.

Was die überschlägliche statische Berechnung anbetrifft, so ist eine zufällige Belastung der Kuppel durch Schnee gar nicht zu erwarten. Rechnet man das Eigengewicht mit 15 Pfd. pro □Fufs Oberfläche incl. Decoration, so ist das Gesamtgewicht 622 Ctr. Diese Last drückt am Auflager auf jeden Sparren im Maximo mit circa 20 Ctr. Die Aussteifung der Sparren muß dem Winddruck widerstehen, der pro lauf. Fufs Sparren circa 1 Ctr. beträgt. Ohne Rücksicht auf die Continuität ist bei 4 Fufs freier Länge eines Sparrentheils das Biegemoment  $\frac{4.12.4}{8} = 24$ ; das Widerstandsmoment eines Stabes von 2½ Zoll Höhe und ¼ Zoll Stärke aber  $\frac{100.5^2}{6.2^2.4} = 26$ , mithin ist der eine Schenkel der gewählten Winkeleisen zur Aussteifung ausreichend, der andere zur Fortpflanzung des Drucks.

Der Winddruck gegen die Kuppelfläche ist kleiner, als die Hälfte des Druckes auf eine ebene Fläche von der Größe des Querschnitts derselben, mithin, da der Querschnitt circa

1000 □Fufs hat, und der Winddruck auf denselben circa 250 Ctr. betragen würde, ist der Druck für die Kuppel 125 Ctr. zu rechnen. Diesem Druck haben circa 8 Diagonalen, die ihrer Lage nach dazu im Stande sind, in ihren horizontalen Componenten Gleichgewicht zu halten. Jede Diagonale ist  $1\frac{1}{2}$  Zoll breit,  $\frac{1}{4}$  Zoll stark, und hat nach Abzug der Nietlöcher  $\frac{1}{4}$  □Zoll Querschnitt, mithin haben deren acht 2 □Zoll Querschnitt, die mit 200 Ctrn. nach ihrer Richtung angespannt werden können. Wegen der Neigung von 45 Grad gegen

die Horizontale ist deren horizontale Componente  $200 \cdot 0,7 = 140$  Ctr., mithin gegen den Winddruck reichlich groß. Ausserdem ist noch zu beachten, daß die Construction durch die Verschraubung mit den hölzernen ringförmigen Fetten und Benagelung mit 1zölligen Brettern, ohne deren Anwesenheit ein Winddruck nicht existirt, in ihrer Stabilität außerordentlich unterstützt und gesichert wird.

Berlin, im October 1865.

W. Schwedler.

## Portal-Abschlüsse der Innbrücke zu Passau.

(Mit Zeichnungen auf Blatt 15 im Atlas.)

Auf Blatt 15 sind die Portal-Abschlüsse der Innbrücke der bayerischen Ostbahnen bei Passau dargestellt. Das hier sehr eingeeengte tiefe Bett des Innflusses ist mit einer einzigen Oeffnung von 310 Fufs Spannweite durch eine Gitterbrücke überspannt. Die Schwierigkeit bei den genannten Bau-Objecten lag in der Vermittelung des schiefen ungleichen Anschlusses der eisernen Gitterwände an die Portalwände, die bei der nicht bedeutenden Grundfläche des Auflagepfeilers keine andere als eine gleichfalls schiefe Stellung erhalten konnten. In welcher Weise diese Lösung versucht, zeigen die hier mitgetheilten Zeichnungen der Ansicht, des Grundrisses und der Durchschnitte. Das an beiden Ufern hoch ansteigende Terrain bedingte eine möglichste Erhöhung dieser Portal-Abschlüsse,

um hierdurch zugleich Spielraum für eine gröfsere Massen-Ausdehnung zu erhalten. Das Material für dieses Bauwerk besteht für alle Sockel, Gurtungen, Gesimse, Zinnen und Decksteine aus Granit der Umgegend, alles übrige Mauerwerk wurde aus stark gelblichen Quader-Sandsteinen mit Hintermauerung von Ziegeln hergestellt. Die Ornamente sind von galvanisch verkupferten Zinkguß. Die Bekrönung sollte hier, dicht an den Landesgrenzen, die Verbindung von Bayern und Oesterreich durch die figürlichen Darstellungen der Austria und Bavaria repräsentiren. —

Die Gesamtkosten eines solchen Portal-Baues stellten sich auf rund 17500 Gulden oder etwa 10000 Thaler.

Hügel.

## Die Canalisirung der oberen Saar.

(Mit Zeichnungen auf Blatt A und B im Text.)

Am 4. April 1861 wurde zwischen Preußen und Frankreich ein Vertrag abgeschlossen, nach welchem beide Staaten übereinkamen, eine directe schiffbare Verbindung zwischen dem Rhein-Marne-Canal und den Steinkohlengruben des Saarbrücker Reviers herzustellen. Im Frühjahr 1862 wurde mit den Bauausführungen begonnen, und sind dieselben jetzt so weit gefördert, daß ein Theil der neuen Wasserstrafse dem Schiffsverkehr schon übergeben ist, und die Eröffnung des ganzen Canals voraussichtlich mit dem Beginn des Jahres 1866 erfolgen kann.

Schon Napoleon I. hatte die Absicht, durch Canalisirung der Saar, die oberhalb Saarbrücken bis dahin nicht schiffbar, sondern nur flöfsbar war, den Transport der Saarbrücker Kohlen nach dem Departement des Unter-Rheins und der Meurthe zu erleichtern. Im Jahre 1806 liefs er specielle Vorarbeiten und Entwürfe hiefür aufstellen, und auch mit der Ausführung beginnen. Fünf Schleusen, bei Saargemünd, Welferdingen, Großblittersdorf, Bübingen und St. Annual, und einige steinerne Wärterhäuser waren im Mauerwerk nahezu vollendet, als der Weiterbau durch die eintretenden politischen Ereignisse unterbrochen wurde. Die Schleusen waren bis zum Beginn der jetzt zur Ausführung gekommenen Arbeiten noch ziemlich wohl erhalten, konnten aber wegen ihrer geringen, den jetzigen Verhältnissen nicht entsprechenden Dimensionen nicht benutzt werden und nur Baumaterial für die neuen Schleusen liefern, indem die Schleusenkammern nur die geringe Länge von 68 Fufs und nur eine Breite von  $13\frac{1}{2}$  Fufs hatten.

Zeitschr. f. Bauwesen. Jahrg. XVI.

Bei der Ausführung des Rhein-Marne-Canals (Siehe „Der Rhein-Marne-Canal von G. Hagen“ im Jahrgang 1847 der Verhandlungen des Vereins zur Beförderung des Gewerbflusses in Preußen) wurde eine Abzweigung desselben nach Saarbrücken in bestimmte Aussicht genommen und im Jahre 1841 auch ein Project hierüber aufgestellt. Auch Preussischer Seits wurde 1846 die Herstellung dieser Verbindung einer näheren Untersuchung unterzogen, da es ebenso im Preussischen Interesse lag, für die Kohlen aus den fast unerschöpflichen königlichen Gruben einen festen Absatz nach dem sehr industriellen Elsaß und Lothringen zu sichern und der Concurrenz der Belgischen Kohlen in den Departements der Marne und Maafs, und auch der Kohlen von Blanzay und Epinac, in dem Elsaß mit Erfolg entgegenzutreten, wie es für die Französischen industriellen Werke von der größten Wichtigkeit war, durch Herstellung einer Wasserstrafse nach dem Saarbrücker Kohlenrevier sich dem Monopol der Eisenbahnen zu entziehen und die ihnen unentbehrlichen Kohlen für billigere Preise beschaffen zu können. Wenn die Französische Regierung die Wichtigkeit dieser Canalverbindung auch in vollem Maafse anerkannte, so war es ihr doch nicht möglich, die Gelder für die Erbauung derselben flüssig zu machen. Die sehr bedeutenden Kosten, die der Bau des Rhein-Marne-Canals verursacht hatte, und die den ursprünglich dafür aufgestellten Anschlag nahezu um das Doppelte überstiegen hatten, mußten die Bewilligung von weiteren Geldern für einen Zweigcanal sehr erschweren, zumal da andere öffentliche Arbeiten, die in der Ausführung begriffen

waren, sämtliche disponibeln Gelder absorbirten, so dafs für eine baldige Ausführung dieses Canals auf Staatskosten wenig Aussicht vorhanden war. Den Departements, die ein besonderes Interesse an der Herstellung des Canals hatten, wurde deshalb auf ihre wiederholten Anträge anheimgestellt, die erforderlichen Geldmittel selbst aufzubringen, wobei die Französische Regierung sich bereit erklärte, eine Zinsgarantie von 5 pCt. zu übernehmen. Auf diese Aufforderung bildete sich ein Comité, die Actien-Zeichnungen begannen, und 1858 war das Comité in der Lage, der Französischen Regierung anzuzeigen, dafs die nach dem Kosten-Ueberschlage für den Bau des Canals erforderliche Summe von 12000000 Frs. vollständig gedeckt sei.

Nachdem hierdurch die Schwierigkeit wegen Beschaffung der Fonds gehoben war, trat nunmehr die Französische Regierung mit der Preussischen in nähere Verhandlung wegen der Ausführung, und liessen beide Regierungen die speciellen Projecte und Kosten-Anschläge für die in ihr Gebiet fallenden Theile der Canalverbindung ausarbeiten.

Von Saargemünd bis oberhalb Güdigen bildet die Saar auf eine Länge von nahezu  $1\frac{3}{4}$  Meilen die Grenze zwischen Preussen und Frankreich. Da hier der Leinpfad und auch die Schleusen auf dem linken, dem Französischen Ufer am vortheilhaftesten auszuführen waren, so kamen bei beiden Regierungen überein, dafs diese sogenannte gemeinschaftliche Strecke von Frankreich ausgeführt und die Hälfte der Kosten mit einer Aversionssumme von 800000 Frs. von Preussen an Frankreich zurück erstattet würde.

Die ganz in Frankreich beziehungsweise Preussen liegenden Theile des Canals und der canalisirten Saar waren selbstverständlich von den betreffenden Regierungen selbst und auf deren alleinige Kosten herzustellen.

Unter Zugrundelegung des jetzigen Kohlenabsatzes nach den Gegenden, die später mit Vortheil auf dem Canal die Kohlen beziehen können, und der Steigerung des Debits, die von Jahr zu Jahr stattgefunden hat, ist angenommen, dafs nach nicht zu langer Zeit ein Transport von jährlich 12 Millionen Centner Kohlen dem Canal zufallen wird.

Es ist wahrscheinlich, dafs die concurrirenden Eisenbahnen durch Ermässigung ihrer Tarife versuchen werden, sich den Kohlentransport soviel wie möglich zu erhalten, und dafs der Canal dann nicht so viel Kohlen abführen wird, als es der Fall wäre, wenn die jetzigen Tarife bestehen blieben.

Aber abgesehen davon, dafs der Canal auch für den Kohlentransport dann indirect seinen Zweck doch erfüllt hätte, so werden sich ihm mit Sicherheit noch so bedeutende andere Transporte zuwenden, dafs er für den allgemeinen Verkehr stets von grösster Wichtigkeit bleiben wird.

Die reichen Eisensteingruben, welche in dem Meurthe-Departement an dem Rhein-Marne-Canal liegen, werden bedeutende Erzmassen zu Wasser nach den hiesigen Hüttenwerken senden, und sind schon jetzt dahinzielende langdauernde Contracte abgeschlossen. Das Salz, welches jetzt von den Salinen bei Dieuze auf der Eisenbahn bis Saarbrücken kommt, und von hier aus zu Wasser die Saar und Mosel hinabgeht, um den Regierungsbezirk Trier damit zu versorgen, wird künftig von Moussey, 3 Meilen westlich von Französisch-Saarburg auf dem Rhein-Marne-Canal und dann auf dem neuen Canal hieher befördert werden.

Große Massen von Holz, deren die Königliche Bergverwaltung in jedem Jahr allein etwa drei Viertel Millionen Cubikfufs für ihre Grubenbauten aus Frankreich bezieht, werden künftighin unbedingt auf der neuen Wasserstrasse befördert werden, zumal da durch dieselbe sehr große Waldungen mit

schönen Beständen erschlossen werden. Auch bedeutende Transporte von Steinen und gelegentlich von Getreide werden dem Canal nicht fehlen.

Die Französische Regierung hat sich den Actionairen gegenüber verpflichtet, die Abgabe, die eventuell auf dem neuen Canal erhoben wird, keinesfalls höher als 0,17 Pfennige pro Centner und Meile festzusetzen. Der mittlere Frachtsatz auf dem Rhein-Marne-Canal beträgt 0,60 Pfennige pro Centner und Meile, so dafs der ganze Transport pro Centner und Meile sich demnach höchstens auf 0,77 Pfennige stellt. Die Französische Ostbahn transportirt jetzt versuchsweise und ganz ausnahmsweise auf einzelnen Strecken, auf denen sie besonders der Concurrenz anderer Bahnen oder des Rhein-Marne-Canals ausgesetzt ist, den Centner Kohlen pro Meile zu 0,85 Pfennige. Wenn sie selbst in der Lage ist, diesen ungewöhnlich niedrigen Tarif zu verallgemeinern, so würde der Transport auf dem Canal, da er immerhin noch billiger ist, für viele Rohmaterialien, die den Conjunctionen nicht unterworfen sind, und bei denen es auf eine schnelle Expedition nicht ankommt, gewifs vorgezogen werden.

Es würde zwecklos sein, hier in die große Streitfrage, ob die Anlage neuer Canäle den Eisenbahnen gegenüber jetzt noch gerechtfertigt ist, einzutreten, und eben so wenig durch unsichere Berechnungen, die sich mehr oder weniger doch nur auf Hoffnungen, Wünsche und Vermuthungen gründen, eine Rentabilität des neuen Saar-Canales nachweisen zu wollen, da derselbe nahezu vollendet, und es deshalb nicht nothwendig ist, das Interesse für die Herstellung desselben durch den Nachweis der Wichtigkeit, die er in commercieller Beziehung hat, erst zu erwecken.

Ist der ganze Canal dem Betrieb übergeben, und hat sich ein bestimmter Verkehr auf demselben entwickelt, so werden die sich herausstellenden Resultate immerhin einen interessanten Beitrag für die Beantwortung der vorerwähnten Frage liefern.

Das Publicum zeigt ein entschiedenes Vertrauen zu der neuen Canalverbindung, und hat sich seit Beginn der Bau-Ausführungen schon eine größere Anzahl industrieller Etablissements nach dem Canal und nach der canalisirten Strecke der Saar hingezogen.

In den nachfolgenden Mittheilungen über den Canal und die damit in Verbindung stehenden Anlagen wird von dem in Frankreich liegenden Theil nur ein allgemeines Bild gegeben werden. Vielleicht findet sich später Gelegenheit, auf einzelne bedeutendere Bauwerke dieser Strecke näher einzugehen. Die Preussische Strecke wird dagegen eingehender beschrieben werden, und soll besonders auf die Construction der Schleusen, Wehre und Pfeilerbahnen mit den Vorrichtungen zum Verladen der Kohlen speciell eingegangen werden.

Auf Vollständigkeit kann die nachfolgende Beschreibung keinen Anspruch machen, da die Ausführungen noch nicht beendigt sind, und noch immer neue Projecte und Ergänzungen hinzukommen, die so reichliche Beschäftigung geben, dafs für ausgedehntere literarische Arbeiten keine Zeit übrig bleibt. Immerhin sind die vorliegenden Bauten von solcher Bedeutung, dafs baldige, wenn auch beschränkte Mittheilungen darüber doch wohl ein allgemeines Interesse finden dürften, und müssen spätere Vervollständigungen und weitere Mittheilungen über die Beobachtungen und Erfahrungen, die erst nach Eintritt eines lebhaften Verkehrs gemacht werden können, vorbehalten bleiben.



Der neue Canal zweigt sich in dem See von Gondrexange aus dem Rhein-Marne-Canal ab, ist dann in nahezu nördlicher Richtung bis oberhalb Saargemünd geführt, und tritt hier, wie aus dem Uebersichtsplan auf Blatt A ersichtlich ist, in die Saar ein, die nun bis Louisenthal durch Wehre und Schleusen canalisirt ist und die Fortsetzung des Canals bildet.

Von dem Austritt aus dem Rhein-Marne-Canal bis zu dem Eintritt in die Saar hat der Canal eine Länge von  $8\frac{1}{4}$  Meilen. Das Gesamtgefälle von dem Wasserspiegel der obersten Haltung bis zu dem Scheitel des Wehres bei Saargemünd beträgt 231,84 Fufs und wird dasselbe durch sieben und zwanzig Schleusen aufgehoben.

Die oberste Haltung des Canals steht mit der Scheitelstrecke des Rhein-Marne-Canals in freier Verbindung und ist ebenso wie der Rhein-Marne-Canal, so weit er in dem See von Gondrexange liegt, zwischen höheren Deichen durch den See hindurchgeführt. Das Längenprofil des Canals von dem See von Gondrexange bis Louisenthal ist auf Blatt B dargestellt.

Die beiden obersten Haltungen haben eine Länge von je etwa drei Viertel Meilen. In der zweiten Haltung überschreitet der Canal den Stocksee, über welchen er in einem massiven Aquäduct mit drei überwölbten Oeffnungen von je 12 Fufs 6 Zoll lichter Weite geführt ist.

Von Albéchaud, wo sich die zweite Schleuse befindet, fällt der Canal in zehn kurzen Haltungen bis beinahe auf das Niveau des Grofs-Mühl-Weiher oder des Sees von Mittersheim.

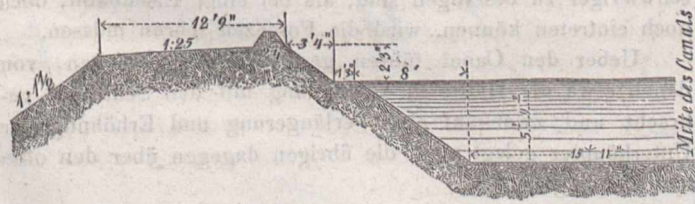
Die kleinen Seitenthäler, welche im Westen durch den Canal hier abgeschnitten werden, sind mit dem Canal durch Brücken, welche im Leinpfad liegen, in freie Verbindung gesetzt. Die Wasserfläche der einzelnen Haltungen ist hiedurch so vergrößert, daß dieselbe der Oberfläche des Wasserspiegels einer normalen Canalstrecke von mindestens 320 Ruthen Länge gleichkommt.

In diesen Seitenthälern, und zwar an den tiefsten Stellen derselben, sind Wasserlösen angebracht, die in schachtartigen Aufbauten bis zur Höhe des normalen Wasserspiegels in der nebenliegenden Haltung geführt sind, um das Tageswasser, welches diese Bassins und auch zugleich die Canalhaltungen über die normale Höhe hinaus anfüllen würde, durch den Schacht, und dann durch eiserne Röhren, welche unter dem Canal hindurch gehen, direct und ohne weitere Beihülfe abzuführen.

Die westlichen Buchten, welche der Canal von dem Grofs-Mühl-Weiher abschneidet, sind mit dem Hauptbassin durch heberförmige Durchlässe unter dem Canal verbunden.

Unterhalb Mittersheim tritt der Canal in das Thal der Naubach und verfolgt dasselbe bis Harskirchen, wo er in das Saarthal eintritt, und sich an dessen westlichen Abhängen bis Saargemünd hinzieht.

Die Albe, welche bei Saaralbe in die Saar mündet, überschreitet der Canal in einem eisernen Brückencanal auf gemauerten Pfeilern, dessen mittlere Oeffnung 51 Fufs, und dessen beide Seitenöffnungen je  $38\frac{1}{4}$  Fufs lichte Weite haben.



Das Profil des Canals stimmt mit dem des Rhein-Marne-

Canals im Allgemeinen überein. Die vorstehende Skizze giebt die Dimensionen und Verhältnisse desselben an. Die Schleusen haben ebenso wie die Schleusen des Rhein-Marne-Canals eine Breite von 5,2 Meter = 16' 7", eine Länge von 34,5 Meter = 109' 11" zwischen dem Abfallboden des Oberdempels und der untern Thorkammer, und eine Wassertiefe auf den Drepeln von 1,80 Meter = 5' 9". Das Gefälle in den einzelnen Schleusen beträgt 8 Fufs 7 Zoll.

Die Schiffe, welche diese Schleusen passiren, haben gewöhnlich eine Tragfähigkeit von 3000 Centner. Durch Vervollkommnung der Construction ist die Tragfähigkeit in letzterer Zeit jedoch bedeutend vermehrt, so daß einzelne Schiffe auf dem Rhein-Marne-Canal bis 4080 Centner Nutzlast transportiren.

Da die obersten Haltungen des Hauptcanals und des Zweigcanals in freier Verbindung stehen, so ist die Speisung beider Canäle auch eine gemeinschaftliche.

Die Speisung der Scheitelstrecke des Rhein-Marne-Canals erfolgt jetzt aus den Zuflüssen der Saar, und zwar durch einen Speisegraben, der die weiße Saar und die rothe Saar etwa eine Viertelmeile vor ihrer Vereinigung durchschneidet, und das aufgenommene Wasser bei Hesse in den Rhein-Marne-Canal führt.

Wegen der großen Anzahl Mühlen, die in dem Saarthale liegen, darf durch den Speisegraben nur das Wasser entzogen werden, welches die vereinigte Saar mehr als 90 Cubikfufs per Secunde abführt.

Da die vereinigte Saar nun in trockenen Jahreszeiten oberhalb des Rhein-Marne-Canals nur etwa 40 Cubikfufs per Secunde abführt, so darf zu solchen Zeiten ihr Wasser zur Speisung des Canals nicht benutzt werden. Es mußte deshalb ein Sammelbassin angelegt werden, in welchem das Hochwasser der Saar aufgefangen, und im Sommer zur Speisung des Canals verwandt wird. Der See von Gondrexange bildet dieses Speisebassin.

Die Deiche, welche den Canal hier einfassen, und auch den See gegen den natürlichen südöstlichen Abfluß abschließen, sind so hoch, daß das Wasser in demselben um 1,5 Meter, also um ca. 4' 9" über das Niveau der Scheitelstrecke des Canals aufgestaut werden kann. Bei dieser Höhe des Wasserspiegels sind in dem See über 200 Millionen Cubikfufs Wasser angesammelt, die zur Speisung des Canals nutzbar gemacht werden können.

Außerdem sind noch einige kleinere Gewässer, die aus den Vogesen herunter kommen, in die Scheitelstrecke des Canals geleitet.

Der Rhein-Marne-Canal wurde durch die genannten Zuflüsse und aus dem See von Gondrexange bisher immer ausreichend gespeist, und soll noch immer ein Ueberschuß an Wasser vorhanden gewesen sein.

Ob dieser Ueberschuß nach Eröffnung des neuen Canals genügen wird, um auch diesem das erforderliche Wasser abzugeben, ist aber sehr zweifelhaft, da es nicht nur ausreicht, um diesen Zweigcanal vollständig zu speisen, sondern auch wie mit Sicherheit zu erwarten steht, die Schifffahrt auf dem Rhein-Marne-Canal selbst, die gegenwärtig, wenigstens östlich von Nancy, unbedeutend ist, sich so wesentlich heben wird, daß auch der Rhein-Marne-Canal eine viel bedeutendere Masse Wasser absorbiren wird, als bisher.

Es war ursprünglich die Absicht, in den Vogesen durch Coupirung eines der oberen Saarthäler ein neues Sammelbassin zu bilden. Nach näherer Untersuchung der lokalen Verhältnisse ist man hievon zurückgekommen, und soll nun der See von Gondrexange als Sammelbassin so erweitert und ver-

größert werden, daß hier eine allen Bedürfnissen entsprechende Wassermenge aufgefangen, und in trockenen Zeiten zur Speisung der Canäle benutzt werden kann.

Zu diesem Behufe sollen die Dämme, welche den See abschließen, so erhöht werden, daß das Wasser in demselben um 2 Meter höher gestaut werden kann, als es bisher möglich war, so daß der Wasserstand in dem See um 3,5 Meter, also um ca. 11 Fufs über den jetzigen normalen Wasserstand der Scheitelstrecke angespannt werden kann. Die Wassermasse, welche dann in dem See gesammelt wird und zur Speisung zu verwenden ist, beträgt nahezu 700 Millionen Cubikfufs.

Die Füllung soll theils aus dem Wassergebiet des Sees selbst erfolgen, theils auch dadurch, daß aus der rothen und weissen Saar, etwa 400 Ruthen oberhalb des bestehenden Speisegrabens, ein neuer Speisegraben angelegt wird, der das abgefangene Wasser dem See von Gondrexange zuführt.

In den Situationsplan ist dieser projectirte Speisegraben punktirt eingezeichnet.

Um die Dämme, welche den Canal in dem See selbst einschließen, nicht dem bedeutenden Wasserdruck von 11 Fufs auszusetzen, soll die oberste Haltung mit dem See in freie Verbindung gesetzt werden. Geschieht dies, so müssen an den drei Stellen, wo die Canäle aus dem See von Gondrexange austreten, Schleusen mit je 11 Fufs Gefälle eingelegt werden, was bei einer sehr lebhaften Schifffahrt allerdings insofern unbequem wäre, als das Füllen und Entleeren dieser Schleusen mehr Zeit erfordern würde, als bei den andern Schleusen, die nur ein Gefälle von 8 Fufs 7 Zoll haben. Durch Anordnung recht großer Schützöffnungen oder durch Vertheilung des Gefälles auf zwei Schleusen würde diesem Nachtheil vorgebeugt werden können.

Die Arbeiten zu dieser Vergrößerung des Sammelbassins sind noch nicht in Angriff genommen. Man erwartet Französischer Seits, daß der Verkehr sich nicht so schnell heben wird, daß die vorhandenen Speisemittel nicht auch dem gesteigerten Bedarf im Anfang entsprechen werden, und sollen die weiteren Ausführungen hinausgeschoben werden, bis das Bedürfnis für dieselben sich wirklich geltend macht.

Der Hauptgrund für den Aufschub dieser Arbeiten ist aber wohl der, daß die für den Bau des Canals disponibeln Geldmittel kaum ausreichen, um den Canal selbst so weit fertig zu stellen, daß der Betrieb auf demselben eröffnet werden kann. Ist der Canal dem Betrieb übergeben, und zeigt sich sein Einfluß auf die Hebung der Industrie und des Verkehrs, dann werden sich auch die Mittel finden, um die weiteren Anlagen, die zur Aufrechterhaltung eines regelmäßigen und ununterbrochenen Verkehrs erforderlich sind, ausführen zu können.

Die unteren Haltungen werden durch das von oben herab kommende Wasser gespeist; außerdem sind aber zum Ersatz für das durch Filtration und Verdunstung verloren gehende Wasser noch zwei Speisevorrichtungen vorgesehen.

Wie oben erwähnt wurde, ist in dem See von Mittersheim das Niveau des Canalwasserspiegels noch etwas höher als der höchste Wasserstand des Sees, und zwar um etwa 1 Fufs. Die um ein Schleusengefälle tiefer liegende vierzehnte Haltung kann dagegen schon aus dem See gespeist werden.

Die Benutzung des Sees von Mittersheim ist gegenwärtig noch dieselbe, wie auch die des Sees von Gondrexange vor Eröffnung des Rhein-Marne-Canals war, und besteht darin, daß während zweier Jahre in dem See das Wasser gehalten, und darin Fischerei betrieben wird. Im dritten Jahr läßt man das Wasser ab; der nunmehr trocken gelegte Boden des Sees, der durch die Sinkstoffe gedüngt ist, welche sich während der

beiden vorhergehenden Jahre hier niedergeschlagen haben, wird bestellt, und werden nun Feldfrüchte darauf gezogen. Nach beendeter Erndte werden die Freiarchen in dem Abflusdeich wieder geschlossen und das sich sammelnde Wasser zurückgehalten. Soll der See zur Speisung des Canals benutzt werden, so muß diese doppelte Bewirthschaftung desselben selbstredend aufhören.

Um die hier beabsichtigte Ergänzungsspeisung noch mehr zu sichern, soll der Deich, welcher den See gegen das Naubachthal abschließt, durch welches das hier von den Höhen kommende Wasser früher seinen natürlichen Abfluß fand, so erhöht werden, daß das Wasser in dem See um einen Meter höher angespannt werden kann, als es bisher möglich war. Ist das Wasser bis zu dieser Höhe angespannt, so beträgt die Oberfläche des Wasserspiegels in dem See etwa 1000 Morgen, und die Wassermasse, welche hier gesammelt und zur Speisung des Canals verwandt werden kann, 180 Millionen Cubikfufs.

Die zweite Ergänzungsspeisung soll aus der Saar stattfinden, und zwar durch einen Speisegraben, der bei Saarunion aus der Saar austritt, und nachdem er die Naubach bei Harskirchen in einem kleinen Aquäduct überschritten hat, bei Bisert in den Canal mündet.

Von dem Austritt aus dem Rhein-Marne-Canal bis unfern Harskirchen zieht sich der Canal meistens durch Laubwälder; der Boden besteht hier zum größten Theil aus schwerem Thon, die Aufträge sind mit Ausnahme des Ueberganges über den Stocksee auch nicht übermäßig hoch, so daß ein großer Verlust durch Filtration und Verdunstung für diese Strecke nicht gerade zu befürchten ist.

Von Harskirchen ab werden diese Verhältnisse ungünstiger, indem die Waldungen fast ganz aufhören, und sich meistens in geringer Tiefe unter der Oberfläche sehr durchlässiger Kies findet, der Canal auch vielfach sehr klüftige Muschelkalklager durchschneidet, so daß hier sowohl in der Anschüttung als auch in der Bekleidung des Canalbettes mit fettem Boden die größte Vorsicht angewandt werden mußte, um eine zu große Filtration zu verhindern. Im Anfang wird dieselbe trotzdem nicht zu vermeiden sein, und werden die Ergänzungsspeisungen bei Mittersheim und bei Bisert gewiß reichlich in Anspruch genommen werden, um die durch die Filtration entstandenen Verluste zu ersetzen.

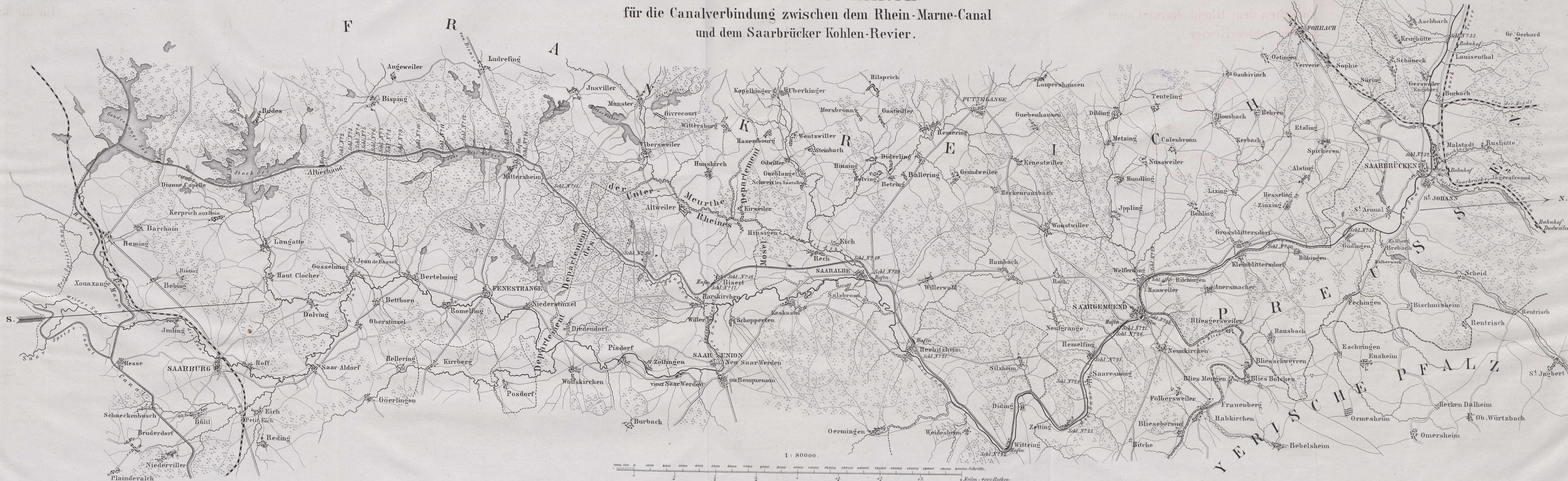
Die untere Hälfte des Canals bot auch in sofern besondere Schwierigkeiten, als durch die Anlage desselben, der in den linksseitigen Abhängen des Saarthals zum großen Theil auf der Bergseite eingeschnitten und auf der Thalseite angeschüttet war, das Gleichgewicht in den Lagerungen gestört wurde, und bei nassem Wetter Rutschungen und Bewegungen eintraten, die nur durch sehr ausgedehnte und kostspielige Drainirungen, welche das in den Boden eindringende Wasser möglichst leicht und schnell abführten, aufgehalten werden konnten.

Ob die angewandten Mittel vollständig ausreichend sind, um diese Bewegungen künftighin gänzlich zu verhindern, oder ob in Folge ungünstiger Witterungs-Einflüsse einzelne Rutschungen, die bei einem Canal weit gefährlicher und weit schwieriger zu beseitigen sind, als bei einer Eisenbahn, doch noch eintreten können, wird die Folgezeit lehren müssen.

Ueber den Canal führen gegen dreißig Brücken, von denen etwa die Hälfte in Verbindung mit den Schleusen gebracht und zwar auf eine Verlängerung und Erhöhung der Unterhäupter gelegt sind, die übrigen dagegen über den offenen Canal gehen.

Die ersteren sind durch zwei Träger aus Eisen mit oben und unten aufgenieteten Platten gebildet, welche bei den

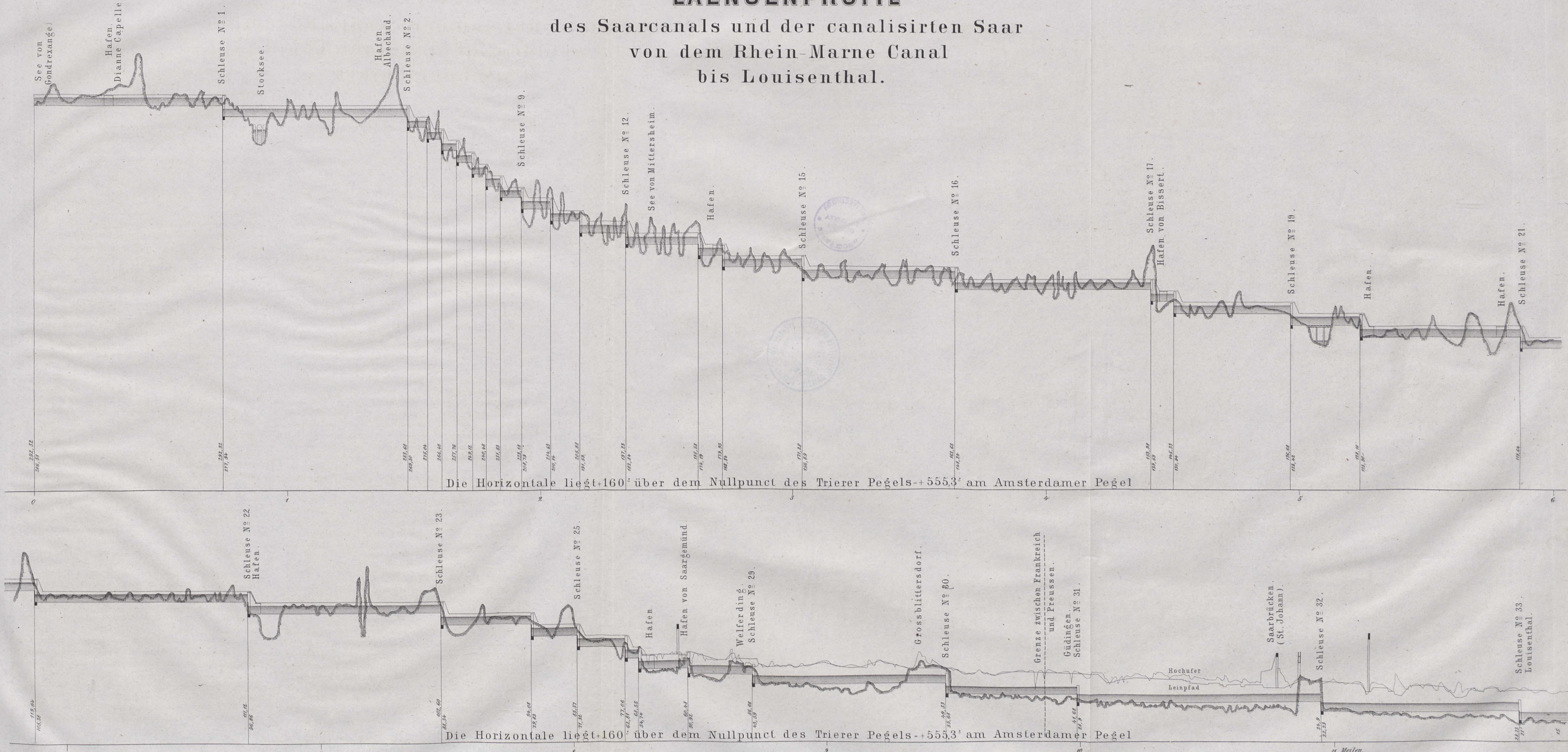
# UEBERSICHTS - KARTE für die Canalverbindung zwischen dem Rhein-Marne-Canal und dem Saarbrücker Kohlen-Revier.



Verlag von Ernst & Korn in Berlin.

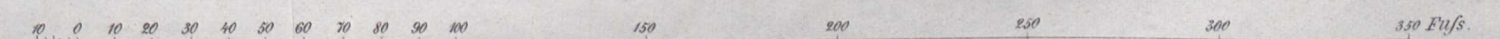
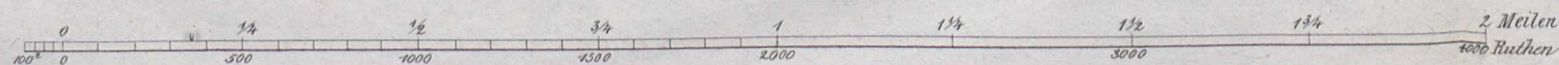
Lith. Anst. v. W. Loepf in Berlin.

# LAENGENPROFIL des Saarcanal und der canalisirten Saar von dem Rhein-Marne Canal bis Louisenthal.



Maasstab 1:80000 für die Längen.

Maasstab 1:625 für die Höhen.

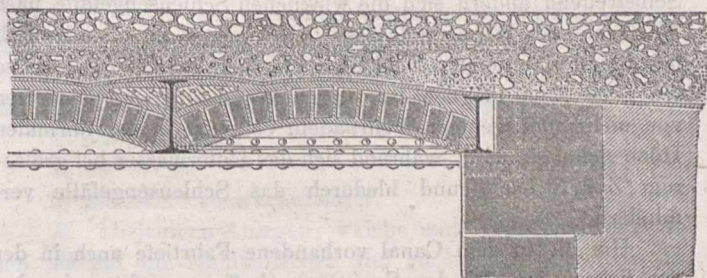
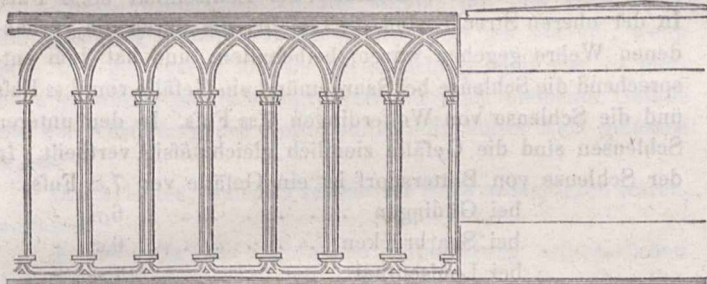


meisten Brücken 9 Fufs von einander liegen und 16 Zoll hoch sind; dieselben sind durch sechs Querträger verbunden, und sind zwischen diesen flache Kappen aus Klinkern eingewölbt, worüber die Chaussirung aufgebracht ist.

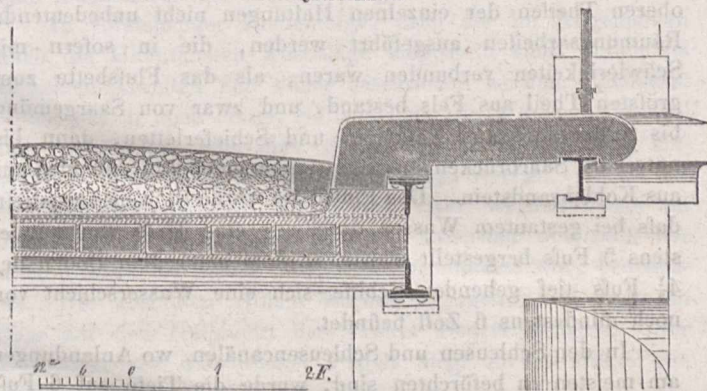
Zwei Fufs von den Längsträgern entfernt liegen auf der äufsern Seite I förmige eiserne Träger von 6 Zoll Höhe. Ueber die hohen und niedrigen Träger sind Steinplatten gelegt, welche auf beiden Seiten der Fahrbahn Fußgängerbankets bilden. Gußeiserne Geländer, welche sich an massive Brüstungsmauern anschließen, geben auf beiden Seiten einen Schutz für die Passanten.

Von den Querträgern, welche die Widerlager für die Kappen bilden, haben die vier mittleren eine Höhe von 10 Zoll, die beiden äußersten eine Höhe von  $7\frac{1}{4}$  Zoll.

Längenschnitt.



Querschnitt.



Aus vorstehenden Skizzen ist die Construction dieser Brücken ersichtlich. Bei einzelnen Brücken, wo ein besonders lebhafter Verkehr zu erwarten war, ist die Fahrbahn auf 15 Fufs verbreitert, und sind dann dem entsprechend die Trägersysteme stärker ausgeführt.

Die Canalbrücken, welche nicht in Verbindung mit den Schleusen stehen, sind gewölbt und haben eine Spannweite von 32 Fufs, eine Pfeilhöhe des Gewölbes von 4 Fufs. Die Breite zwischen den Stirnen beträgt 16 Fufs. Die chausirte Fahrbahn hat eine Breite von 11 Fufs, und die erhöhten Fußgängerbankets, die nach außen ebenfalls durch ein gußeisernes Geländer abgeschlossen sind, eine Breite von  $2\frac{1}{2}$  Fufs.

Unter diesen Brücken ist der Canal auf eine lichte Breite von 6 Meter (19 Fufs 1 Zoll) zusammengezogen, ebenso sind die Leinpfade, die gegen den Canal durch senkrechte Futtermauern abgeschlossen sind, auf  $6\frac{1}{2}$  Fufs Breite eingeschränkt.

Außerdem senken sich die Leinpfade nach den Brücken zu, so daß sie unter denselben nur etwa 2 Fufs über dem Niveau des Wasserspiegels liegen. Die lichte Höhe über dem Leinpfade bis zu dem Gewölbe-Anfang beträgt 7 Fufs 2 Zoll.

Zu beiden Seiten des Canals gehen oberhalb und unterhalb der Brücken von dem Leinpfade aus Rampen nach den zu der Brücke führenden Wegen hinauf, so daß bei diesen sämtlichen Uebergängen zugleich eine Verbindung des Leinpfades mit den Wegen, die den Canal kreuzen, stattfindet.

An dem eigentlichen Canal liegen sieben Häfen, die an solchen Punkten angeordnet sind, wo bedeutendere Orte in der Nähe liegen, oder wo die Chaussee oder bedeutendere Gemeindegewege den Canal schneiden. Die Häfen haben in der Sohle eine Breite von etwa 130 Fufs und eine Länge von 50 bis 70 Ruthen. Auf der einen Seite sind sie durch eine senkrechte Futtermauer eingefast, deren Oberkante  $2\frac{1}{4}$  Fufs über dem Wasserspiegel der Canalhaltung liegt. Neben der Futtermauer ist ein geräumiger Ladeplatz, der zum Aufstapeln der ankommenden und abgehenden Güter dient.

Die sieben und zwanzigste Haltung oberhalb der letzten Canalschleuse, die nur eine Länge von ca. 50 Ruthen hat, ist ebenfalls zu einem Hafen erweitert. Dieser dient aber weniger zum Verladen von Gütern, sondern vielmehr als Sicherheitshafen, in welchen die bei Saargemünd in der Saar liegenden Schiffe flüchten können, wenn eine bedeutende Anschwellung der Saar zu erwarten ist.

Der bedeutendste Hafen ist bei Saargemünd selbst, dicht unterhalb der letzten Canalschleuse. Derselbe hat eine Uferlänge von 80 Ruthen. Außerdem ist hier oberhalb der ersten Saarschleuse noch ein Hafen von 53 Ruthen Uferlänge. Die Hafenumauern liegen mehrfach in Curven. Um das Anlegen und Ausladen zu erleichtern, sind dieselben hier jedoch nicht als continuirliche Curven, sondern in gebrochenen Linien aufgeführt, in denen die einzelnen geraden Strecken einer Schiffslänge entsprechen. Da die Fahrzeuge, die auf den Canälen gehen, meist ganz ebene Seitenwände haben, so ist diese Anordnung eine recht zweckmäßige.

Wie schon oben erwähnt, bildet von oberhalb Saargemünd bis Louisenthal die canalisirte Saar die Fortsetzung des Canals.

Bei der ersten Bearbeitung des Projectes erhoben sich manche Bedenken gegen eine Canalisirung, und wurde es von vielen Seiten für vortheilhafter gehalten, statt dessen einen Canal neben der Saar anzulegen.

Im Allgemeinen mag es zweckmäßiger sein, anstatt einen Fluß zu canalisiren, einen Seitencanal daneben zu legen, zumal wenn diese Wasserstrasse die Fortsetzung eines wirklichen Canals bildet, wie es hier der Fall ist, da die Schiffsgefäße, welche auf einem Canal benutzt werden, und meist kastenförmig gebaut sind, um bei den durch die Schleusen bedingten Maximal-Abmessungen eine möglichst große Last tragen zu können, bei höheren Wasserständen und dem damit verbundenen größeren Stromgefälle, auf canalisirten Flüssen weniger bequem zu benutzen sind. Auch der Vortheil, daß sich auf einem canalisirten Fluß weniger leicht eine Eisdecke bildet, als auf einem Canal, ist im Allgemeinen weniger groß, wenn sich ein canalisirter Fluß an einen Canal anschließt, da wenigstens der durchgehende Verkehr aufhört, sobald sich auf dem Canal oder auch nur auf einem Theil desselben eine Eisdecke gebildet hat. Das Letztere trifft nun allerdings in sofern hier weniger zu, als in Saargemünd und dessen Nähe eine bedeutende Industrie herrscht, so daß es immer von Wichtigkeit ist, wenn auch nur bis zu dieser Stadt, möglichst lange die Kohlen von dem Saarbrücker Revier per Schiff transportiren zu können.

Wo der Waarentransport in beiden Richtungen gleich stark, oder gar zu Berg lebhafter als zu Thal stattfindet, verdient ein Canal vor einer Canalisirung deshalb den Vorzug, weil die Zugkräfte dann am vortheilhaftesten und zweckmäfsigsten ausgenutzt werden können, und es seltener vorkommt, dafs die Leinenpferde, die ein Schiff herauf gebracht haben, leer zurück gehen müssen.

Endlich ist es mit gröfserer Mühe und mehr Kosten verbunden, in einem canalisirten Strome durchweg die gehörige Fahrtiefe zu erhalten, als in einem Canal, da die Wehre und die Schleusen, die für eine Canalisirung ausgeführt werden müssen, Verlandungen durch das Hochwasser veranlassen, die bedeutende und kostspielige Baggerungen nöthig machen, und dürfte es, wenn das relative Gefälle zwischen den einzelnen Wehren nicht noch sehr bedeutend ist, wohl kaum möglich sein, durch eine noch so sorgfältige Stromregulirung diese nachtheiligen Anschwemmungen zu verhindern.

Baggerungen sind deshalb nach jedem Hochwasser unvermeidlich, und mufs nur dafür gesorgt werden, durch Bereithaltung ausreichender Baggermaschinen und womöglich Dampfbagger die entstandenen Verflachungen möglichst schnell und auf billige Weise wieder zu beseitigen, um diesen Nachtheil einem Canal gegenüber weniger merkbar zu machen.

In dem vorliegenden Falle wäre es äufserst schwierig und mit unverhältnifsmäfsigen Kosten verbunden gewesen, neben der Saar einen schiffbaren Canal anzulegen, da theils die Ortschaften sich so dicht an die Saar heranziehen, dafs eine grofse Anzahl Gebäude hätte abgebrochen werden müssen, um Raum für den Canal zu gewinnen, theils auch hohe Sandsteingebirge dicht an die Saar herantreten, die entweder übermäfsig kostspielige Erd- und Felsarbeiten für das Einschneiden des Canalbettes, oder mit nicht geringeren Kosten verbundene Verlegungen der jetzigen Saar erforderlich gemacht haben würden.

Ueberdies ist der obere Theil der Saar für eine Canalisirung so geeignet, wie gewifs selten ein Fluß, da das Bette der Saar von Saargemünd bis Saarlouis herab 16 bis 20 Fufs tief in das Thal eingeschnitten ist, so dafs das Einbauen der Wehre auf die oberhalb liegenden Ländereien und Culturen gar keinen nachtheiligen Einflufs ausüben konnte, wie dies bei andern Flüssen, wo die Ufer flach sind, und die Thalsohle nur wenig über dem mittlern Wasserstand des Flusses liegt, meistens der Fall zu sein pflegt.

Nach den Beobachtungen an dem alten Saarbrücker Pegel betrug der mittlere Sommerwasserstand  $+ 2$  Fufs 6 Zoll; der allerniedrigste Sommerwasserstand ist an demselben Pegel beobachtet  $+ 10$  Zoll, der allerhöchste Wasserstand dieses Jahrhunderts, der im Jahre 1824 stattfand, war  $+ 27$  Fufs. Nach den zehnjährigen Beobachtungen von 1851 bis 1860 hat die Saar durchschnittlich in jedem Jahr nur während 4 Tage über  $+ 12$  Fufs und nur während eines Tages über  $+ 16$  Fufs am Pegel gestanden. Rechnet man die letzten fünf Jahre binzu, so vermindert sich die Dauer dieser höheren Wasserstände noch bedeutend.

Die Thalsohle liegt durchweg an  $+ 16$  bis  $+ 20$  Fufs a. P., so dafs durchschnittlich in jedem Jahr die Wiesen nur während eines Tages inundirt werden.

Unter diesen Verhältnissen schwindet der Einflufs, den die Anlage der Wehre auf die Wasserstände hat, bei denen die anliegenden Wiesen überschwemmt werden, fast vollständig, zumal bei Anwendung von beweglichen Wehren, selbst wenn der massive Wehrrücken auch über die alte Flußsohle hervortrat, doch nicht zu befürchten ist, dafs die Ueberschwemmungen früher eintreten würden, als bisher.

Da der Canal auf dem linken Ufer in die Saar tritt, so ist auch der Leinpfad, um die immerhin störenden Ueberschläge des Leinenzuges zu vermeiden, auf das linke Ufer der canalisirten Saar gelegt. Diese Anordnung wurde auch durch die Hafen-Anlage bei Saarbrücken bedingt.

In Verbindung hiemit mufsten auch die sämtlichen Schleusencanäle auf das linke Ufer gelegt werden.

Bei Saargemünd, Welferdingen und Blittersdorf bestanden alte massive Mühlenwehre, die nur einer gründlichen Reparatur bedurften, um sie als Schleusenwehre benutzen zu können. Unterhalb Blittersdorf finden sich keine Wehre in der Saar, und mufsten hier dieselben neben den anzulegenden Schleusen neu erbaut werden.

Wie aus dem Längenprofil ersichtlich ist, beträgt das Gefälle von dem Scheitel des Wehres bei Saargemünd bis zu dem mittleren Unterwasserstand bei Louisenthal 38,52 Fufs. In der oberen Strecke sind die Gefälle, die durch die vorhandenen Wehre gegeben waren, beibehalten, und hat dem entsprechend die Schleuse bei Saargemünd ein Gefälle von 3,82 Fufs und die Schleuse von Welferdingen 7,33 Fufs. In den unteren Schleusen sind die Gefälle ziemlich gleichmäfsig vertheilt. In der Schleuse von Blittersdorf ist ein Gefälle von 7,65 Fufs,

bei Güdigen . . . . .	6,78 -
bei Saarbrücken . . . . .	6,67 -
bei Louisenthal . . . . .	7,23 -

Selbstredend ändern sich die wirklichen Schleusengefälle nach Maafsgabe des Wasserzufflusses. Am meisten ist dies der Fall bei den drei untersten Schleusen, da hier das Oberwasser, so lange es eben möglich ist, durch Wegnahme und Einsetzen von mehr oder weniger Wehrnadeln constant in der normalen Höhe gehalten wird, während sich das Unterwasser bei gröfserem Zuflufs hebt, und hiedurch das Schleusengefälle vermindert.

Um die in dem Canal vorhandene Fahrtiefe auch in der canalisirten Strecke der Saar zu schaffen, mufsten in den oberen Theilen der einzelnen Haltungen nicht unbedeutende Räumungsarbeiten ausgeführt werden, die in sofern mit Schwierigkeiten verbunden waren, als das Flußbette zum gröfsten Theil aus Fels bestand, und zwar von Saargemünd bis Blittersdorf aus Kalkstein und Schieferletten, dann bis unterhalb Saarbrücken aus Buntsandsteinen, und von hier aus aus Kohlensandstein. Das Flußbette wurde so weit ausgetieft, dafs bei gestautem Wasser durchweg eine Tiefe von mindestens 5 Fufs hergestellt wurde, so dafs unter dem Boden der  $4\frac{1}{2}$  Fufs tief gehenden Schiffe sich eine Wasserschicht von noch mindestens 6 Zoll befindet.

In den Schleusen und Schleusencanälen, wo Anlandungen am meisten zu befürchten sind, wurde die Tiefe auf 6 Fufs vermehrt, um nicht nach jedem unbedeutenden Hochwasser sofort Baggerungen nöthig zu machen.

Auf das Gefälle, welches auch bei dem vollen Stau noch immerhin existirt, wurde bei den Räumungen keine Rücksicht genommen, da zumal bei geringem Zuflufs die Geschwindigkeit des Wassers in Folge der bedeutenden Vergrößerung des Profils so gering wird, dafs das Gefälle fast vollständig verschwindet.

Für einen Zuflufs, der einem frühern Wasserstande von  $+ 2\frac{1}{2}$  Fufs am alten Saarbrücker Pegel entspricht, und bei dem die Saar etwa 600 Cubikfufs Wasser abführt, wurde die Wasserstandshöhe berechnet, die das Wasser, wenn bei Saarbrücken der normale Aufstau stattfand, unterhalb der Güdinger Schleuse haben würde.

Die Rechnung, die bei der Unregelmäfsigkeit des Flußbettes auf grofse Genauigkeit allerdings nicht Anspruch machen

konnte, wurde in der Art durchgeführt, daß mehrere zusammenliegende Profile, die ziemlich gleich groß und auch sonst ähnlich waren, zusammen genommen wurden, und für diese die Geschwindigkeit, mit der die bekannte Wassermasse abgeführt werden mußte, und daraus dann das Gefälle berechnet wurde, welches erforderlich war, um dem Wasser diese Geschwindigkeit zu ertheilen. Die Rechnung ergab eine Erhebung des Wassers von nahezu 3 Zoll.

In der zweiten Hälfte des Monats Juni 1865 ist der normale Stau continuirlich erhalten. Der Wasserzufluß war in dieser Zeit sehr gering und betrug nur etwa 350 Cubikfuß.

Das an den Pegeln beobachtete absolute Gefälle vom Unterwasser der Gündinger Schleuse bis zum Oberwasser der Saarbrücker Schleuse betrug in dieser Zeit im Durchschnitt  $1\frac{1}{2}$  Zoll.

Dieses beobachtete Gefälle stimmt mit den oben durch die Rechnung gefundenen Resultaten recht gut überein, wenn man den geringeren Zufluß berücksichtigt, und war es hiernach jedenfalls gerechtfertigt, daß das noch bleibende Gefälle bei der Austiefung des Bettes vollständig aufser Acht gelassen wurde.

Die Arbeiten, welche Preussischer Seits auszuführen waren, umfassen:

A. Die für die eigentliche Canalisirung erforderlichen Arbeiten und zwar:

- 1) die Ufer- und Leinpfadsbauten sowie die Regulierungs- und Räumungsarbeiten im Flußbette;
- 2) die Schleusencanäle und den Ausbau der in der Nähe der Schleusen und Wehre liegenden Flußstrecke;
- 3) die Schleusen;
- 4) die Wehre;
- 5) die Schleusenwärterhäuser.

B. Diejenigen Anlagen, welche zum Transport der Kohlen bis auf die Haldenflächen und bis an die Saar, und die zum Magazinieren der Kohlen dienen.

In vorstehender Reihenfolge, nach der im Allgemeinen auch die Hauptkosten-Anschläge aufgestellt sind, sollen die einzelnen Arbeiten nun näher beschrieben werden. Zunächst sollen jedoch noch einige Notizen über die Wasser- und Gefälle-Verhältnisse und über die durch die Canalisirung eingeführte Vertheilung der Gefälle gegeben werden.

Die Wasserstände der oberen Saar wurden bisher an dem Pegel, der an dem Krannen-Unterbau unterhalb der alten Brücke bei Saarbrücken fest eingemauert war, beobachtet. Die absoluten Höhen wurden dagegen an der ganzen Saar auf den Nullpunkt des Trierer Pegels bezogen. Der Nullpunkt des Saarbrücker Pegels liegt an  $+186,06$  des Trierer Pegels.

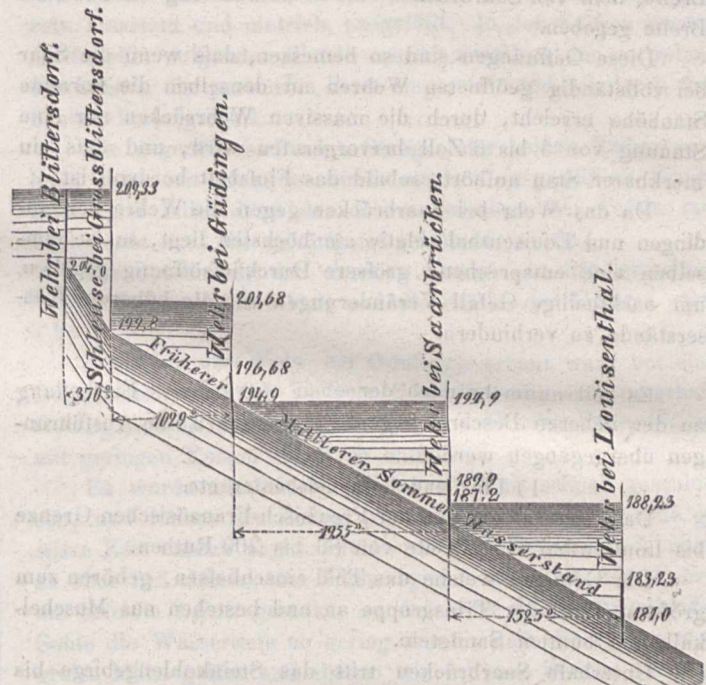
Der mittlere Sommerwasserstand entsprach einer Höhe von nahe  $+2,5$  am Saarbrücker Pegel. Bei diesem Wasserstande führte die Saar etwa 600 Cubikfuß Wasser ab. Bei den allerniedrigsten Wasserständen, die einem Pegelstande von  $+10$  Zoll entsprechen, mochte die abgeführte Wassermasse 250 bis 300 Cubikfuß betragen. Bei einem Wasserstande von  $+16$  Fuß am Saarbrücker Pegel, bei dem der Fluß zum Theil bordvoll ist, werden 10000 bis 11000 Cubikfuß mit einer mittleren Geschwindigkeit von etwas über 4 Fuß abgeführt.

Das absolute Gefälle von unterhalb des Blittersdorfer Wehres bis Louisenthal beträgt, wie aus der nachfolgenden Skizze ersichtlich ist, 23 Fuß.

Dicht unterhalb des Blittersdorfer Wehres liegen bedeutende Stromschnellen, die in einer Strecke von nur 370 Ruthen ein absolutes Gefälle von über 4 Fuß aufheben. Weiter un-

terhalb war das Gefälle gleichmäßiger vertheilt. Dasselbe betrug auf 100 Ruthen oberhalb des Gündinger Wehres 5,71 Zoll, von hier bis zum Saarbrücker Wehr . . . . . 4,73 - und von hier bis zum Louisenthaler Wehr . . . . . 4,88 -

Das Durchschnittsgefälle von der Blittersdorfer Schleuse bis zu dem Louisenthaler Wehr betrug auf 100 Ruthen 5 Zoll.



Unregelmäßigkeiten kamen in dieser Strecke auch vor, und verursachten besonders die vorhandenen Furthen bei Gündingen und Malstatt wesentliche Abweichungen von dem Durchschnittsgefälle.

Wie oben erwähnt, ist das Gefälle von unterhalb Blittersdorf bis Louisenthal durch die drei Wehre und Schleusen bei Gündingen, Saarbrücken und Louisenthal aufgehoben.

Die vorstehende Skizze giebt die Höhenlage derselben an, bezogen auf den Nullpunkt des Trierer Pegels.

Die starken vertikalen Linien bedeuten die in den Fluß eingebauten massiven Wehrrücken, über denen durch bewegliche Wehrconstructions das Wasser für gewöhnlich noch 5 Fuß angespannt wird. Die Constructions sind so gewählt, daß das Wasser noch 6 Zoll höher aufgestaut werden kann, um eine Unterbrechung der Schifffahrt möglichst zu verhindern, falls nach Hochfluthen in dem Fahrwasser Verlandungen eingetreten sind, deren Beseitigung längere Zeit erfordert. In der Skizze sind die Wasserstände für die normale Stauung verzeichnet. Da die sehr hohen Ufer der Saar für die Stauung einen weiten Spielraum gestatteten, so konnten die Wehre, vorausgesetzt, daß der Abfluß des Hochwassers durch die Anlage derselben nicht beeinträchtigt wurde, so angeordnet werden, wie es für den in Aussicht genommenen Verkehr am bequemsten und für die übrigen hierzu erforderlichen Ausführungen am zweckmäßigsten war.

Auf eine möglichste Verminderung der Kosten für die Austiefung des Flußbettes durfte hierbei ebenfalls Rücksicht genommen werden.

Da die letzte Rücksicht eine bedeutende Hebung des Wassers gegen den frühern mittleren Sommerwasserspiegel erforderlich machte, die Bedienung des Wehrs aber sehr erschwert wird, wenn der bewegliche Oberbau eine Höhe von 5 bis 6 Fuß überschreitet, so mußten die massiven Wehrrücken 5 bis 7 Fuß über der Sohle des alten Flußbettes angelegt werden. Um nun hierdurch keine nachtheilige Wirkung für den Abfluß des

Hochwassers herbeizuführen, wurde das Flußbett an den Wehrstellen so erweitert, daß bei größerem Zuflusse das Wasser, ohne sich wesentlich zu stauen, abfließen konnte.

Die kleinern Profile der obern Saar haben in der Sohle eine Breite von 7 bis 8 Ruthen. Den Wehren von Güdigen und Louisenthal ist nun eine lichte Oeffnung von 160 Fufs Breite, dem von Saarbrücken eine lichte Oeffnung von 180 Fufs Breite gegeben.

Diese Oeffnungen sind so bemessen, daß wenn die Saar bei vollständig geöffneten Wehren an denselben die normale Stauhöhe erreicht, durch die massiven Wehrrücken nur eine Stauung von 4 bis 6 Zoll hervorgerufen wird, und daß ein merkbarer Stau aufhört, sobald das Flußbett bordvoll ist.

Da das Wehr bei Saarbrücken gegen die Wehre bei Güdigen und Louisenthal relativ am höchsten liegt, so ist demselben eine entsprechend größere Durchflußöffnung gegeben, um nachtheilige Gefäll-Veränderungen für die höheren Wasserstände zu verhindern.

Es soll nunmehr nach der oben angegebenen Eintheilung zu der näheren Beschreibung der Preussischen Bau-Ausführungen übergegangen werden.

#### 1) Ufer und Leinpfadsbauten etc.

Das Saarthal hat von der Preussisch-Französischen Grenze bis Louisenthal eine Breite von 80 bis 200 Ruthen.

Die Gebirge, welche das Thal einschließen, gehören zum größten Theil der Triasgruppe an und bestehen aus Muschelkalk und buntem Sandstein.

Unterhalb Saarbrücken tritt das Steinkohlengebirge bis an das Thal, und zum Theil bis an die Saar selbst heran.

Die Thalfläche ist durch Alluvial-Formation fast horizontal abgeglichen.

Der Thalgrund besteht in den oberen Schichten aus magerem Lehm, geht dann in fetten Thon über, der tiefer mit Sand gemischt ist. Unter diesem befindet sich eine schwache Schicht Sand, und darunter eine 2 bis 4 Fufs mächtige Lage Kies, die auf dem weichen Buntsandstein lagert.

Die Ufer der Saar befanden sich, da zum größten Theil für die Befestigung derselben nichts geschehen war, in äußerst verwildertem Zustande. Das Tageswasser, welches sich auf den Wiesen sammelte, drang, so weit es nicht durch die Gräben abgeführt wurde, in den Wiesenboden ein, folgte dann den durchlässigen Schichten, und rieselte in diesen der Saar zu. Am Ufer spülte es die Erdtheilchen aus und verursachte hierdurch nach und nach bedeutende Abbrüche und Abrutschungen, die zumal in den starken Concaven, in denen der Angriff durch die Strömung noch hinzu kam, sehr bedeutende Dimensionen annahmen und große Wiesenflächen zerstörten.

Unterhalb Saarbrücken, wo die Saar früher schon schiffbar und durch Systeme kurzer Buhnen ausgebaut war, hatten sich die Ufer besser gehalten, doch fanden auch hier Absackungen zwischen den Buhnen noch fortwährend statt.

Für die Canalisirung ist jetzt nur das linke Ufer, auf welchem der Leinpfad liegt, regelmäßig ausgebaut, wogegen auf dem rechten Ufer nur bedeutendere Buchten, die sich in den starken Concaven durch Abbrüche gebildet hatten, mit Buhnen verbaut sind, um eine weitere Verwilderung des Flußbettes zu verhüten.

Auf eine vollständige Strom-Regulirung konnte noch nicht Rücksicht genommen werden, da durch die Wehrebauten der Charakter des Stromes der Art geändert wird, daß die bisherigen Messungen und Beobachtungen keine Grundlage für die Ermittlung eines Normalprofils und für die Aufstellung eines vollständigen Stromregulirungsprojectes, welches für die

geänderten Verhältnisse noch Aussicht auf Erfolg haben würde, bilden konnten.

Wo es ohne übermäßige Kosten geschehen konnte, ist das Leinpfadsufer in zwei bis zwei und ein halbfüßiger Dossirung regelmäßig abgeglichen, und der Fuß durch ein Pflaster und durch ein roh vorgeschüttetes Banket von Steinen gesichert. Das Pflaster ist im Durchschnitt bis 2 Fufs über den niedrigsten Wasserstand, der bei geöffneten Wehren eintritt, heraufgeführt, und sind von hier bis über den normalen Stauwasserspiegel Weiden gepflanzt, um die Dossirungen gegen den Wellenschlag zu schützen.

Ueber dem Pflaster sind die Böschungen mit Rasen belegt und in den oberen Theilen, für die der vorhandene Rasen nicht ausreichte, mit Grassaamen eingesät, und hat sich schon jetzt zum größten Theil ein recht schöner und ergiebiger Graswuchs gebildet.

Um die Dossirungen gegen die zerstörenden Wirkungen des von den hinter gelegenen Wiesen durchdringenden Filterwassers zu schützen, sind dieselben durch zahlreiche Steinrigolen, die von dem Leinpfad bis zu dem Uferfuß geführt sind, drainirt.

An solchen Stellen, wo das Terrain besonders quellig war, sind diese Rigolen bis auf  $1\frac{1}{2}$  Ruthen Entfernung zusammen gerückt. Wo das Ufer an sich ziemlich fest und gut bewachsen war, oder wo nicht genügende Erdmassen in der Nähe vorhanden waren, um das Ufer regelmäßig herzustellen, und die Anlage eines fortlaufenden Deckwerkes deshalb zu bedeutende Kosten verursacht hätte, wurden in Entfernungen von 6 bis 8 Ruthen kurze Buhnen erbaut, die das Ufer schützen, und außerdem gewissermaßen eine Lehre für die normale Ausbildung desselben abgeben sollten. Zwischen den Buhnen wurde das Ufer, nachdem auch hier die nöthigen Drainirungen durch Steinrigolen ausgeführt waren, leicht regulirt und bis zur normalen Stauhöhe ebenfalls mit Weiden besteckt.

Neben den über die Saar führenden Brücken, sowie an einzelnen Stellen, wo die Berge dicht an die Saar herantreten und der ganze Leinpfadskörper vorgeschüttet werden mußte, ist derselbe, um den Fluß nicht zu sehr einzuengen, mit einfüßiger Dossirung hergestellt, und diese bis zur Leinpfadskante herauf mit einem starken Pflaster versehen. Unter den Brücken selbst ist die Dossirung noch steiler angelegt, und mußte bei der alten Brücke, die Saarbrücken mit St. Johann verbindet und in der die am linken Ufer liegende Oeffnung nur eine lichte Weite von 35 Fufs hatte, der Leinpfad auf 20 Ruthen Länge durch eine senkrechte Futtermauer begrenzt werden, um den für den Durchgang der Schiffe erforderlichen freien Raum zu erhalten.

Die Höhenlage des Leinpfades richtete sich im Allgemeinen nach dem Terrain, und liegt derselbe zwischen 4 und 14 Fufs über dem normalen Stauwasserspiegel. Der Leinpfad hat eine Breite von 14 Fufs; in einzelnen längern geraden Strecken ist die Breite auf 12 Fufs und unter den Brücken auf 10 Fufs vermindert.

Die Leinpfadskrone hat ein Quergefälle von 4 Zoll nach der Wasserseite zu, und ist nur durch eine schwache Kiesdecke befestigt.

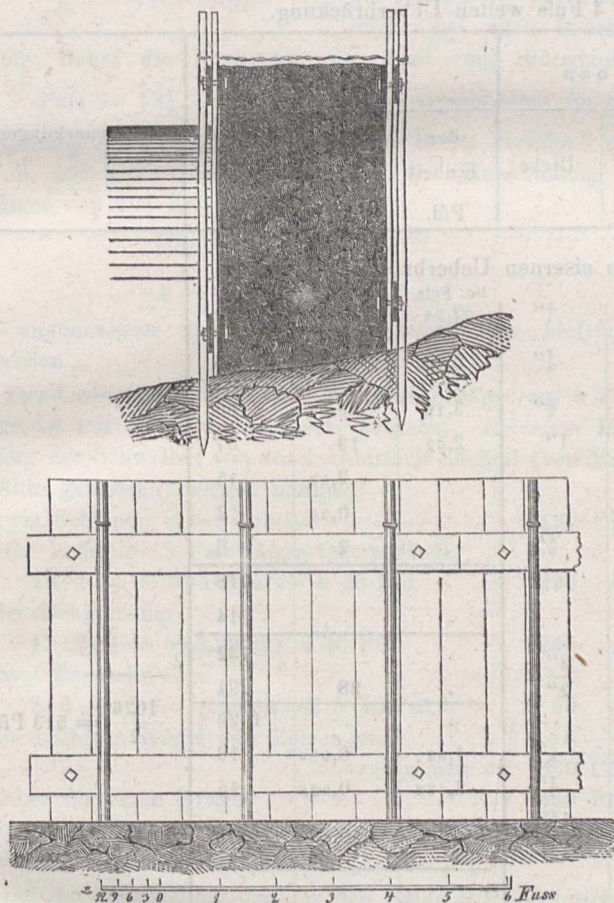
Neben der oben erwähnten Futtermauer, wo der Leinpfad besonders tief liegt, und deshalb öfter überströmt wird, ist derselbe in der ganzen Breite abgeplastert.

Die Austiefung des Flußbettes wurde, so weit dasselbe nicht aus gewachsenem Fels bestand, durch Handbaggermaschinen bewirkt. Der hierdurch in großer Masse gewonnene Kies gab ein willkommenes Material für die Unterbettung des Dossirungspflasters und die Befestigung der Leinpfadskrone.



Das Ausbrechen der Felsen geschah zwischen Fangedämmen im Trockenem. Da diese Arbeit ausgeführt wurde, bevor die Wehre eingebaut waren, und die Tiefe, bis zu der die Räumung stattfinden mußte, wenigstens oberhalb Louisenthal nicht über 4 Fufs betrug, so konnten die Fangedämme möglichst leicht und einfach construirt werden. Die sehr niedrigen Wasserstände der letzten Jahre erleichterten diese Arbeit noch wesentlich.

Die Construction der Dämme ist in nachstehender Skizze dargestellt.



In den Boden wurden zwei Reihen eiserner Stangen von  $1\frac{1}{2}$  bis  $1\frac{3}{4}$  Zoll Durchmesser 1 bis 2 Fufs tief eingetrieben, die, wo der Fels eine größere Härte besaß, unten stark verstäht waren, und gegen diese Stangen auf den inneren Seiten Bretttafeln gesetzt. Zur Herstellung der Tafeln waren zunächst Rahmen gebildet, die aus zwei vertikalen Brettern und oben und unten aus doppelten horizontalen etwa 8 Zoll breiten Leisten, welche die vertikalen Bretter von beiden Seiten umfassten, zusammengesetzt waren. Die Bretter und Leisten wurden an den Stel-

len, wo sie sich kreuzten, durch kleine Schraubenbolzen verbunden, so daß hierdurch verschiebbare viereckige Rahmen entstanden. Diese Rahmen stellte man nun dicht gegen die eisernen Stangen und trieb die vertikalen Bretter fest auf den Boden herunter.

Der Raum zwischen den Leisten und den vertikalen Brettern wurde nun durch weitere vertikale Bretter, die man einzeln einsetzte und eintrieb, ausgefüllt. In den Stößen zweier aufeinander folgenden Tafeln wurde zwischen die vortretenden Leisten ein passendes Brett eingesetzt, und hierdurch der Schluß herbeigeführt.

Die gegenüberstehenden Stangen der beiden Reihen verband man mit einander durch starken ausgeglühten Eisendraht und füllte dann den Raum zwischen den Tafeln mit Dammerde aus, die gehörig festgestampft wurde.

Die Entfernung der eisernen Stangen in den einzelnen Reihen betrug 2 bis 3 Fufs und die Stärke der Dämme etwa 3 Fufs.

Nachdem das Wehr bei Güdigen erbaut war, bot sich Gelegenheit, einzelne kleinere Steinriffe, die sich unterhalb Güdigen in dem Flußbette befanden, auch ohne Fangedämme mit geringen Kosten sicher zu entfernen.

Es wurde nämlich das Wehr möglichst schnell geschlossen, und indem der Zufluß von oben hierdurch für eine gewisse Zeit nahezu abgeschnitten war, das Wasser nach unten zu aber frei abfloß, der Wasserspiegel unterhalb des Wehres um beinahe 2 Fufs gesenkt, so daß über der herzustellenden Sohle die Wassertiefe so gering wurde, daß die Felsen ohne große Mühe gelöst und ebenso wie schwere Steine, die etwa lose im Flußbette lagen, leicht entfernt werden konnten. Es dauerte in der Regel nahezu vier Stunden, bis das Wasser wieder zu steigen begann und die Arbeit dann abgebrochen werden mußte.

Da durch das schnelle Zustellen des Wehres auf der ganzen Saar eine Senkung des Wasserspiegels herbeigeführt wurde, die bei Merzig, 8 Meilen unterhalb Güdigen, noch beinahe 6 Zoll betrug, und selbst auf den Wasserstand der Mosel noch ein wesentlicher Einfluß hiervon merkbar war, so mußten die Schiffer stets mehrere Tage vorher davon in Kenntniß gesetzt werden.

Wegen des sehr niedrigen Wasserstandes, der im vorigen Jahr auf der Saar und Mosel herrschte, war die Schifffahrt auf diesen Flüssen übrigens so unbedeutend, daß wesentliche Störungen hierdurch nicht herbeigeführt wurden.

Nach Fertigstellung der Wehre bei Saarbrücken und Louisenthal konnten unterhalb derselben in gleicher Weise künstlich niedrige Wasserstände geschaffen, und für die Räumungsarbeiten nutzbar gemacht werden.

(Fortsetzung folgt.)

L. Hagen.

## Die eisernen Ueberbrückungen der Altenbeken-Holzmindener Eisenbahn.

(Mit Zeichnungen auf Blatt 16 bis 18 im Atlas.)

Die eisernen Ueberbrückungen der Altenbeken-Holzmindener Eisenbahn sind nach Maafsgabe der Weite der Oeffnungen, welche sie überspannen, in drei verschiedenen Systemen ausgeführt. Das erste System, für Durchlässe bis zu 6 Fufs lichter Weite, hat Träger aus gewalztem I-Eisen mit aufgelegten Querschwellen, das zweite System, für kleinere Brücken bis zu 15 Fufs Weite, hat durchbrochene Blechträger mit durchgesteckten Querschwellen, und das dritte System,

Zeitschr. f. Bauwesen, Jahrg. XVI.

mit Lang-, Quer- und Schwellenträgern aus Blech, ist bei größeren Ueberbrückungen bis zu 24 Fufs Weite zur Anwendung gekommen.

Der nachfolgende Aufsatz enthält die Beschreibung der ausgeführten Eisenconstruktionen nach den gedachten drei Systemen geordnet, sowie die betreffenden Gewichts-Ermittelungen und statischen Berechnungen.

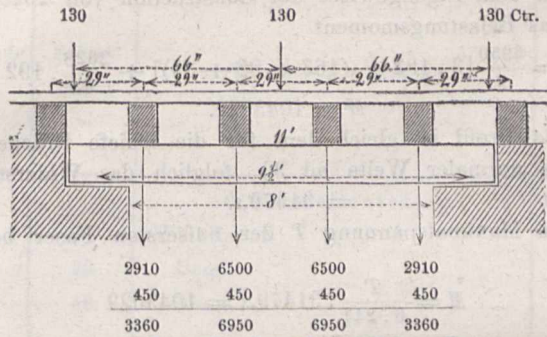






Statische Berechnung

1) für eine Brückenweite von 8 Fufs.



Aus den vorstehenden für die Auflagerpunkte der Querschwellen berechneten Belastungen, der zur Berechnung kommenden Trägerlänge von 9 1/2 Fufs = 114 Zoll

und dem Eigengewicht der Construction von 1357 Pfd. folgt das Belastungsmoment

$$M = \frac{3360}{2} (114 - 87) + \frac{6950}{2} (114 - 29) + \frac{1357}{8} \cdot 114$$

$$M = \text{rot. } 360072.$$



Das Widerstandsmoment ergibt sich nach nebenstehendem Profil:

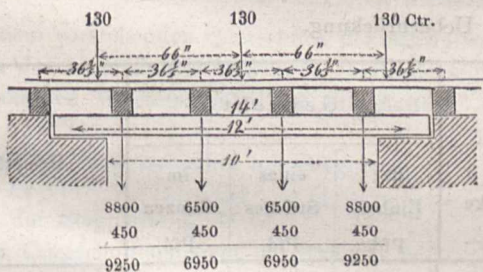
- a) der Blechplatte mit vertikalen Winkelschenkeln  
 $\frac{1}{8} [(24^3 - 12^3) - (21\frac{1}{4}^3 - 19\frac{3}{4}^3)] = \text{rot. } 11479,5$
- b) äußere horizontale Winkelschenkel  
 $(6\frac{3}{8} - \frac{9}{8}) (24^3 - 23\frac{1}{2}^3) = \text{rot. } \dots 6593,9$
- c) innere horizontale Winkelschenkel  
 $(6\frac{3}{8} - \frac{9}{8}) (12\frac{3}{4}^3 - 12^3) = \text{rot. } \dots 1809,5$   
 in Summa 19882,9.

Die Maximalspannung T der äußersten Faser beträgt daher

$$M = \frac{T}{6 \cdot 24} \cdot 19882,9 = 360072$$

$$T = 2608 \text{ Pfd. pro } \square \text{Zoll.}$$

2) Für eine Brückenweite von 10 Fufs.



Aus den vorstehenden für die Auflagerpunkte der Querschwellen berechneten Belastungen, der zur Berechnung kommenden Trägerlänge von 12 Fufs = 144 Zoll

und dem Eigengewicht der Construction von 1878 Pfd. folgt das Belastungsmoment

$$M = \frac{9250}{2} (144 - 108) + \frac{6950}{2} (144 - 36) + \frac{1878}{8} \cdot 144$$

$$M = 575604.$$

Das Widerstandsmoment ergibt sich aus dem Profil, welches sich von dem bei der Brückenweite von 8 Fufs nur dadurch unterscheidet, dafs die horizontalen und vertikalen Winkelschenkel, statt dort 3/8 Zoll, hier 1/2 Zoll stark sind:

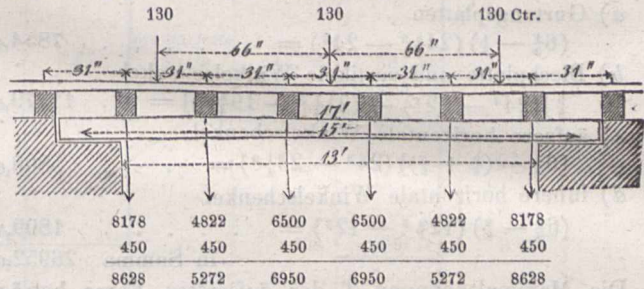
- a) Blechplatte mit vertikalen Winkelschenkeln  
 $1\frac{3}{8} [(24^3 - 12^3) - (21\frac{1}{4}^3 - 19\frac{3}{4}^3)] = \dots 14030,6$
- b) äußere horizontale Winkelschenkel  
 $(6\frac{3}{8} - 1\frac{3}{8}) (24^3 - 23^3) = \dots 8225,0$
- c) innere horizontale Winkelschenkel  
 $(6\frac{3}{8} - 1\frac{3}{8}) (13^3 - 12^3) = \dots 2345,0$   
 Summa 24600,6.

Die Maximalspannung T der äußersten Faser beträgt daher

$$M = \frac{T}{6 \cdot 24} \cdot 24600,6 = 575604$$

$$T = 3369 \text{ Pfd. pro } \square \text{Zoll.}$$

3) Für eine Brückenweite von 10 Fufs normal gemessen, bei welcher die Mittellinie der Brücke gegen die Bahnlinie unter 73 Grad geneigt ist.



Aus der vorstehenden für die Auflager der Querschwellen berechneten Belastungen, der zur Berechnung kommenden Trägerlänge von 15 Fufs = 180 Zoll

und dem Eigengewicht der Construction von 4995 = 2497,5 = rot. 2498 Pfd.

folgt das Belastungsmoment

$$M = \frac{8628}{2} (180 - 155) + \frac{5272}{2} (180 - 93) + \frac{6950}{2} (180 - 31) + \frac{2498}{8} \cdot 180$$

$$M = 911162.$$

Das Widerstandsmoment ergibt sich aus dem Profil, welches gleich dem bei 10 Fufs Brückenweite, jedoch durch eine obere und eine untere Gurtungsplatte von 6 1/2 Zoll Breite, 3/8 Zoll Stärke und mit 3/8 zölligen Nieten verstärkt worden ist:

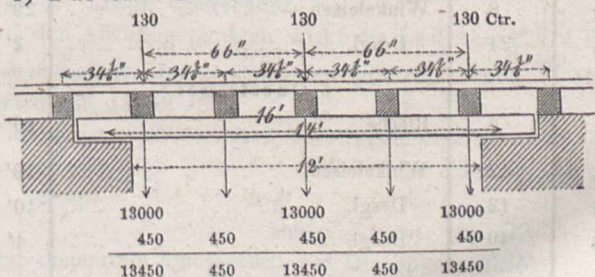
- a) die Gurtungsplatten  
 $(6\frac{1}{2} - \frac{3}{8}) (24\frac{3}{4}^3 - 24^3) = \dots 7854,40$
- b) die Blechplatte mit den vertikalen Winkelschenkeln  
 $1\frac{3}{8} [(24^3 - 12^3) - (21\frac{1}{4}^3 - 19\frac{3}{4}^3)] = \dots 14030,56$
- c) äußere horizontale Winkelschenkel  
 $[6\frac{3}{8} - (1\frac{3}{8} + \frac{3}{8})] (24^3 - 23^3) = \dots 7249,37$
- d) innere horizontale Winkelschenkel  
 $(6\frac{3}{8} - 1\frac{3}{8}) (13^3 - 12^3) = \dots 2345,00$   
 Summa 31479,3.

Die Maximalspannung T für die äußerste Faser beträgt daher

$$M = \frac{T}{6 \cdot 24\frac{3}{4}} \cdot 31479,3 = 911162$$

$$T = 4298 \text{ Pfd. pro } \square \text{Zoll.}$$

4) Für eine Brückenweite von 12 Fufs.



Aus den vorstehenden für die Auflager der Querschwellen berechneten Belastungen, der zur Berechnung kommenden Trägerlänge von 14 Fufs = 168 Zoll und dem Eigengewicht der Construction von 2122 Pfd. folgt das Belastungsmoment

$$M = \frac{13450}{2}(168 - 136) + \frac{450}{2}(168 - 68) + \frac{13450}{4} \cdot 168 + \frac{2122}{8} \cdot 168$$

$$M = 847162.$$

Das Widerstandsmoment ergibt sich aus dem Profil, welches von dem sub 3) bezeichneten nur dadurch unterschieden ist, daß hier die horizontalen und vertikalen Winkelschenkel nur eine Stärke von  $\frac{3}{8}$  Zoll haben:

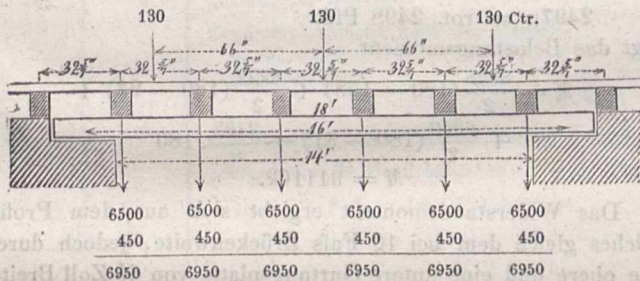
- a) Gurtungsplatten  $(6\frac{1}{2} - \frac{5}{8})(24\frac{3}{4}^3 - 24^3) = \dots 7854,4$
  - b) Blechplatte und vertikale Winkelschenkel  $\frac{9}{8}[(24^3 - 12^3) - (21\frac{1}{4}^3 - 19\frac{3}{4}^3)] = \dots 11479,5$
  - c) äußere horizontale Winkelschenkel  $[6\frac{3}{8} - (\frac{9}{8} + \frac{5}{8})](24^3 - 23\frac{1}{4}^3) = \dots 5808,6$
  - d) innere horizontale Winkelschenkel  $(6\frac{3}{8} - \frac{9}{8})(12\frac{3}{4}^3 - 12^3) = \dots 1809,5$
- in Summa 26952,0.

Die Maximalspannung  $T$  der äußersten Faser beträgt daher

$$M = \frac{T}{6 \cdot 24\frac{3}{4}} \cdot 26952,0 = 847162$$

$$T = 4668 \text{ Pfd. pro } \square\text{Zoll.}$$

5) Für eine Brückenweite von 14 Fufs.



Aus den vorstehenden für die Auflagerpunkte der Querschwellen berechneten Belastungen,

Gewichts-Ermittlung einer 24 Fufs weiten Ueberbrückung.

Laufende No.	Stückzahl	Benennung	Dimensionen			Gewicht			Bemerkungen
			Länge	Breite	Dicke	der Einheit Pfd.	eines Stückes Pfd.	im Ganzen Pfd.	
<b>2 Hauptträger.</b>									
1	4	Flacheisen	29'	7"	$\frac{5}{8}$ "	pro lfd. Fufs 14,60	423,40	1693,60	Zur statischen Berechnung: 1 Hauptträger $\frac{6435,94}{2} = 3218 \text{ Pfd.}$
2	2	Bleche	29'	$28\frac{3}{4}$ "	$\frac{3}{8}$ "	pro $\square$ Fufs 15,00	1042,20	2084,49	
3	8	Winkelleisen	29'	3a 3"	$\frac{1}{2}$ "	pro lfd. Fufs 9,165	265,785	2126,28	
4	24	Desgl.	2' 5"	do.	do.	do.	22,148	531,67	
<b>6 Querträger.</b>									
5	6	Bleche	$10' 11\frac{5}{8}$ "	22"	$\frac{1}{4}$ "	pro $\square$ Fufs 10,01	201,295	1207,77	1 Querträger $\frac{3931,30}{6} = \text{rot. } 655 \text{ Pfund.}$
6	12	Winkelleisen	$10' 10\frac{5}{8}$ "	3a 3"	$\frac{1}{2}$ "	pro lfd. Fufs 9,165	99,86	1198,32	
7	12	Desgl.	$10' 4\frac{5}{8}$ "	do.	do.	do.	95,277	1143,33	
8	40	Desgl.	$1' \frac{1}{2}$ "	do.	do.	do.	9,547	381,88	
							Latus	10367,24	

der zur Berechnung kommenden Trägerlänge von 16 Fufs = 192 Zoll und dem Eigengewicht der Construction von 2628 Pfd. folgt das Belastungsmoment

$$M = \frac{6950}{2}[3 \cdot 192 - (163 + 98 + 33)] + \frac{2628}{8} \cdot 192$$

$$M = 1043022.$$

Das Profil ist gleich dem für die schiefe Brücke von 10 Fufs normaler Weite ad 3), folglich das Widerstandsmoment = 31479,3.

Die Maximalspannung  $T$  der äußersten Faser beträgt daher

$$M = \frac{T}{6 \cdot 24\frac{3}{4}} \cdot 31479,3 = 1043022$$

$$T = 4920 \text{ Pfd. pro } \square\text{Zoll.}$$

C. System mit Haupt-, Quer- und Schwellenträgern, für Brückenweiten von 24 Fufs.

Das System besteht aus 2 Hauptträgern, 6 Querträgern und 10 Schwellenträgern.

Die Hauptträger liegen in 12 Fufs Entfernung. Die  $28\frac{3}{4}$  Zoll hohen und  $\frac{3}{8}$  Zoll starken Blechtafeln sind durch Winkelleisen und Gurtungsplatten armirt. Die Winkelleisen erhalten 3 Zoll Seite und  $\frac{1}{2}$  Zoll Stärke, die Gurtungsplatten 7 Zoll Breite und  $\frac{1}{2}$  Zoll Stärke. Das Auflager wird durch gußeisernerne 12 Zoll breite und 2 Fufs 6 Zoll lange Platten gebildet, die mit einer Rippe in das Quadermauerwerk der Pfeiler eingreifen.

Die Querträger bestehen aus einer 22 Zoll hohen und  $\frac{1}{4}$  Zoll starken Blechtafel, und erhalten Winkelleisen von 3 Zoll Seite und  $\frac{1}{2}$  Zoll Stärke.

An den Querträgern sind die Schwellenträger befestigt. Letztere bestehen aus Blechtafeln von 12 Zoll Höhe und  $\frac{1}{4}$  Zoll Stärke, welche gleichfalls mit Winkelleisen von 3 Zoll Seite und  $\frac{1}{2}$  Zoll Stärke armirt sind. Die richtige Lage der Schwellen auf den Trägern wird durch besondere Winkelleisen gesichert, an welchen die Schwellen durch einen  $\frac{3}{8}$  Zoll starken Bolzen befestigt sind.

Gegen Verschiebungen sichern 4 Diagonalkreuze, deren Streben aus Flacheisen von  $2\frac{1}{2}$  Zoll Breite und  $\frac{3}{8}$  Zoll Stärke bestehen.

Auf Blatt 18 ist die Construction dargestellt.

Fortsetzung der vorseitigen Gewichts-Ermittlung.

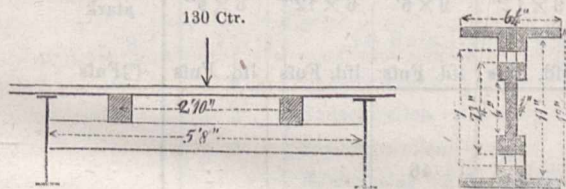
Laufende No.	Stückzahl.	Benennung.	Dimensionen			Gewicht			Bemerkungen	
			Länge	Breite	Dicke	der Einheit Pfd.	eines Stückes Pfd.	im Ganzen Pfd.		
10 Schwellenträger.										
9	20	Winkelleisen . . . . .	5' 2"	3a 3"	1/2"	9,165	47,35	947,05	} 1 Schwellenträger 2637,00 = rot. 264 10 Pfund.	
10	20	Desgl. . . . .	5' 1"	do.	do.	do.	46,569	931,78		
11	40	Desgl. . . . .	6 1/4"	do.	do.	do.	4,773	190,94		
12	10	Flacheisen . . . . .	5' 8"	12"	1/4"	pro □Fuß 10,01	56,723	567,23		
Diagonalverstrebung.										
13	8	Flacheisen . . . . .	15' 3"	2 1/2"	3/8"	pro lfd. Fuß 3,13	47,73	381,86		
								13386,10		
14		Niete und Schrauben . . . . .							426,90	
Summa Schmiedeeisen								13813		
Gufseiserne Auflager.										
15	4	Schuhe . . . . .							rot. 200	
Gesamt-Gewicht nach der Berechnung, welches mit der Verwiegung übereinstimmt . . . . .								14013		

Statische Berechnung.

1) Schwellenträger.

Die größte Belastung entsteht durch ein auf der Mitte des Trägers stehendes Rad mit 130 Ctr. Gewicht; ist außerdem die eigene Belastung durch jede Schwelle 450 Pfd. und das Gewicht des Trägers 264 Pfd., so wird das

$$\text{Biegemoment } M = \frac{6950}{2} (68 - 34) + \frac{264 \cdot 68}{8} = 120394.$$



Nach dem vorstehenden Querschnitt des Schwellenträgers ergibt sich das Moment der einzelnen Theile desselben:

- die horizontalen Winkelschenkel mit Stegplatte  $6 \frac{1}{4} (12^3 - 11^3) = \dots 2481$
- die vertikalen Winkelschenkel mit Stegplatte  $1 \frac{1}{4} [(11^3 - 6^3) - (9 \frac{1}{4}^3 - 7 \frac{3}{4}^3)] = \dots 986$
- der Rest der Stegplatte  $\frac{1}{4} \cdot 6^3 = \dots 54$
- daher das Querschnittsmoment des Trägers =  $\dots 3521$ .

Für die Maximalspannung  $T$  folgt hieraus

$$\frac{T}{6 \cdot 12} \cdot 3521 = 120403,$$

daher  $T = 2462$  Pfd. pro □Zoll.

Wenn eine Schwelle direct mit 130 Ctrn. belastet ist, wird der Vertikaldruck auf die Befestigungsstelle am größten, nämlich:

$$\frac{13000 \cdot 51}{68} + 450 + \frac{264}{2} = \text{rot. } 10332 \text{ Pfd.}$$

Dieser Druck wird aufgenommen von 4 doppeltschnittigen Nieten:

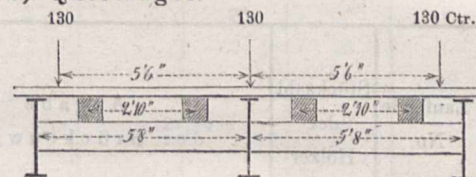
- 2 Stück à 1 Zoll mit = 3,14 □Zoll
- 2 - à 3/4 - - = 1,76 -
- zusammen 4,9 □Zoll Querschnitt.

Für die Blechplatte bleiben

$$(12 - 3 \frac{1}{2}) \frac{1}{4} = 2 \frac{1}{8} \text{ □Zoll.}$$

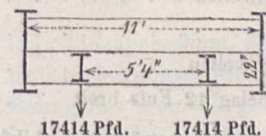
Es sind mithin die Schwellenträger und deren Befestigungen hinreichend stark.

2) Querträger.



Die größte Belastung tritt ein, wenn nach vorstehender Skizze die Mittelachse direct über dem Querträger steht; die Belastung ergibt sich alsdann zu:

$$2 \left( \frac{6500 \cdot 51}{68} + 13000 \cdot \frac{17}{68} \right) + 2 \cdot 450 + 264 = 17414 \text{ Pfd.}$$



Dieselbe wirkt an einem Hebelarm von  $\frac{11 - 5 \frac{1}{8}}{2} = 2 \frac{5}{8}$  Fuß, und hat daher das

$$\text{Belastungsmoment } M = 17414 \cdot 34 = 592076.$$

Die Entfernung zwischen den Schwerpunkten der Gurtingquerschnitte beträgt 20 Zoll, und bleibt somit eine Spannung von  $\frac{592076}{20} = 29604$  Pfd., welche einen Querschnitt

$$\text{erfordert von } \frac{29604}{8000} = 3,7 \text{ □Zoll.}$$

Zwei Winkelleisen haben nach Abzug eines 3/4 zölligen Nietlochs  $4 \frac{3}{4}$  □Zoll Querschnitt.

An den Aufhängepunkten wirkt die Last von 17414 Pfd. nebst dem halben Eigengewicht des Querträgers von  $\frac{656}{2}$  Pfd., zusammen mit 17742 Pfd.

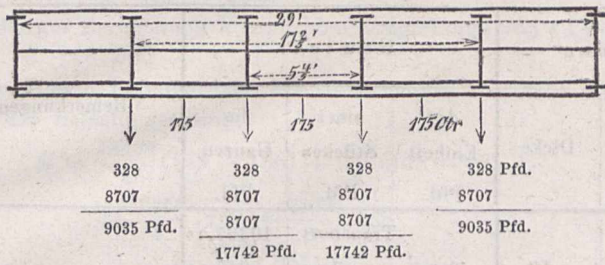
Diese Last wird eventuell übertragen durch:

- 2 doppeltschnittige Niete à 1 Zoll mit = 3,14 □Zoll
- 3 desgl. - à 3/4 - - = 2,65 -
- zusammen rot. 5,8 □Zoll.

Der disponible Querschnitt der Blechplatte bleibt:

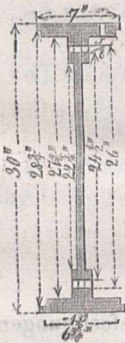
$$(22 - 4 \frac{1}{4}) \cdot \frac{1}{4} = 4 \frac{7}{16} \text{ □Zoll.}$$

3) Hauptträger.



Die Hauptträger haben 29 Fufs Länge und wiegen 3218 Pfund. Werden dieselben auf 25 Fufs Länge als freitragend angenommen und mit der größtmöglichen Belastung gedacht, so ergibt sich das Belastungsmoment

$$M = \frac{9035}{2} \cdot 12 (25 - 17\frac{1}{2}) + \frac{17742}{2} \cdot 12 (25 - 5\frac{1}{2}) + \frac{3218}{2} \cdot 25 \cdot 12 = \text{rot. } 2576549.$$



Das Querschnittsmoment der einzelnen Theile der Hauptträger ist für:

- die Deckplatte  $(7 - \frac{5}{8}) (30^3 - 28\frac{3}{4}^3) = \dots 20634$
- die horizontalen Winkelschenkel mit Blechplatte  $(3\frac{3}{8} - \frac{5}{8}) (28\frac{3}{4}^3 - 27\frac{3}{4}^3) = \dots 13768$
- die vertikalen desgleichen  $1\frac{3}{8} [(27\frac{3}{4}^3 - 22\frac{3}{4}^3) - (26^3 - 24\frac{1}{2}^3)] = 9246$
- den übrigen Theil der Blechplatte  $\frac{3}{8} \cdot 22\frac{3}{4}^3 = \dots 4415$

daher das Querschnittsmoment des Hauptträgers = 48063.

$$\frac{T}{6 \cdot 30} \cdot 48063 = 2576549$$

und hieraus die größte Faserspannung

$$T = \frac{2576549 \cdot 6 \cdot 30}{48063} = 9649 \text{ Pfd. pro } \square \text{ Zoll.}$$

Die Anfertigung und Lieferung der eisernen Ueberbrückungen war contractlich an die Fabrikanten Hentschel in Cassel und Harkort in Harkorten zu dem Einheitspreise von 68 bis 70 Thln. pro 1000 Pfd. Eisen (Schmiede- und Gufseisen zusammengerechnet) verdungen worden. In diesen Contractspreisen waren die Kosten für den Eisenbahn-Transport, und zwar bis zu derjenigen Station der westfälischen Bahn, welche der Abzweigung der im Bau begriffenen Altenbeken-Holzmindener Bahn zunächst lag, einbegriffen; dagegen erfolgte der weitere Transport auf dem Landwege bis zum Ort der Aufstellung auf Rechnung der Bauverwaltung, welcher letzteren auch die Kosten der Aufstellung zur Last fielen. Den Anstrich hatten die Lieferanten für den Contractspreis in der Weise mit übernommen, daß sämtliche Eisentheile einmal mit Oelfarbe und einmal mit Mennige gut gestrichen, diejenigen Fugen aber, die dem Regen zugänglich waren, nach erfolgter definitiver Abnahme tüchtig mit Oelkitt gesichert werden mußten.

Zu den Schwellen und dem Brückenbelag ist Eichenholz verwendet, dessen Bedarf für die einzelnen Brückenweiten sich aus nachfolgender Tabelle ersieht.

Für 24 Fufs Lichtweite und Ein Geleis ist dieser Bedarf:  
 10 Querschwellen à 10,5 Fufs l., 9 u. 12 Zoll stark = 105 lf. F.  
 2 Endschwellen à 13 - l., 6 u. 12 - - = 26 - -  
 Bohlenbelag 10,5 Fufs breit, 32 Fufs lang . . . = 336 □F.  
 in Summa 147,75 C.-F.

Laufende No.	Stückzahl der Hölzer	Angabe der Brückenweite	Länge der Hölzer Fufs	Dimensionen der Hölzer				Bohlen 2" stark □Fufs
				9 x 12"	9 x 6'	6 x 12"	6 x 6"	
			lfd. Fufs	lfd. Fufs	lfd. Fufs	lfd. Fufs		
1	6 Fufs lichte Weite.							
	4	Unterlagsschwellen . . . . .	11,5	.	46	.	.	
	2	Querschwellen . . . . .	13	26	.	.	.	
	2	Desgl. . . . .	13	.	.	26	.	
	2	Saumschwellen . . . . .	11	.	.	.	22	
		Bohlenbelag 12 Fufs breit . . .	11	.	.	.	.	132
	beträgt in Cubikfufs		.	.	77,25	.	.	
2	4 Fufs lichte Weite.							
	4	Unterlagsschwellen . . . . .	11,5	.	46	.	.	
	2	Querschwellen . . . . .	13	26	.	.	.	
	2	Desgl. . . . .	13	.	.	26	.	
	2	Saumschwellen . . . . .	9	.	.	.	18	
		Bohlenbelag 12 Fufs breit . . .	9	.	.	.	.	108
	beträgt in Cubikfufs		.	.	72,25	.	.	
3	8 Fufs lichte Weite.							
	4	Querschwellen . . . . .	13	52	.	.	.	
	2	Endschwellen . . . . .	13	.	.	26	.	
	2	Saumschwellen . . . . .	14	.	.	.	28	
		Bohlenbelag 12 Fufs breit . . .	14	.	.	.	.	168
		beträgt in Cubikfufs		.	.	87,00	.	.





## Mittheilungen nach amtlichen Quellen.

### Resultate der in der Central-Werkstatt der Niederschlesisch-Märkischen Eisenbahn zu Frankfurt a. d. O. angestellten Versuche über die relative Festigkeit von Eisen, Stahl und Kupfer.

(Mit Zeichnungen auf Blatt C im Text.)

Zunächst sind die Versuche mit den im Aufsatz Zeitschrift für Bauwesen Jahrgang 1863 Seite 233 u. f. bezeichneten Apparaten fortgesetzt.

Die zu probirenden Stäbe wurden dabei in die nabenartig ausgebohrten vorstehenden Köpfe kleiner Wellen eingezogen, und diese durch zwei Lager gestützt und mittelst Schnur scheiben gedreht. Die freistehenden Enden der Stäbe wurden durch Feder-Dynamometer gespannt und unter dieser Spannung mit den Wellen gedreht.

Abweichend von dem früheren Verfahren waren die Wellenköpfe behufs festen Einziehens der Stäbe nicht erwärmt, sondern letztere mittelst Schrauben eingezogen, und dadurch der Befürchtung, die Wärme könne einen nachtheiligen Einfluß auf die Festigkeit des Materials ausüben, Rechnung getragen.

Der Vollständigkeit halber sind zunächst in **Anlage A** (Seite 75) in zwei Tabellen die Resultate zusammengestellt, welche die Versuche mit sehnigem Eisen von Wagen-Achsen der Gesellschaft Phönix, ergeben haben.

Die Tabelle I betrifft die Stäbe mit Hohlkehle. Der mit niedrigster Spannung (160 Ctr. pro □ Zoll) versuchte Stab hat nunmehr circa 7000000 Biegungen ertragen, ohne Spuren einer Veränderung zu zeigen. Es darf daher angenommen werden, daß bei dieser Spannung ein Bruch noch nicht zu erwarten steht, und etwa die Grenze erreicht ist.

Von Interesse ist die Vergleichung mit der zweiten Tabelle, bei der das gleiche Eisen, aber mit scharfem Ansatz, probirt wurde.

Die Versuche sind bis zu einer Spannung von 140 Ctr. pro □ Zoll herabgeführt, wobei der Bruch nach circa 9000000 Biegungen erfolgte.

Die Vergleichung beider Tabellen zeigt, daß das scharf angesetzte Eisen durchschnittlich eine um  $\frac{1}{4}$  geringere Widerstandsfähigkeit hatte, als das der ersten Tabelle, bei welchem die differirenden Querschnitte durch Hohlkehlen vermittelt waren.

Die Spannungen, unter denen die Brüche nach etwa gleicher Zahl Umdrehungen erfolgten, verhalten sich wie 3:4. In diesem Verhältnisse sind also Constructionen, da wo scharfe Ansätze sich nicht vermeiden lassen, stärker zu machen.

Die Tabellen III, IV und V verzeichnen die Resultate von Versuchen mit Gufsstahl vom Bochumer Verein und von Krupp, beides älterer Fabrikation.

Da außerdem mit neueren Producten beider Werke Versuche angestellt sind, deren Resultate jedenfalls den gegenwärtigen Stand der Fabrikation richtiger bezeichnen, so wird nur darauf aufmerksam gemacht, daß auch bei Gufsstahl die Festigkeit der scharf abgesetzten Stäbe, Tabelle IV., gegen solche mit Hohlkehle, Tabelle III, sich etwa wie 3:4 herausstellt.

Die Tabellen VI bis XI geben die Resultate der mit Gufsstahl neuerer Fabrikation von Bochum, Borsig, Krupp und Thomas Firth & Sons in Sheffield angestellten Versuche.

Bei dem Stahl von Bochum und Krupp zeigt sich gegen

die vorerwähnten Versuchsreihen ein Fortschritt, namentlich in Bezug auf die Gleichmäßigkeit, wenn schon dieselbe in dem wünschenswerthen Grade noch nicht erreicht ist.

Auch der Stahl von Borsig, der etwas weniger fest ist, zeigt keine auffälligen Ungleichmäßigkeiten; bemerkenswerth ist bei diesem Stahl, daß das Verhältniß der Festigkeit bei Hohlkehle und bei scharfem Ansatz etwa wie 3:2 ist.

Betreffs des Stahls von Firth & Sons ist zu bemerken, daß derselbe sich bei ausgedehntem Gebrauch in den Werkstätten als vortrefflicher Werkzeugstahl bewährte, dennoch documentiren die Versuche eine große Ungleichmäßigkeit desselben.

Dieser Stahl ist übrigens größtentheils nicht in dem Querschnitt gebrochen, welcher durch die biegende Kraft am stärksten in Anspruch genommen war, sondern hart am Wellenkopf. Aehnliches ist auch bei anderen Gufsstahlsorten mehrfach vorgekommen und kann nur der Pressung zugeschrieben werden, die das Material durch den Wellenkopf erleidet.

Wie aus den Bemerkungen in den Tabellen hervorgeht, war mehrfach der Querschnitt an der wirklichen Bruchfläche so viel größer, daß dort die von der Belastung herrührende Spannung sich zu der Spannung in dem beabsichtigten Bruch-Querschnitt wie 2:3 verhielt.

Diese Erscheinung wurde Ursache, daß eine Versuchsreihe mit Gufsstahl aus einer alten gehärteten Achse der Gufsstahlfabrik in Carlswerk zunächst zu keinem Resultate führte, indem sämtliche Stäbe, wie aus Tabelle XII hervorgeht, nicht normal, sondern scharf am Wellenkopf brachen, dennoch aber lassen die beiden Versuche mit 400 Ctr. und mit 480 Ctr. erkennen, welchen ganz ungewöhnlich hohen Grad von Festigkeit dieses Material besitzt. Die beiden schließlich angestellten Versuche, bei denen die Spannung bis 520 resp. 560 Ctr. pro □ Zoll gesteigert wurde, bestätigen dies.

Mit Krupp'schem Stahl wurde noch eine, in Tabelle X verzeichnete, besondere Versuchsreihe angestellt zur Ermittlung, ob resp. welchen Einfluß bei scharfen Ansätzen die Stärke dieser Ansätze hat.

Von fünf Stäben, bei denen der stärkere Theil einen um  $\frac{1}{2}$  Zoll,  $\frac{1}{4}$  Zoll,  $\frac{1}{8}$  Zoll und  $\frac{1}{16}$  Zoll (letzteres bei zwei Wellen) größeren Durchmesser hatte, als der schwächere Schaft, brachen die drei ersten ziemlich gleichzeitig, während die beiden letzteren eine größere Widerstandsfähigkeit hatten.

Die Stärke des Ansatzes ist also nicht ganz ohne Einfluß, es macht sich dies aber erst bei so geringer Dimension desselben geltend, daß es rathsam ist, die vorhin angegebenen Verhältniszahlen, welche sich auch in diesem Falle noch bei der Differenz von  $\frac{1}{8}$  Zoll im Durchmesser bestätigen, selbst bei unerheblichen Ansätzen festzuhalten.

Um zu constatiren, ob eine Unterbrechung des scharfen Ansatzes oder ein nur theilweiser scharfer Ansatz sich beim Bruch markirt, sind zwei, in Tabelle XIII und XIV näher angegebene Versuche gemacht.

Bei dem ersten, mit Phönix-Eisen wurde der Ansatz nur an einer schmalen Stelle entfernt, dennoch markirte sich diese

Stelle im Bruch ganz so, wie vielfach bei Achsbrüchen bemerkt ist, wo der Ansatz hinter der Nabe für den durchtretenden Befestigungskeil weggenommen war.

Bei dem zweiten Versuch, mit Bochumer Gufsstahlerstreckte sich der Ansatz nur auf den halben Umfang des Stabes und demgemäfs war auch der Einbruch nur an dieser Hälfte erfolgt, während der Bruch der andern Hälfte sich entschieden als frisch charakterisirte.

Es hat also ein scharfer Ansatz unter allen Umständen eine Verringerung der Festigkeit zur Folge.

In Vergleichung der Festigkeit des Gufsstahls mit der des Eisens ist die Bruchgrenze des neueren Bochumer Stahls etwa bei 260 Ctr. Faserspannung anzunehmen, die des Eisens zwischen 160 und 180 Ctr., so dafs das Verhältnifs sich annähernd wie 3:2 stellt.

Der Kruppsche Stahl ist bei 300 Ctr. Faserspannung nicht in der normalen Bruchstelle, sondern an der Nabe gebrochen, wobei, wie bereits erörtert ist, aufser der Belastung noch andere Einflüsse mitwirkten. So weit der geringe Umfang der vorliegenden Versuche erkennen läfst, scheint dieser Stahl etwas fester zu sein, als ersterer; indessen in Berücksichtigung, dafs derselbe immer noch nicht die Gleichförmigkeit des Eisens besitzt, darf das Festigkeits-Verhältnifs nicht wohl günstiger, als 3:2 angenommen werden.

Die später zu erwähnenden Versuche mit einseitig gebogenen Stäben geben weiteren Anhalt zur Prüfung dieser Zahlen.

Zunächst ist noch auf die Versuchsreihe mit Stangenkupfer von Heckmann (Tabelle XV) aufmerksam zu machen. Die Regelmäfsigkeit in den Zahlen dieser Tabelle deutet auf grofse Gleichmäfsigkeit des Materials.

Die Faserspannung von 100 Ctr., mit der ein Stab bereits circa 1400000 Biegungen ertrug, ohne zu brechen, scheint schon aufserhalb der Bruchgrenze zu liegen. Dies vorausgesetzt, würde die Festigkeit des Kupfers zu der des Eisens sich etwa wie 5:8 verhalten.

In den Jahren 1863, 1864 und 1865 wurden von Krupp Gufsstahlschienen für die Niederschlesisch-Märkische Eisenbahn geliefert. Aus den Köpfen einzelner dieser Schienen sind Stäbe geschnitten und probirt. Die Resultate dieser Proben giebt Tabelle XVI. Diese zeigt vor Allem, dafs die Fabrikation fortschritt, dann aber auch das auffallende Resultat, dafs der Schienenstahl, besonders der beiden letzten Lieferungen, eine gröfsere Festigkeit hatte, als die Stäbe, welche aus Achsen (Tiegelgufs) geschnitten waren.

In der **Anlage B** sind die Resultate von Versuchen zur Bestimmung der Elasticitätsgrenze und des Moduls von Achsenstahl von Krupp und ungehärtetem und gehärtetem Werkzeugstahl von Firth & Sons in Sheffield zusammengestellt; sie bieten nur in so weit Bemerkenswerthes, als aufs Neue documentirt wird, dafs das Härten den Elasticitäts-Modul nicht ändert.

Bei sämtlichen vorbereiteten Bruch-Versuchen wurden die probirten Stäbe nach allen Richtungen gebogen, die äufseren Fasern erlitten daher die gröfsten Spannungen, abwechselnd sowohl auf Druck, als auf Zug.

Eine derartige Anstrengung kommt in der Praxis häufig vor; ebenso oft werden aber auch Constructionstheile nur in einem Sinne gebogen.

Da es Princip der vorliegenden Versuche ist, die Materialien in derselben Weise anzustrengen, wie dies in der Praxis geschieht, so war es nöthig, auch das Verhalten von Stäben, welche nur nach Einer Seite gebogen werden, besonders zu erproben.

Schon in der Eingangs bezeichneten Mittheilung ist eines in diesem Sinne angestellten Vorversuchs Erwähnung geschehen.

Zur rationellen Durchführung entsprechender Proben wurde der auf Blatt C Fig I dargestellte Apparat in mehreren Exemplaren ausgeführt.

Der zu prüfende Stab *A*, wird an beiden Enden bei *a* und *b* durch Schneiden gestützt, welche von Gelenkstücken getragen sind, deren eines am festen Punkt *o* aufgehängt ist, während das zweite an das kürzere Ende des Hebels *c d* greift. Dieser Hebel ist in *e* mittelst Schneiden gestützt und am längeren Ende in *f* durch ein Feder-Dynamometer so angespannt, dafs diese Spannung der biegenden Kraft, welche in der Mitte *m* des zu probirenden Stabes angreifen soll, das Gleichgewicht hält. Die Stellschraube bei *d* wird so regulirt, dafs sie, wenn jenes Gleichgewicht stattfindet, eben gelüftet ist.

Die biegende Kraft geht von dem unten liegenden Hebel *H* aus, welcher auf der Welle *g* festgekeilt ist; auf derselben Welle ist der Arm *K* angebracht, welcher von der Dampfmaschine mittelst der Zugstange *p* auf und ab bewegt wird.

Die Verbindung zwischen dem Hebel *H* und der Mitte des zu probirenden Stabes ist durch die Stange *q* hergestellt, deren Länge durch eine Mutter mit linkem und rechtem Gewinde regulirt werden kann. Dabei ist das untere Auge *n* dieser Stange in solcher Weise länglich gemacht, dafs dieselbe den Stab *A* nur nach unten ziehen, nicht aber nach oben drücken kann, also nur eine Biegung nach unten möglich ist, wonach der Stab jedesmal in seine ursprüngliche Form zurückkehrt. Die Stange *q* wird so lange verkürzt, bis das vorher angespannte Feder-Dynamometer eben gelüftet wird, was sich durch ein leises Zucken an der Stellschraube bei *d* leicht und sicher erkennen läfst.

Die Zahl der Hübe wird durch eine für sämtliche Apparate gemeinsame Zähl-Vorrichtung vermerkt.

Während der Nacht, und wenn die Dampfmaschine steht, wird die Zugstange *p* ausgerückt, so dafs dann sämtliche Stäbe in ihrer ursprünglichen Form bleiben.

Die Resultate der mit solchen Apparaten angestellten Versuche sind in der **Anlage C** verzeichnet.

Die erste Versuchsreihe (Tabelle I) wurde wieder mit Eisen von Phönix angestellt. Bei Durchsicht derselben fällt sofort auf, dafs die Bruchgrenze bei dieser Art Biegung nahe doppelt so hoch liegt, wie bei den früheren Versuchen. Bei jenen lag sie bei circa 160 Ctr.; hier dagegen bei circa 300 Ctr. gröfster Faserspannung.

Achsenstahl von Krupp, (Tabelle II) ist bei der höheren Spannung von 500 Ctr. nicht zum Bruch gebracht, wie denn auch bei den früheren Versuchen dieser Stahl eine etwas höhere Bruchgrenze hatte, als der Bochumer.

Die dritte Versuchsreihe (Tabelle III) mit Gufsstahl von Bochum neuerer Fabrikation giebt etwa dasselbe Verhältnifs, wie Tabelle I. Bei den Wellen war die höchste Spannung, wobei der Bruch nicht mehr eintrat, 260 Ctr., hier 450 Ctr.

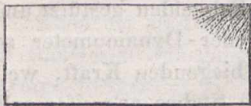
Die Tabellen IV, V und VI geben die Resultate von Versuchsreihen mit Feder-Gufsstahl englischen Ursprungs (von Seebohm in Düfseldorf geliefert) gehärtet und ungehärtet, desgleichen von Krupp gehärtet und ungehärtet, und von Bochum gehärtet.

Die Festigkeit des ungehärteten Feder-Gufsstahls zeigt sich nicht geringer, als die des Bochumer Achsenstahls. Der gehärtete Stahl erträgt etwa eine um 100 Ctr. gröfsere Faserspannung, als der ungehärtete.

Die früheren Versuche, bei denen die Stäbe sich drehten, liefsen nicht erkennen, ob der erste Einbruch durch Druck

oder Zug veranlaßt war. Bei den einseitig gebogenen Stäben ist festgestellt, daß stets der Einbruch von der auf Zug in Anspruch genommenen Seite ausging, woraus folgt, daß die Widerstandsfähigkeit des Schmiedeeisens und des Stahls gegen Druck größer ist, als gegen Zug.

In der Mehrzahl der Fälle ging der Einbruch von einer Kante aus, jedoch kamen auch Fälle vor, wo derselbe sich mitten in der Fläche bildete; an der Zeichnung der Bruchfläche liefs sich erkennen, daß der



erste Einbruch zunächst sich concentrisch fortpflanzt. Die Zeichnung, welche die Bruchfläche dadurch erhält, ist in nebenstehenden Skizzen angedeutet. Solche Stäbe, welche über die Elasticitätsgrenze angespannt wurden, erlitten demgemäß eine bleibende Biegung, diese trat aber in der Regel in den ersten Stunden ein und blieb dann constant, der Art, daß von da ab der

Stab an Spannkraft nichts verlor bis zum wirklich erfolgten Einbruch; nur in einigen Fällen trat vor dem wirklichen Einbruch noch eine stärkere Verbiegung ein.

Die Annäherung des Bruches macht sich also nicht durch eine Verminderung der Festigkeit erkennbar, sondern diese ist noch unmittelbar vor dem wirklichen Einbruche ebenso groß, als bei dem unbeschädigten Stabe.

Das Verhältniß der Festigkeit zwischen Eisen und Stahl stellt sich nach den Versuchen mit einseitiger Biegung wie folgt:

Eisen ist gebrochen bei 360 Ctr. größter Faserspannung nach rund 400000 Biegungen, bei 300 Ctr. wurde der Bruch nicht mehr erreicht.

Bochumer Stahl ist gebrochen bei 500 Ctr. größter Faserspannung nach rund 1500000 Biegungen, bei 450 Ctr. wurde der Bruch nicht erreicht.

Nach diesen Zahlen ist anzunehmen, daß das bei den früheren Versuchen ermittelte Verhältniß wie 2:3 annähernd auch hier zutrifft.

Die Festigkeit des Kruppschen Stahles ist größer, da der Bruch bei 500 Ctr. größter Faserspannung nach bis jetzt 6400000 Biegungen noch nicht erfolgte.

Die vielfachen Brüche, welche bei den gedrehten Stahlstäben in Folge der Pressung in der Nabe vorgekommen sind, dürfen nicht ganz außer Acht gelassen werden, indessen läßt die Erfahrung der Praxis, besonders mit gehärteten Wernerschen Wagen-Achsen, schliessen, daß bei den Dimensionen, in welchen solche Achsen ausgeführt werden, der Einfluß dieser Pressung bei Weitem geringer ist, als bei den kleinen Versuchsstäben, von denen gerade die aus Wernerschem Stahl geschnittenen die in Rede stehende Erscheinung am auffälligsten zeigten.

Wenn hiernach empfohlen wird, bei den Achsen der Eisenbahn-Fahrzeuge die Festigkeit des guten geschmiedeten Gufsstahls nur 30 pCt. höher als die des Schmiedeeisens in Rechnung zu stellen, so dürfte damit den Ansprüchen der Sicherheit Genüge geleistet sein.

Das vorerwähnte Verhältniß zwischen dem Verhalten bei einseitiger Biegung und bei Drehung, sowie die auffallend niedrige Bruchgrenze bei gehärtetem Federstahl, welche mit den in größtem Umfange vorliegenden Erfahrungen an den Federn der Eisenbahn-Fahrzeuge durchaus nicht im Einklange

zu stehen scheinen, führten den Unterzeichneten zu der Ansicht, daß weniger das Maximum der Faserspannung, als vielmehr die Größe der Verschiebung der Moleküle, also die Differenz der Faserspannungen, zwischen denen ein Stab wiederholt gebogen wird, für die Zerstörung des Zusammenhanges maßgebend sei.

Von diesem Gesichtspunkte aus wurden die Versuche fortgesetzt, und dadurch gelang es, das gesuchte Festigkeits-Gesetz zu finden, welches so lautet:

Der Bruch des Materials kann in zwei Weisen erreicht werden, entweder plötzlich durch eine, die absolute Festigkeit überschreitende Belastung, oder innerhalb dieser Bruchgrenze allmählig durch wiederholte Biegungen (Schwingungen).

Letztere können stattfinden:

1) vom ungespannten Zustande aus nach beiden Seiten, so daß sie positive und negative Spannungen erzeugen,  
2) vom ungespannten Zustande aus nach einer Seite, so daß die größte Spannung zugleich die Spannungs-Differenz ist,

3) von einer constanten Spannung ausgehend, so daß sie dieselbe in gleichem Sinne steigern.

Schwingungen, bei denen die Differenz der sie eingrenzenden Spannungen gewisse durch Versuche zu bestimmende Maße nicht überschreitet, können selbst bei Spannungen, welche der absoluten Bruchgrenze nahe liegen, dauernd stattfinden, ohne daß der Bruch eintritt.

Die Spannungsdifferenzen, welche die Größe der dauernd zulässigen Schwingungen bestimmen, sind um so kleiner, je größer die dabei erreichte Maximalspannung ist.

Es wird somit innerhalb der absoluten Bruchgrenze der Bruch durch dauernde ruhende Belastung nicht herbeigeführt, er wird nur durch Bewegung erreicht und man kann mit Berücksichtigung dieses Gesetzes einerseits einen Stab unter Anwendung verhältnißmäßig niedriger Spannung zerbrechen, andererseits ihn unter hoher Spannung andauernden Schwingungen unterwerfen, ohne daß der Bruch eintritt.

Z. B. bei den Versuchen mit Wellen ist der Gufsstahl unter Anwendung einer Maximalspannung von 320 Ctr. nach etwa 650000 Biegungen gebrochen.

Der ungehärtete Federstahl, bei wiederholtem einseitigen Biegen bis zu 600 Ctr. Faserspannung und Nachlassen bis auf Null, brach schon nach 4- bis 500000 Biegungen; dagegen kann derselbe Stahl bis zu 900 Ctr. Faserspannung noch öfter gebogen werden und kommt nicht zum Bruch, sobald er nicht bis auf Null, sondern nur auf 600 Ctr. nachgelassen wird, so also, daß die Bewegung zwischen 600 und 900 Ctr. Spannung stattfindet. In dieser Weise hat ein Stab bis jetzt 1½ Millionen Biegungen ertragen, ohne daß der Bruch eingetreten ist, und ein anderer in den Grenzen von 400 und 800 Ctr. Faserspannung schon 3½ Millionen Biegungen.

Der zu diesen Versuchen benutzte Apparat, welcher in Fig. 2 auf Blatt C dargestellt ist, unterscheidet sich von dem Fig. 1 gezeichneten nur durch die Ueberlage D, welche als Träger einer Stellschraube r dient, mit der der Rückweg des zu probirenden Stabes begrenzt wird; die Spannung, bei der dies stattfindet, ist in derselben Weise, wie die Maximalspannung durch das Feder-Dynamometer zu messen.

Die Resultate der betreffenden Versuchsreihen sind in der Anlage D verzeichnet.

Aus den Tabellen ergeben sich folgende Biegungen, bei denen der Bruch bis jetzt nicht eingetreten ist.

### Apparate zu Versuchen über die relative Festigkeit von Eisen, Stahl und Kupfer.

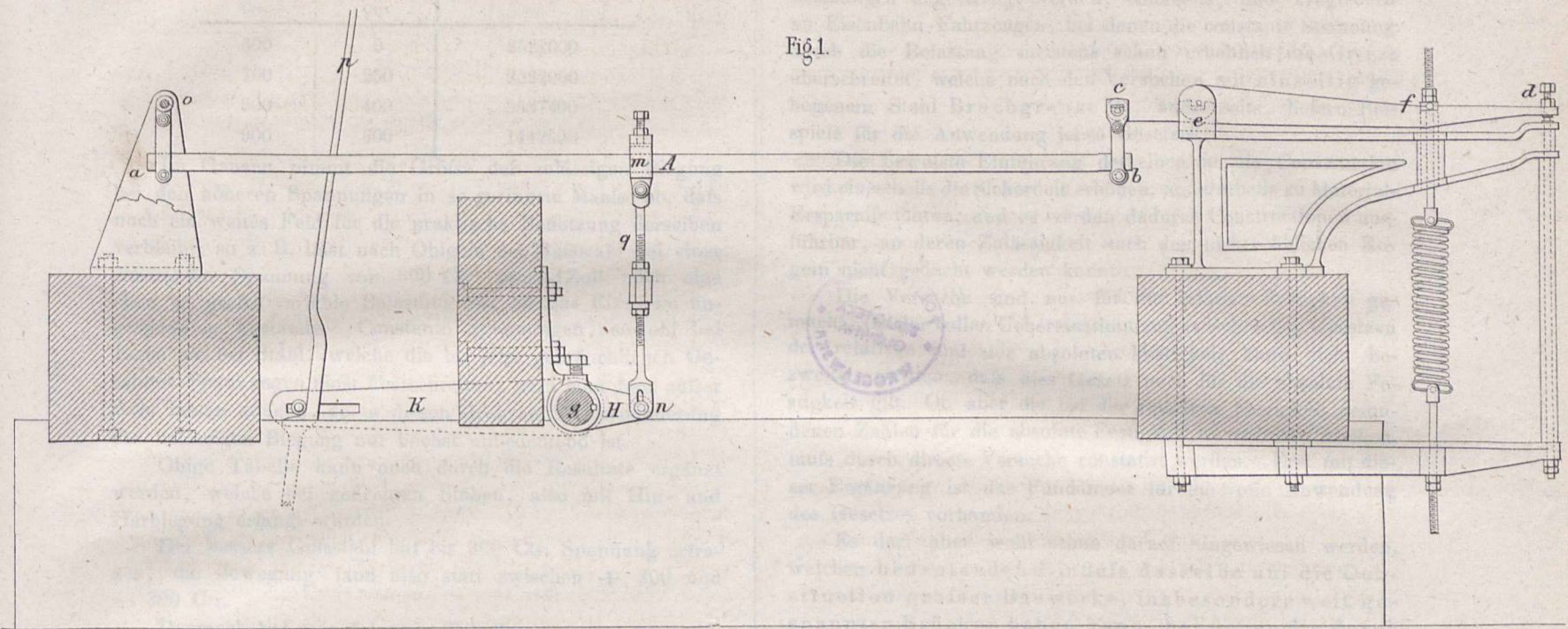


Fig. 1.

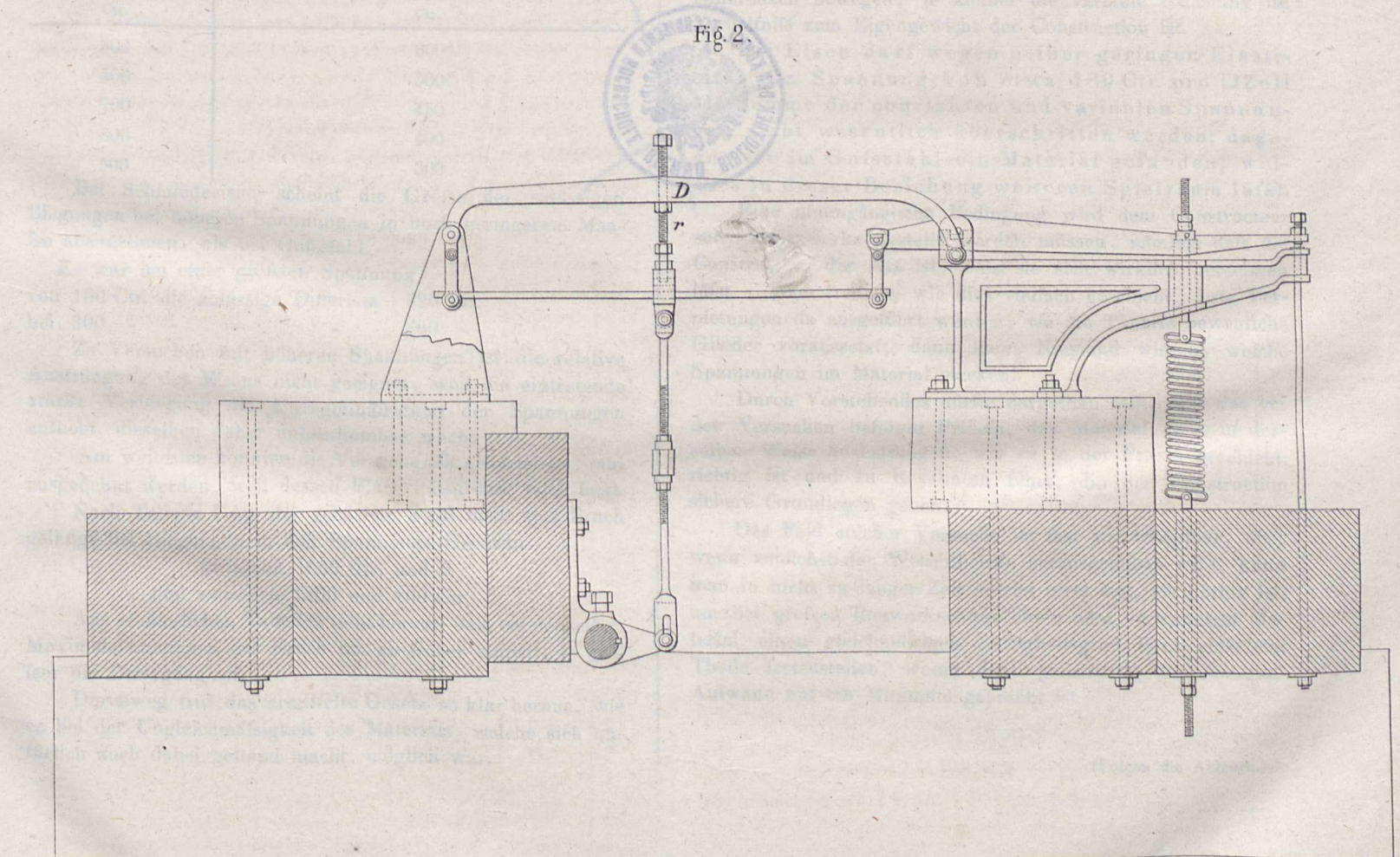


Fig. 2.

Lith. Anst. v. W. Loeillot in Berlin.

12 9 6 3 0 1 2 3 4 5 Fuss.

Die Biegung begrenzende Maximal- und Minimal- Spannungen.		Zahl der bis jetzt erlittenen Biegungen.
Ctr.	Ctr.	
500	0	2522000
700	250	2522000
800	400	3537400
900	600	1442600

Im Ganzen nimmt die Größe der zulässigen Biegung bei den höheren Spannungen in so geringem Maasse ab, daß noch ein weites Feld für die praktische Benutzung derselben verbleibt; so z. B. läßt nach Obigem der Gufsstahl bei einer constanten Spannung von 600 Ctr. pro □ Zoll noch eine eben so große variable Belastung zu, als das Eisen im ungespannten Zustande. Constante Spannungen, sowohl bei Eisen als bei Stahl, welche die bis jetzt gebräuchlichen Gesamt-Spannungen nicht überschreiten, wird man ganz aufser Acht lassen können, da in diesen Grenzen die Verminderung der zulässigen Biegung nur höchst unbedeutend ist.

Obige Tabelle kann noch durch die Resultate ergänzt werden, welche bei gedrehten Stäben, also mit Hin- und Herbiegung erlangt wurden.

Der bessere Gufsstahl hat bis 300 Ctr. Spannung ertragen, die Bewegung fand also statt zwischen + 300 und - 300 Ctr.

Demnach hat man folgende Tabelle:

Maximal-Faser- spannung pro □ Zoll	Differenz der Spannungen, welche die Biegungen begrenzen, durch deren andauernde Wieder- holung bei nebenstehender Maximalspannung der Bruch nicht erreicht ist.	
	Ctr.	Ctr.
300	600	
500	500	
700	450	
800	400	
900	300	

Bei Schmiedeeisen scheint die Größe der zulässigen Biegungen bei höheren Spannungen in noch geringerem Maasse abzunehmen, als bei Gufsstahl.

Es war bei einer größten Spannung von 160 Ctr. die zulässige Differenz 320 Ctr. bei 300 - - - - - 300 -

Zu Versuchen mit höheren Spannungen ist die relative Anstrengung des Eisens nicht geeignet, weil die eintretende starke Verbiegung die Unregelmäßigkeit der Spannungen aufhebt, dieselben daher unbestimmbar macht.

Am weitesten konnten die Versuche mit gehärtetem Stahl ausgedehnt werden, weil dessen Elasticitätsgrenze hoch liegt.

Nach Tabelle I ist der gehärtete Stahl nicht zum Bruch gelangt bei Biegungen in den Spannungs-Grenzen

zwischen 600 Ctr. und 0  
und zwischen 1200 und 800 Ctr.

Aus sämtlichen Tabellen geht hervor, daß bei denselben Maximalspannungen der Bruch um so früher eintritt, je größer die Bewegung ist.

Durchweg tritt das ermittelte Gesetz so klar heraus, wie es bei der Ungleichmäßigkeit des Materials, welche sich natürlich auch dabei geltend macht, möglich war.

Uebrigens findet dasselbe in der Praxis auch vielfache Bestätigung. Die Dimensionen von Kolben- und Kurbelstangen, Balanciers, Achsen und ähnlichen Körpern, welche in beiden Richtungen angestrengt werden, einerseits, und Tragfedern an Eisenbahn-Fahrzeugen, bei denen die constante Spannung durch die Belastung meistens schon erheblich die Grenze überschreitet, welche nach den Versuchen mit einseitig gebogenem Stahl Bruchgrenze ist, andererseits, liefern Beispiele für die Anwendung jenes Gesetzes.

Die bewußte Einführung desselben in die Construction wird einestheils die Sicherheit erhöhen, andertheils zu Material-Ersparnis führen, und es werden dadurch Constructionen ausführbar, an deren Zulässigkeit nach den bisher üblichen Regeln nicht gedacht werden konnte.

Die Versuche sind nur für die relative Festigkeit gemacht. Bei der vollen Uebereinstimmung zwischen den Gesetzen der relativen und der absoluten Festigkeit kann nicht bezweifelt werden, daß dies Gesetz auch für die absolute Festigkeit gilt. Ob aber die bei der relativen Festigkeit gefundenen Zahlen für die absolute Festigkeit unverändert bleiben, muß durch directe Versuche constatirt werden. Erst mit dieser Ergänzung ist das Fundament für die volle Anwendung des Gesetzes vorhanden.

Es darf aber wohl schon darauf hingewiesen werden, welchen bedeutenden Einfluß dasselbe auf die Construction großer Bauwerke, insbesondere weit gespannter Brücken haben kann, bei denen die durch das Eigengewicht hervorgerufene constante Spannung den größten Theil der Gesamtspannung ausmacht, während die Schwingungen, von denen die Sicherheit vorzugsweise abhängt, sich in um so kleineren Spannungs-Differenzen bewegen, je kleiner die variable Belastung im Verhältniß zum Eigengewicht der Construction ist.

Bei Eisen darf wegen seiner geringen Elasticität die Spannung von etwa 180 Ctr. pro □ Zoll als Summe der constanten und variablen Spannungen nicht wesentlich überschritten werden; dagegen ist im Gufsstahl ein Material gefunden, welches in dieser Beziehung weiteren Spielraum läßt.

Eine unumgängliche Bedingung wird dem Constructeur solcher Bauwerke gestellt werden müssen, nämlich daß die Construction der Art ist, daß sie sich wirklich berechnen läßt. Wenn freilich, wie dies vielfach geschieht, feste Verietungen da ausgeführt werden, wo die Theorie bewegliche Glieder voraussetzt, dann kann Niemand wissen, welche Spannungen im Material stecken.

Durch Vorstehendes dürfte dargethan sein, daß das bei den Versuchen befolgte Princip, das Material ganz in derselben Weise anzustrengen, wie es in der Praxis geschieht, richtig ist und zu Resultaten führt, die der Construction sichere Grundlagen geben.

Das Feld solcher Versuche ist fast unerschöpfbar, aber wenn zunächst das Wesentlichste herausgehoben wird, kann man in nicht zu langer Zeit so viel erreichen, als nöthig ist, um bei großen Bauwerken aus Eisen oder verwandtem Material einen gleichmäßigen Sicherheitsgrad ihrer einzelnen Theile festzustellen, womit dann gleichzeitig der Material-Aufwand auf ein Minimum gebracht ist.

(Folgen die Anlagen.)

## Anlage A. Versuche mit gedrehten Stäben.

Laufende No.	Größte Faserspannung Ctr.	Zahl der Umdrehungen bis zum Bruche	Bemerkungen
--------------	---------------------------	-------------------------------------	-------------

Tabelle I.

Sehniges Eisen, aus einer von der Gesellschaft Phönix im Jahre 1857 gelieferten Achse geschnitten.

Mit Hohlkehle abgesetzt.

1	320	56000
2	300	99000
3	280	183000
4	260	479000
5	240	909000
6	220	3632000
7	200	4917000
8	180	19186000
9	160	Nicht gebrochen, hat bis jetzt rund 70 Millionen Umdrehungen gemacht.

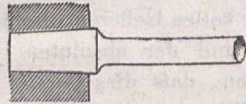


Tabelle II.

Das gleiche Material, scharf abgesetzt.

1	280	40000
2	260	58000
3	240	83000
4	220	224000
5	200	445000
6	200	409000
7	180	956000
8	180	535000
9	160	1386000
10	140	8999000

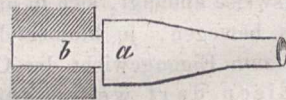


Tabelle III.

Gufsstahl von Bochum, aus zwei Achsen geschnitten, welche vom Bochumer Verein im Jahre 1861 zu diesen Versuchen unentgeltlich geliefert sind.

Mit Hohlkehle abgesetzt.

1	420	41000
2	340	214000
3	320	176000
4	300	596000
5	300	286000
6	280	687000
7	260	1955000
8	240	280000
9	240	21261000
10	220	Nicht zum Bruch gekommen und nach 24589000 Biegungen abgenommen.

Ein sehr geringer, durch nicht sorgfältiges Abdrehen entstandener Ansatz an der Hohlkehle kann den Bruch beschleunigt haben.

Der Bruch erfolgte scharf am Wellenkopf.

Nicht zum Bruch gekommen und nach 24589000 Biegungen abgenommen.

Tabelle IV.

Der gleiche Stahl, aber scharf abgesetzt.

1	240	225000
2	220	335000
3	200	738000

Laufende No.	Größte Faserspannung Ctr.	Zahl der Umdrehungen bis zum Bruche	Bemerkungen
--------------	---------------------------	-------------------------------------	-------------

Tabelle V.

Gufsstahl von Krupp, aus einer Achse geschnitten, die im Jahre 1854 geliefert, aber nicht in Benutzung genommen war.

Mit Hohlkehle abgesetzt.

1	380	145000
2	360	222000
3	340	627000
4	340	396000
5	320	987000
6	320	1474000
7	300	340000
8	300	Nicht gebrochen, nach 16606100 Umdrehungen abgenommen.
9	300	807000

Tabelle VI.

Gufsstahl von Bochum, aus einer Achse geschnitten, welche der Verein im Jahre 1863 unentgeltlich zu Versuchen geliefert hat.

Mit Hohlkehle abgesetzt.

1	360	127000
2	340	342000
3	320	627000
4	300	2845000
5	280	3558700
6	260	Nicht gebrochen, nach 14176170 Umdrehungen abgenommen.

Der Bruch erfolgte scharf am Wellenkopf, wo die nach Maafgabe der Belastung berechnete größte Faserspannung 190 Ctr. betrug.

Tabelle VII.

Gufsstahl von Borsig, im Jahre 1863 unentgeltlich zu Versuchen geliefert.

Mit Hohlkehle abgesetzt.

1	380	157000
2	360	239000
3	340	553000
4	320	1373000
5	300	1023000

Tabelle VIII.

Der gleiche Stahl, scharf abgesetzt.

1	260	177000
2	240	544000
3	220	600000
4	200	2132000

Tabelle IX.

Gufsstahl von Krupp, aus einer im Jahre 1862 gelieferten Achse, welche, bevor sie geschnitten wurde, 4980 Meilen durchlaufen hatte.

Mit Hohlkehle abgesetzt.

1	420	55000
2	360	127000
3	340	797000
4	320	642000
5	300	4163000

Der Bruch erfolgte scharf am Wellenkopf, wo die berechnete größte Faserspannung 194 Ctr. betrug.

Laufende No.	Größte Faserspannung Ctr.	Zahl der Umdrehungen bis zum Bruche	Bemerkungen
--------------	---------------------------	-------------------------------------	-------------

Tabelle X.

Der gleiche Stahl, scharf abgesetzt, wobei der Durchmesser des stärkeren Theiles *a* (siehe den Holzschnitt bei Tabelle II) gegen den des schwächeren *b* bei Versuch No. 1 um  $\frac{1}{2}$  Zoll größer war, bei No. 2 um  $\frac{1}{4}$  Zoll, bei No. 3 um  $\frac{1}{8}$  Zoll und bei No. 4 und 5 jedesmal  $\frac{1}{16}$  Zoll.

Ferner war der Abstand des scharfen Absatzes vom Wellenkopf bei No. 1 5 Linien, bei No. 2 9 Linien, bei No. 3  $4\frac{1}{4}$  Linien, bei No. 4 10 Linien, bei No. 5  $4\frac{1}{2}$  Linien.

1	260	156000	
2	260	170000	
3	260	164000	
4	260	2776000	Während sämtliche übrigen Brüche scharf am Ansatz erfolgten, lag bei Versuch No. 4 die Bruchstelle $\frac{3}{8}$ Zoll tief im Wellenkopf.
5	260	478000	

Tabelle XI.

Werkzeug-Gußstahl von Thomas Firth & Sons in Sheffield, im Jahre 1862 durch Schulte & Schemmann in Hamburg bezogen.

Mit Hohlkehle abgesetzt.

1	360	370900	Der Bruch erfolgte scharf an der Wellenkante, wo die nach der Belastung berechnete größte Faserspannung 266 Ctr. betrug.
2	340	694450	Der Bruch erfolgte in gleicher Weise, berechnete Faserspannung in der Bruchfläche 248 Ctr.
3	320	233000	
4	300	1528500	Bruch wie bei 1 und 2, berechnete Faserspannung in der Bruchfläche 220 Ctr.

Tabelle XII.

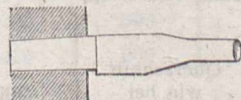
Gußstahl von Carlswerk, aus einer gehärteten Achse geschnitten, welche im Jahre 1852 von Werner geliefert ist.

Mit Hohlkehle abgesetzt.

1	480	764000	Der Bruch erfolgte scharf am Wellenkopf, wo die berechnete Faserspannung = 250 Ctr. betrug.
2	440	375000	Bruch wie oben, berechnete größte Faserspannung in der Bruchfläche 296 Ctr.
3	400	2997000	Bruch wie oben, berechnete Faserspannung 224 Ctr.
4	360	738000	Bruch wie oben, berechnete Faserspannung 270 Ctr.
5	320	1085000	Bruch wie oben, berechnete Faserspannung 236 Ctr.
6	280		Nicht gebrochen, hat bis jetzt 4600000 Umdrehungen gemacht.
7	560	56000	
8	520	419000	

Tabelle XIII.

Eisen aus einer eisernen Achse von der Gesellschaft Phönix. Der scharfe Ansatz stellenweis entfernt, wie gezeichnet.

1	240	36000	
---	-----	-------	---

Laufende No.	Größte Faserspannung Ctr.	Zahl der Umdrehungen bis zum Bruche	Bemerkungen
--------------	---------------------------	-------------------------------------	-------------

(Zu Tabelle XIII.)

Bruchfläche in halber natürl. Gröfse.

Der schraffierte Theil der Bruchfläche bezeichnet frischen Bruch, der übrige Theil war alter Einbruch scharf an dem angedeuteten Ansatz.

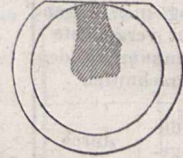
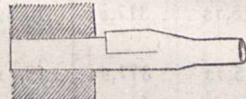


Tabelle XIV.

Gußstahl von Bochum, wie Tabelle VI.

Der scharfe Ansatz auf der Hälfte des Umfanges entfernt, wie gezeichnet.

1	280	58000	
---	-----	-------	--

Bruchfläche in halber natürl. Gröfse.

Der schraffierte Theil der Bruchfläche bezeichnet frischen Bruch, der übrige Theil war alter Einbruch.



Tabelle XV.

Stangenkupfer von Heckmann, Lieferung 1864.

Mit Hohlkehle abgesetzt.

1	160	67000	
2	140	480000	
3	130	663000	
4	125	798000	
5	120	2834000	
6	100		Noch nicht gebrochen, hat bis jetzt rund 14000000 Umdrehungen gemacht.

Tabelle XVI.

Gußstahl von Krupp aus Köpfen von Eisenbahnschienen.

Mit Hohlkehle abgesetzt.

a) Lieferung vom Jahre 1863.

1	460	27000	
2	440	38000	
3	420	66000	
4	420	108000	
5	380	181000	

b) Lieferung vom Jahre 1864.

1	420	238000	
2	380	839000	Der Bruch erfolgte scharf am Wellenkopf bei einer berechneten Faserspannung von 246 Ctr.
3	300	5205600	Bruch in gleicher Weise, berechnete Faserspannung 189 Ctr.
4	280		Nicht gebrochen, hat bis jetzt rund 8000000 Umdrehungen gemacht.

c) Lieferung vom Jahre 1865.

1	420	114000	
---	-----	--------	--



**Anlage B.** Versuche zur Bestimmung der Elasticitätsgrenze und des Moduls von ungehärtetem und gehärtetem Werkzeugstahl von Thomas Firth & Sons in Sheffield und von Achsen-Gußstahl von Krupp.

**Biegungs-Versuche**

mit einem prismatischen Stabe aus englischem Werkzeug-Stahle von Firth & Sons in Sheffield.

Durch die Gesamtbelastung incl. Eigengewicht veranlasste Faserspannung in den Querschnitten		Durch die veränderliche Belastung			
durch die Aufhängepunkte des Fühlhebels	durch die Mitte	von	zwischen den Aufhängepunkten des Fühlhebels veranlasste		
			äußerste Faserspannung	Durchbiegung	bleibende Durchbiegung
Ctr.	Ctr.	Ctr.	Ctr.	Zoll	Zoll
Der Stab ist aus 1 1/2 Zoll starkem Quadrat-Stahle gehobelt, der Querschnitt ist rechteckig, von 1,240 Zoll Höhe und 1,243 Zoll Breite.					
215,73	217,94	10,618	200	0,180	0
315,73	317,94	15,927	300	0,2705	0
			nach 5 Min.	unverändert	0
375,73	377,94	19,112	360	0,325	0
			nach 5 Min.	unverändert	0
395,73	397,94	20,174	380	0,344	Spuren
			nach 5 Min.	unverändert	Spuren
415,73	417,94	21,236	400	0,362	unveränd.
			nach 6 Min.	unverändert	unveränd.
435,73	437,94	22,298	420	0,38	0,0005
			nach 4 1/2 Min.	0,3805	0,0005
455,73	457,94	23,359	440	0,399	0,001
			nach 11 Min.	unverändert	0,001
475,73	477,94	24,421	460	0,4175	0,001
			nach 16 Min.	unverändert	0,001

Der Elasticitäts-Modul berechnet sich  $e = \frac{324 \cdot 20000}{0,18 \cdot 1,24} = 29032258 \text{ Pfd.}$

Der Stab wurde hierauf unter einer Sandschicht rothwarm gemacht und in Brunnenwasser von 9° R. abgekühlt, wodurch er wenig hart wurde, sich auf 5 Fuß 6 Zoll Länge um 1/8 Zoll verkürzte und rechtwinklig gegen die bisherige Lage im Apparate durchbog; die Kerben für die Aufhängepunkte wurden so eingefeilt, daß die eingetretene Biegung im Apparate nach unten kam.

215,179	217,373	10,643	200	0,228	
			nach 1 Min.	0,229	
			- 3/4 -	0,231	
			- 3/4 -	0,232	
			- 2 -	0,233	0,054

Der Stab erwies sich als zu weich, er wurde deshalb rothwarm gerade gerichtet und 12 Stunden hindurch unter Sandschicht ausgeglüht, hierauf in offenem Holzkohlenfeuer etwas mehr, als bei dem vorigen Versuche erhitzt und in Brunnenwasser von 9° R. abgekühlt. Die Härte war nicht ganz gleichmäßig, doch überall Glashärte, so daß eine scharfe Feile nicht mehr angriff. Das Abkühlen hatte eine Verbiegung von 1/2 Zoll, jedoch in entgegengesetzter Richtung, wie beim ersten Härten, zur Folge. Im Apparate erhielt der Stab dieselbe Lage, wie bei vorstehendem Versuche, die Krümmung nach oben gerichtet.

215,179	217,373	10,643	200	0,183	
			nach 3 Min.	unverändert	0,001
315,179	317,373	15,963	300	0,275	
			nach 40 Min.	0,276	0,0035
Hierauf wurde der Stab um 90° im Apparate gedreht und dadurch in die Lage gebracht, die er bei dem ersten Versuche gehabt hatte.					
315,73	317,94	15,927	300	0,2735	
			nach 4 1/2 Min.	unverändert	0,0025

**Biegungs-Versuche**

mit einem prismatischen Stabe von rechteckigem Querschnitt von 1,226 Zoll Höhe und 0,617 Zoll Breite.

Der Stahl ist aus einer ungehärteten Gußstahl-Achse geschnitten, welche 1861 von Krupp geliefert wurde und im Betriebe 4980 Meilen zurückgelegt hatte.

Durch die Gesamtbelastung incl. Eigengewicht veranlasste Faserspannung in den Querschnitten		Durch die veränderliche Belastung			
durch die Aufhängepunkte des Fühlhebels	durch die Mitte	von	zwischen den Aufhängepunkten des Fühlhebels veranlasste		
			äußerste Faserspannung	Durchbiegung	bleibende Durchbiegung
Ctr.	Ctr.	Ctr.	Ctr.	Zoll	Zoll
174,78	178,07	3,864	150	0,137	0
			nach 5 Min.	unverändert	0
204,78	208,07	4,637	180	0,165	0
			nach 5 Min.	unverändert	0
224,78	228,07	5,152	200	0,184	Spuren
			nach 5 Min.	unverändert	Spuren
244,78	248,07	5,667	220	0,202	0,0005
			nach 7 Min.	ger. Zunahme	0,0005
284,78	288,07	6,698	260	0,239	0,001
			nach 2 Stnd.	0,240	0,001
324,78	328,07	7,728	300	0,276	0,0015
			nach 1 Stnd.	unverändert	0,0015
344,78	348,07	8,243	320	0,295	0,002
			nach 33 Min.	0,2955	0,002
384,78	388,07	9,274	360	0,3335	0,0035
			nach 49 Min.	0,334	0,0035
424,78	428,07	10,304	400	0,377	0,006
			nach 16 Stnd.	0,379	0,006

Der Elasticitäts-Modul berechnet sich  $e = \frac{324 \cdot 20000}{0,184 \cdot 1,226} = 28725441 \text{ Pfd.}$

**Anlage C.** Versuche mit einseitig gebogenen Stäben.

No. des Versuchs	Querschnitt des Stabes	Größte Faserspannung in der Mitte des Stabes	Länge des Stabes zwischen den Stützpunkten	Durch die Anspannung veranlasste bleibende Biegung	Zahl der Biegungen bis zum Bruche
		Ctr.	Zoll	Zoll	
1		550	66	6 2/3	169000
2	desgl.	500	-	nicht gemessen	420000
3	desgl.	450	-	2 1/3	481000
4	desgl.	400	-	2 3/8	1320000
5	desgl.	360	-	9/4	4035000
6	desgl.	300	-	Nicht gebrochen, hat bis jetzt rund 1400000 Biegungen ertragen.	

Tabelle I.

Selniges Eisen aus von der Gesellschaft Phönix im Jahre 1857 gelieferten Achsen geschnitten.

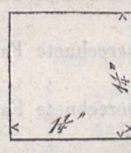
1		550	66	6 2/3	169000
2	desgl.	500	-	nicht gemessen	420000
3	desgl.	450	-	2 1/3	481000
4	desgl.	400	-	2 3/8	1320000
5	desgl.	360	-	9/4	4035000
6	desgl.	300	-	Nicht gebrochen, hat bis jetzt rund 1400000 Biegungen ertragen.	

Tabelle II.

Gußstahl von Krupp aus einer im Jahre 1861 gelieferten Achse.

1	Querschnitt wie bei Tabelle III.	500	66	1/2	Nicht gebrochen, hat bis jetzt rund 6400000 Biegungen ertragen.
---	----------------------------------	-----	----	-----	---

No. des Versuchs	Querschnitt des Stabes	Größte Faserspannung in der Mitte des Stabes	Länge des Stabes zwischen den Stützpunkten	Durch die Anspannung veranlafste bleibende Biegung	Zahl der Biegungen bis zum Bruche
		Ctr.	Zoll	Zoll	

Tabelle III.

Gufsstahl von Bochum aus Achsen geschnitten, welche der Verein im Jahre 1864 zu Versuchen unentgeltlich lieferte.



1		700	66	1 1/8	104000
2	desgl.	600	-	9/16	317000
3	desgl.	550	-	1/3 1/2	612000
4	desgl.	500	-	1/16	729000
5	desgl.	500	-	1/3 1/2	1499000
6	desgl.	450	-	1/8	Nicht gebrochen, hat bis jetzt rund 9000000 Biegungen ertragen.

Tabelle IV.

Gufs-Federstahl englischen Ursprungs, durch Seebohm in Düsseldorf im Jahre 1863 geliefert.

a) Ungehärtet.

1		900	30	1/4	80000
2	desgl.	800	-	7/16	154000
3	desgl.	700	48	1/16	210000
4	desgl.	600	-	1/16	471000
5	desgl.	550	-	.	538000
6	desgl.	500	-	.	1165000

b) Gehärtet.

7	desgl.	1300	30	1/16	28000
8	desgl.	1200	-	1/3 1/2	45000
9	desgl.	1100	-	.	46000
10	desgl.	1000	-	.	141000
11	desgl.	950	-	.	190000
12	desgl.	900	-	.	59000

No. des Versuchs.	Querschnitt des Stabes.	Größte Faserspannung in der Mitte des Stabes	Länge des Stabes zwischen den Stützpunkten.	Durch die Anspannung veranlafste bleibende Biegung	Zahl der Biegungen bis zum Bruche
		Ctr.	Zoll	Zoll	

Tabelle V.

Gufs-Federstahl vom Bochumer Verein gehärtet geliefert.

1	Querschnitt wie bei Tabelle IV.	1200	30	1/16	30000
2	desgl.	1100	-	1/8	45000
3	desgl.	1000	-	1/16	108000
4	desgl.	900	-	.	93000
5	desgl.	800	-	.	148000

Tabelle VI.

Gufs-Federstahl von Krupp im Jahre 1864 zu Versuchen geliefert.

a) Ungehärtet.

1	Querschnitt wie bei Tabelle IV.	1000	30	1 1/2	39000
2	desgl.	900	-	5/16	72000
3	desgl.	800	-	1/2 1/4	132000
4	desgl.	700	-	.	197000
5	desgl.	600	-	.	468000
6	desgl.	500	-	.	Nicht gebrochen, hat bis jetzt rund 2522000 Biegungen ertragen.
7	desgl.	450	-	desgl.	

b) Gehärtet (im Krupp'schen Werke).


1	desgl.	1100	30	9/16	54000
2	desgl.	1000	-	9/16	76000
3	desgl.	900	-	1/8	200000
4	desgl.	800	-	1/16	339000
5	desgl.	750	-	1/2 1/4	389000
6	desgl.	700	-	1/8	293000
7	desgl.	700	-	1/8	455000
8	desgl.	600	-	.	Nicht gebrochen, hat bis jetzt rund 2000000 Biegungen ertragen.

Anlage D. Versuche mit einseitig zwischen bestimmten Grenzspannungen gebogenen Stäben.

No. des Versuchs	Querschnitt des Stabes	Größte Faserspannung in der Mitte des Stabes	Kleinste Faserspannung in der Mitte des Stabes	Länge des Stabes zwischen den Stützpunkten	Durch die Anspannung veranlafste bleibende Biegung	Zahl der Biegungen bis zum Bruch	Bemerkungen
		Ctr.	Ctr.	Zoll	Zoll		

Tabelle I. Gufsstahl von Krupp 1864 geliefert.

Hier gehärtet.

1		1200	300	30	-	22000	
2	desgl.	1200	400	-	-	35000	
3	desgl.	1200	500	-	-	86000	
4	desgl.	1200	600	-	-	191000	
5	desgl.	1200	700	-	-	251000	
6	desgl.	1200	800	-	-	Nicht gebrochen, hat bis jetzt 1264000 Biegungen ertragen.	
7	desgl.	1200	900	-	-	Nicht gebrochen, hat bis jetzt 1264000 Biegungen ertragen.	

No. des Versuchs.	Querschnitt des Stabes	Größte	Kleinste	Länge des Stabes zwischen den Stützpunkten	Durch die Anspannung veranlafte bleibende Biegung	Zahl der Biegungen bis zum Bruch	Bemerkungen
		Faserspannung in der Mitte des Stabes					
		Ctr.		Zoll			

Tabelle II. Guß-Federstahl von Krupp 1864 geliefert.

Ungehärtet.

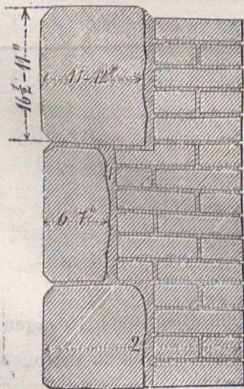
1	Querschnitt wie in Tab. I.	900	0	30	$\frac{5}{32}$	72000	
2	desgl.	900	200	-	$\frac{9}{32}$	81000	
3	desgl.	900	300	-	$\frac{7}{32}$	156000	
4	desgl.	900	400	-	$\frac{5}{16}$	225000	
5	desgl.	900	500	-	$\frac{1}{32}$	1238000	
6	desgl.	900	600	-	$\frac{1}{16}$	Nicht gebrochen, hat bis jetzt 1442000 Biegungen ertragen.	
7	desgl.	800	0	-	$\frac{1}{36}$	117000	
8	desgl.	800	100	-	$\frac{1}{24}$	99000	
9	desgl.	800	200	-	$\frac{1}{32}$	176000	
10	desgl.	800	300	-	$\frac{1}{32}$	619000	
11	desgl.	800	400	-	$\frac{1}{64}$	Nicht gebrochen, hat bis jetzt 1762000 Biegungen ertragen.	
12	desgl.	700	0	-	-	197000	
13	desgl.	700	100	-	-	286000	
14	desgl.	700	200	-	-	701000	
15	desgl.	700	250	-	-	Nicht gebrochen, hat bis jetzt 2522000 Biegungen ertragen.	
16	desgl.	700	300	-	-	899600	In Folge Ungleichmäßigkeit im Material $2\frac{1}{4}$ Zoll außer der Mitte gebrochen.
17	desgl.	700	300	-	-	Nicht gebrochen, hat bis jetzt 1058000 Biegungen ertragen.	
18	desgl.	800	300	-	-	2135000	
19	desgl.	800	400	-	-	Nicht gebrochen, hat bis jetzt 3537000 Biegungen ertragen.	
20	desgl.	800	560	-	-	Nicht gebrochen, hat bis jetzt 6167000 Biegungen ertragen.	

A. Wöhler.

## Anderweitige Mittheilungen.

### Verfahren bei Herstellung des aus Ziegeln mit Quaderverblendung bestehenden Freimauerwerks am Gerichtsgebäude in Hagen.

Im verflossenen Jahre war das Freimauerwerk des Gerichtsgebäudes in Hagen, 130 Fuß lang, 44 Fuß über dem Sockel hoch, in drei Etagen à 13 Fuß und einer Drempelwand, die Umfassungswände aus Ziegeln mit Quaderverblendung, im Erdgeschofs 2 Fuß 6 Zoll, im ersten und zweiten Stock 2 Fuß, in der Drempelwand 1 Fuß 4 Zoll stark, auszuführen, alle Stärken einschließend einer Quaderverblendung von durchschnittlich 9 Zoll in der Weise, daß Streckerschichten von 6 bis 7 Zoll mit Binderschichten von 11 bis 12 Zoll Stärke regelmäßig wechselten (wie neben skizzirt).



Die Schichthöhen des Blendmauerwerks wechselten, durch die Architektur bedingt, von unten nach oben abnehmend zwischen  $16\frac{1}{2}$  Zoll und 11 Zoll.

Die angeführten Mauerstärken waren für das 53 Fuß tiefe Ge-

bäude augenscheinlich nur dann zureichend, wenn Blendung und Hintermauerung gleichzeitig zum Tragen kamen, und da die Constructionsweise, auf speciellen Wunsch des Herrn Geheimen Ober-Baurath Busse gewählt, in den genehmigten Anschlägen und Erläuterungen bestimmt verlangt war, mußte der Versuch gemacht werden, die beiden Materialien zu einem zusammenwirkenden Ganzen zu vereinigen.

Die Mißlichkeit dieser Aufgabe war um so weniger zu verkennen, als verschiedene in der Umgegend gemachte ähnliche Versuche kein günstiges Resultat ergeben hatten, die gelungenen, aber alle Bruchsteinmauerwerk hinter der Blendung zeigten. Cement zur Mörtelbereitung war ausgeschlossen. Um eine Trennung der Quaderverblendung vom Rest des Mauerwerkes zu verhüten, blieb nichts übrig, als das Maafs des Setzens beider Theile möglichst auszugleichen, und die Darstellung derjenigen Maafsnahmen, durch welche dieses in einem kaum gehofften Grade erreicht wurde, ist es, welche ich mir erlauben will, hier mitzutheilen.

Die Quader einer Schicht wurden in gewöhnlicher Weise mit Lager- und Stofsugen von  $\frac{1}{2}$  Zoll Stärke versetzt und

nach 2 bis 3 Tagen Ruhe mit Backsteinen in der Art hintermauert, daß zwischen letzteren und der rauhen lothrechten Innenfläche des Quaders ein Spielraum von ca. 1 Zoll vorläufig verblieb. Nach der Aufmauerung ungefähr bis zur Oberfläche der betreffenden Blendschicht ging ein Junge mit einem 5zölligen Schornsteinholz von 4 bis  $4\frac{1}{2}$  Fuß Länge auf der Hintermauerung entlang und rammte in wiederholten leichten Schlägen die ganze Masse vorsichtig so lange ab, bis kein Weichen mehr stattfand, ein Zeitpunkt, welchen derselbe bald sehr genau erkannte. Jetzt wurde der vorerwähnte lothrechte Zwischenraum zwischen Quader und Hintermauerung sorgfältig mit Mörtel ausgeschlagen und dann das Ganze mit dünner Kalkmilch angegossen.

Nachdem die so behandelte Schicht ein paar Tage Ruhe gehabt hatte, konnte dasselbe Verfahren mit der nächstfolgenden vorgenommen werden, ohne daß trotz sorgfältiger Beobachtung jemals ein nachtheiliger Einfluß oder auch nur die geringste Veränderung in dem unterliegenden Mauerwerk wahrgenommen worden wäre.

Der Mörtel wurde aus gesiebter Steinkohlenasche (mit und ohne Zusatz von Ziegelmehl) und dem vorgeschriebenen

frisch gelöschten Wasserkalk von Oelde (Kreis Beckum) auf die ursprünglichste Manier, naß, aber so mager wie möglich bereitet, nahm jedoch wohl kaum mehr als das  $1\frac{1}{4}$  bis  $1\frac{1}{2}$  fache des Kalkes an festem Material auf, und ist trotz der schnellen Bindung sehr hart geworden.

Um das gleichmäßige Setzen noch mehr zu sichern, ist in jeder Etage eine bis auf einen halben Ziegel durch die Mauer reichende Binderschicht vom Material der Blendquader verlegt worden, mit der Absicht, etwaige Ungleichheiten im Setzen sich nur auf die Höhe von 13 Fuß summiren zu lassen.

Sämmtliche Manipulationen sind regelmäsig und unter fortwährender Ueberwachung ausgeführt, und glaube ich annehmen zu dürfen, daß es besonders dem Abrammen zuzuschreiben sein dürfte, wenn auch nicht die geringste Unregelmäßigkeit beim Setzen stattgefunden hat, keine der sofort geschlossenen Fugen der Blendung sich öffnete und die aus ganz weichem, beim geringsten ungleichen Druck zerbrechendem Sandstein gebauenen Gesimse und Gewände eine so vollkommene Regelmäßigkeit behalten haben, wie sie nicht grösser beim Ziehen erreicht werden kann.

v. Bannwarth.

## Studien über die Ventilation.

(Mit Zeichnungen auf Blatt D im Text.)

Unter dem Titel: „Etudes sur la Ventilation“ hat der rühmlichst bekannte Artillerie-General und Director des *Conservatoire des Arts et Métiers* zu Paris, Herr Arthur Morin, ein umfangreiches zweibändiges Werk bei Hachette in Paris publicirt, dessen gründliches Studium allen denen, welche sich für diesen Gegenstand interessieren, nicht angelegentlich genug empfohlen werden kann.

Der Herr Verfasser verfolgt in demselben nicht das Ziel, eine vollständige und gelehrte Abhandlung über diese so schwierige und noch lange nicht genügend erforschte Materie zu liefern, vielmehr beabsichtigt er nur, die Grund-Principien, auf welche alle Ventilations-Apparate begründet sind oder vielmehr sein sollten, denen an die Hand zu geben, welche als Ingenieure, Architekten oder Verwaltungsbeamte berufen sind, derartige Einrichtungen zu entwerfen, zu begutachten oder zu verwalten.

Unter möglichster Vermeidung aller verwickelten Rechnungen und Beweise hat daher der Herr Verfasser, gestützt auf die Gesetze der Mechanik der Flüssigkeiten, nur einige allgemeine Formeln für die Bewegung der Luft in den Ventilations-Apparaten entwickelt, welche er mit den Resultaten vieler, theils von ihm selbst, theils von anderen bewährten Experimentatoren angestellten Beobachtungen und Versuche vergleicht und daraus alsdann Regeln herleitet, die in der Praxis mit genügender Sicherheit angewendet werden können.

Ein Theil dieser Versuche ist bereits früher in den *Annales du Conservatoire*, sowie in zwei besonderen Brochüren über die Heizung und Ventilation des Justiz-Palastes und der neuen Theater zu Paris veröffentlicht worden.

Letztere Abhandlung ist im 13. Jahrgange dieser Zeitschrift, Seite 265 und 635, durch Herrn Baumeister Cohn ausführlich mitgetheilt.

Die vorliegende umfangreiche Abhandlung in deutscher Ausgabe zu publiciren, lag zwar ebenfalls im Wunsche des Herrn Verfassers und des Unterzeichneten. Es ist indessen

für die meisten deutschen Techniker die französische Sprache, sowie der verhältnißmäßige niedrige Preis von 15 Frs. ein so unwesentliches Hinderniß am Studium derselben im Originale, daß es bei der großen allgemeinen Wichtigkeit dieses Gegenstandes zweckmäßiger erschien, durch den nachfolgenden Auszug den thatsächlichen Erfahrungen sowie den durch dieselben begründeten, theilweise neuen Anschauungen des Herrn Verfassers eine möglichst allgemeine Verbreitung zu geben, das gründliche Studium aber auf das Original zu verweisen.

Der Herr Verfasser gelangt zu vielfach anderen Ansichten als die meisten seiner Landsleute, namentlich Herr Pécelet, Verfasser des viel verbreiteten *traité de la chaleur*, kommt dagegen nicht nur in Betreff der allgemeinen Principien, sondern auch in Bezug auf die verschiedenen Arten ihrer Anwendung fast genau zu denselben Schlussfolgerungen wie die meisten englischen Schriftsteller und Ingenieure.

Er giebt daher auch im ersten Theile seines Werkes zunächst eine ziemlich vollständige Uebersicht der ausgeführten Einrichtungen, welche die Engländer im Jahre 1862 während der Weltausstellung mit so großer Liberalität zeigten, sowie Auszüge aus den über dieselben geführten Untersuchungsacten und erstatteten Berichte.

Bei der Wichtigkeit derselben, und da überhaupt die Studien der Engländer auf diesem weiten Felde der angewandten Mechanik in Deutschland verhältnißmäßig weniger bekannt sein möchten, als die der Franzosen, wird es nicht unerwünscht sein, sie möglichst vollständig mitgetheilt zu sehen.

Das ganze Werk ist in 627 einzelne Paragraphen eingetheilt, welche durch beide Theile fortlaufend nummerirt sind. Da dies die Orientirung außerordentlich erleichtert, so werden die Nummern derjenigen Paragraphen, welche mehr oder weniger vollständig mitgetheilt sind, hier ebenfalls angeführt werden.

Heidman.

### Capitel I. Einleitung.

1. Die Mittel zur Lüftung und Heizung der bewohnten Räume aller Art haben seit einer Reihe von Jahren die englischen Ingenieure und Gelehrten auf das Lebhafteste beschäftigt. Ihre größten Gebäude, wie das Parlamentshaus, das General-Postamt, die Museen, viele Hospitäler, die meisten Clubhäuser, einige Privatgebäude und sogar grosartige Räume, wie der Crystall-Palast zu Sydenham, haben Gelegenheit zu mehr oder weniger glücklichen Versuchen gegeben, deren nähere Prüfung für die Förderung der dem ersten Anschein nach so einfachen und doch in Wirklichkeit so schwierigen Kunst der Ventilation besonders nutzbringend ist.

2. Eines der ältesten und vollständigsten Werke über Ventilation ist das, welches Dr. Reid im Jahre 1844 unter dem Titel „*Illustrations of the theory and practice of Ventilation*“ veröffentlicht hat. Dasselbe enthält eine reiche Menge von Beobachtungen und treffenden Bemerkungen über die so verschiedenartigen Wirkungen der Luft-Circulation, bezeichnet richtig die Schwierigkeiten der Frage, bereitet auch gleichzeitig die glückliche Lösung derselben vor.

Unglücklicher Weise wurde Dr. Reid auf Grund dieser Arbeiten berufen, die bereits vorhandenen Einrichtungen und Apparate im Parlaments-Gebäude abzuändern. Dabei konnte er seinen Ideen nicht frei folgen, und liess er sich leider verleiten, zu Mitteln seine Zuflucht zu nehmen, welche geradezu verkehrt waren. Die Folge war ein wenn auch nicht vollständiger, doch so grosser Misserfolg, dass ihm die Leitung dieses Dienstes wieder entzogen wurde. Sein oben genanntes Werk hat dadurch aber nichts an seinen grossen Verdiensten eingebüsst.

Dr. Reid hielt Vorlesungen über Chemie zu Edinburgh und hatte dabei auf mehrfache Weise die Kraft der Aufsaugung zur Erzielung von Ventilationseffecten nutzbar gemacht.

3. So nahe er mit denselben auch der Wahrheit bis zu einem gewissen Punkte kam, legte er ihnen doch wohl etwas zu viel Wichtigkeit bei. So erzählt er unter Anderem, dass einige funfzig Mitglieder des Clubs der Königlichen Gesellschaft zu Edinburgh in einem Saale speisten, welchen er hatte einrichten lassen. Die Verbrennungs-Producte der Gasflammen wurden durch ein über den Lampen angebrachtes Rohr beseitigt, eine reichliche Menge Luft von angenehmer Temperatur mit verschiedenen Wohlgerüchen von Zeit zu Zeit gemischt, circulirte in den Räumen. Die Gesellschaft nahm während des Essens keine besondere Wirkung wahr, der Gastwirth aber bemerkte bald, dass die einzelnen Personen dreimal mehr Wein consumirten, als sie in einem auf gewöhnliche Art mit Gas erleuchteten und nicht ventilirten Saale zu thun pflegten. Dr. Reid vergisst nicht hinzuzufügen, wie angestellte Ermittlungen ergeben haben, dass die Folgen des Festes für die Gesundheit von keinem der Gäste nachtheilig gewesen seien, ja dass diese nicht einmal eine Ahnung von ihrem übermässigen Durste gehabt hätten.

Umgekehrt und als weniger günstigen Erfolg einer reichlichen Ventilation citirt Dr. Reid gewisse Manufacturen, in welchen die Arbeiter in Folge der häufigen Erneuerung der Luft einen so übermässigen Appetit entwickelten, dass der früher genügende Lohn zu gering wurde, um ihren Hunger zu stillen. Endlich fügt er hinzu, dass in jedem gut ventilirten Hause die Ausgaben für Wein und Nahrungsmittel viel bedeutender seien, als in einem schlecht ventilirten, und dass ein Fest, veranstaltet in Sälen, in welchen man ersticken möchte und in denen die Luft mit Wasserdämpfen gesättigt ist, viel billiger sei, als wenn es in freier Luft gegeben werde.

4. Die besonderen und größten Schwierigkeiten der Ventilation findet Dr. Reid aber in der grossen Verschiedenheit ihrer Einwirkung auf verschiedene Personen. Während sich ein Parlaments-Mitglied über unerträgliche Hitze beschwerte, klagte das andere über Kälte. Der Eine forderte eine Temperatur von 11 bis 12 Grad, der Andere aber 20 bis 22 Grad. \*)

Für Räume, in welchen grosse Versammlungen abgehalten werden, sind aber noch verschiedene andere Umstände zu berücksichtigen.

Im Hause der Gemeinen brachte man vor der Eröffnung der Sitzungen die Temperatur auf 16 bis 17 Grad, während derselben schwankte sie zwischen 17 bis 21 Grad, je nach der Zahl der Mitglieder und dem Grade der Feuchtigkeit der Luft. Bei langen nächtlichen Sitzungen war man oft genöthigt, den Gang der Apparate mehr als funfzig mal zu ändern. Im Allgemeinen konnte man vor der Stunde des Mittagessens die Ventilation ermässigen, die Temperatur aber erhöhen, nachher dagegen, bei sonst gleichen Verhältnissen, die Temperatur und Feuchtigkeit der Luft erniedrigen und die Ventilation verstärken. Gegen das Ende von langen Sitzungen musste man wieder die Temperatur etwas erhöhen.

5. Mit Recht macht Dr. Reid darauf aufmerksam, dass die kalte Luft nur wenig Wasser in gasförmigem Zustande enthält, und sie daher nach ihrer Erwärmung dem menschlichen Körper rasch die Feuchtigkeit entzieht, falls ihr nicht vorher auf künstlichem Wege der entsprechende Feuchtigkeitsgrad mitgetheilt wird.

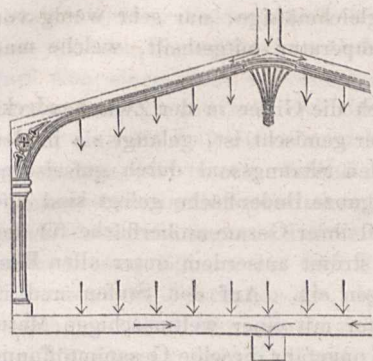
6. Mit der Bildung von Wasserdämpfen ist immer ein Freiwerden von Elektrizität verknüpft, und schreibt man diesem Umstande das Entstehen des Ozon zu. Bei der künstlichen Sättigung der Luft mit Wasserdämpfen erreicht man also wahrscheinlich noch den anderen Vortheil, dass dieses letztere vermehrt wird.

7. Zur Reinigung der Luft empfiehlt Dr. Reid, sie durch grobe Leinwand oder Canevas treten zu lassen und sie anzufeuchten, indem man sie durch Wasserstaub treibt. Beides wird noch im Parlaments-Gebäude beobachtet.

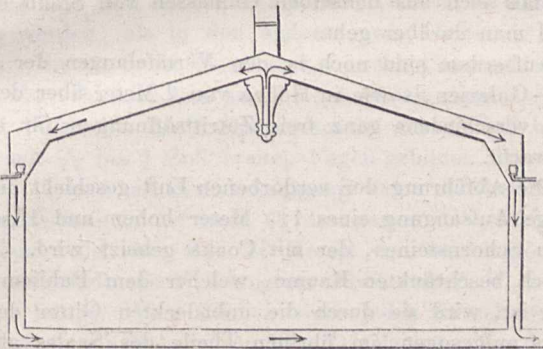
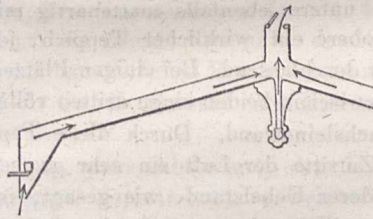
8. Nach Dr. Reid soll für das Haus der Gemeinen zu London das grösste Quantum Luft im Herbste erforderlich sein, wenn die Luft feucht und warm, der Wind wenig fühlbar von Osten kommend, der Barometerstand niedrig, die Erde feucht und die Fluth hoch ist. Alsdann wären 50000 Cubikfuß in der Minute oder nahe 84000 Cubikmeter in der Stunde kaum für das gefüllte Haus ausreichend gewesen. Die Zahl der anwesenden Personen soll dabei gegen 800 gewesen sein, es kämen also auf die Person und Stunde ungefähr 105 Cubikmeter, eine Zahl, die Manche für übertrieben halten möchten. Dennoch fand man die Ventilation trotz der später noch angebrachten Verbesserungen oft nicht genügend, was zum Theil in den Hindernissen liegen mag, welche der frischen Luft bei ihrem Eintritte in den Saal bereitet werden.

9. Dr. Reid giebt Seite 302 seines Werkes die Beschreibung eines Projectes, welches er für die Ventilation des Parlamentshauses vorgeschlagen hatte. Die bereits bestehenden Einrichtungen, welche man nicht mehr ändern wollte oder konnte, verhinderten die Annahme dieses rationellen Systems und nöthigten ihn, demselben gerade entgegen, den Eintritt

\*) Alle Temperatur-Angaben beziehen sich auf die Celsius'sche 100theilige Thermometerskala. Es ist  $0^{\circ} \text{C.} = 0^{\circ} \text{R.}$  und  $100^{\circ} \text{C.} = 80^{\circ} \text{R.}$



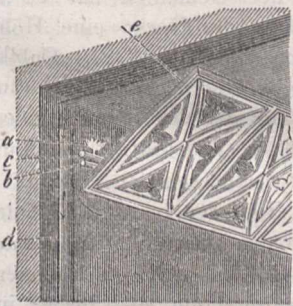
10. Zur Vermeidung der aus



der Luft von unten durch den Fußboden, und ihren Austritt durch die Decke zu bewirken. Es ist ihm dies ebenso wenig gelungen, wie seinen Nachfolgern.

Als Beispiel für sein System führt er einen von ihm gebauten großen Versammlungssaal an, dessen Querschnitt nebenstehend dargestellt ist. Dieser Saal wird durch Aufsaugung der Luft ventilirt.

Noch gibt er die Darstellung einer von ihm ausgeführten Einrichtung zur Erleuchtung des ganzen Saalumfanges durch ein Gesims mit transparenten Füllungen. Das Gasrohr *c* speist nämlich die 60 Stück Brenner, während *b* nur zum Anzünden derselben dient. Zu dem Behufe ist letzteres mit einer Reihe dicht neben einander gestellter kleiner Löcher versehen, welche, bei geöffnetem Hahne an einer Stelle angezündet, die Flamme rasch nach beiden Seiten verbreiten, dabei die Brenner des Rohres *c* anzünden, und demnächst, durch Schließen des Hahnes von *b*, ebenso rasch wieder verlöschen \*)



11. Im Jahre 1854 hat das Haus der Lords eine genaue Untersuchung über die bis dahin angewendeten resp. in dem neuen Parlaments-Gebäude noch anzuwendenden Apparate zur Heizung, Beleuchtung und Ventilation anstellen lassen. Denn obwohl dasselbe seine Sitzungs- und Geschäftsräume

\*) Anmerkung des Uebersetzers: In dem an verschiedenen Wochenabenden bis 10 Uhr geöffneten South-Kensington-Museum ist eine ähnliche sehr glänzende Beleuchtung eingerichtet, welche jährlich nicht weniger als 2000 Pfd. Sterl. kosten soll; dieselbe besteht in langen horizontalen und sich kreuzenden Reihen von Gasrohren, entlang dem mit Jalousien zum Ventiliren versehenen Glasdache, mit Brennern in Abständen von je 1 Fuß, welche aber durch eine sinnreich construirte Lampe auf einem kleinen Wagen angezündet werden. Die doppelten Reihen der Gasrohre dienen dem Lampenwagen gleichzeitig als Eisenbahn, auf der er mittelst einer Kette ohne Ende fortbewegt wird.

in demselben Gebäude hat, wie das Haus der Gemeinen, so ist doch der Dienst in dieser Beziehung für beide ein völlig getrennter. In letzterem waren also schon andere Einrichtungen in Thätigkeit, während das Haus der Lords noch nach den früheren Angaben des Dr. Reid ventilirt wurde.

Mr. Goldsworthy Gurney, dem später die Verwaltung auch dieses Hauses übertragen wurde, nachdem dasselbe durch ihn eine gleiche Einrichtung erhalten hatte, wie das Haus der Gemeinen, äußert sich dabei folgendermaßen:

„Die Ausdünstungen der Haut verderben die Luft mehr als die Producte des Athmungsprocesses. Die Entfernung derselben im Niveau des Fußbodens oder durch diesen selbst verhindert ihr Aufsteigen und ihre Vermischung mit der Luft, welche eingeathmet wird. Je eher sie beseitigt werden können, desto besser ist es.“

Er versucht ferner nachzuweisen, daß ein großer Theil der verdorbenen Luft sich von selbst auf den Fußboden senkt, während die Athmungs-Producte und die an dem menschlichen Körper erwärmte Luft das Bestreben haben, aufzusteigen, falls dies nicht durch eine dem entgegenwirkende Kraft verhindert wird.

Seine Ansicht geht ganz entschieden dahin, daß es immer wünschenswerth ist: die frische Luft von oben einströmen und die verdorbene Luft von unten sich entfernen zu lassen. Er versichert, daß der nach unten gerichtete Luftzug viel angenehmer und dabei wirksamer sei, als der aufsteigende. Von einem wesentlichen Einfluß sei endlich der Feuchtigkeitsgrad der Luft, dessen richtige Grenze zwischen 4 bis 5 Grad (englisch Maafs) des Hygrometers liege. Eine zu trockene Luft, selbst von 21 Grad Wärme, könne noch das Gefühl der Kälte erzeugen.

Charles Barry, Architekt des Palastes, erklärte, daß es gänzlich unmöglich sei, die partiellen Luftströmungen zu vermeiden, so lange die frische Luft durch den Fußboden und nahe dem menschlichen Körper eingelassen werde. E. P. Bouverie M. P. bestätigt, daß das Project des G. Gurney darin bestanden habe, die Luft von oben einzuführen, daß er aber gezwungen gewesen sei, sie von unten einströmen zu lassen. Lord Ch. F. Russel M. P. erkennt an, daß die Ventilation im Hause der Gemeinen durch G. Gurney wesentlich verbessert sei, namentlich dadurch, daß er die früher so sehr vermischte Frische der Luft erzeugt habe. Ein Gleiches bestätigt R. Vernon-Smith M. P. Dagegen behauptet dieser, daß es nicht gelungen sei, den Staub zu unterdrücken, welcher unter jeder Fußbewegung den Teppichen entquillt, obwohl diese angeblich jeden Morgen ausgeklopft würden. Er schreibt diesen Uebelstand der Zulassung der Luft durch den Fußboden zu. — Andere finden endlich, daß die Luft oft viel zu kalt sei.

Im Allgemeinen tritt aus diesen verschiedenen Aussagen die übereinstimmende Ansicht hervor, daß die Gurney'sche Einrichtung, welche im Aufsaugen der Luft besteht, verschiedene Vorzüge vor der des Dr. Reid habe, welcher noch Ventilatoren anwenden mußte; daß aber Gurney, wenn er ganz frei gewesen wäre, ebenso wie Dr. Reid die Einführung der Luft von der Höhe und die Aufsaugung derselben durch den Fußboden der jetzigen umgekehrten Einrichtung entschieden vorgezogen haben würde, und daß er endlich trotz aller angewendeten Vorsichtsmaßregeln die unangenehmen Folgen dieser Einrichtung, namentlich die starke Staubeentwicklung und die Abkühlung der unteren Extremitäten des menschlichen Körpers nicht beseitigen konnte.

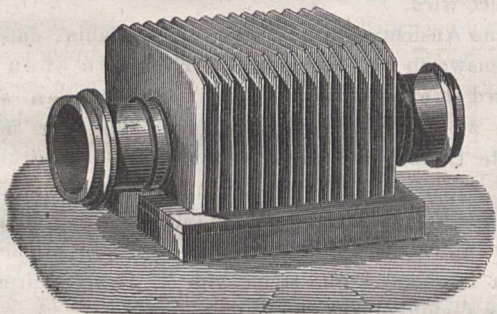
Dagegen haben die Mittel, welche er angewendet hat um der Luft den nöthigen Feuchtigkeitsgrad zu geben und

sie im Sommer zu erfrischen, ungetheilten Beifall erhalten, und verdienen sie auch eine besondere Beachtung.

12. Die jetzige eben besprochene Einrichtung zur Heizung und Ventilation der Sitzungssäle im Parlaments-Gebäude besteht ungefähr seit dem Jahre 1859. In den Jahren 1845 bis 1847 hatte man das System der Lufteinpressung mittelst zweier Ventilatoren versucht, nachdem die Luft durch ein System vertikal gestellter zahlreicher Dampfrohre von 0<sup>m</sup>,10 Durchmesser erwärmt war. Danach versuchte man es mit der Warmwasserheizung, welche man indessen auch, und zwar ihrer Langsamkeit wegen, aufgeben mußte.

Das jetzt, wenigstens in Betreff der Temperatur, mit gutem Erfolge arbeitende System ist allein auf die Aufsaugung der Luft begründet.

Unter jedem der Sitzungssäle befindet sich nämlich im Erdgeschofs ein Raum von derselben Weite wie der Saal, und von ungefähr 5<sup>m</sup>,50 Höhe, der durch eine größtentheils aus weiten Gittern bestehende Zwischendecke nochmals getheilt ist. Ueber den untern Fußboden sind vier parallele Reihen Dampfrohre von 0<sup>m</sup>,025 innerem Durchmesser vertheilt. In



gewissen Zwischenräumen sind diese nach vorstehender Figur erweitert und mit viereckigen Blechtafeln umgeben, welche die durch Condensation des Dampfes frei gewordene Wärme in sich aufnehmen, um sie an die zwischen ihnen durchstreichende Luft wieder abzugeben. Die Hauptzuleitungsrohre für den Dampf haben denselben inneren Durchmesser und sind sorgfältig gegen Abkühlung durch Umwickelungen geschützt. Rückleitungsrohre von 0<sup>m</sup>,014 Durchmesser führen das Condensationswasser nach dem Kessel zurück. Sie liegen in offenen Rinnen, die mit Wasser gefüllt sind, welches durch das Condensationswasser erhitzt, dabei theilweise verdunstet wird, und so der Luft, selbst im Winter, den nöthigen Feuchtigkeitsgrad mittheilt.

Die frische Luft tritt nun im Niveau der Höfe in diese unteren Räume durch sehr weite thorartige Oeffnungen ein, welche mindestens die Hälfte der Oberfläche beider Langseiten derselben einnehmen. Vor den Oeffnungen sind Vorhänge aus grobmaschigem Canevas ausgespannt. Durch diese muß die Luft gehen, bevor sie in den Raum eintritt, und in ihnen setzt sie den mitgeführten Staub ab.

Um die Luft im Sommer zu erfrischen, hat man vor jeder Eintrittsöffnung eine kleine Röhre mit ganz feinen Löchern angebracht, durch welche noch vor dem Canevas und außerhalb des Raumes ein ganz feiner Wasserstaub verbreitet wird, der durch seine völlige Verdunstung die Luft im Augenblicke ihres Eintrittes erheblich abkühlt. Man will dadurch selbst bei + 26 Grad C. äußerer Temperatur in den Vorkammern eine Luft von + 18 Grad, ja sogar selbst + 12 Grad erhalten haben, also einen außerordentlichen Erfolg, der indessen noch näher zu constatiren sein möchte. Dabei ist das der Luft auf diesem Wege mitgetheilte Wasserquantum außerordentlich gering, der feine Staubregen ist kaum bemerkbar und gelangt von ihm nur sehr wenig auf den Fußboden.

Auf diese Weise wird der einzuführenden Luft eine zu allen Jahreszeiten nahezu gleichmäßige, nur sehr wenig von derjenigen verschiedene Temperatur mitgetheilt, welche man in den Sälen erhalten will.

Nachdem die Luft durch die Gitter in der Zwischendecke getreten und dadurch inniger gemischt ist, gelangt sie in den unmittelbar darüber liegenden Sitzungssaal durch gulseiserne Gitter, welche über dessen ganze Bodenfläche gelegt sind und mindestens den dritten Theil ihrer Gesamtoberfläche für den Durchzug frei lassen. Sie strömt außerdem unter allen Bänken, Setzstufen und Passagen ein. Auf den Stufen und in den Gängen sind diese Gitter mit einer weitmaschigen Matte bedeckt, welche im Ganzen ungefähr dieselbe Gesamtöffnung frei läßt, wie die Gitter.

Unter den Plätzen der Parlaments-Mitglieder liegen dagegen zwei Teppiche, der untere ebenfalls mattenartig mit sehr weitem Geflecht, der obere ein wirklicher Teppich, jedoch gehörig dünn und Luft durchlassend. Bei einigen Plätzen bemerkt man jedoch noch zwischen beiden einen dritten völlig undurchdringlichen von Wachseleinwand. Durch diese Teppiche wird natürlich dem Zutritte der Luft ein sehr großes Hinderniß bereitet; ein anderer Uebelstand, wie gesagt, ist der, daß sich aus denselben Unmassen von Staub erheben, sobald man darüber geht.

Außerdem sind noch in den Vertäfelungen der Verbindung-Galerien, sowie in Höhen von 2 Meter über dem Fußboden verschiedene ganz freie Zutrittsöffnungen für die Luft angebracht.

Die Abführung der verdorbenen Luft geschieht durch die kräftige Aufsaugung eines 115 Meter hohen und 1<sup>m</sup>,80 unten weiten Schornsteines, der mit Coaks geheizt wird. In dem ziemlich beschränkten Raume, welcher dem Publicum überlassen ist, wird sie durch die unbedeckten Gitter des Fußbodens aufgesogen, im übrigen Theile des Saales aber entfernt sie sich durch zahlreiche in der Cassettendecke angebrachte Oeffnungen.

Der Sitzungssaal im Hause der Gemeinen hat 22<sup>m</sup>,27 Länge, 13<sup>m</sup>,72 Breite und in der Mitte der Decke eine Höhe von 12<sup>m</sup>,50, also einen Inhalt von ungefähr 33819 Cubikmeter. Die Luftkammer hat dieselbe Oberfläche, jedoch nur 5<sup>m</sup>,55 Höhe, ihr Inhalt ist also  $\frac{1}{2}$  von der des Sitzungssaales. Dieses reichliche Verhältniß erleichtert den Zutritt der Luft und die Gleichmäßigkeit der Temperatur sehr.

Die Anzahl der Parlaments-Mitglieder beträgt 370, im Ganzen sind höchstens 800 Personen zusammen im Saale. Auf jede werden also 70 bis 80 Cubikmeter Luft kommen. Ueber das wirklich eingeführte Luftquantum sind bisher indessen keine Versuche angestellt.

13. In dem Versammlungssaal der Civil-Ingenieure zu London, welcher ungefähr 200 Personen fassen kann, wird die verdorbene Luft durch zwei in der Decke angebrachte Kronleuchter, sogenannte sun-lights, aufgesogen und abgeführt. Die frische Luft tritt durch zahlreiche 1 Zoll große Löcher unter den Bänken, zwar möglichst entfernt von den darauf Sitzenden, aber doch auf sehr fühlbare Weise und in ungenügender Menge ein.

14. In einem Privathause zu London wird aus den Sälen die verdorbene Luft ebenfalls durch Oeffnungen über den Gaskronleuchtern, sowie in verborgenen Ecken nach einem Schornsteine abgeführt, der durch einen ringförmigen Ofen mit heißem Wasser geheizt wird. Die Einführung der frischen Luft geschieht mittelst eines Ventilators durch die  $\frac{1}{4}$  Zoll weiten Fugen der 6 Zoll breiten Fußbodenbretter, sowie durch eine gleich große Fuge unter der Fußleiste der Ver-

täfelung. Nach englischer Sitte ist der Fußboden mit einem ziemlich dichten Velourteppich bedeckt, unter welchem noch eine Art von vegetabilischem Geflecht angebracht ist. Es bedarf also eines nicht unbedeutenden Druckes, um die Luft durchzutreiben, und hebt sich der Teppich in Folge dessen, sobald man die Luft einströmen läßt, an allen nicht besetzten Stellen bis in die Ecken um 4 bis 5 Zoll auf. Die Flamme eines darüber gehaltenen Lichtes wird aber doch noch durch die durchdringende Luft stark bewegt. Je mehr Personen in dem Zimmer auf dem Teppich sich befinden, je nöthiger also die Ventilation ist, desto weniger Luft kann natürlich bei dieser Einrichtung eintreten.

15. Der Crystallpalast zu Sydenham ist auf einem stark abfallenden Terrain errichtet, so daß man von der Straßenseite in das Erdgeschoss ohne Stufen gelangt, während es auf der Gartenseite mehr als 4 Meter über dem Terrain liegt. Es konnte also unter demselben in seiner ganzen Ausdehnung ein freier Raum belassen werden, welcher größtentheils für die Zwecke der Heizung und Ventilation verwendet ist.

In einer Abtheilung des Gebäudes, dem sogenannten „tropical department“, in welcher tropische Pflanzen stehen, muß stets eine weit höhere Temperatur (von 30 bis 35 Grad) erhalten werden, als in den anderen, wo 16 bis 18 Grad genügen. Sie ist daher durch eine colossale Glaswand gegen letztere abgeschlossen und stärker geheizt als diese.

Der Fußboden des Erdgeschosses ist aus  $8\frac{1}{2}$  Zoll breiten Bohlen mit  $\frac{7}{16}$  bis  $\frac{2}{3}$  Zoll breiten Fugen gebildet. Diese nehmen also  $\frac{1}{12}$  und mit Berücksichtigung vieler darüber stehenden Gegenstände immer noch  $\frac{1}{15}$  der ganzen Oberfläche ein. Unter dem Fußboden sind 24 Kessel von halbringförmiger Gestalt aufgestellt mit  $1^m,30$  innerem Durchmesser,  $0^m,45$  Breite und  $5^m,50$  Länge. Vom Rücken eines jeden Kessels erheben sich 2 gußeiserne Röhren von  $0^m,20$  Durchmesser, in den Boden treten 2 Rücklaufrohre von gleicher Stärke, die Gesamtlänge der zwischen diesen befindlichen Circulationsrohre beträgt für jeden Kessel ungefähr 3200 Meter. Die Kessel arbeiten mit Niederdruck, haben keinen höher gelegenen Recipienten, und sind die gußeisernen Röhren wie gewöhnliche Wasserröhren durch einfache Muffen mit einander verbunden. Der Wasserverlust ist nicht bedeutend und thut bei dieser Einrichtung auch keinen weiteren Schaden.

Die Gesamtlänge aller Heizrohre beträgt 75 bis 80 Kilometer, also beinahe so viel, wie die Entfernung von Dover nach London.

Für den Eintritt der frischen Luft sind zahlreiche weite Oeffnungen in dem Fundamente des Gebäudes angebracht, sie erwärmt sich an den Rohren und steigt demnächst von selbst in den inneren Raum auf. Bei einer Einströmungs-Geschwindigkeit von  $0^m,20$  in der Secunde, welche selbst für die empfindlichsten Organe unbemerkbar ist, giebt dies auf den Quadratmeter bei  $0^m,066$  freier Oeffnung  $47^m,52$  frischer Luft in der Stunde. Da nun die Menschenmenge niemals bis zu einer Person auf den  $\square$  Meter in dem Gebäude steigt, so ist durch diese einfache Vorrichtung eine reichliche und kaum fühlbare Ventilation erzielt. Selbst in der tropischen Abtheilung, in welcher man nicht sitzt, sondern promenirt, wird die Einströmungs-Geschwindigkeit nicht lästig.

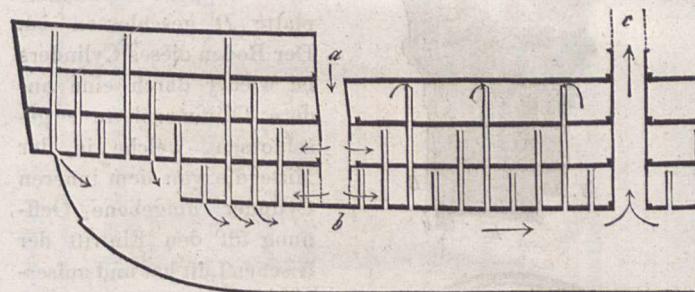
Demnach möchte sich dieses System der Luftzuführung für Gebäude von ähnlichen Zwecken, also Museen, Ausstellungsgebäude etc. vortrefflich eignen. Für die Weltausstellung zu Paris im Jahre 1855 war eine ähnliche Ventilation von dem Herrn Verfasser in Vorschlag gebracht, an Stelle derselben wurde aber eine unterirdische Galerie ausgeführt, welche

sehr bedeutende Kosten verursachte, die Ausstellungs-Arbeiten im Gebäude wesentlich hinderte, ihren Zweck aber nicht nur vollständig verfehlte, sondern das gerade Gegentheil desselben bewirkte, nämlich schlechte überriechende Luft einführte.

In dem Weltausstellungsgebäude pro 1862 zu London war eine ähnliche Einrichtung getroffen wie in dem Crystallpalast, die indessen wegen des beschränkten Raumes und der zu kleinen Zutrittsöffnungen für die äußere Luft ungenügend war.

Die Abführung der Luft wird in dem Crystallpalast durch verstellbare Jalousieläden in den Galerien und höher gelegenen Räumen bewirkt, wozu noch die zahlreichen und unvermeidlichen Fugen der ausgedehnten Glasflächen kommen. Im Sommer wirkt die Erwärmung dieser letzteren durch die Sonne als ein mächtiges Hülfsmittel für die Ventilation.

16. Für die Ventilation der Seeschiffe schlägt Dr. Reid verschiedene Einrichtungen vor, welche im Allgemeinen aus der nachstehenden Figur, die die hintere Hälfte von dem Längendurchschnitte eines Schiffes darstellt, ersichtlich sind.



Die frische Luft würde durch zwei Hauptleitungen in den Luken *a, a* einströmen und sich durch angemessen zu regulirende Oeffnungen in alle Geschosse bis in den untersten Raum hinab vertheilen. Die schlechte Luft würde durch vertikale Röhren von der Decke jedes einzelnen Raumes nach dem untern Schiffsraume geleitet und von hier durch den Schacht in der Mittelluke *c* abgeführt werden.

Je nach der Construction und Bestimmung des Schiffes könnten die weiteren Einrichtungen für die Sicherung und Vermehrung der Ventilation leicht angebracht werden.

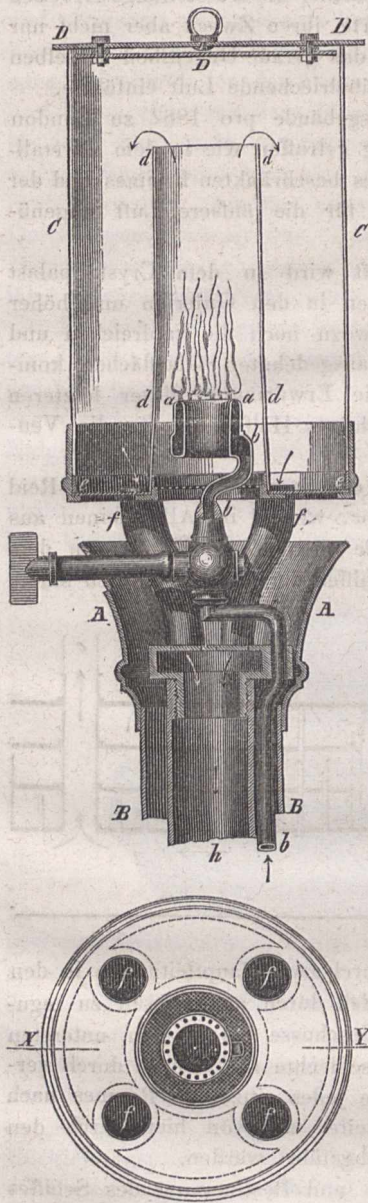
17. Die allgemeine Anwendung der Gasbeleuchtung im Inneren der Gebäude hat veranlaßt, daß man in England seit mehreren Jahren verschiedene Mittel versucht, um die Verbrennungs-Producte nach Außen zu führen und so die Hitze und den Geruch, welche diese entwickeln, zu vermeiden.

Zweier Einrichtungen ist bereits in §. 13 und 14 Erwähnung geschehen. Der Restaurant St. James' Hall, Regent Street, zeigt eine weitere sehr hübsche und elegante Einrichtung, welche Patent der Herren Rickets & Hammond, Agar Street Strand W. C. London, ist. Die Gasflamme brennt dabei in einem an einem Rohre frei von der Decke herabhängenden Glas-Globus, das Gas sowie die Verbrennungs-Producte werden durch diese Röhre zu- und abgeführt. \*) Für letztere muß in der Decke ein Abführungscanal angebracht sein.

In der Vorhalle des Parlaments-Gebäudes — Westminster Hall — sind stattliche Gascandelaber aufgestellt, be

\*) 1862 war der Preis eines solchen Lüsters in bronziertem Zink bei 14 Zoll Durchmesser des Globus 38 Thlr. D. U.





welchen die Verbrennungs-Producte nicht aus der fest verschlossenen Laterne entweichen können, vielmehr durch das Innere des Candelabers unterirdisch abgeführt werden, wobei dieser gleichzeitig als eine Art Ofen dient.

In der beigedruckten Figur ist *AB* der Candelaber, *a* der Brenner, welcher durch das Rohr *b* gespeist und von dem Cylinder *d* umgeben ist. Der obere Theil des Candelabers *AA* trägt einen anderen weiteren Glasylinder *C*, welcher jene Theile umgibt und oben durch eine doppelte Glimmerplatte *D* geschlossen ist. Der Boden dieses Cylinders ist wieder durch eine andere Glimmerplatte *e* geschlossen, welche in der Mitte die von dem inneren Cylinder umgebene Oeffnung für den Eintritt der frischen Luft hat und außerdem noch vier andere Oeffnungen *f* enthält, durch welche die Rohre *f* die Verbrennungs-Producte in das Mittelrohr *h* abführen. Letzteres steht endlich durch ein unterirdisches Ableitungsrohr mit dem Hauptabzugsschornstein in Verbindung.

Hierher möchte auch noch die in dem großen Tanzsaale von Buckingham-Palace befindliche und in der neuen Synagoge zu Berlin bereits nachgeahmte Einrichtung gehören, bei welcher ein System von zahlreichen Gasflammen zwischen den Doppelfenstern angebracht ist. Letztere sind nach dem Saale zu mit mattem Glase verglast.

Hauptbedingung bleibt aber für alle solche Einrichtungen immer die, daß die Abführungsrohre mit einem hinreichend kräftigen Zuge in Verbindung gebracht werden.

18. Die Heizungs- und Ventilations-Einrichtungen der englischen Hospitäler sind meistens Consequenzen der sehr entschiedenen Vorliebe der Engländer für offene Kaminfeuer mit Kohlenheizung und eine Ventilation durch mehr oder weniger directe Zuführung der nicht vorgewärmten Luft.

Der billige Preis der Kohlen, die günstigen Finanzverhältnisse der meisten Hospitäler, sowie die verhältnißmäßig nicht bedeutende Höhe der Krankensäle erleichtern allerdings derartige Einrichtungen sehr.

So sind im Kings-College-Hospital zu London die Krankensäle für 14 Betten 25<sup>m</sup> lang, 7<sup>m</sup> breit, 4<sup>m,5</sup> hoch, haben also auf das Bett 12<sup>m<sup>2</sup></sup>,<sub>50</sub> Fläche und 56<sup>m<sup>3</sup></sup>,<sub>25</sub> Raum. Sie sind mit je drei Kaminen versehen, einem großen und zwei kleinen, welche nach den später mitgetheilten Versuchen nicht weniger als 1500<sup>m<sup>3</sup></sup> resp. 1000<sup>m<sup>3</sup></sup>, zusammen also 3500<sup>m<sup>3</sup></sup>, oder

auf das Bett 250<sup>m<sup>3</sup></sup> Luft in der Stunde abführen können. Hierzu kommen noch 9 schlecht schließende Schiebefenster und zwei Thüren, so daß man also nur dafür Sorge zu tragen hat, daß die Zugluft den Kranken nicht lästig wird.

19. Das Hospital zu Glasgow hat in der Mitte der Front einen weiten Treppenraum, zu jeder Seite desselben in den 4 Geschossen je einen die ganze Tiefe des Gebäudes einnehmenden Saal von 18<sup>m,24</sup> Länge, 8<sup>m,56</sup> Breite und 4<sup>m,25</sup> Höhe oder 663<sup>m<sup>3</sup></sup>,<sub>57</sub>. Auf die 19 Betten des Saales, von denen 3 Kinderbetten sind, kommen also je 34<sup>m<sup>3</sup></sup>,<sub>92</sub> Raum und 8<sup>m<sup>2</sup></sup>,<sub>22</sub> Grundfläche. Jeder Saal hat 14 Fenster mit 1<sup>m,2</sup> hohen Brüstungen, deren Gesammtlänge mindestens zwei Dritttheile seiner beiden Frontwände einnimmt. (Vergl. die Zeichnungen auf Bl. D.) Gegen die andere schmale Seite des Saales stößt ein Corridor, an welchem zur Linken zunächst zwei Zimmer für einzelne schwer Kranke und dann ein Eckzimmer mit 4 Fenstern liegen, welches letztere als Bibliothek, Aufenthaltsraum am Tage und Speisezimmer für alle diejenigen Kranken dient, die das Bett verlassen können. Jedes dieser Zimmer hat einen geräumigen Kamin. Zur Rechten des Corridors befindet sich zunächst dem Saale das Zimmer der Aufseherin, dann die Waschkammer und das Badezimmer. In letzterem werden zugleich die Waschschüsseln und Handtücher aufbewahrt, auch sind von diesem, nicht aber vom Corridor aus, die sehr reinlich gehaltenen Abtritte zugänglich. Endlich befindet sich noch am Ende des Corridors auf dieser Seite die Versenkung mit beweglicher Plattform für den Transport der Kranken, der Nahrungsmittel, Kohlen etc.

Die Heizung der Krankensäle erfolgt durch die mitten im Saale liegenden Doppel-Kamine. Der zwischen diesen emporsteigende Schornsteinkasten enthält die Rauchrohre aller Geschosse und in der Mitte einen Raum von 1<sup>m,50</sup> und 1<sup>m,00</sup> Weite für die Saugrohre der verdorbenen Luft. In diese sowie in die Rauchrohre tritt die Luft durch vier Oeffnungen in den vier Seiten des Schornsteins dicht unter der Zimmerdecke ein. Zur Abführung der verdorbenen Luft sind also mit den Kaminen sechs Oeffnungen vorhanden.

Die frische Luft tritt durch 35 besondere Oeffnungen in jeden Saal. Davon sind 6, nach jeder Seite nämlich 3, in der Balkenlage angebracht, die übrigen 28 befinden sich über und unter den 14 Fenstern in den von den Wänden mit der Decke und dem Fußboden gebildeten Winkeln, und verbinden die in der Mauer ausgesparte Isolirschiicht mit der äußeren und inneren Luft. Eine letzte große Oeffnung befindet sich endlich über der Thür.

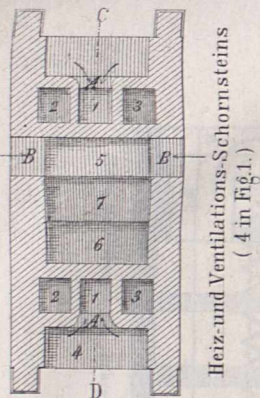
Der Waschraum, das Badezimmer und die Waterclosets haben ihre besondere Ventilation.

Es geben hier die Kamine allein eine Ventilation von mindestens 105 Cubikmeter auf die Stunde und das Bett. Für die Erwärmung der frischen Luft vor ihrem Eintritte in die Säle ist aber gar nichts geschehen, und so ist es mehr als zweifelhaft, ob diese im Winter gehörig geheizt sein werden, obwohl das Hospital von einem seiner Stifter ein alljährlich wirklich zu verbrennendes sehr bedeutendes Quantum Kohlen erhalten soll. Die Oeffnungen in den Rauchrohren verursachen zwar keinen vermehrten Luftabzug, wie besondere Versuche ergeben haben, mildern dagegen erheblich den Zug des Kamins nach der Feuerstelle, was für die sich gewöhnlich um diese versammelnden Kranken sehr wichtig ist.

Die Anordnung besonderer Säle für den Tagesaufenthalt der nicht bettlägerigen Kranken ist nicht nur für diese, sondern auch für die, welche das Bett nicht verlassen können, sehr zweckmäßig und daher nachahmungswerth.

20. Das Guy-Hospital in London ist nach den Plänen

Fig. 4. Grundriss des mittleren



Heiz- und Ventilations-Schornsteins (4 in Fig. 1.)

Fig. 3.

Längsschnitt

nach C.D. Fig. 4.

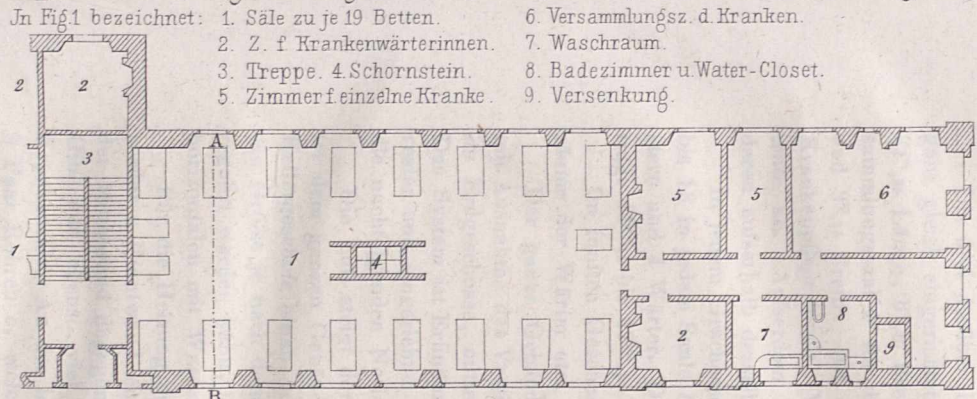
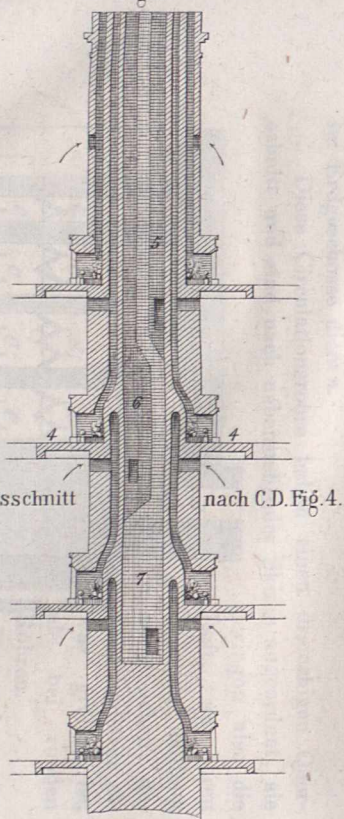


Fig. 1. Grundriss des rechten Flügels.

- In Fig. 1 bezeichnet:
- 1. Säle zu je 19 Betten.
  - 2. Z. f. Krankenwärterinnen.
  - 3. Treppe.
  - 4. Schornstein.
  - 5. Zimmer f. einzelne Kranke.
  - 6. Versammlungsz. d. Kranken.
  - 7. Waschraum.
  - 8. Badezimmer u. Water-Closet.
  - 9. Versenkung.

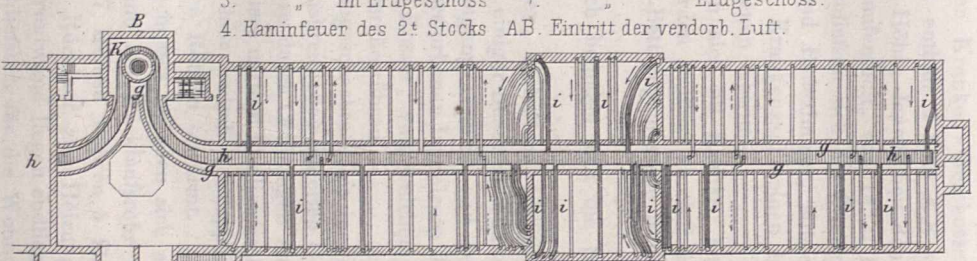


Fig. 5. Grundriss des Dachgeschosses, nach A.B. Fig. 8.

Fig. 6. Grundriss des 1. Stocks.

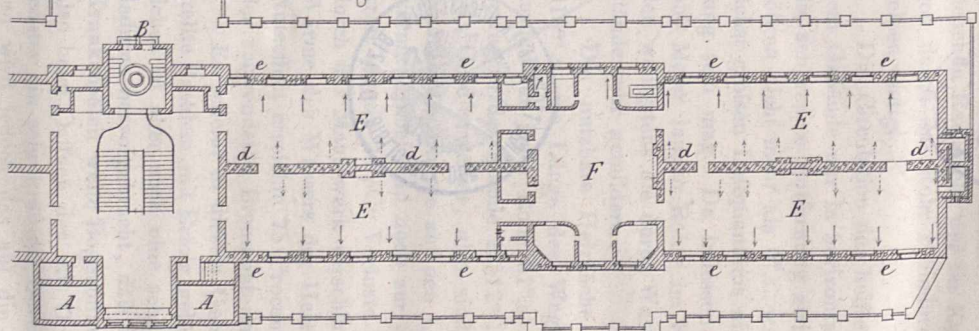


Fig. 7. Grundriss des Kellergeschosses nach C.D., Fig. 8, mit dem Heizungs-Apparat.

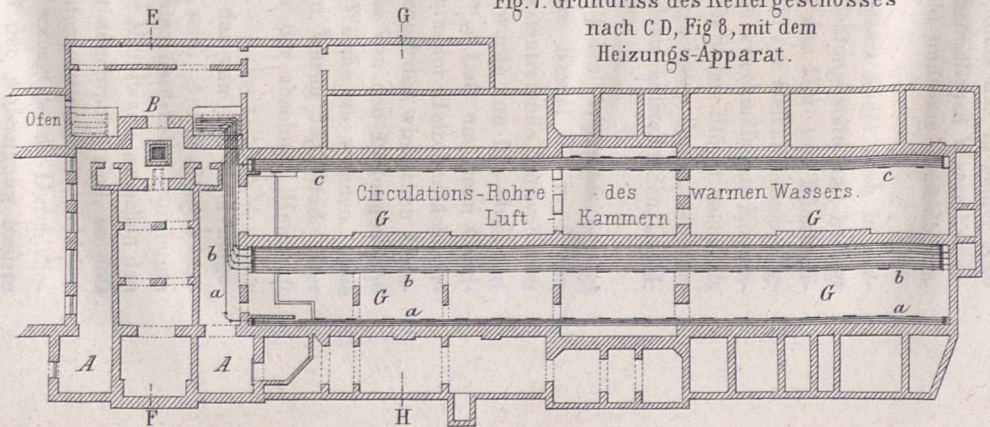


Fig. 2. Querprofil nach A.B. Fig. 1.

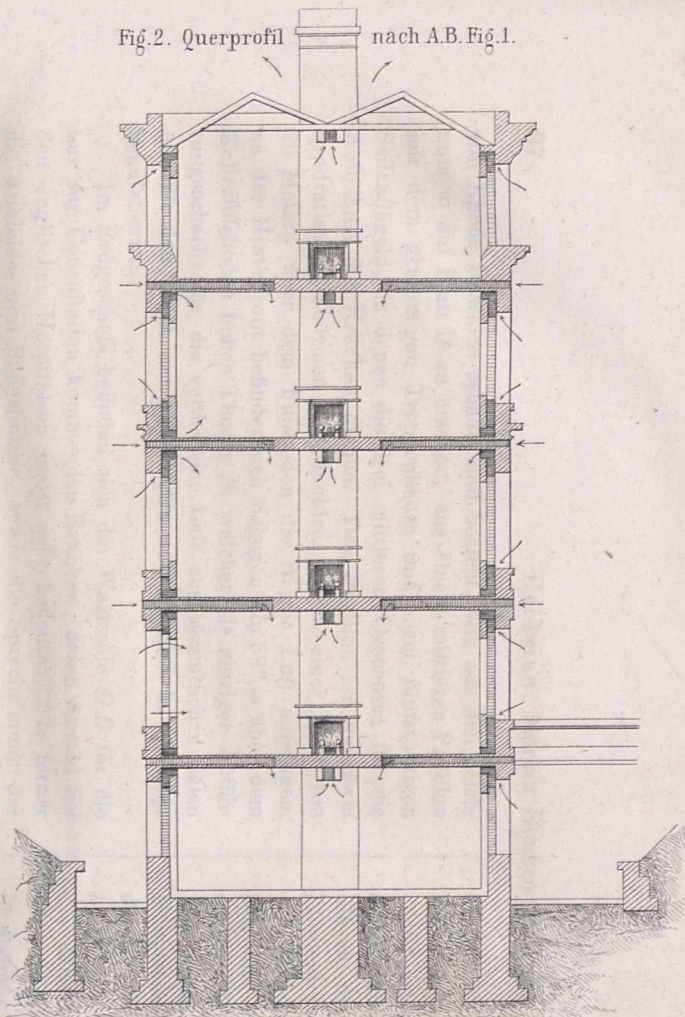


Fig. 9. Querprofil nach G.H., Fig. 7.

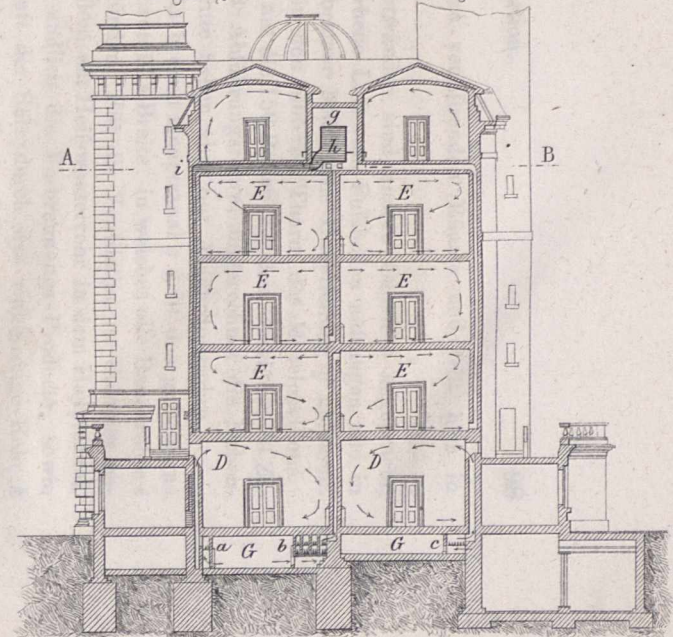
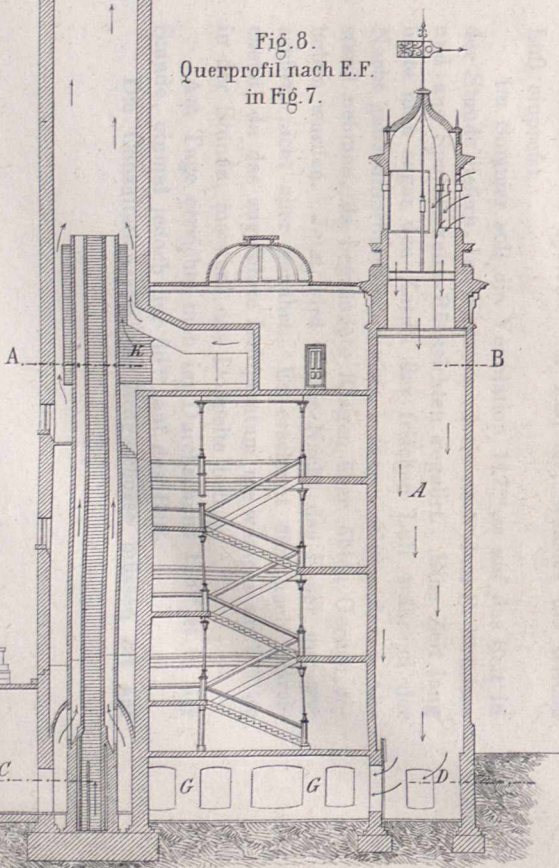


Fig. 8. Querprofil nach E.F. in Fig. 7.



von Rhode Hawkins erbaut, und besteht, wie aus den Zeichnungen auf Blatt D zu ersehen, aus einem mittleren Pavillon mit dem geräumigen Treppenhaus und zwei fünfstöckigen Seitenflügeln, in denen die drei mittleren Geschosse für die Aufnahme der Kranken dienen. Der Pavillon ist von zwei quadratischen Thürmen *AA* flankirt, die in einer Höhe von 29 Metern über dem Fußboden die frische Luft aufsaugen, an der Hinterfront befindet sich dagegen ein 59<sup>m,50</sup> über dem Kellerfußboden hoher Thurm *B*, welcher als einziger Abführungsschacht für die verdorbene Luft aus sämtlichen Sälen und für den Rauch aus allen Oefen und Heerden im Gebäude benutzt wird.

Im Erdgeschosse befinden sich die Wartesäle *DD* für die nur zur Consultation kommenden Kranken, deren Anzahl bei den englischen Hospitälern meist sehr bedeutend ist, ferner die Ankleide- und Badezimmer, sowie die Sprechzimmer der Aerzte und Chirurgen, endlich die Apotheke nebst Laboratorium und die Wohnräume des Dienstpersonals.

Die drei darüber befindlichen Kranken-Geschosse sind ganz gleich eingerichtet. Jedes enthält 4 Säle *EE* von je 21<sup>m,35</sup> Länge, 6<sup>m,40</sup> Breite, 4<sup>m,27</sup> Höhe, dazwischen den Versammlungssaal *F* für den Tagesaufenthalt, von 14<sup>m,64</sup> Länge und 9<sup>m,15</sup> Breite. An diesen schliessen sich die Zimmer der Krankenpflegerinnen, Wasch- und Badezimmer, sowie Abtritte an. Außerdem hat jeder Krankensaal seinen besonderen aufserhalb desselben gelegenen Abtritt.

In jedem Geschosse befinden sich 50 Kranke, also 12 bis 13 in jedem Saale *E*, sie werden gepflegt durch 2 Schwestern und 4 Wärter. Der jedem Bett zugemessene Raum beträgt 44<sup>m<sup>3</sup>,4</sup> bis 47<sup>m<sup>3</sup>,5</sup>.

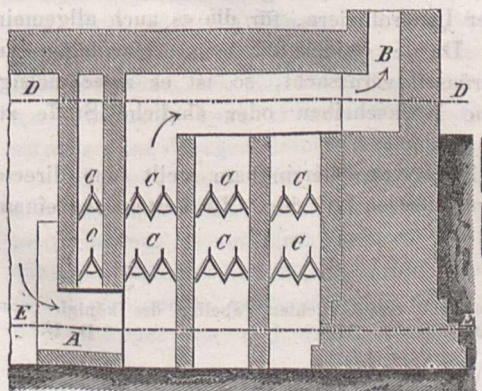
Im fünften Geschosse endlich befinden sich die Schlafräume der Wärter etc.

Der ganze Gebäude-Complex, enthaltend 14000<sup>m<sup>3</sup></sup>, ist mit Ausnahme des Vestibüls und einiger Beamten-Wohnungen im Erdgeschosse, mittelst Aufsaugung ventilirt und geheizt. Das System ist Erfindung des verstorbenen Ingenieurs J. Sylvester und eingerichtet durch E. Rosser, von welchem auch die nachfolgenden Notizen darüber herrühren.

Die Luft steigt durch die Saugschachte *A* bis in die unter dem ganzen Gebäude sich ausbreitenden Galerien *GG* im Kellergeschosse hinab, tritt in diese durch Oeffnungen ein, deren Gröfse je nach dem Bedürfnisse mittelst Coulißenschieber regulirt werden kann, und wird hier zwischen Gruppen von horizontalen mit Wasser geheizten Röhren erwärmt.

Für die Heizung des Erdgeschosses befinden sich an der vorderen Frontwand ein Hin- und ein Rücklaufsrohr *a*, an der Mittelwand dagegen liegen 7 Reihen Röhren *b* für den Hin- und ebenso viel für den Rücklauf zur Heizung der Krankensäle. An der hinteren Frontwand liegen endlich noch 3 Paar Röhren *c*, welche ausschliesslich für die Wohnräume im Erdgeschosse dienen.

Diese Circulationsrohre haben einen dreieckigen Querschnitt und sind nach nebenstehender Skizze angeordnet, sie



zwingen also die Luft, an ihren Wänden entlang zu streichen, deren Oberfläche etwas größer ist, als bei runden Röhren.

Demnächst steigt die erwärmte Luft durch senkrechte Canäle *d* in den Mauern bis unter

die Decke der zu ventilirenden Räume und tritt hier in diese ein.

In den Frontwänden sind andere Canäle *e* angebracht, welche die verdorbene Luft vom Fußboden aufsaugen und in die auf dem Dachraume befindliche Hauptleitung *g* abführen. Letztere mündet in den hinteren Thurm des Mittelpavillons.

Es kommen auf die 150 Betten der drei Geschosse 79 Zuführungs- und 63 Abführungsrohre, ungerechnet die Nebenräume. Die Abtritte haben aber nur Abführungsrohre.

Durch den 1<sup>m,8</sup> breiten Hauptcanal *g* geht das gußeiserne Hauptrauchrohr *h* von 0<sup>m,9</sup> Breite, in welches alle Rauchrohre *i* der Kamine einmünden. Für die Ventilation im Sommer befindet sich aufserdem ein Heißwasserrohr in dem Hauptcanal.

Dieser führt endlich die Verbrennungs-Producte, sowie die verdorbene Luft der Säle durch das ringförmige Rohr *k* in den großen Schornstein *B* ab. Eine sehr bedeutende constante Temperatur-Erhöhung und energische Aufsaugung wird in letzterem aber dadurch erreicht, daß das in seiner Axe stehende Rauchrohr der im Keller befindlichen Wasserheizungen durch das Rohr *k* hindurch geht und erst oberhalb desselben endigt.

Die Circulation des heißen Wassers findet auch in diesem Gebäude nur in horizontaler Richtung statt, und beträgt die senkrechte Entfernung zwischen den Hin- und Rücklaufsröhren nicht mehr als 0<sup>m,5</sup>, was wohl zur Heizung eines möglichst großen Luftquantums nicht die zweckmäßigste Einrichtung sein mag. Da indessen die für jeden Flügel mehr als 550 Meter langen Rohre im Kellergeschosse liegen, so werden wenigstens die durch Wasserverluste entstehenden Uebelstände sehr gemildert.

Die nutzbare Heizfläche eines jeden Apparates beträgt 316<sup>m<sup>2</sup>,2</sup>, die Länge des Weges vom Kessel bis in diesen zurück für jedes Rohr 61<sup>m,0</sup>. Das eintretende Luftvolumen betrug in der Stunde 22512<sup>m<sup>3</sup></sup>, und wurde von 0,55 Grad auf 18,9 Grad erwärmt, also sind 130<sup>m<sup>3</sup>,6</sup> Luft um einen Centigrad in der Stunde auf den Quadratmeter Heizoberfläche erwärmt. Dabei sind noch zur Schätzung der wirklichen Heizkraft nahezu 20 pCt. Verluste für die von den Leitungen und durch das Mauerwerk verschluckte Wärme zu rechnen. Die Wärme des Wassers der Heizröhren betrug 33,5 Grad. Der Nutzeffect erreichte 75 Procent von der absoluten Heizkraft des verwendeten Brennmaterials.

Es scheint in diesem Gebäude das von Dr. Reid aufgestellte Problem mit Erfolg gelöst zu sein. Aufser dieser künstlichen ist aber noch eine sehr kräftige natürliche Ventilation dadurch hervorgebracht, daß in der Mittelwand zwischen den Krankensälen weite Bogenöffnungen angebracht sind, so daß also beim Oeffnen der mit Drahtgittern versehenen Schiebefenster ein sehr kräftiger Durchzug erzeugt wird. Durch diesen wird jedoch das auf die Kraft der Aufsaugung basirte Ventilationssystem in keiner Weise gestört, wie dies stets bei dem andern Systeme der Fall ist, welches die frische Luft einpreßt.

Im Sommer soll die Ventilation 117<sup>m<sup>3</sup>,60</sup> auf das Bett in der Stunde liefern, im Winter wird sie nach dem Bedürfnisse und aus Sparsamkeits-Rücksichten regulirt. Eine Zeit lang hatte man sogar den Zutritt der frischen Luft während der Nacht ganz unterbrochen, mußte indessen wieder davon Abstand nehmen, da begründete Klagen über üblen Geruch erhoben wurden. Jetzt wird in der Nacht das Feuer nur geschürt, nicht aber genährt. Es erscheint dies auch ausreichend, da das zugeführte Luftquantum nie weniger als 20<sup>m<sup>3</sup>,00</sup> in der Stunde, meistens das Doppelte betrug.

Am Tage erreichte man im Durchschnitt 118<sup>m<sup>3</sup>,96</sup> in der Stunde, einmal jedoch nur 66<sup>m<sup>3</sup></sup> auf das Bett.

Die Consultationssäle im Erdgeschosse müssen oft auf

1 bis 2 Stunden 300 Menschen aufnehmen, ihre Ventilation beträgt 5544 Cubikmeter in der Stunde, also  $18^{\text{m}}^{\text{c}}$  in derselben auf die Person. Trotzdem erzeugt sich, besonders bei feuchtem Wetter, ein übler Geruch in diesen allerdings fast nur von den ärmsten Klassen besuchten Räumen, der indessen nach dem Verlassen derselben bei fortgesetzter Ventilation gleich wieder verschwindet.

Auffallend gleichmäßig ist die Temperatur der Säle, die auf 15,5 bis 16,5 Grad des hunderttheiligen Thermometers erhalten wird und selbst an den kältesten Tagen bei  $-2,8$  Grad äußerer Temperatur nicht weniger als 13,8 Grad betrug. Gewöhnlich läßt man am Sonnabend das Feuer in den Heizapparaten ausgehen und zündet es erst am Montag wieder an. So wurde dasselbe am Sonnabend den 6. März 1858 bei 17,2 Grad in den Sälen ausgelöscht. Am Sonntag Morgen waren 15,6 Grad und am Montag Morgen noch 14,5 Grad in denselben. Auch beträgt die Temperaturdifferenz in den verschiedenen Sälen selten mehr als 0,5 Grad, nur einmal ist sie bis auf 1,5 Grad gestiegen. Es ist dieser Erfolg wohl ausschließlich der Anlage der Heizröhren in der Mittelwand zu verdanken, deren ganze Masse durchwärmt wird und nach Einstellung der Heizung diese Wärme wieder an die Luft in den Canälen abgibt.

Das Anzünden der in den Sälen befindlichen offenen Kamine äußerte gar keinen Einfluß auf die Thermometer, ebenso wenig wie das Verlöschen ihrer Feuer gegen Abend. In denselben beobachtete man übrigens, besonders wenn sie kein Feuer enthielten, nicht selten ein Rücktreten des Rauches, wie denn überhaupt eine vielfache Anwendung von Kaminen mit offenem Feuer sich nicht zu allen Jahreszeiten mit einer lebhaften Luftaufsaugung vereinigen läßt.

Weitere Beobachtungen haben ergeben, daß die Luft in allen Leitungen eine angemessene Geschwindigkeit von etwas über 2 Meter hat, also alle Dimensionen richtig gewählt sind. Namentlich ist die Eintrittsgeschwindigkeit der Luft in die Säle  $1^{\text{m}}_{37}$ , mithin etwas größer, als deren Austrittsgeschwindigkeit von  $1^{\text{m}}_{28}$ . Es strömt also wenigstens ebenso viel Luft zu, als aufgesogen wird, und ist hierdurch der so äußerst lästige Zug der Fenster und Thüren vermieden.

Eine bei geöffneten Fenstern am 24. Juli 1860 ange stellte Beobachtung ergab in einer Stunde auf das Bett  $213^{\text{m}}_{96}$  durch den großen horizontalen Canal abgeführte und nur  $132^{\text{m}}_{57}$  durch den Saugschacht eingeführte Luft. Das Oeffnen der Fenster hat also das Quantum der abgeführten Luft per Bett um  $81^{\text{m}}^{\text{c}}$  oder 61 Procent vermehrt, während bei dem System der Luftentreibung das gerade Gegentheil stattfindet.

Obwohl nach Vorstehendem die Heizungs- und Ventilations-Einrichtungen in diesem Hospital durchaus zweckentsprechend und nachahmenswerth sind, so gehörte doch der dirigirende Arzt desselben zu der immer noch großen Klasse derjenigen Personen, welche die Vortheile der Ventilation in Abrede stellen, und liefs er daher aus ökonomischen Rücksichten die Thätigkeit der Apparate nicht selten ganz einstellen.

Um solchen meist der Indolenz, zuweilen aber auch geradezu dem bösen Willen der Vorsteher zuzuschreibenden Vernachlässigungen der von der Administration mit großen Kosten zum Wohl des Publicums getroffenen Einrichtungen vorzubeugen, ist aber das einzige Mittel, daß die Verwaltung der Apparate besonderen Beamten anvertraut wird, die für deren vorschriftsmäßigen Betrieb verantwortlich sind.

24. Im Jahre 1857 gab die große Sterblichkeit in der englischen Armee Veranlassung zur gründlichen Untersuchung

der darauf Bezug habenden Verhältnisse, namentlich der Einrichtung der Kasernen und Lazarethe.

Es starben nämlich von 1000 Mann 17,5, von den gleich alten jungen Männern in Civilverhältnissen dagegen nur 9,2, während in der französischen Armee 11,9, in der preussischen Armee \*) aber nur 9,8 per mille durchschnittlich sterben.

Die dafür ernannten Commissäre waren Dr. Sutherland, Wittle Burrel und Douglas Galton.

Die Untersuchung ergab, daß bei Anlage der Militärgebäude bisher ausschließlich nur die Rücksichten auf möglichst leichte Ueberwachung, niemals aber dergleichen für die Gesundheit der Mannschaften maßgebend gewesen sind. Namentlich sind dieselben übermäßig belegt. So kamen in der *horse-guards*-Kaserne am Hydepark in London auf den Quadratmeter bebaute Grundfläche nicht weniger als 4,26 Mann ohne Frauen, Kinder und Pferde, in der Wellington-Kaserne, nahe bei Buckingham-Palace, sogar 12 Mann bei normaler Belegung! Es ist dies das Doppelte derjenigen Bevölkerung, welche man im östlichen Theile von London, dem am stärksten bevölkerten Stadttheile von ganz England, vorfindet.

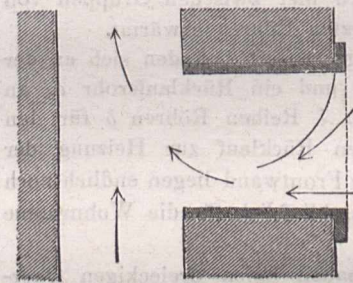
Während auf den Gemeinen in Frankreich  $3^{\text{m}}_{72}$  und  $12^{\text{m}}_{00}$ , in Preußen 45 Quadratfuß und, bei nur 10 Fuß lichter Zimmerhöhe, 450 Cubikfuß, also  $4^{\text{m}}_{3}$  resp.  $13^{\text{m}}_{4}$  gerechnet werden, erachtet die Untersuchungscommission  $16^{\text{m}}_{8}$  für denselben erforderlich.

Im Allgemeinen fand sie 32 Procent weniger vor, in einzelnen Fällen sogar nur  $5^{\text{m}}_{6}$  auf den Mann. Dabei hatten 83 Kasernen mit 42521 Mann gar keine, 78 Kasernen mit 33601 Mann höchst unvollkommene, nicht selten sogar geradezu schädliche Ventilationsvorkehrungen.

Die Commission fand indessen keines von den allgemein üblichen Systemen der Luft-Eintreibung durch mechanische Apparate oder der Aufsaugung durch Heizapparate für die englischen Kasernen anwendbar, namentlich weil für derartige Anlagen immer Heizer und Mechaniker erforderlich sind, und dann, weil die Engländer aller Klassen eine nicht zu unterdrückende Vorliebe für die Kamine mit offenem Feuer haben.

Von den ihr empfohlenen kleineren selbstthätigen Apparaten sind folgende bemerkenswerth.

25. Das Saugventil von Dr. Arnolt besteht nach nebenstehender Figur in einem gußeisernen Rahmen, der vorn mit

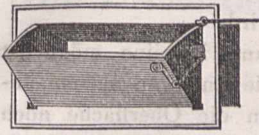


einer durchlöcherichten Platte versehen ist. Es wird nahe unter der Zimmerdecke im Rauchrohr angebracht, und der Rücktritt des Rauchs durch eine Art Ventillappe von dünnem Seidenstoff verhindert, welcher sich auf jene Platte auflegt.

Seine Wirkung ist eine sehr beschränkte, und eignet es sich daher nur für die Zimmer der Unteroffiziere, für die es auch allgemein vorgeschlagen ist. Da der Seidenstoff beim Aufschlagen ein unangenehmes Geräusch verursacht, so ist es zweckmäßig, statt dessen dünne Korkscheiben oder ähnliche Stoffe zu nehmen.

26. Der Ventilator von Sherringham stellt eine directe Verbindung mit der äußeren Luft her. Er besteht aus einem

\*) Nach den pro 1863 veröffentlichten Tabellen des königl. preussischen statistischen Büreaus. D. U.



ebenfalls nahe unter der Decke angebrachten gusseisernen Kasten mit einer an der unteren Seite beweglichen Klappe, welche sich nur nach oben öffnet. Für die Luftzuführung ist derselbe ganz zweckmäßig, in-

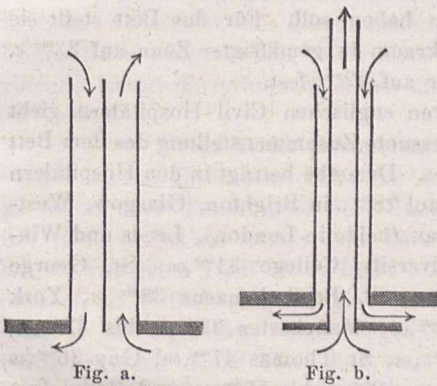
dessen für Zimmer mit mehreren Personen nicht mehr ausreichend.

Die weiter vorgelegten Apparate sollen beiden Bedingungen der Zuführung und Abführung der Luft genügen, thun dies auch unter gewissen Umständen, wozu namentlich gehört, daß der zu ventilirende Raum ganz geschlossen ist.

Läßt man nämlich von der Decke eines solchen Raumes bis über das Dach des Gebäudes ein Rohr mit ungetheiltem Querschnitte reichen, der anscheinend für die Ventilation genügt, so entstehen in demselben ungleichmäßige Strömungen der inneren Luft nach außen und der äußeren nach innen, und ist der Effect der Ventilation mindestens ein höchst zweifelhafter. Sobald aber das Rohr durch eine noch so dünne Scheidewand seiner ganzen Länge nach getheilt wird, entstehen regelmäßige, in der einen Abtheilung nach abwärts, in der anderen nach aufwärts gerichtete Strömungen, welche bei angemessenen Dimensionen eine gute Ventilation hervorbringen können.

27. Der Ventilator von Watson ist die einfachste Anwendung dieses Principes, ohne weitere Vorkehrung zur Ver-

theilung des herabgehenden Luftstromes. Er besteht in einem Rohr von quadratischem Querschnitte mit einer ganz durchgehenden Längsscheidewand. (Fig. a.)



28. Der Ventilator von Mackinnell ist eine Verbesserung von jenem und besteht aus zwei concentrisch in einander

gesteckten Röhren, von denen die innere die äußere oben und unten überragt. (Fig. b.) An dem unteren Ende trägt erstere ferner nahe unter der Zimmerdecke eine kreisrunde Scheibe, durch welche der in dem ringförmigen Raume herabsteigende Luftzug in horizontaler Richtung abgelenkt und unter der Zimmerdecke vertheilt wird.

29. Der Ventilator von Muir ist dem von Watson ähnlich, hat jedoch zwei diagonale Scheidewände und ist über dem Dache des Hauses nicht mit festen Außenwänden, sondern mit Jalousien versehen, wodurch seine Wirkung mit dem Winde wächst.

Die gleichmäßige Wirkung aller dieser Apparate hört aber, wie gesagt, auf, sobald in dem betreffenden Raume eine Thür oder ein Fenster geöffnet, oder im Kamine ein Feuer angezündet wird. Sie eignen sich daher auch nur für isolirte Räume, wie Kirchen, Capellen, Bibliotheken, Schulen, Pferdeställe und kleinere Polizei-Gefängnisse, für Kasernenstuben dagegen durchaus nicht.

30. Es genügte also keiner der vorhandenen Apparate dem von der Commission zu lösenden Probleme, nämlich: „ein Gebäude zu ventiliren, welches aus einer gewissen Anzahl von Räumen besteht, die theils durch Corridore, theils direct von außen zugänglich sind, und von denen jeder ein offenes Feuer hat und dabei unabhängig von den anderen

zu jeder Jahres- und Tageszeit mit dem erforderlichen Quantum frischer Luft zu versorgen ist, ohne daß die Temperatur desselben zu sehr abgekühlt oder die Kosten zu bedeutend werden.“

Nach den von der Commission angestellten Versuchen ist es zu dem Behufe erforderlich, daß in einer Kasernenstube für 12 Mann mit  $16^{m^3}$  Luftraum per Mann dieses ganze Luftquantum stündlich mindestens zweimal erneuert wird, also jedem Mann in der Stunde wenigstens  $33^{m^3}$  frische Luft zugeführt werden. Es wird dies Quantum indessen noch nicht völlig genügen, um einen solchen Raum zu allen Jahres- und Tageszeiten ganz gesund und geruchsfrei zu machen. Das Luftquantum muß also auch ohne Schwierigkeiten verdoppelt werden können.

Die erforderliche Bewegung der Luft kann aber auf einfache und billige Art nur durch den Unterschied zwischen den Temperaturen der äußeren und inneren Luft bewirkt werden.

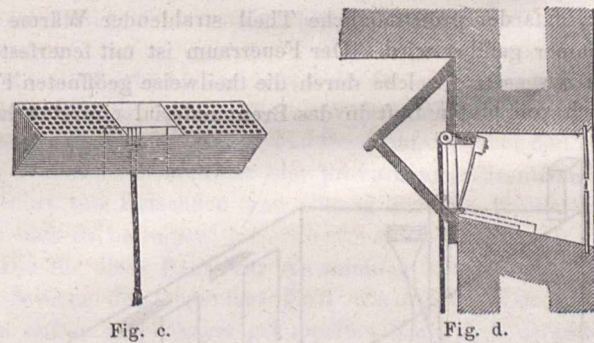
32. Zur Vermittelung dieser Bewegung brachte die Commission in jedem Zimmer einen Abzugs canal an aus  $\frac{3}{4}$  Zoll starken gespundeten und innen gehobelten Brettern, welche in einer Ecke von der Zimmerdecke beginnen und 3 bis 4 Fuß über das Dach reichen, hier aber mit Jalousien versehen sind.

Die Weite dieser Abzugsöffnungen beträgt per Mann im Erdgeschofs  $63^{q}$ , im ersten Stock  $68^{q,67}$  und im zweiten Stock  $75^{q,6}$ , um  $16^{m^3}$  Luft in der Stunde abzuführen, während angenommen wird, daß die andere Hälfte durch den Kamin entweicht. Noch sind dieselben mit einem für die Mannschaften unzugänglichen und niemals ganz zu schließenden Schieber versehen.

33. Um nun die zur Speisung des Abzugs canals und des Kamines erforderliche frische Luft einzuführen, wurden nahe unter der Decke zwei weitere Oeffnungen angebracht.

Die von der Commission angenommene Größe dieser Einlaßöffnungen beträgt  $63^{q,00}$  per Mann, was bei den in der Stunde erforderlichen  $33^{m^3}$  Luft eine Eintrittsgeschwindigkeit von nicht weniger als  $1^{m,48}$  bedingt. Eine solche mögte aber ohne eine sehr energische Aufsaugung nicht zu erreichen sein.

Zur gänzlichen Vermeidung des Luftzuges sind vor den Eintrittsöffnungen hölzerne an den Seiten ganz geschlossene Kästen angebracht, deren gegen die Decke gerichteter Deckel mit einer Zinkplatte geschlossen ist, in welche Löcher von



3 bis 4 Millimeter Durchmesser gebohrt sind. Die Summe der Oberfläche dieser Löcher muß ungefähr 6 bis 8 mal so groß sein, als die der Eintrittsöffnungen. Unmittelbar über diesen letzteren befinden sich übrigens keine Löcher, sondern nur hölzerne volle Deckel, um den Luftstrom möglichst zu vertheilen (Fig. c und d).

Bei Neubauten kann man diese Eintrittsöffnungen auch in umstehend skizzirter Weise (Fig. e) anbringen.

35. Die Eintritts- und Abzugsrohre für die Luft müssen nach Fig. f möglichst weit von einander entfernt angebracht

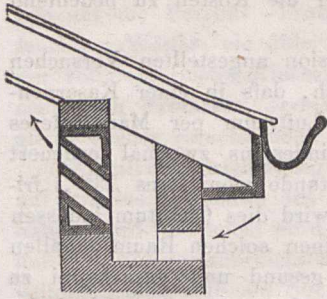


Fig. e.

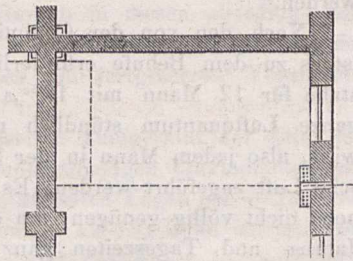
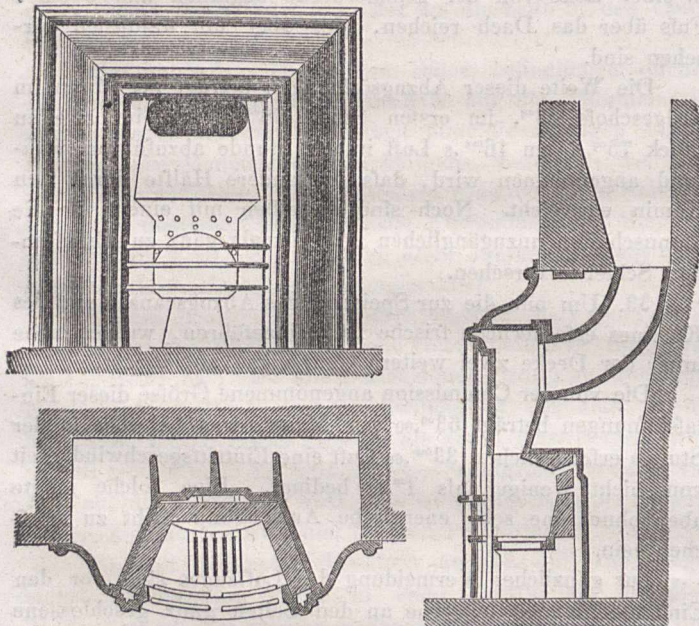


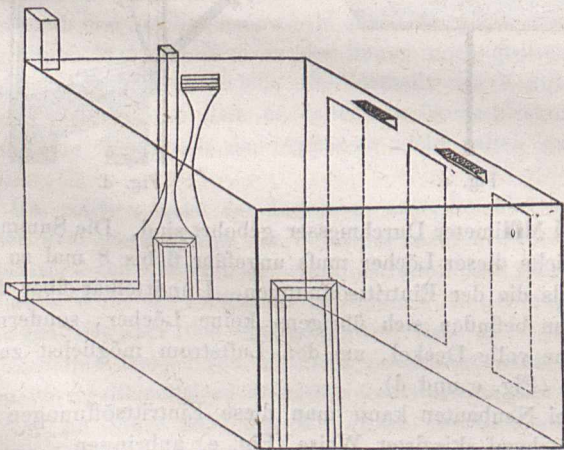
Fig. f.

und soll letzteres Rohr stets auf derselben Seite sein, auf welcher sich der Kamin befindet, niemals aber demselben gegenüber.

36. Zur möglichsten Vorwärmung der im Winter eintretenden kalten Luft hat die Commission den in nachstehenden Figuren dargestellten Kamin eingeführt, welcher nach den bisherigen Erfahrungen den an ihn gestellten Forderungen völlig entspricht.



Das Gitter desselben ist so weit wie möglich in das Zimmer hineingerückt, die Seitenwände sind derart schräg gestellt, daß der größtmögliche Theil strahlender Wärme in das Zimmer geführt wird. Der Feuerraum ist mit feuerfesten Steinen ausgesetzt, welche durch die theilweise geöffneten Fugen auch von hinten Luft in das Brennmaterial eintreten las-



sen, wodurch eine gleichmäßigere Verbrennung erzielt und das Rauchen des Kamins erschwert wird.

Hinter der gußeisernen Rückwand ist eine möglichst große Kammer angelegt, in welche die Luft von außen eintritt, um sich an jener, sowie an den die Oberfläche noch wesentlich vermehrenden drei breiten Ansätzen auf 14 bis höchstens 21 Grad zu erwärmen. Von hier steigt sie dann durch ein in der Mauer angebrachtes Rohr von 37<sup>cm</sup>,8 Weite per Mann bis zu der unter der Zimmerdecke befindlichen und mit Jalousien versehenen Eintrittsöffnung, wie in der auf Seite 103 untenstehenden Figur dargestellt ist.

39. Die Einrichtung der englischen Militär-Hospitälern ist eine von der in fast allen anderen europäischen Ländern gebräuchlichen völlig abweichende. Denn während man in diesen gewöhnlich für die leicht Kranken ein Krankenzimmer in jeder Kaserne, für die schwer Kranken der ganzen Garnison aber ein gemeinschaftliches Militär-Hospital hat, befindet sich bei jeder englischen Kaserne auch das zu ihr gehörige Hospital in dieselbe Ringmauer mit eingeschlossen. Die daraus entstehenden Inconvenienzen liegen auf der Hand. Für die Heizung und Ventilation verbietet diese Einrichtung von vorn herein die Anwendung der complicirten Apparate, welche man in den englischen Civil-Hospitälern findet.

Die Commission hat sich daher darauf beschränken müssen, für diese Gebäude ähnliche Anordnungen vorzuschlagen, wie für die Kasernen. Dabei verlangt sie jedoch, daß jede Krankenstube 4<sup>m</sup>,57 bis 4<sup>m</sup>,88 hoch sein und mindestens 1 Fenster auf je zwei Betten haben soll. Für das Bett stellt sie den erforderlichen Cubikraum in gemäßigter Zone auf 33<sup>m<sup>3</sup></sup>,6, in heißen Ländern aber auf 42<sup>m<sup>3</sup></sup> fest.

Von den bekannteren englischen Civil-Hospitälern giebt sie noch folgende interessante Zusammenstellung des dem Bett zugetheilten Cubikraumes. Derselbe beträgt in den Hospitälern zu Nottingham und Bristol 28<sup>m<sup>3</sup></sup>, in Brighton, Glasgow, Westminster und Middel-Essex (beide in London), Leeds und Winchester 30<sup>m<sup>3</sup></sup>,8, in University College 31<sup>m<sup>3</sup></sup>,00, St. George 35<sup>m<sup>3</sup></sup>,78, Warwick 36<sup>m<sup>3</sup></sup>,18, St. Bartholomaeus 38<sup>m<sup>3</sup></sup>,56, York 39<sup>m<sup>3</sup></sup>,90, St. Mary's 42<sup>m<sup>3</sup></sup>,00, Manchester 33<sup>m<sup>3</sup></sup>,60 bis 42<sup>m<sup>3</sup></sup>,00, Newcastle on Tyne 43<sup>m<sup>3</sup></sup>,68, St. Thomas 47<sup>m<sup>3</sup></sup>,60, Guy 36<sup>m<sup>3</sup></sup>,40 bis 56<sup>m<sup>3</sup></sup>,00, Kings-College 50<sup>m<sup>3</sup></sup>,65 bis 57<sup>m<sup>3</sup></sup>,90 und Royal free hospital 45<sup>m<sup>3</sup></sup>,30 bis 67<sup>m<sup>3</sup></sup>,93.

Weiter schlägt die Commission vor, auf je 4 bis 5 Betten ein Zu- und ein Ableitungsrohr anzunehmen, den Querschnitt für letzteres stellt sie auf 100,8 bis 113,4, für ersteres aber auf 75,6 Quadratcentimeter fest.

Bestimmte Vorschriften über das zuzuführende Luftquantum giebt sie nicht, aus diesen Querschnittsangaben würde aber, unter sonst gleichen Verhältnissen wie bei den Kasernen, eine Luftzuführung von 40<sup>m<sup>3</sup></sup>,32 und eine Abführung von 60<sup>m<sup>3</sup></sup>,48 auf das Bett in der Stunde sich berechnen lassen.

45. Alle diese von der Commission angeordneten Einrichtungen mögen bei ruhigem Wetter und bei gewissen Temperaturdifferenzen in der gewünschten Weise wirken können. Sobald diese Differenzen sich aber in umgekehrtem Sinne ändern, ist zu erwarten, daß die Wirkung aufhört oder gar eine entgegengesetzte wird, da der Gang der zu- und abströmenden Luft durch jene Einrichtungen nicht energisch genug gesichert ist.

Für Kasernen mögen sie daher wohl mit Vortheil anzuwenden sein, für Hospitälern aber keinesfalls, namentlich wenn deren Größe und Wichtigkeit die Anlage besonderer Ventilationssysteme gestattet, deren Kosten mit der Anzahl der Betten, für welche sie wirken sollen, stets abnehmen.

(Fortsetzung folgt.)

## Die Eisenbahnverbindungen mit Italien, unter besonderer Berücksichtigung der Gotthardlinie.

(Mit einer Karte auf Blatt E im Text.)

Bei der rasch vorwärts schreitenden Entwicklung des Handels, der Industrie und in Folge dessen der Consumtionsfähigkeit Italiens hat sich der grössere Theil von Deutschland, insbesondere Preussen, in neuerer Zeit mit um so regerem Interesse den Verkehrsbeziehungen mit Italien zugewendet, als der verhältnismässig geringe Antheil, welchen bis jetzt der Zollverein an der Handelsbewegung mit Italien nimmt, einer erheblichen Steigerung fähig ist. Diese Verkehrsbeziehungen, die durch den voraussichtlichen Abschluss eines Handelsvertrages die Basis für eine weitere Entwicklung finden werden, können bei der geographischen Lage Deutschlands zu Italien und bei dem bis jetzt nur sehr unbedeutenden Schiffsverkehr zwischen beiden Ländern zunächst und hauptsächlich nur durch Eisenbahnen vermittelt werden. Unter diesen Umständen sind die Bestrebungen, welche von der Schweiz und Italien schon seit einer Reihe von Jahren gemacht, und in neuester Zeit, nach der Sicherstellung des Mont-Cenis-Tunnels, mit grösserer Energie verfolgt werden: die Schweiz mit Italien durch Ueberschneidung der Alpen zu verbinden, auch für Preussen von dem grössten Interesse. Wir glauben daher, dass es an der Zeit sein dürfte, auf diese in commercieller, wie in technischer Beziehung gleichwichtige Angelegenheit näher einzugehen, wobei wir, des Zusammenhanges wegen, auch die übrigen theils ausgeführten, theils noch in der Ausführung begriffenen Eisenbahnverbindungen mit Italien in Kürze erwähnen wollen.

### Wien-Triest (Semmeringbahn).

Die älteste Eisenbahnverbindung mit Italien ist die Linie von Wien über Triest nach Ober-Italien, welche im Jahre 1857 in ihrer ganzen Länge dem Verkehr übergeben wurde. Den schwierigsten Theil dieser Linie bildet die im Jahre 1854 eröffnete 5,6 Meilen lange Bahn von Gloggnitz bis Mürzzuschlag — die eigentliche Semmeringbahn — welche den Semmering in einer Höhe von 3832 Fufs über dem Meere in einem 4527 Fufs langen, mit Hülfe von 5 Schächten ausgeführten Tunnel überschreitet, und somit den niedrigsten Alpenübergang unter den nach Italien führenden Linien bildet. Die auf der Semmeringbahn vorkommenden Steigungen betragen in max. 1:40, die kleinsten Radien 600 Fufs oder 50 Ruthen.

### Brennerbahn.

Eine zweite Eisenbahnverbindung — die Brennerbahn — ist in der Ausführung bereits soweit vorgeschritten, dass die Eröffnung im Jahre 1867 zu erwarten ist. Diese 16,56 Meilen lange Bahn von Innsbruck nach Botzen, welche den Schluss der Linie Rosenheim-Verona bildet, überschreitet den Rücken des Brenner, welcher nicht unmittelbar vom eigentlichen Hochgebirge eingeschlossen, sondern von niedrigen Vorbergen begrenzt ist, die bis zum Gipfel theils bewaldet sind, theils aus Weideland bestehen, in einer Höhe von 4325 Fufs über dem Meere, ohne Tunnel und sogar ohne Einschnitt; im Scheitelpunkte der Bahn liegt die Station Brenner.

Dessenungeachtet hat der Uebergang die grösste absolute Höhe; sowohl die Bahn über den Mont-Cenis (4264 Fufs), als auch die Projecte für den Gotthard (3704 Fufs) und Lukmanier (4088 Fufs) liegen tiefer, nur das Project für den Simplon (5542 Fufs) zeigt eine erheblich grössere Höhe.

Die Maximalsteigungen der Brennerbahn sind wie beim Semmering, so wie bei den Gotthard- und Lukmanier-

Projecten 1:40, die Radien dagegen nicht unter 900 Fufs; eine Anordnung, welche deshalb gewählt ist, weil sich die auf der Semmeringbahn in grosser Ausdehnung angewendeten Curven von 600 Fufs Radius für den Betrieb sehr nachtheilig erwiesen haben sollen.

Aus gleichem Grunde beträgt bei der Mont-Cenis-Bahn, sowie bei den Projecten für die Gotthard- und Lukmanier-Bahn der geringste Radius  $300^m =$  rund 956 Fufs.

Ungeachtet auf der Brennerbahn 35 grössere Brücken, sowie 30 Tunnels vorkommen, bewegen sich die Bau-Schwierigkeiten in den Grenzen der bisher ausgeführten Gebirgsbahnen; der längste Tunnel hat eine Länge von nur 2734 Fufs.

### Mont-Cenis.

Die dritte Verbindung mit Italien erfolgt durch die Mont-Cenis-Bahn, welche Turin über den Mont-Cenis mit Chambery, Genf und Lyon verbinden soll und auf der nördlichen Seite bereits bis St. Michel, auf der südlichen bis Susa im Betriebe ist. Die Eröffnung der zwischen den beiden genannten Orten noch fehlenden 9,5 Meilen langen Strecke hängt von der Vollendung des 38933 Fufs  $=$  1,62 Meilen langen Mont-Cenis-Tunnels ab, von dem bis jetzt erst 15075 Fufs oder rund 0,628 Meilen vollendet sind, daher noch circa 1 Meile herzustellen bleibt.

Da die Ausführung dieses Tunnels in der Zeitschrift für Bauwesen Jahrgang 1864 ausführlich beschrieben ist, so mag hier nur bemerkt werden, dass der Culminationspunkt der Bahn in dem Mont-Cenis-Tunnel 4264 Fufs über dem Meere liegt. Auf der Bahnstrecke St. Michel—Susa sollen die kleinsten Radien 956 Fufs, die grössten Steigungen 1:28,4 betragen.

Ogleich die Arbeiten am Mont-Cenis-Tunnel mit immer grösserer Sicherheit und Beschleunigung erfolgen, und es sogar nach den neuesten Berichten gelungen sein soll, das tägliche Fortschreiten auf der Nordseite (Modane) auf  $4\frac{1}{2}$  Fufs, auf der Südseite (Bardonnèche) sogar bis auf 6,4 Fufs zu steigern — dieses günstige Resultat ist dem Anschein nach einer Reduction des Richtstollens von  $3,5^m$  Weite und  $3^m$  Höhe auf  $3^m$  Weite und  $2,5^m$  Höhe zuzuschreiben, — so werden immer noch mindestens 7 bis 8 Jahre bis zur Vollendung des Tunnels vergehen.

Mit Rücksicht hierauf haben die Bauunternehmer Brassey & Comp. es übernommen, bis zur Vollendung des Mont-Cenis-Tunnels zwischen St. Michel und Susa auf der über den Mont-Cenis führenden Fahrstrasse eine provisorische Eisenbahn zum Transport von Reisenden und Gütern auf ihre Kosten anzulegen und zu betreiben.

Die für diese Bahn zur Anwendung kommenden, nach dem System des Ingenieur Fell construirten Locomotiven haben ausser 4 vertikalen gekuppelten Rädern, 2 dergleichen horizontale, welche gegen eine zwischen beiden Bahnschienen höher liegende Schiene geprefst werden und dadurch die Adhäsion der Locomotive erhöhen. Auf einer Versuchsstrecke, welche eine Spurweite von 3 Fufs  $7\frac{1}{2}$  Zoll, Steigungen bis zu 1:12 und Curven von 128 Fufs Radius hat, transportirte eine 337 Ctr. wiegende Maschine ein diesem ungefähr gleichkommendes Gewicht bei einer Geschwindigkeit von 33 Minuten pro Meile. Für die Personenzüge ist eine Beförderung von 50 Personen nebst deren Gepäck in Aussicht genommen.

Man hofft im Laufe des nächsten Jahres, sofern seitens der beiderseitigen Regierungen die Concession rechtzeitig ertheilt wird, diese provisorische Bahn für den Verkehr eröffnen zu können.

#### Alpenübergänge in der Schweiz.

Ungeachtet der enormen Summen, welche die Anlage der vorgenannten drei Eisenbahnlinien kostet, und der keineswegs sicheren Aussicht auf Rentabilität, hat sich das Interesse der Schweiz und Italien schon seit einer Reihe von Jahren mit immer größerer Theilnahme einer weiteren Ueberschiebung der Alpen zugewendet. Was früher der Technik unmöglich schien: die alten, die Hochgebirgskämme überschreitenden Verkehrsstraßen für eine Eisenbahnverbindung zu benutzen, das ist heut, nachdem die Ausführung des Mont-Cenis-Tunnels sicher gestellt, lediglich eine Frage des Geldes und der Zeit.

Wie wir schon Eingang erwähnt haben, giebt besonders der rasch sich entwickelnde Handel und die steigende Consumtionsfähigkeit Italiens einen mächtigen Impuls für die Anlage weiterer Eisenbahnverbindungen mit Italien. In der That können auch die Linien Wien — Triest, die Brenner- und Mont-Cenis-Bahn dem Bedürfnis nicht genügen; da die erste Verbindung speciell nur für Oesterreich und allenfalls noch für Preufs.-Schlesien Werth hat, die Mont-Cenis-Bahn hauptsächlich französischen Interessen dient, und somit nur die Brennerbahn geeignet ist, den Verkehr des größeren Theils von Deutschland zu vermitteln. Für die zunächst betheiligte Schweiz, welche mitten zwischen den beiden, ca. 60 Meilen von einander entfernten Linien über den Mont-Cenis und Brenner liegt, sind jedoch beide Bahnen nicht nur ohne wesentlichen Nutzen, sondern die Schweiz ist sogar in Gefahr, den ganzen Verkehr zwischen Italien und dem Norden um ihre Grenzen herumgeleitet zu sehen, und auf diese Weise vollständig isolirt zu werden. Schon jetzt zeigt die Statistik, daß der schweizerisch-italienische Handel seit 10 Jahren auf dieselbe Ausdehnung beschränkt geblieben ist, während der gesammte internationale Handel der Schweiz eine erhebliche Zunahme erfahren hat. Diesen Thatsachen gegenüber ist man daher auch in der Schweiz von der Nothwendigkeit überzeugt, so rasch als möglich eine Eisenbahnverbindung mit Italien herzustellen. Aufser dem bedeutsamen Einfluß auf die Hebung des Nationalwohlstandes wird dadurch der Schweiz der größte Theil des Transitverkehrs zwischen Italien und dem westlichen Deutschland zufließen, dem letzteren eine neutrale, möglichst directe und daher billige Eisenbahnverbindung mit Italien gewährt, und damit der Schweiz und Deutschland, insbesondere den Rheinlanden ein Markt von der größten Bedeutung eröffnet werden.

Dies gilt besonders für die Ausfuhr von Steinkohlen, Eisen und Eisenwaaren, in welchen Artikeln die Rheinprovinzen der englischen Concurrrenz in Nord-Italien voraussichtlich mit Erfolg die Spitze bieten können.

Da bei den bedeutenden Baukosten eines Alpenüberganges nur von einer Eisenbahnverbindung in der Entfernung zwischen dem Brenner und Mont-Cenis die Rede sein kann, für fast alle vorhandenen Pässe: der Simplon, die Grimsel, der Gotthard, der Lukmanier, der Septima und der Splügen, Eisenbahn-Projecte aufgestellt worden sind, welche je nach ihrer Lage von den verschiedenen Cantonen begünstigt werden, so ist die Entscheidung überaus schwierig.

Leider ist bis jetzt noch keine sichere Aussicht vorhanden, daß sich die lokalen Interessen dem großen Ganzen unterordnen werden, denn nur dadurch ist das Zustandekommen einer Eisenbahnanlage über die Alpen zu erreichen.

Es würde zu weit führen, alle obengenannten Alpenüber-

gänge einer eingehenden Prüfung zu unterwerfen. Wir glauben auch, um so mehr davon Abstand nehmen zu können, als die Ansichten sich in neuerer Zeit wenigstens insoweit geklärt zu haben scheinen, daß nunmehr nur noch die Wahl zwischen dem Lukmanier und Gotthard zu treffen ist.

Seitens der Schweiz wird an jede Eisenbahnverbindung mit Italien aus strategischen, politischen und Verkehrs-Rücksichten die Anforderung gestellt, den auf der italienischen Seite der Alpen liegenden Canton Tessin mit der übrigen Schweiz zu verbinden. Diese Bedingungen erfüllt aber weder der Simplon, noch der Splügen oder Septima. Diese Pässe kommen daher für die Schweiz um so weniger in Betracht, als sie bei ihrer Lage an den Grenzen des Landes dem größten Theil desselben nur geringen Nutzen gewähren, auch die Herstellung einer Eisenbahn über diese Pässe mit weit größeren Kosten und Schwierigkeiten als beim Gotthard und Lukmanier verbunden sein würde.

Wenn wir ferner von dem Grimselproject absehen, was seiner enormen Kosten wegen auch in der Schweiz nur geringen Anklang gefunden hat, so bleiben nur der Gotthard und Lukmanier übrig, auf welche sich auch in der That das Interesse der Schweiz und Italiens concentrirt.

Nach den bis jetzt vorliegenden Untersuchungen stehen beide Pässe in Betreff der Schwierigkeiten und Kosten der Ausführung nahezu gleich, wenigstens hat bis jetzt ein entschiedener Vorzug des Ueberganges über den Lukmanier nicht geltend gemacht werden können, während andererseits der erhebliche Nachtheil des Lukmanier nicht entkräftet ist, daß über denselben zwischen Dissentis und Olivone keine Strafe, sondern nur ein Saumpfad führt, wodurch der Bau sehr erschwert und durch die nothwendige Anlage einer Fahrstraße zur Vermittelung des Verkehrs während der Ausführung des Tunnels jedenfalls sehr vertheuert wird.

Was die sonstigen Verhältnisse beider Pässe betrifft, so ist nicht zu verkennen, daß der Gotthard bei seiner centralen Lage und den in der Mitte der Schweiz befindlichen Zugängen nicht allein einer weit größeren Anzahl von Cantonen als das Lukmanier-Project directen Nutzen gewährt, sondern auch im Allgemeinen ein bei Weitem größeres Verkehrsgebiet als der Lukmanier besitzt, wie dies die Herren Koller, Schmidlin und Stoll in ihrem commerciellen Gutachten über die Gotthardbahn ausführlich nachgewiesen haben.

Aus diesen Gründen, die sowohl für die durch die Alpenbahn zu verbindenden Länder, als für die Rentabilität der Bahn selbst von gleicher Wichtigkeit sind, steht wohl zu hoffen, daß sich schließlich die Schale zu Gunsten des Gotthard neigen wird.

Im Vorstehenden haben wir die Interessen der zunächst betheiligten Schweiz vorangestellt, weil die Interessen von Nord-Deutschland, insbesondere Preussens sich ebenfalls zur Gotthardlinie neigen. Für Preußen, welches der Ausführung der Alpenbahnen und den damit verknüpften specielleren Beziehungen der zunächst betheiligten Staaten fern steht, sind lediglich die Verkehrsverhältnisse maßgebend. Diese erfordern möglichst directe und billige Verbindungen zwischen den verschiedenen Verkehrs-Mittelpunkten des Staates und Ober-Italien.

Mit Bezug hierauf theilen wir in Nachstehendem die Entfernungen mit, welche sich bei den verschiedenen Alpenübergängen zwischen Preußen und Italien ergeben; wobei jedoch der Kürze wegen für Italien nur Genua als Verkehrsmittelpunkt, für Preußen aufser Berlin nur Oderberg, Cöln und Saarbrücken, letztere als Ausgangspunkte des Steinkohlenbergbaues und der Eisenindustrie angenommen worden sind.



1) Die Entfernung von Oderberg bis Genua beträgt:  
 via Semmering . . . . . 195,6 Meilen,  
 - Wien und Brenner . . . . . 184,13 -

2) die Entfernung von Berlin bis Genua beträgt:  
 via Semmering . . . . . 258,80 Meilen,  
 - Brenner . . . . . 189,63 -  
 - Lukmanier . . . . . 184,96 -  
 - St. Gotthard . . . . . 196,30 -

Es ist jedoch hierbei zu bemerken, dass in Zukunft die Linie über den Brenner die kürzere sein wird, da eine Abkürzung des großen Umweges von Verona über Mailand nach Genua in Aussicht steht.

3) Die Entfernung von Cöln bis Genua beträgt:  
 via München } Brenner . . . . . 186,9 Meilen,  
 - Kempten } . . . . . 174,50 -  
 - Lukmanier . . . . . 153,01 -  
 - St. Gotthard . . . . . 139,41 -  
 - Simplon . . . . . 158,90 -  
 - Mont-Cenis . . . . . 171,14 -

4) Die Entfernung von Saarbrücken bis Genua beträgt:  
 via München } Brenner . . . . . 174,9 Meilen,  
 - Kempten } . . . . . 162,6 -  
 - Lukmanier . . . . . 117,9 -  
 - St. Gotthard . . . . . 104,3 -  
 - Simplon . . . . . 123,8 -  
 - Mont-Cenis . . . . . 136,0 -

Aus dem Vorstehenden ist zu ersehen, dass nach Vollendung der Brennerbahn die Linie Wien—Triest selbst für die Provinz Schlesien nur von geringer Bedeutung ist, und nur etwa bis Venedig mit der ersteren in Concurrenz treten kann; dass die Entfernung von Berlin bis Genua über den Brenner und Lukmanier ziemlich dieselbe ist, in Zukunft sogar die Linie über den Brenner kürzer sein wird; dass endlich die Gotthardbahn um circa 14 Meilen kürzer als die Linie über den Lukmanier ist, somit die kürzeste Verbindung zwischen Cöln, resp. Saarbrücken und Genua bildet, und daher der Lukmanierbahn entschieden vorzuziehen ist.

In technischer Beziehung zeigen beide Alpen-Uebergänge, wie schon früher erwähnt, denselben Charakter und im Allgemeinen dieselben Schwierigkeiten, so dass es erst von weiteren, speciellen Ermittlungen abhängen wird, welche von den beiden Linien vom technischen Standpunkte aus die meisten Vorzüge bietet. Es erscheint daher auch gerechtfertigt, beide Projecte in den Kreis der Erörterung zu ziehen, soweit das bis jetzt vorhandene Material dies gestattet.

#### Gotthardbahn.

Zu diesem Behufe geben wir in Nachstehendem zunächst das Wesentlichste aus dem technischen Gutachten \*) der Herren Beckh und Gerwig über die Gotthardbahn (siehe beifolgende Karte auf Blatt E). Dasselbe gründet sich auf die von dem Ober-Ingenieur Wetli in Lugano im Spätherbst 1861 begonnenen und im Frühjahr 1862 abgebrochenen Terrainstudien, deren Resultate in einem Situationsplane, welcher, im Maassstabe von 1:10000, Horizontalen in Abständen

\*) Die Gotthardbahn in technischer Beziehung und Rentabilitäts-Berechnung auf Grundlage des commerciellen und technischen Gutachtens.

Ersteres von

G. Kolber, Ingenieur,

W. Schmidlin, Director der schweiz. Centralbahn,

G. Stoll, Director der schweiz. Nordostbahn.

Letzteres von:

A. Beckh, vormal's Ober-Ingenieur der schweiz. Nordostbahn,

R. Gerwig, Großherzogtl. badischer Ober-Baurath.

Mit einem Anhang, enthaltend den Bericht des Ober-Ingenieurs K. Wetli in Lugano über das von ihm vorgeschlagene Project einer Gotthardbahn.

von 10 zu 10<sup>m</sup> enthält, sowie in den entsprechenden Längenprofilen der verschiedenen Linien niedergelegt sind.

#### Klimatische Verhältnisse.

In Bezug auf die klimatischen Verhältnisse stehen sich sämtliche Alpenpässe der Schweiz, da sie alle unter dem gleichen Breitengrade liegen und sämmtlich annähernd in der Richtung von Nord nach Süd in den Hochgebirgskamm eingeschnitten sind, bei gleicher Höhe und bei gleicher Lage gegen die Sonne, diesseits oder jenseits des — Italien von der Schweiz scheidenden — Hochgebirgskammes ganz gleich.

Die Höhe der Ebenen, von welchen aus die Alpenpässe zu ersteigen sind, ist jedoch auf der Nordseite des Gebirges größer, als auf der Südseite. Der Vierwaldstätter-See z. B. liegt 1398 Fufs (437<sup>m</sup>), der Lagomaggiore dagegen nur 630 Fufs (197<sup>m</sup>) über dem Meere. Die Höhe der verschiedenen Schweizerpässe ist 6400 bis 6700 Fufs (2000 bis 2100<sup>m</sup>); nur der Lukmanier, welcher sich 6134 Fufs (1917<sup>m</sup>) über das Meer erhebt, macht hiervon eine Ausnahme. Diese tiefere Einsattelung würde den Lukmanier vorzugsweise zur Anlage einer Strasse geeignet gemacht haben; die politischen und commerciellen Verhältnisse haben dies jedoch bis jetzt verhindert, und nur ein schlechter Saumpfad führt von Dissentis über den Lukmanier nach Olivone.

Gleich beim Eintritt in die Thäler des Hochgebirges, schon auf der Höhe von 1600 Fufs (500<sup>m</sup>), begegnet man den Bildungen der fortschreitenden Verwitterung der Hochgebirgskämme und Felsabhänge, den Schuttkegeln, Schutthalden und Schuttstürzen, welche um so häufiger auftreten, je mehr man beim Aufsteigen in unmittelbare Berührung mit den Abhängen des Hochgebirges kommt. Einzelne Schneelawinen reichen bis zur Höhe von 2200 bis 3200 Fufs (700<sup>m</sup> bis 1000<sup>m</sup>) herab (Bristenstock bei Amsteg, Toira bei Olivone). Fortwährend steigt zugleich die Kälte und die Menge des jährlich fallenden Schnees. Während in der Umgebung der Seen der Schnee meist nur kurze Zeit liegen bleibt, erreicht er bei 2200 Fufs (700<sup>m</sup>) über dem Meere fast jeden Winter regelmässig die Höhe von 1<sup>m</sup>, bei 3500 Fufs (1100<sup>m</sup>) von 2<sup>m</sup>, bei 4200 Fufs (1300<sup>m</sup>) (Bardonnèche) durchschnittlich von 3,5<sup>m</sup>, bei 4800 Fufs (1500<sup>m</sup>) von 4<sup>m</sup> u. s. f. Zwischen der Höhe von 4800 bis 6400 Fufs (1500 bis 2000<sup>m</sup>) ergeben sich häufig durch die Stürme zusammengewehte Schneemassen von 15<sup>m</sup> Höhe und darüber. Nur auf dem Rücken der Pässe hält sich die Menge des Schnees auf einer verhältnissmässig geringen Höhe, vermuthlich weil er daselbst durch die häufig herrschenden Stürme weggefegt und in die Tiefe getrieben wird.

Die Technik bietet allerdings mannigfache Auskunftsmittel, um die ungewöhnlichen Schwierigkeiten zu überwinden, welche sich der Führung einer Eisenbahn durch das Hochgebirge entgegenstellen.

Den Gefahren der Schuttkegel kann durch Eindämmung der Wildbäche, Auspflasterung ihrer Sohle und Ufer auf große Ausdehnung, Anlage von Brücken und Durchlässen in genügender Anzahl und Weite begegnet werden. Gegen Lawinen und Schuttstürze kann die Bahn durch unterirdische Führung vollkommen sicher gestellt werden. Alle diese Schwierigkeiten sind noch leicht zu überwinden, da sie von geringer lokaler Ausdehnung sind. Nur der Schnee allein macht hiervon eine Ausnahme, ihm gegenüber stehen der Technik nur geringe Mittel zur Verfügung.

Man kann zwar, um die Geleise den ganzen, mindestens 6 Monate dauernden Winter hindurch frei zu halten, die Bahn, so weit es das Terrain gestattet, auf hohe oder freistehende Dämme legen oder durch Anlage von Pflanzungen, Schutz-

dämmen und Mauern den Schnee-Ablagerungen zu begegnen suchen; aber alle diese Mittel, die unter gewöhnlichen Verhältnissen mit Erfolg angewendet werden können, sind im Hochgebirge, wo die Bahn meist an steilen Abhängen hin- führt, Dämme und Einschnitte von ungleicher Tiefe unauf- hörlich wechseln, nur mit großen Schwierigkeiten und Kosten und ohne entsprechenden Erfolg zu gewähren, anzuwenden, bei einer gewissen Grenze der absoluten Höhenlage aber fast ganz unmöglich.

Es würde somit nur übrig bleiben, den Schnee zu be- seitigen und zwar mittelst Schneepflüge oder durch Hand- arbeit. Die ersteren können nur bei geringer Tiefe des Schnees gebraucht werden und gewähren nach den bisherigen Erfahrungen selbst bei entsprechend schwerer Construction einen zweifelhaften Erfolg. Die Beseitigung des Schnees durch Handarbeiter ist aber deshalb nicht ausführbar, weil tausende von, Tag und Nacht und unter den Unbilden der Witterung arbeitenden Händen nicht im Stande sein würden, den zwischen dem Hochgebirge öfters wochenlang fallenden oder vom Winde gejagten Schnee unaufhörlich von der Bahn zu schaf- fen, abgesehen davon, daß die erforderliche Anzahl von Ar- beitskräften in jenen Gegenden nicht vorhanden ist. Es bleibt also in solcher Höhe nichts anderes übrig, als die Bahn un- terirdisch zu führen.

Mit Bezug auf das Vorstehende ist für die Gotthard- bahn der Grundsatz aufgestellt worden, die Bahn, insoweit sie nicht wegen Lawinen oder aus Rücksichten des Aligne- ments unterirdisch geführt werden muß, schon von einer Höhe von 900<sup>m</sup> (2880 Fufs) an frei zu legen, und dies bei größerer Höhe um so ausgedehnter zur Anwendung zu bringen. Dem- gemäß sind die Bahndämme nach und nach mindestens 6 bis 9 Fufs über die höheren Stellen des Terrains zu erheben und die Bahn an Abhängen mit einem für die Schnee-Ablage- rung hinreichend breiten Banquet an der Bergeite zu ver- sehen.

Von der Höhe von 1200<sup>m</sup> (3840 Fufs) an ist die Bahn, soweit sie nicht sehr frei gelegt werden kann, unterirdisch zu führen, und dies bei zunehmender Höhe um so ausgedehnter anzuwenden, damit die Möglichkeit zu Schnee-Ablagerungen sich nur auf wenige und kurze Strecken ausdehnen kann.

Einen interessanten Beitrag zu dem Vorstehenden ge- wahren die auf der Gotthard- Straße gezahlten Schnee- räumungskosten. Dieselben betragen in der Zeit von 1852 bis 1863 durchschnittlich pro Meile und Jahr auf der Strecke

Amsteg—Göschenen . . . 142 Thlr.

Göschenen—Andermatt . 1462 -

Andermatt—Hospitz . . 1720 -

Hospitz—Airolo . . . . 2206 -

Es ist hieraus ersichtlich, daß auf der Strecke Fluelen— Göschenen, d. h. bis zu dem höchsten Punkte der offenen Bahn des unteren Gotthard- Projectes, die Kosten für das Schneeräumen sehr unbedeutend sind und der Schneefall ver- hältnismäßig gering sein muß, so daß von einer besonderen Rauigkeit des Klima's, welche dem Betriebe der Eisenbahn ausnahmsweise Schwierigkeiten bereiten würde, wohl nicht die Rede sein kann.

Die meteorologischen Verhältnisse auf der Südseite des Gotthard von der Höhe des Tunnel- Ausganges bei Airolo thalabwärts, sind bekanntlich viel günstiger als auf der Nord- seite, so daß dort die Thunlichkeit der offenen Führung einer Bahn aufser Zweifel ist.

Geologische Verhältnisse des Gotthard.

Nach Studer's Geologie der Schweiz ist der Gebirgs- stock des Gotthard als eine, zwischen dem Rhein- und

Rhonethal gehobene Centralmasse anzusehen. Auf der Höhe der Gotthard-Seen ist das Gebiet des eigentlichen Gotthard- Granites, die Steinart erscheint massig, zeigt jedoch im Gro- fsen eine Zerklüftung in vertikal stehenden Tafeln. Am süd- lichen sowohl, als am nördlichen Rande der Höhe stellt als- bald Gneis-Structur sich ein, an ersterem nordwärts, an letz- terem südwärts einfallend, zuerst fast senkrecht, allmählig weniger steil. Auf der Nordseite bei Erstfeld sinkt der Gneis unter das Kalkgebirge, auf der Südseite erreicht die centrale Gneismasse bei Airolo ihr Ende. Entlang dem Tessinthal ist die herrschende Steinart ein ausgezeichneter wahrer Gneis, welcher von Faido abwärts mauerartige Felswände von 300 und mehr Meter Höhe bildet, über welchen sich breite wohl angebaute und bewohnte Terrassen befinden.

#### Bahnbeschreibung.

Die Gotthardbahn umfaßt die Eisenbahn- Verbindung zwischen den Endstationen der Schweizerbahnen: Luzern am Vierwaldstätter-See resp. Zug am Zugersee und der Endsta- tion der Lombardischen Eisenbahnen: Camerlata, mit der Zweigbahn Bellinzona—Locarno. In dem vorliegenden Pro- ject ist die Linie in 3 Abschnitte getheilt worden:

- 1) von Luzern resp. Zug über Goldau nach Fluelen,
- 2) Fluelen—Göschenen—Biasca, die eigentliche Alpen- bahn,
- 3) von Biasca über Bellinzona einerseits nach Arona am Lagomaggiore, andererseits über Lugano, Melide, Como nach Camerlata.

Da unser Interesse sich vorzugsweise der eigentlichen Alpenbahn zuwendet, so wird für die beiden andern Strecken eine kurze Erwähnung genügen.

#### 1. Von Luzern resp. Zug über Goldau nach Fluelen.

Die projectirte Linie geht am Ufer des Vierwaldstätter- Sees entlang bis Küfsnacht, unterfährt bei der Tells-Capelle den Fufs des Rigi und steigt dann in das Becken des Zuger- Sees hinab, um am Ufer desselben nach Goldau geführt zu werden, wo die Linie von Zug einmündet. Von Goldau geht die Bahn am nördlichen Ufer des Lowerzer Sees und südlich von Schwyz vorbei nach Brunnen, und von hier aus, am wildromantischen Ufer des Vierwaldstätter-Sees entlang, nach Fluelen.

#### 2. Fluelen—Göschenen—Biasca.

Mit der am Vierwaldstätter-See (1395 Fufs) 458<sup>m</sup> über dem Meere liegenden Station Fluelen beginnt die eigentliche Alpenbahn, und damit eine Reihe von Schwierigkeiten, die das Hochgebirge dem Eisenbahnbau entgegenstellt. Für das Aufsteigen von Fluelen bis zur Terrasse von Göschenen, dem nördlichen Ausgange des Alpen-Tunnels giebt es drei Linien, je nachdem man das Thal der Reufs, wie im Project ange- nommen, verfolgt, oder die Bahn an den beiderseitigen Thal- abhängen emporführt. Um die Höhe von Göschenen auf dem kürzesten Wege zu gewinnen, wäre zu wünschen gewesen, die Steigung von 1:40 von Fluelen an, unter Benutzung des Schächen- und Maderaner-Thales in Anwendung bringen zu können. Dies wird jedoch einerseits durch die geringe Ent- fernung zwischen Fluelen und dem Schächenthal, andererseits durch die zwischen dem letzteren und Erstfeld steil und hoch- ansteigenden Felswände des rechtsseitigen Gebirgs- Abhanges behindert. Von Erstfeld an beginnt die linke Thalseite als hohe, fast senkrechte Felswand aufzusteigen, wogegen die rechte nunmehr günstigere Verhältnisse darbietet.

Andererseits wäre es möglich, von Attinghausen aus mit 1:40 am Gebirge aufzusteigen, und immer die linksseitigen Abhänge des Reufstales verfolgend, die Höhe von Gösche- nen ohne künstliche Entwicklung zu erreichen. Da aber

# Die Eisenbahnverbindungen mit Italien über den St. Gotthard und über den Lukmanier.



Bemerk: Die vollausgezogene Linie bezeichnet die Linie über den St. Gotthard, die punktirte die Linie über den Lukmanier.

hierbei die Station Altdorf ca.  $\frac{1}{2}$  Stunde von dem Orte entfernt zu liegen kommen, und es somit zwischen Altdorf und Göschenen keine einzige bequem zugängliche Station geben würde, so ist aus volkwirtschaftlichen Gründen von dieser Linie Abstand genommen und die Thallinie gewählt worden. Dieselbe zieht sich von Fluelen, dem Thale der Reufs folgend, über Erstfeld, Amsteg nach Wyler mit einer Maximalsteigung von 1:50, welche von Wyler ab in 1:40 übergeht und nun bis zum Alpentunnel beibehalten wird. Von Amsteg nimmt das bisher freundliche und warme Reufsthal den Charakter einer grofsartigen Schlucht an, die beiderseitigen Gebirgsabhänge, bald aus festem Fels, bald aus Schutthalden bestehend, werden meist unmittelbar von dem Wasser der steil abfallenden Reufs begrenzt.

Da von Amsteg an aufwärts die Reufs einen viel stärkeren Fall hat als die Bahn, so trifft die letztere bei Wyler bereits wieder mit der Thalsohle zusammen, und es mufs nun, um nicht unter den Wasserspiegel der Reufs einzuschneiden, ein Auskunftsmittel ergriffen werden, welches ohne Ueberschreitung der Maximalsteigung von 1:40 die erforderliche Höhe über der Thalsohle zu gewinnen gestattet. Dies ist in der Weise erreicht worden, dafs die Bahn in Ermangelung von Seitenthälern sich unter stetem Ansteigen in dem Reufsthal ca. 800 Ruthen rückwärts wendet, und dann erst wieder die ursprüngliche Richtung weiter verfolgt, auf diese Weise ein Zickzack bildend, dessen Spitzen durch Curven von 300<sup>m</sup> Radius ersetzt sind.

Gleichwie das vorher so freundliche und warme Reufsthal plötzlich bei Amsteg das Ansehen grofsartigster Wildheit annimmt, so erhält von dort an die Bahn das Gepräge einer Alpenbahn. Die Schwierigkeiten, welche Klima und Terrain nunmehr der Bahn entgegenstellen, sind nicht allein die mittelst Tunnel zu durchbrechenden Felsköpfe, die steilen Bergwände und die tiefen, zu überbrückenden Schluchten, sondern auch die Vorkehrungen gegen Geröllstürze, Schneerutschen und Lawinen. Besonders stark, gefährlich und häufig sind die zwischen Amsteg und dem Tiefthal, Inski gegenüber, vom hohen Bristenstock bis in die Reufs herabstürzenden Lawinen, welche ausgedehnte Tunnelanlagen erfordern.

Am Ufer der Reufs, am Fufs der Schöllenen, liegt die Station Göschenen, mit welcher die Bahn ihren höchst gelegenen offenen Theil erreicht und dann in den Alpentunnel eintritt. Die Stationen Göschenen und Airolo liegen unmittelbar vor den beiden Mündungen desselben, erstere 3536 Fufs (1110<sup>m</sup>), letztere 3680 Fufs (1155<sup>m</sup>) über dem Meere. Die Entfernung zwischen beiden Stationen ist 2,09 Meilen (15,7 Kilom.), die Länge des Alpentunnels 1,96 Meilen (14,8 Kilom.), welcher mit Ausnahme der 61 Ruthen langen, am südlichen Mundloch liegenden Anschlusscurve in einer geraden Linie liegt. Der Tunnel hat von der Station Göschenen an bis zum Culminationspunkte eine Steigung von 1:144 und von dort bis zur Station Airolo ein Gefälle von 1:1000, welches zum natürlichen Abflufs des Wassers ausreichend ist. Der Culminationspunkt des Tunnels liegt 3704 Fufs (1162,5<sup>m</sup>) über dem Meere.

Auf der Südseite tritt die Bahn aus dem Tunnel in das Thal des Tessin und verfolgt dasselbe bis Biasca. Diese Strecke hat dadurch ihre besonderen Schwierigkeiten, dafs das Gefälle des Tessin durch 3 Thalschwellen bei Maderano, Dazio grande und an der Biaschina in 3 Stufen getheilt ist, von denen die beiden letzteren so beträchtlich sind, dafs besondere Auskunftsmittel zum Herabführen der Linie erfordert werden.

Von Airolo bis Quinto führt die Bahn am linksseitigen

Abhänge entlang, und von hier bis Dazio grande auf der Thalsohle. Die Gefälle dieser minder schwierigen Strecke wechseln zwischen 1:40 bis 1:100. Unterhalb Dazio grande ist der zweite Absturz des Tessin mit so steilem Gefälle, dafs die Bahn mit 1:40, etwa 1 Kilom. von der Terrasse des Dazio entfernt, bereits 100<sup>m</sup> über dem Tessin sich befindet. Das Gelände, über welches die Bahn zieht, ist steil, felsig, von einer Menge tiefer Schluchten und Schuttbäche durchfurcht.

Südlich der Schwelle von Dazio wird das Klima bedeutend milder. Während oberhalb derselben nirgends ein fruchtbarer Baum zu sehen, und die Thalsohle, soweit sie nicht vom Tessin verheert und mit Gebüsch verwachsen ist, nur aus Weiden besteht, tritt nun der Kastanienbaum auf und bedeckt, namentlich um Faido herum, grofse Flächen und weiterhin alle Abhänge. Unterhalb Lavorgo folgt die dritte Schwelle; das Tessinthal schließt sich noch einmal eng ab und der Tessin fällt in steiler Schlucht, eine Reihe von Wasserfällen bildend, in die Thal-Ebene von Giornico. Um diese Terrasse zu überwinden, ist der Bahn durch Anordnung von Zickzacks, welche durch Curven von 956 Fufs (300<sup>m</sup>) Radius verbunden sind, die erforderliche Längenentwicklung gegeben worden. Diese Anordnung, die an dieser Stelle durch das Fehlen von geeigneten Seitenthälern geboten wurde, ist nächst dem Alpentunnel der kostspieligste Theil der Bahn, indem nicht weniger als 11 Tunnel von im Ganzen 892 Ruthen (3345<sup>m</sup>) Länge und 5 gröfsere Brücken erforderlich werden.

Am Fufse der Terrasse von Giornico tritt die Bahn in ein wiederum bedeutend milderer Klima ein. Während die Anhöhen, insbesondere von Altiolo, mit ganzen Wäldern von Kastanienbäumen bedeckt sind, tritt nun in der Tiefe des Thales der Weinstock auf. In dieser letzten Strecke bei Biasca werden auch die Gefälleverhältnisse günstiger, die Steigung 1:40 geht in 1:50 und schliesslich in 1:110 über.

### 3. Anschlufs an die im Betriebe befindlichen Bahnen auf der Südseite der Alpen.

Die südliche, beiden Projecten, sowohl dem Gotthard als auch dem Lukmanier, gemeinschaftliche Anschlusslinie ist bereits im Bau begriffen. Dieselbe führt von Biasca über Bellinzona, von welcher Station sich eine Flügelbahn nach Locarno am Lagomaggiore abzweigt, über den Monte Cenere nach Lugano und Chiasso mit der Fortsetzung nach Camerlata, zum Anschlufs an die lombardische Bahn.

#### Erläuterung,

##### betreffend die Strecke Fluelen - Biasca.

Steigungen. Die Bahnlinie zwischen Fluelen und Biasca steigt im Ganzen . . . . . 2308,2 Fufs (724,5<sup>m</sup>) und fällt wieder . . . . . 2747,9 Fufs (862,5<sup>m</sup>) der Endpunkt bei Biasca liegt also . . . 439,7 Fufs (138<sup>m</sup>) tiefer als die Station Fluelen. Die Maximalsteigungen sind zu 1:40 mit entsprechender Ermäßigung in den Kreistunneln angenommen.

Curven. Der kleinste Radius ist zu 300<sup>m</sup> = 956 Fufs angenommen. Die geraden Linien bilden 63%, die Curven 37% der Gesamtlänge.

Es dürfte hier am Orte sein, die verschiedenen Auskunftsmittel zu erwähnen, welche bei dem vorliegenden Project angenommen sind, um in solchen Fällen, wo in der directen Richtung des Thales die erforderliche Längenentwicklung nicht gefunden werden kann, Seitenthäler hierzu ebenfalls keine Gelegenheit bieten, die Bahn ohne Uebersteigung der Maximalsteigung 1:40 weiter zu führen. Es sind dies:

- 1) Führung der Bahn im Zickzack mit Kopfstationen (Spitzkehren) in dem Project des Ober-Ingenieurs Wetli;
- 2) Führung der Bahn im Zickzack, aber mit ununterbrochener Verbindung unter Anwendung von 300<sup>m</sup> Curven (Kreiskehren) und
- 3) spiralförmige Tunnels; letztere beide Anordnungen in den Projecten der Herren Beckh und Gerwig.

Bei der erstgenannten Anordnung, den Spitzkehren, ist angenommen, dieselben paarweise in kurzen Abständen von 400 Ruthen (1,5 Kilom.) anzuwenden, wobei die Züge in einer Richtung zurückgeschoben oder mit umgekehrter Maschine gezogen und die Steigungs- und Krümmungsverhältnisse dieser Strecken entsprechend ermäßigt werden sollen.

Wir glauben, ein näheres Eingehen auf die Anordnung dieser sogenannten Spitzkehren, welche in der Absicht, die Baukosten zu mindern, in dem Project Anwendung gefunden haben, unterlassen zu dürfen, da die Nachteile der Kopfstationen in Deutschland allgemein anerkannt sind, es auch nahe liegt, daß dabei eine dem Bedürfnis entsprechende Entwicklung des Betriebes nicht zu denken ist, daher eine Concurrenz mit dem Mont-Cenis und Brenner, welche keine Kopfstationen haben, nicht durchführbar sein würde.

Die Uebelstände der vorstehenden Anordnung verschwinden, wenn die sogenannten Kreiskehren zur Anwendung kommen, bei denen die Kopfstationen durch Anwendung von 300<sup>m</sup> Curven vermieden sind, somit die Continuität der Bahn nicht aufgehoben wird.

Was endlich das dritte Auskunftsmittel betrifft, die erforderliche Längenenwicklung durch Anlage eines spiralförmigen Tunnels zu gewinnen, welcher für eine Concurrenzlinie von Göschenen über Hospenthal nach Airolo am Schönberg bei Göschenen in einer Länge von 480 Ruthen (1800<sup>m</sup>) projectirt ist, so sind ungeachtet der theilweisen Anwendung von Schächten und Hilfsstollen die Schwierigkeiten der Ausführung und die Nachttheile für den Betrieb so erheblich, daß ein solches Auskunftsmittel wohl nicht zu empfehlen sein dürfte.

Das System der Kreiskehren ist in dem vorliegenden Projecte der Herren Beckh und Gerwig zwei mal, erstens auf der Nordseite in der Nähe von Wyler, zweitens auf der Südseite bei Giornico, zur Anwendung gekommen, und zwar beide Male, wie ausdrücklich angegeben, aus volkswirtschaftlichen Gründen. Im ersteren Falle, weil bei einer directen, schon von Attinghausen aus mit 1:40 ansteigenden Linie die Station Altdorf  $\frac{1}{2}$  Stunde vom Flecken entfernt liegen und zwischen dieser Station und Göschenen keine einzige bequem zugängliche Station vorhanden sein würde. Im zweiten Falle, weil bei einer von Biasca mit 1:40 bis Dazio grande ansteigenden Linie die Stationen Bodio und Giornico aufgegeben werden müßten. Mit Rücksicht auf die große internationale Wichtigkeit der Gotthardbahn erscheinen jedoch die angegebenen volkswirtschaftlichen Rücksichten so untergeordnet, daß dadurch um so weniger die Anordnung der Zickzacks mit Kreiskehren gerechtfertigt sein dürfte, da von den Herren Experten selbst angegeben wird, daß bei den directen Linien die Bahnlänge um 1,6 Meilen abgekürzt und vielleicht auch eine Kostenersparnis zu erzielen sein würde.

#### Anlage der Bahn.

Mit Rücksicht auf die starken und anhaltenden Steigungen der Bahn, die ausgedehnte Anwendung von Curven von 300<sup>m</sup> Halbmesser, und die durch das rauhe Klima hervorgehobenen Schwierigkeiten ist angenommen, das Bahnplanum in einer Breite von 25 Fufs anzulegen, und auch sofort den Ober-

bau für 2 Geleise zur Ausführung zu bringen, um auf diese Weise den Anforderungen des zu erwartenden lebhaften Verkehrs Genüge leisten und auch in dieser Beziehung mit der Brenner- und Mont-Cenis-Bahn concurriren zu können.

Für den Oberbau ist das übliche System der breitbasigen Schienen auf hölzernen Querschwellen mit einem Gewicht der Schienen von 22 Pfd. pro laufenden Fufs angenommen.

Die Locomotiven sollen dieselbe Construction wie die der schweizerischen Nordost- und Centralbahn erhalten, deren Personenzug-Maschinen auf der Steigung 1:40 Züge von 1600 Ctr. mit einer Geschwindigkeit von 3 bis 3 $\frac{1}{2}$  Meilen pro Stunde befördern, und deren Güterzug-Maschinen auf derselben Steigung eine Nettolast von 2500 Ctr. transportiren.

#### Alpentunnel.

Außer den früher speciell beschriebenen Linien mit einem 1,96 Meilen langen, 3704 Fufs über dem Meere liegenden Tunnel zwischen Göschenen und Airolo, sind noch mehrere andere Tunnel-Linien projectirt worden, die wenigstens kurze Erwähnung finden mögen.

Bei der Länge des Tunnels von 1,96 Meilen (14,8 Kilom.), also noch um 0,34 Meilen länger als der Tunnel durch den Mont-Cenis, ist nach den bisherigen Erfahrungen ein Zeitraum von 16 Jahren, unter Abteufung eines 303<sup>m</sup> tiefen Schachtes im Urserenthal von etwa 15 Jahren erforderlich. Bei einer so langen Bauzeit lag natürlich der Wunsch nahe, andere Linien zur Abkürzung des Tunnels resp. der langen Bauzeit desselben aufzusuchen. Da jedoch die Rauigkeit des Klimas, die schon von Amsteg an beginnt, bei Göschenen noch erheblich zunimmt, die Gebirgsabhänge immer kahler und felsiger, immer häufiger von Wildbächen durchfurcht, von Lawinen heimgesucht werden, die Thalschlucht der Schöllenen bis zur Teufelsbrücke bekanntlich zu den wildesten Partien der Schweiz gehört, im Urserenthal zwischen Urnerloch und Hospenthal fast kein Fleck sein soll, der nicht schon von Lawinen verschüttet wäre; daher jede weitere offene Führung der Bahn über Göschenen hinaus überaus gefährlich und zum großen Theil nur durch unterirdische Führung zu sichern ist; da ferner die um 330<sup>m</sup> höhere Lage der Terrasse von Andermatt zur Anwendung aufsergewöhnlicher Auskunftsmittel nöthigt: so ist es sehr zu bezweifeln, ob selbst der durch eine erhebliche Abkürzung des Alpentunnels zu erreichende Zeitgewinn diese vorerwähnten Nachteile, die noch durch größere Baukosten vermehrt werden, aufwiegen wird.

Als Belag hierfür kann die Concurrenzlinie von Göschenen über Andermatt nach Airolo dienen, bei welcher zwar der Alpentunnel auf 2848 Ruthen (10680<sup>m</sup>), die Bauzeit durch Anlage zweier Schächte von 252<sup>m</sup> resp. 377<sup>m</sup> auf 11 Jahre ermäßigt werden kann, dabei aber der Culminationspunkt 4700 Fufs (1470<sup>m</sup>) über dem Meere, also 984 Fufs höher liegt, als bei dem directen Project, und die Länge sämtlicher Tunnel um 2389 Ruthen (8959<sup>m</sup>) vergrößert, sowie die Baukosten um ca. 3 Millionen Thlr. erhöht wird.

Was die Ausführung des Alpentunnels anbelangt, so ist nach den in neuerer Zeit gemachten Erfahrungen am Mont-Cenis kein Grund vorhanden, an dem Gelingen dieses um ca.  $\frac{1}{3}$  Meile längeren Tunnels zu zweifeln, da die geologischen Verhältnisse eher günstiger als am Mont-Cenis sind. Während dort die Bohrarbeiten durch die Verschiedenheit der zu durchfahrenden Gesteine, insbesondere durch das Vorkommen der Quarzschichten außerordentlich erschwert werden, überdies eine vollständige Ausmauerung des Tunnels erforderlich wird, ist das Gestein am Gotthard wenn auch von größerer Härte, so doch von gleichförmiger Beschaffenheit; überdies leistet erfahrungsmäßig der Alpengranit dem Pulver

nur wenig Widerstand. Um indessen sicher zu gehen, hat man unter Anwendung der am Mont-Cenis eingeführten Bauweise mittelst comprimierter Luft und Anwendung der Bohrmaschinen nach dem System Sommeiller einen jährlichen Fortschritt von 3186 Fufs (1000<sup>m</sup>), also 637 Fufs (200<sup>m</sup>) weniger, wie jetzt am Mont-Cenis zu erwarten ist, angenommen, so dafs für die Herstellung des 1,96 Meilen langen Tunnels von Göschenen aus 16 bis 17 Jahre, und mit einem Schacht vom Urserenthale aus 14 bis 15 Jahre erforderlich sein würden.

Sollten die Erwartungen sich verwirklichen, die nach dem Gange der bisherigen Tunnel-Arbeiten am Mont-Cenis über deren künftiges rascheres Fortschreiten gehegt werden, so werden obige Vollendungs-Termine vielleicht noch um mehrere Jahre abgekürzt werden. — Zur Erzeugung comprimierter Luft für Ventilation und Maschinenbetrieb im Tunnel und Richtstollen fehlt es auf beiden Seiten des Gotthard an ansehnlichen Wasserkraften nicht, Reufs und Tessin liefern mehr als erforderlich. Auf der Südseite kann wohl auch die Tremola benutzt werden.

Die Kosten des Alpentunnels sind zu ca. 14 Millionen Thaler veranschlagt.

Wie schon bemerkt, hat der Alpentunnel eine Länge von . . . . . 1,96 Meilen, sämtliche übrigen Tunnel der Linie Fluelen-Biasca haben eine Länge von . . . . . 1,87 - mithin im Ganzen 3,83 Meilen, oder ca. 30% der Bahnlänge von 12,9 Meilen.

#### Rentabilitäts-Berechnung.

1) Bahnlänge.	
Nördliche Anschlussbahnen von Luzern und Zug nach Fluelen . . . . .	8,31 Meilen,
Gotthardbahn von Fluelen nach Biasca (directe Linie) . . . . .	12,96 -
Südliche Anschlussbahnen von Biasca nach Locarno und Camerlata . . . . .	13,00 -
	im Ganzen 34,27 Meilen.
2) Baukosten bei 2gleisiger Anlage aller 3 Sectionen incl. Verzinsung (5%) des Baucapitals für die 1ste und 2te Section rund. . . . .	
	56000000 Thlr.
3) Brutto-Einnahme (96000 Thlr. pro Meile)	3289600 -
4) Betriebskosten (43,8% = 42000 - - -)	1439200 -
5) Rein-Einnahme . . . . .	1850400 Thlr.
6) Einlage in den Reservefonds (2400 Thlr. pro Meile) . . . . .	82400 -
Der Ueberschufs im Betrage von . . . . .	1768000 Thlr.

entspricht einer Verzinsung des Baucapitals von 3,15%.

Ohne uns ein Urtheil über vorstehende Rentabilitäts-Berechnung erlauben zu wollen, glauben wir doch die Bemerkung nicht unterlassen zu dürfen, dafs nach den auf Preussischen Eisenbahnen gemachten Erfahrungen die zu 43,8% angenommenen Betriebskosten, in denen überdies der Erneuerungsfonds enthalten ist, zu gering bemessen sind, daher auch die Rente eine entsprechende Reduction erleiden wird.

Wie dem aber auch sein mag, die Ueberschienung der Schweizer Alpen ist nicht allein für die Schweiz und Italien, sondern auch für einen grossen Theil von Deutschland ein Werk von so grosser internationaler Bedeutung, die Ausführung aus staatsökonomischen Rücksichten so sehr geboten, dafs es Pflicht der beiden zunächstbetheiligten Staaten, Italien und der Schweiz, sein wird, durch Gewährung einer entsprechenden Subvention die Rentabilität zu sichern und dadurch die Ausführung zu ermöglichen. Die Nothwendigkeit dieser Subvention, welche übrigens für jeden Alpenübergang in der Schweiz erforderlich sein würde, scheint auch bereits

anerkannt zu sein. In dem vorliegenden Project der Gotthardbahn ist eine Subvention von ca. 15 Millionen Thlr. (die Kosten des Alpentunnels sind zu 14 Millionen Thlr. veranschlagt) angenommen; wonach sich die Rentabilität auf 5,46% erhöhen würde.

#### Uebergang über den Lukmanier.

In Betreff des Lukmanier-Projectes finden wir in der erwähnten Schrift der Herren Beckh und Gerwig im Wesentlichen Folgendes:

So lange überhaupt von der Führung einer Eisenbahn über die Alpenpässe der Schweiz die Rede ist, hat sich die Aufmerksamkeit dem Lukmanier zugewendet, weil man denselben wegen seiner tieferen Einsattelung für eine Eisenbahnanlage vorzugsweise geeignet hielt. Nachdem man jedoch in Folge der beim Mont-Cenis-Tunnel gemachten Erfahrungen das Princip: sich dem Rücken der Pässe möglichst zu nähern, um mit Hülfe von Schächten den Tunnel ausführen zu können, aufgegeben hat, und dafür eine mehr directe und tiefer gelegene Richtung vorzieht, hat der Lukmanier seinen angeblichen Vorzug verloren, da eine Benutzung des eigentlichen Lukmanier-Passes nicht mehr stattfindet und im Uebrigen klimatische Verhältnisse, sowie Bauschwierigkeiten dieselben wie beim Gotthard sind.

Die Alpenbahn des Lukmanier geht von Chur, dem Endpunkt der Union-suisse-Eisenbahn bis nach Biasca, und schliesst sich hier in gleicher Weise wie die Gotthardbahn an das südliche Eisenbahnnetz an. Von Chur aus 1872 Fufs (585<sup>m</sup>) über dem Meere verfolgt die Linie das Rheinthal, zuerst in mässigem Steigen bis Truns, dann mit 1:40 bis Dissentis in 3648 Fufs (1140<sup>m</sup>) Höhe. Die Schwierigkeiten dieser circa 7,5 Meilen langen Linie sind mit Ausnahme der Strecke von Reichenau bis Ilanz, wo die steilen Ufer und Schluchten des Rheins auftreten, mässig zu nennen. Von Dissentis ab nimmt dagegen die Bahn einen ganz anderen Charakter an; sie führt, dem Mittelrhein folgend, etwa 0,7 Meilen lang offen in den Eingang des Medelserthales bis Curaglia und von hier, den über den Lukmanierpafs führenden Fufsweg verlassend, mittelst eines 1,68 Meilen langen Tunnels unter den Medelsergletschern fort nach dem südlich vom Greinapafs gelegenen Butino. Die nördliche Mündung des Tunnels liegt 1270<sup>m</sup> (4046 Fufs), die südliche bei Butino 1250<sup>m</sup> (3982 Fufs), der Culminationspunkt 1283<sup>m</sup> (4088 Fufs) über dem Meere.

Der Tunnel wird einen Kostenaufwand von ca. 12½ Millionen Thlr. und ohne Schachtbetrieb, welcher hier nicht anwendbar ist, eine Bauzeit von etwa 14 Jahren erfordern.

Von Butino mufs die Bahn mit Hülfe von Galerien durch die Schlucht zwischen den hohen Felswänden des Sosto und Toira hindurch — eine Partie sehr ähnlich den Schöllenen am St. Gotthard — und dann in weiteren Ausbiegungen nach Olivone 2864 Fufs (895<sup>m</sup>) über dem Meere hinabgeführt werden. Von hier zieht sich die Bahn ca. 3½ Meilen lang durch das Blegnothal bis Biasca 956 Fufs (300<sup>m</sup>) Höhe, wo die Vereinigung mit der Gotthardlinie stattfindet. Die Bauschwierigkeiten dieser letzteren Strecke in dem vom Breno durchflossenen Thale sind zwar nicht sehr gross, aber immerhin von Bedeutung, indem die Terrasse von Aquila eine künstliche Längenentwicklung erfordert und die wilden Flußufer die Führung der Bahn sehr erschweren.

Vergleicht man die Bauschwierigkeiten dieser Linie mit der des St. Gotthard, für beide dieselben Grenzen, für die Steigungen 1:40, für die Curven 300<sup>m</sup> angenommen, so ergibt sich, dafs das Rheinthal von Chur bis Dissentis im Durchschnitt allerdings geringere Schwierigkeiten hat, als das Reufsthal von Fluelen bis Göschenen; dafs dieselben aber

über Dissentis und Olivone hinaus nicht geringer, als über die Höhe von Göschenen und Faido sind. Im Allgemeinen stellt sich heraus, daß beim Lukmanier die Nordseite, beim Gotthard die Südseite günstiger ist.

Werden für den Lukmanier dieselben Verhältnisse, wie für den Gotthard zu Grunde gelegt, so ergibt sich für ersteren ein um 0,28 Meilen kürzerer und um ca. 1½ Millionen Thlr. wohlfeilerer Tunnel, und, soweit die Vergleichung dies gestattet, eine um ca. 1½ Millionen Thlr. geringere Summe für die gesammten Baukosten der Alpenbahn; zu Gunsten des Gotthard dagegen eine um circa 384 Fufs (120<sup>m</sup>) tiefere

Lage des Culminationspunktes und demgemäß weniger zu ersteigende Höhe, und eine um ca. 2,9 Meilen geringere Länge der Bahn.

Soweit das vorliegende Material ein Urtheil gestattet, können die, dem Anschein nach, nur geringen technischen Vorzüge der Lukmanierlinie die großen und bleibenden Nachteile derselben in commercieller Beziehung nicht ausgleichen. Falls daher in Folge specieller Ermittlungen weitere und entscheidende Vorzüge des Lukmanier-Ueberganges nicht aufzufinden sein sollten, dürfte der Gotthardlinie der Vorzug einzuräumen sein. Schwabe.

## Einladung zur Einreichung von Bauplänen für ein Gymnasialgebäude in Bielefeld.

Die Stadtgemeinde Bielefeld beabsichtigt den Neubau eines Anstaltsgebäudes für das Gymnasium und die damit verbundene Real- und Vorschule.

Zur Anfertigung der Entwürfe für dieses Gebäude wird hiermit eine Concurrenz eröffnet, und laden wir einheimische wie auswärtige Architekten ein, uns Baupläne und Kostenanschläge zu denselben einzusenden.

Das nähere Programm nebst Situationszeichnung wird den Bewerbern auf Erfordern kostenfrei durch den hiesigen Magistrat zugestellt werden; für die Concurrenz gelten die nachfolgenden Bedingungen:

1. Der beste von den als concurrenzfähig anerkannten Plänen wird mit einer Prämie von fünfhundert Thalern honorirt werden.

2. Die Entscheidung erfolgt durch die unterzeichnete Commission unter Zuziehung von Architekten.

3. Die Commission ist nicht gebunden, die Ausführung des Baues dem Prämiirten zu übergeben, doch soll derselbe dabei

berücksichtigt werden, wenn die Verhältnisse es gestatten.

4. Zeichnungen und Kostenanschläge nach den im Programm angegebenen Bedingungen sind bis zum 1. März 1866 an den hiesigen Magistrat einzusenden, welcher auf Erfordern auch noch jede sonst gewünschte Auskunft ertheilt. Sämmtliche Einsendungen sind mit einem Zeichen oder Motto zu versehen, begleitet von einem versiegelten Couvert, in welchem Namen und Wohnort des Einsenders enthalten sind.

5. Der prämiirte Plan und Anschlag bleibt Eigenthum der Stadtgemeinde Bielefeld, welche sich dessen ganze oder theilweise Benutzung ausdrücklich vorbehält.

Die nicht acceptirten Pläne werden ohne Entschädigung portofrei an die angegebenen Adressen zurück gesendet, im Fall es die Commission nicht vorziehen sollte, wegen ihres Ankaufs in Unterhandlung zu treten.

Bielefeld, 7. November 1865.

Huber, Rempel. Hermann Delius. Potthoff. Herbst.  
Bürgermeister.

## Mittheilungen aus Vereinen.

### Architekten-Verein zu Berlin.

Hauptversammlung am 3. Juni 1865.

Vorsitzender: Hr. Afsmann. Schriftführer Hr. Ruttkowski.

Die gewöhnlichen Verhandlungen wurden diesmal durch eine einfache und würdige Feier zum Gedächtnis des am 29. Mai verstorbenen Bauraths Knoblauch unterbrochen. In dem entsprechend geschmückten Vereinslokale hielt Herr Hagen die Gedächtnisrede, in welcher er in ergreifenden Worten das thätige Leben und die Verdienste des Verstorbenen als Mensch, Künstler und namentlich als Mitglied des Vereins schilderte, welch' letzterem er seit der Stiftung mit immer reger und belebender Theilnahme angehört hatte.

Hiernächst machte der Vorsitzende die Mittheilung, daß Herr Strack die in der vorigen Hauptversammlung auf ihn gefallene Wahl als Vorstandsmitglied an Stelle des verstorbenen Geheimen Ober-Baurath Stüler angenommen habe.

Versammlung am 10. Juni 1865.

Vorsitzender: Hr. Afsmann. Schriftführer: Hr. Wilde.

Eine Frage, ob die Anwendung der Diamantfarbe auf Holz zu empfehlen sei, wird nicht beantwortet, da genügende

Erfahrungen in dieser Hinsicht fehlen. Selbst über die Brauchbarkeit der Farbe beim Eisenanstrich sind die Meinungen verschieden. Nach Hrn. Knoblauch hat sie sich an einem alten eisernen Gitter sehr bewährt; nach Hrn. Schnuhr gar nicht auf Eisenblech, ebenso nicht bewährt nach Hrn. Grund. Bei eisernen Brücken wird sie, wie Hr. Weishaupt bemerkt, nicht angewendet.

Hr. Kyllmann legt einen von ihm bearbeiteten Kirchenentwurf im Rundbogenstyle zu 1000 Sitzplätzen vor und erläutert denselben gemäß den dafür gestellten Bedingungen, sowie in constructiver Beziehung.

Versammlung am 17. Juni 1865.

Vorsitzender: Hr. Afsmann. Schriftführer: Hr. Wilde.

Hr. Hoffmann hält einen Vortrag über die von ihm theils ausgeführten, theils noch auszuführenden Bauten des in der Nähe des Plötzensees anzulegenden Johannesstifts.

Das Johannesstift ist eine nach der Idee des Dr. Wichern eingerichtete Anstalt für die Ausbildung von Männern (Johannesbrüder genannt), welche ihr Leben den Werken der innern Mission, Kindererziehung, Krankenpflege, Seelsorge etc. zu wid-

men beabsichtigen. Die Gebäude der Anstalt bestehen bis jetzt außer dem Verwaltungs- und Oekonomie-Hause aus mehreren einzelnen Wohnhäusern, in welchen die Brüder mit einer Zahl ihnen untergebener Kinder zusammen leben. In dem Verwaltungshause liegt die Wohnung des Inspectors, Küchen, Zimmer für durchreisende Brüder und der gemeinschaftliche Betsaal. Von den Wohnhäusern enthält jedes im unteren Stock die Räume für 12 Kinder und einen beaufsichtigenden Bruder, nämlich 1 Wohnzimmer von 400 □ Fufs, 1 Schlafzimmer von 600 □ Fufs, 1 Zimmer für den Bruder, 1 Waschkammer, Garderobe und 1 Zimmer zum Wäschetrocknen; in der Dachetage die Räume für eine Brüderfamilie (6 Personen) unter einem Candidaten. Die Zimmer im untern Stock sind 10 Fufs, im oberen  $8\frac{1}{2}$  bis 9 Fufs hoch. Die Häuser haben von einander verschiedene Einrichtung, enthalten aber alle dieselben Räume. Die Lage der Gebäude ist in malerischer Weise über ein großes parkartig ausgebildetes Terrain vertheilt.

Hr. Lohse spricht über eine ähnliche Anstalt zu Holländisch-Mettray, in welcher auch in einzelnen Häusern Familien von je 12 Kindern mit einem Vorsteher, der zugleich Lehrer ist, untergebracht sind. Hier werden die Kinder jedoch nur für den Ackerbau ausgebildet. Sie kommen, nachdem sie ein bestimmtes Alter erreicht haben, auf Vorwerke, und genießen daselbst mehr Freiheit. Nachdem sie geprüft und tüchtig befunden sind, treten sie ins öffentliche Leben und werden von den Landwirthen sehr gern genommen, um die Beaufsichtigung der Wirthschaftsleute zu führen und sie namentlich im Gebrauch der Ackermaschinen zu unterweisen.

Hr. Bobrick theilt schliesslich Einzelheiten von einer Reise nach Bremen und Heppens mit.

#### Versammlung am 24. Juni 1865.

Vorsitzender: Hr. Afsmann. Schriftführer: Hr. Wilde.

Hr. Schwedler empfiehlt das Werk „der Constructeur“ von Reuleaux.

Hr. Schmidt hält einen Vortrag über die neuerdings an der Mündung des Berlin-Spandauer Canals erbaute Brücke.

Nachdem neben dem Königl. Holzplatz der Porzellan-Manufactur an dem Königsplatze das Seegersche und Kampmeyersche Grundstück, zusammen etwa 45 Morgen, zur Anlage eines neuen Stadttheils erworben worden, wurde die Ueberbrückung der Spree an der Mündung des Berlin-Spandauer Canals resp. des Humboldtshafens in dieselbe beschlossen. Der Bau wurde im Jahre 1858 begonnen und war bei Beginn des Frostes so weit gefördert, daß die Fangedämme entfernt werden konnten. 1859, während der Mobilmachung, ruhte der Bau wegen Geldmangels. Mittlerweile beklagten sich die Spreeschiffer über die rechtwinklig zum Stromstriche gerichteten Hafeneinfahrten, durch welche bei Hochwasser die Einfahrt sehr erschwert wird, und remonstrirten zugleich gegen die Ausführung eines festen Ueberbaues, wie beabsichtigt worden, verlangten vielmehr Klappen im Ueberbau. Das Ministerium bestand auf der Ausführung eines festen Ueberbaues, jedoch ward, 1861, noch eine schräge Verbindung des Hafens mit der Spree beschlossen.

Nach vielfachen weiteren Verhandlungen und Aufstellung mehrerer Projecte wurde schliesslich die Brücke mit festem Ueberbau von gusseisernen Bögen mit 3 Brückenöffnungen ausgeführt. Die gusseisernen Bögen sind, bei  $52\frac{3}{4}$  Fufs lichter Spannweite, mit  $\frac{1}{10}$  Pfeilhöhe, 2 Fufs stark, liegen in 4 Fufs Entfernung von einander, und bestehen ein jeder aus 2 Hälften, welche im Scheitel und auf den Mittelpfeilern mit einander verschraubt, auf den 10 Fufs starken Widerlagern oder

Endpfeilern aber mit dem Mauerwerke verankert sind. Der nutzbare Querschnitt eines Bogens beträgt 26 □ Zoll. Die massiven Brückentheile erhalten Balustraden aus Nebra-Sandstein und gebranntem Thon, dagegen die Brückenöffnungen reiche Geländer von Gufseisen, galvanisch bronzirt, die in der gräflich Stolberg'schen Factorie gefertigt werden.

Die Strafsenkronen auf der Brücke liegt so hoch, daß beladene Schiffe mit niedergelegten Masten unter der Brücke passiren können. In Folge dessen liegt die Uferstrasse längs der Spree so hoch, daß das Aus- und Einlenken an derselben den Spreeschiffen unmöglich sein würde. Um dies dennoch zu ermöglichen, ist zwischen der Uferstrasse und dem Flusse noch eine niedriger liegende 4 Ruthen breite Ausladestrasse angeordnet, welche in der Breite von 24 Fufs mit je 7 Fufs weiten Fußgängerpassagen unter der Brücke hindurchgeführt ist. Die schräge Mauer, welche diese tiefere Strasse von der oberen Parallelstrasse trennt, ist 18 Zoll stark,  $12\frac{1}{2}$  Fufs hoch mit  $\frac{3}{4}$  Anlage von Kalksteinquadern ausgeführt. Beide Strafsen sind durch freitragende massive Treppen mit einander verbunden.

Hierauf folgt ein Vortrag des Herrn Franz über die neue Spreebrücke für die Berliner Verbindungsbahn unterhalb der vorerwähnten Brücke am Humboldtshafen.

Die Brücke ist zugleich Strafsen- und Eisenbahnbrücke und überschreitet die Spree schiefwinklig in einer Richtung, welche um circa  $8\frac{1}{2}$  Grad von der vertikalen Richtung auf den Stromstrich abweicht. Da dieselbe ebenfalls einen festen Ueberbau erhalten sollte, so mußte die Fahrbahn so hoch über Wasser gelegt werden, daß beladene Schiffe ohne Masten hindurchgehen können; diese hohe Lage der Brückenbahn bedingt auf der rechten Spreeseite für die Bahn eine Rampe von 1:240, auf der linken von 1:128.

Die Brücke hat 3 Mittel-Oeffnungen á 52 Fufs 3 Zoll im Flusse und 2 Seiten-Oeffnungen á 40 Fufs 6 Zoll zur Durchführung der Uferstraßen.

Die oben 7 Fufs starken Stropfpeiler, 11 Fufs starken Uferpeiler, 13 Fufs 4 Zoll starken Landpeiler haben an ihrem untern Theile bis 11 Fufs 9 Zoll am Pegel Granitbekleidung erhalten. Das Hochwasser erreicht hier 9 Fufs 2 Zoll, Mittelwasser 3 Fufs 4 Zoll, Niedrigwasser + 1 Fufs.

Die Schienen-Oberkante der Brücke liegt auf 22 Fufs 4 Zoll, die Constructions-Unterkante auf 19 Fufs 9 Zoll in den Stromöffnungen, auf 20 Fufs 2 Zoll in den Landöffnungen, so daß bei ersteren 2 Fufs 7 Zoll, bei letzteren 2 Fufs 2 Zoll Constructions-Höhe vorhanden sind. Die lichte Höhe über Hochwasser beträgt 10 Fufs 7 Zoll, die lichte Höhe für die Uferstraßen 12 Fufs.

Im Querschnitt zeigt die Brücke eine Fahrbahn von 25 Fufs Breite, eine Eisenbahn 13 Fufs breit, zwei Trottoirs, das eine neben der Bahn 5 Fufs 2 Zoll, das andere neben der Strafe 6 Fufs 10 Zoll breit; Gesamtbreite daher 50 Fufs.

Der Baugrund ist in geringer Tiefe scharfer Sand, am linken Ufer etwas tiefer als am rechten liegend. Sämmtliche Pfeiler wurden mit Spundwänden umschlossen, nach dem Auspumpen und Ausschachten ein Schlag von Ziegelbruch gemacht, darauf gemauert. Nur bei einem Pfeiler war die Wasserbewältigung so schwierig, daß zwei Locomobilen verwandt werden mußten, während bei den anderen eine Locomobile und Kreisel ausreichte.

Der Ueberbau der Brücke (ausgeführt von der Wöhler'schen Maschinenbauanstalt) ist aus schmiedeeisernen Bögen gebildet. Jeder Bogen hat im Scheitel und an den beiden Stützpunkten Charniere, und ist diese Brücke das erste Bauwerk mit derartiger Construction.



Die Aufstellung des eisernen Ueberbaues erfolgte in einem Monate, und geschah in der Weise, daß je zwei halbe zusammengehörige Bögen nach einander mittelst eines auf zwei Spreekähnen aufgestellten Krahnens gehoben und auf einer in den Brückenöffnungen erbauten Rüstung versetzt wurden.

Zur Herstellung der Straßensbahn wurden über die oberen horizontalen Gurtungen der Bogenträger gusseiserne Bodenplatten gelegt; auf denselben ruht das 6 bis 7 Zoll starke Pflaster in 8 Zoll im Mittel dicker Kiesbettung. Zwischen den Gufsplatten und dem Schmiedeeisen der Bögen liegen bleierne Zwischenplatten.

Die Schienen der Verbindungsbahn ruhen auf 10 Zoll starken Querschwellen, welche direct auf die Bögen aufgelegt und mit vier Schraubenbolzen befestigt sind. Die Schwellen liegen in 3 Fuß Entfernung. Die Schienen sind Krupp'sche Gufstahlschienen; die Stöße sind auf der Eisenconstruktion als schwebende Stöße mit durchgehenden starken Unterlagsplatten und Laschen angeordnet. Die Stöße auf den Pfeilern dagegen liegen wie gewöhnlich auf Schwellen mit Unterlagsplatten und Laschen, und vermitteln diese Stöße ausschließlich die durch Temperaturdifferenzen bewirkten Längenveränderungen der Schienen.

Die beiden äußeren Bögen erhalten eine decorative Ueberkleidung aus Zink mit allegorischen Figuren. Diese, wie auch das Geländer, ist nach Angaben des verstorbenen Geh. Ober-Baurath Stüler entworfen.

Ausführlichere Mittheilungen über die Eisenconstruktion der Brücke werden in der Zeitschrift für Bauwesen gemacht werden. —

Demnächst giebt Herr Grund ein Referat über folgende drei Schriften:

„Denkschrift über den großen Norddeutschen Canal zwischen Brunsbüttler Koog an der Elbe und dem Kieler Hafen, herausgegeben von dem Kieler Comité für den Canalbau. Schwerts'sche Buchhandlung 1865;“

„Der große Norddeutsche Canal zwischen Ostsee und Nordsee, eine Zusammenstellung der verschiedenen Canalprojecte,“ und

„Der große Norddeutsche Canal zwischen der Ostsee und Nordsee, II; Bemerkungen zu dem Gutachten des Geheimen Rathes Lentze etc.“ Die letzteren beiden Schriften erschienen zu Kiel, Schwerts'sche Buchhandlung 1864.

Die erstgenannte Denkschrift, mit 9 Blatt Karten und Zeichnungen ausgestattet, umfaßt zugleich den größten Theil des Inhaltes der beiden kleineren Schriften, so daß ein besonderes Referat über letztere, da es nur Wiederholungen bringen würde, nicht erforderlich erscheint.

In der Einleitung erklärt das Comité zunächst seine Stellung zu der Arbeit des in den Jahren 1848 und 1849 in Kiel gegründeten Ausschusses für die deutsche Flotte. In der Ueberzeugung, daß eine so ungünstige Wendung der politischen Verhältnisse, als zu jener Zeit, nicht eintreten kann, hält es die vollständige Veröffentlichung dieses Planes für das Land von besonderem Nutzen und übergiebt denselben der öffentlichen Prüfung.

Die allgemeine Wichtigkeit des norddeutschen Canales wird durch bekannte und vielfach erörterte Thatsachen, unter denen obenan die Abkürzung des Seeweges und die Kriegstüchtigkeit Deutschlands zur See stehen, nachgewiesen.

Der Umfang des auf dem Canale zu erwartenden Verkehrs ist aus der Schrift: „C. Hansen the great Hostein-ship-canal Copenhagen 1860“ entnommen, wonach 1856, als dem letzten Jahre der Erhebung des Sundzolles, 20637 Schiffe den

Sund passirt haben. Seitdem ist eine größere Zunahme eingetreten, welche bis 26000 Schiffe anzunehmen berechtigt. Hierzu kommen noch die den Eidercanal und die Belte passirten Schiffe. Es wird aber ihrer Bestimmung nach ein ansehnlicher Theil derselben die alten Wege einhalten, weshalb die jährliche Frequenz auf 20000 Schiffe, die sich bis auf 36000 Schiffe steigern kann, berechnet ist, und welcher die Leistungen des Canals entsprechen müssen.

Alsdann wird der Geldwerth des Verkehrs, der Werth der Zeitersparnis auf der Fahrt durch den Canal und der Assecuranz-Ersparnis eingehend nachzuweisen gesucht und hierbei aufgeführt, daß der Weg durch den projectirten Canal vom englischen Canale aus für Segelschiffe gewöhnlicher Bauart um 7 Tage, und für Dampfschiffe um  $1\frac{1}{2}$  bis 2 Tage abgekürzt werden wird.

Außerdem fällt der bedeutende Verlust an Schiffen und Menschenleben bei Einhaltung der jetzigen Route von der Nordsee zur Ostsee ins Gewicht, denn allein im Jahre 1859 verunglückten an der dänischen Küste 117 Schiffe, von denen 73 total verloren gingen, und wobei mindestens 74 Menschen ihr Leben einbüßten.

Bei der Wichtigkeit des Canales fehlt es nicht an Projecten, deren 15 aufgeführt werden. Der größte Theil derselben entspricht den Anforderungen an einen Canal für jede Art von Schiffen durchaus nicht. Ebenso wenig können diejenigen Richtungen in Betracht kommen, welche nördlich von der Elbe münden sollen. Die beiden größeren Fahrwasser an der Westseite der Herzogthümer, die Hever und die Eider, sind nur Wattströme, von welchen der Geh. Ober-Baurath Lentze in seiner Denkschrift anführt, daß die Mündung der ersteren  $6\frac{1}{2}$ , die der letzteren 4 Meilen vom Lande abliegt, und daß nach der 1858 revidirten dänischen Seekarte, sowie nach Angabe der Lootsen, die erstere nur 13 bis 15 Fuß, die letztere sogar nur 12 Fuß geringste Fahrwassertiefe enthalte. Eine Einfahrt dort zu schaffen, würde auf weite Entfernungen hin aus große Hafenbauten erfordern, wenn überhaupt im Wattgebiete an solche kostspielige Bauten gedacht werden könne.

Von den Projecten, die eine nähere Prüfung verdienen, sind nur drei durch technische Voruntersuchungen genauer festgestellt worden, und zwar für die Linie:

- 1) Elbe-Eckernförde, an welche sich das Project des Berliner Comité's im Wesentlichen anschließt;
- 2) Elbe-Kieler Hafen, Project des Kieler Comité's, und
- 3) St. Margarethen-Haffkrug, Project von C. Hansen.

Letzteres Project würde zur Ausführung 46 bis 47 Millionen Thaler erfordern, weshalb auch dieses nicht weiter zu betrachten ist.

Hiernach bleiben also nur noch zwei Linien, welche mit einander concurriren.

Als Vortheile der ersteren werden aufgeführt:

„1) Nach den Terrainverhältnissen ist es wahrscheinlich, daß ein Canal von der Elbe nach Eckernförde, bei gleicher Art der Ausführung, billiger zu bauen ist, als ein Canal von der Elbe nach Kiel.“

„2) Das mit dem Eckernförder Meerbusen verbundene Windebyer Noer ist ein Wasserbassin, welches sich vorzüglich zur Herstellung eines Binnenhafens oder eines leicht zu befestigenden Marinehafens eignet.“

Da die wahrscheinlich erforderlichen Mehrkosten der zweiten gegen die der ersten Linie auf 4 Millionen Thaler, von dem Geh. Ober-Baurath Lentze, ohne Verzinsung während der Bauzeit, sogar auf 8142715 Thaler berechnet worden, so verdient schon dieserhalb die erste Linie besondere Beachtung.

Als Vorzüge der Linie Elbe-Kiel werden angegeben:

„1) Die Kieler Bucht ist in nautischer Beziehung der Eckernförder Bucht weitaus vorzuziehen.“

„2) Der Kieler Hafen ist durch Fortificationen vollkommen zu schliessen, so geräumig und günstig beschaffen, daß er die Anlage eines Handels- und Marinehafens überflüssig macht.“

„3) Die Lage der ganzen Canallinie ist strategisch wichtiger als die der Eckernförder Linie.“

Ganz besonderes Gewicht wird darauf gelegt, und wohl mit Recht, daß die östliche Mündung vom Kriegshafen aus stets zugänglich sein muß, es daher am besten ist, den Canal in den Kriegshafen selbst münden zu lassen. Der Kieler Hafen ist aber stets als ein ausgezeichnete Kriegshafen für die größten Flotten bezeichnet, und wenn auch das Windebyer Noer sich zu einem guten Kriegshafen ausbilden lasse, so würde dies doch nur mit einem viel größeren Kostenaufwande zu bewirken sein. Zudem liegt die Canallinie und der Kieler Hafen südlich der Bider und der Festung Rendsburg, sie werden also von dieser gedeckt und niemals, so wie die Eckernförder Linie, dem ersten feindlichen Stofs ausgesetzt sein.

Als Mängel der Eckernförder Bucht werden ihre große Weite und ihre Oeffnung nach Osten hin aufgeführt, so daß sie bei heftigen Ostwinden keine sichere Rhede sei. Daher müßte für kleinere Schiffe auch noch ein besonderer Hafen gebaut werden. Ferner ist die Einfahrt durch den Mittel- und Stollergrund, sowie wegen des Bocken-Riffs, nicht ganz ungefährlich und steht der in die Kieler Bucht unbedingt nach.

Die Größe der Kieler Bucht gestattet ferner die getrennte Etablierung der Kriegs- und Handels-Marine.

Als ein untergeordneter Punkt wird das zeitigere Zufrieren der Kieler Bucht bezeichnet, und angegeben, daß die Schiffer, statt in die eisfreie Eckernförder Bucht zu gehen, es vorziehen, sich in den Kieler Hafen einzuseilen zu lassen. Der Süßwasser canal werde zudem stets eher zufrieren und später aufgehen, als die Buchten, es komme daher auf das Gefrieren derselben wenig an. In der Eckernförder Bucht sei das von der Ostsee in großer Menge eingetriebene Eis den Schiffen wohl gefährlich. In den vergangenen 15 Wintern ist der Kieler Hafen übrigens 7mal gar nicht mit Eis belegt gewesen.

Das vorliegende Project zeigt einen Schleusencanal, dem vielfache Mängel vorgeworfen werden, weshalb eine ausführliche Rechtfertigung der Wahl eines solchen gegeben wird.

Die Fluthverhältnisse der Nordsee und Elbmündung, innerhalb welcher die Differenz der Wasserstände zwischen der ordinären tiefsten Ebbe und der ordinären höchsten Fluth 9 Fufs beträgt, bedingen jedenfalls die Anlage einer Schleuse, die so zu construiren ist, daß die bis 15 Fufs über gewöhnliche Fluth (19½ Fufs über Mittelwasser) sich erhebenden höchsten Sturmfluthen sicher vom Canale abgehalten werden.

Die Wasserstände in der Ostsee schwanken nur in Folge von heftigen Winden, wobei die höchste Differenz bis 8 Fufs angegeben wird.

Nach den Mittheilungen des Geh. Ober-Baurath Lentze beträgt die Senkung des Wasserspiegels im Kieler Hafen häufig 2 Fufs und einmal aufsergewöhnlich 6 Fufs 8 Zoll unter mittlerer Wasserhöhe, die Erhebung über dieselbe bis 6 Fufs 9¼ Zoll.

Nach der Annahme des Kieler Comité's würde zur Verhütung der starken Strömungen und der hierdurch bedingten Uferabbrüche auch diese Mündung eine Schleuse erhalten müssen. Es bleibt daher nur die Frage zu erörtern, welche Vorzüge ein so tief eingeschnittener Canal (Durchstichs canal)

mit zwei Endschleusen vor einem Canale mit sechs Schleusen hat, und welche Nachtheile diesem gegenüber stehen.

Als Vortheile werden aufgeführt:

1) Für die Speisung braucht nicht gesorgt zu werden, und  
2) die Zahl der Durchgangshindernisse (Schleusen) beträgt nur den dritten Theil, wodurch etwas an Zeit gespart wird.

Als Nachtheile des Durchstichs canales sind bezeichnet:

1) die enormen Kosten,  
2) die Schwierigkeit, ihn an der Westseite vor Verschlamung zu schützen, und  
3) die ungünstige Benutzung desselben bei Hochwasser in der Elbe.

Als Zeit einer Durchschleusung sind 20 bis 25 Minuten, mithin als Zeitgewinn bei Weglassung von vier Schleusen 80 bis 100 Minuten angenommen, was als ein so geringfügiger Vortheil bezeichnet wird, daß er ein erhebliches Opfer nicht werth sei.

Der Vortragende knüpft hieran die Bemerkung, daß die angegebene Zeitdauer erfahrungsmäßig wohl für das Durchschleusen von Flufsschiffen auf Binnencanälen hinreiche, ein größeres Seeschiff aber mehr Zeit in Anspruch nehme, mithin der Vortheil wohl nicht als so geringfügig zu bezeichnen sei.

Der Verfasser führt ferner die große Kostenersparnis von 13 Millionen Thaler, bei Ausführung des Kieler Projectes gegen einen Durchstichs canal in der Richtung des ersteren, an. Diese Summe würde für die Anlagen und den Betrieb zur Speisung des Schleusencanals bei weitem nicht erforderlich sein, somit trete auch der einzige reelle Vorzug des Durchstichs canales, die Entbehrlichkeit der Wasserversorgung, zurück.

Der zweite Nachtheil besteht darin, daß das Elbwasser nach Beobachtungen  $\frac{1}{3 \frac{1}{2} \frac{1}{4}}$  seines Volumens an festem Schlick mit sich führt. Da der Wasserspiegel dieses Canales auf mittlerer Höhe des Außenwassers steht, so wird zur Füllung der Schleuse an der Elbe das Wasser weit häufiger aus dieser als aus dem Canale eingelassen werden, in Folge dessen die Masse des in die Schleuse und den Canal eingetretenen Schlicks an 50000 Cubikfufs pro Jahr betragen wird, der alsdann durch kostspielige Baggerungen weggeschafft werden muß, indem das wichtigste Mittel der natürlichen Spülung, welches der Schleusencanal von selbst bietet, beim Durchstich nicht vorhanden ist.

Dieser Nachtheil tritt bei Spring- und Sturmfluthen sowie bei hohem Elbwasserstande noch entschiedener auf.

Es wird hierbei bemerkt, daß bei dem Schleusencanale der Wasserspiegel der ersten Haltung innerhalb der Elbeiche 6 Fufs über dem mittleren Außenwasser angenommen ist, mithin 6 Fufs höher, als beim Durchstichs canal. Die Scheitelhaltung liegt 24 Fufs höher, der Canal bedarf somit einer Speisung, die bei einer Frequenz von 27000 Schiffen, incl. 4000 Schiffen des Eidercanales, auf 2557 Millionen Cubikfufs Wasser berechnet ist.

Die Fläche, welche nach der Scheitelhaltung hin entwässert, beträgt 9 □ Meilen. Von dem in 12 Jahren beobachteten Mittel von 23,54 Zoll Niederschlag werden auf Verdunstung und Einsickerung 16,12 Zoll, und auf zwei Wintermonate 1,37 Zoll in Abzug gebracht, so daß dem Canale 6,87 Zoll nutzbar zufließen.

Dieses ergibt aus dem vorhandenen Sammelgebiet 3561 Millionen Cubikfufs. Im Canale gehen aus bekannten Ursachen noch verloren 75 Millionen Cubikfufs, es stehen daher rund 3480 Millionen Cubikfufs zur Disposition, weshalb die natürliche Speisung überreichlich vorhanden ist.

Die Jahre 1857 und 58 haben nur zwei Drittel des vorberechneten Niederschlages ergeben, es wird daher bei der höchsten Frequenz von 40000 Schiffen ein Ausfall von 271 Millionen Cubikfufs eintreten, welcher mittelst aufzustellender Pumpwerke etc. künstlich zu ersetzen sein wird. An Anlagekosten hierfür sind 100000 Thlr., und für den Betrieb dieser Werke jährlich 20300 Thlr. ausgeworfen.

Zur näheren Nachweisung, daß das berechnete Wasserquantum in jenen Gegenden wirklich abfließt, werden Beobachtungen mitgetheilt, welche auf einer bestimmten, zum Theil drainirten Fläche bei Kiel gemacht worden sind.

Der Vortragende erachtet den erbrachten Beweis über die ausreichende Speisung des Canales keineswegs für so sicher, als in der Denkschrift angenommen ist, denn die Menge des Speisewassers ist auf das ganze Jahr gleichmäßig vertheilt in Ansatz gebracht. Bei dem geringen Sammelgebiet, auf dem sich zwar verschiedene Wasserbecken befinden, welches aber keinen einzigen größeren und darum quellenreichen Gebirgsstock in sich schließt, kann in trockenen Jahren, worin im Sommer nur Strichregen fallen, die den Quellen gar keine Nahrung geben, ein so großer Mangel an Speisewasser eintreten, daß dessen Beseitigung weitreichende künstliche Anlagen erfordern wird, die nicht allein durch ihren Betrieb zur Zeit der Noth, sondern auch in nassen Jahren als todte Capitalanlage das Unternehmen schwer belasten werden.

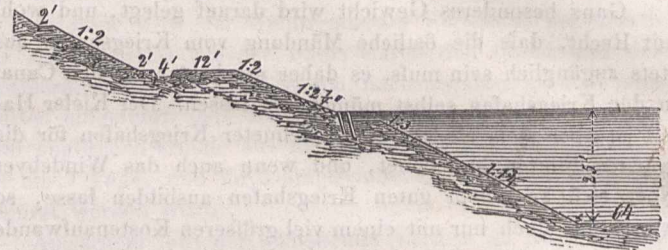
Der mit sechs Schleusen projectirte Canal wird 11,74 Meilen Länge erhalten. Die  $8\frac{1}{2}$  Meilen lange Scheitelstrecke liegt im Wasserspiegel 24 Fufs über dem Niveau der Ostsee und dem mittleren Wasserstande der Elbe. Die Schleusengefälle betragen nach jeder Mündung zu zweimal 9 Fufs und einmal 6 Fufs.

Die westliche Mündung nebst dem Hafen an der Elbe liegt im Brunsbütteler Kooge, 250 Ruthen westlich vom Holstenreck. Dieselbe besteht aus einem durch Molenbauten gesicherten Vorhafen, in dessen Nähe die sichere Freiburger Rhede liegt, und aus einem großen Binnenhafen innerhalb der Elbdeiche, woran die Eisenbahn und große Ladestellen, sowie Marine-Etablissements sich anschließen.

Die Canallinie durchschneidet den Kudensee, führt an Burg vorüber, in dessen Nähe die fünfte Schleuse projectirt ist, tritt alsdann in die Niederung der Holstenau, durchschneidet bei Hodren eine kleine Dünenkette und geht hinter Hohenhorn, woselbst die vierte Schleuse angenommen ist und die Scheitelhaltung beginnt, ins Thal der Iselbeck. Am Keller wird die 88 Fufs hohe Wasserscheide zwischen Elbe und Eider durchschnitten, worauf die Hanerau verfolgt und Lütjenwistedt südlich umgangen wird. An der Halerau, die bei Steinberg überschritten wird, kommt der Wasserspiegel des Canals nahe 24 Fufs über Terrainhöhe zu liegen, und soll hier der Bach mittelst eines Durchlasses von 180 □ Fufs Querprofil unter dem Canale hindurchgeführt werden. An Haale wird ein 60 Fufs hoher Rücken durchschnitten, die Lunau überschritten und nahe  $1\frac{1}{2}$  Meilen südlich von Rendsburg, bei Station Brekelholm, die Eisenbahn von Rendsburg nach Neumünster gekreuzt. Nach Durchschneidung des flachen Höhenrückens bei Emkendorf tritt die Linie in den Westensee, dessen Wasserspiegel 24 Fufs über der Ostsee liegt, und den sie bei seiner großen Tiefe bis 60 Fufs am Rande verfolgt. Hinter dem Hansdorfer See müssen die 104 Fufs hohen Berg Rücken bei Kiel durchschnitten werden, wofür drei Linien untersucht worden sind, von welchen wegen der besseren Mündung in die Kieler Bucht die Linie nach Wiek gewählt worden ist. Dicht bei Wiek, zum Theil in die Bucht vortretend,

sind die drei absteigenden Schleusen mit großen Hafenanlagen und Marine-Etablissements projectirt.

Das Besteck des Canals nach nachstehender Skizze ist auf einen Tiefgang allerdings sehr großer Schiffe, jedoch keineswegs der größten neueren Kriegs-Panzerschiffe, wie z. B. des Warrior von  $25\frac{4}{5}$  und der Gloire von 27 Fufs Tiefgang, berechnet.



In der Wasserlinie ist auf eine genügende Befestigung der Ufer durch kleine Bohlwände und Steinpflaster Bedacht genommen. In den Thalüberschreitungen soll der Canal 32 Fufs Breite mehr, als in den Einschnitten erhalten.

Die Schleuse an der Elbe ist eine Kehr- und Kammer-schleuse, welche nach der Elbe zu zwei Paar Sturmthore erhält, von welchen die unteren bis 8 Fufs, die oberen bis 16 Fufs über ordinäre Fluthhöhe heraufreichen. Die anderen Schleusen sind ähnlich construirt und der bedeutenden Frequenz wegen mit doppelten neben einander liegenden Kammern entworfen.

Die größere Schleusenkammer ist zwischen den Thoren 380 Fufs lang und soll Zwischenthore erhalten, wodurch diese Länge auf  $\frac{2}{3}$  vermindert werden kann. Ihre Breite ist 64 Fufs. Die nebenliegende kleinere Kammer erhält 190 Fufs Länge und 32 Fufs Breite. Dieselben werden auf Pfahlrost massiv erbaut. Bei den großen Dimensionen sollen die Thore von Eisen hergestellt werden. Durch beide Kammern können zu gleicher Zeit drei ansehnliche Seeschiffe durchgeschleust werden.

Die Kosten einer Schleuse, ohne Drehbrücke für den Landverkehr über dieselbe, sind auf 655000 Thlr., die der Kehr- und Kammerschleuse an der Elbe auf 956000 Thlr. angeben.

Für die großen Panzerschiffe, die bis 430 Fufs Länge haben, werden diese Schleusen nicht genügen, auch scheint der Verfasser ein Schleppen der Segelschiffe durch Pferde anzunehmen, wofür die breiten Leinpfade sprechen, was indessen sehr unvortheilhaft ist und bei dem heutigen Stande der Dampfschleppschiffahrt kaum noch Anwendung finden wird.

Die Eisenbahn nach Rendsburg soll mittelst einer doppelarmigen Drehbrücke, von je 64 Fufs Oeffnung, über den Canal geführt werden, auch an den Chausseeübergängen sollen Dreh- oder Schiebebrücken errichtet werden, während alle anderen Wegeübergänge durch Flossbrücken hergestellt werden sollen. Darauf, daß durch diese vielen Brücken ein großer Aufenthalt sowohl für den Schiffs- als auch für den Landverkehr erzeugt wird, und Dampf- oder andere Fähranstalten jedenfalls zweckmäßiger sind, scheint kein großes Gewicht gelegt zu werden.

Die gesammten Baukosten sind auf 16500000 Thlr., und die Unterhaltungs- resp. Betriebskosten, jedoch ohne die Finanz-Verwaltungskosten, auf 140500 Thlr. berechnet.

Bei diesen mäßigen Summen wird die ausführlich dargestellte Rentabilität des Unternehmens wohl als gesichert zu betrachten sein, zumal nach wenigen Jahren  $4\frac{1}{2}$  pCt. und bei voller Frequenz bis  $7\frac{1}{2}$  pCt. Zinsen nachgewiesen werden.

Fragekasten: Welche Beobachtungshöhe vom Wasserspiegel bis zum Auge des Beobachters ist anzunehmen, um die Höhe eines Leuchtturmes zu bestimmen?

Im Allgemeinen nimmt man 10 Fufs an.

Schließlich legt Herr Adler das von ihm aufgestellte Project zu einer vor dem Wasserthore hierselbst zu erbauenden Kirche von 1520 Sitzplätzen vor.

In den Sommerferien des Vereins, welche vom 13. Juli bis 9. September dauerten, wurden folgende Excursionen gemacht:

Besichtigung des Humboldtshafens und der neuen Brückenanlagen daselbst, der neuen Synagoge, der neuen Anatomie, des Rathhauses, des König Wilhelms-Gymnasium's, des Schlosses in Köpenick.

#### Hauptversammlung am 9. September 1865.

Vorsitzender: Hr. Aismann. Schriftführer: Hr. Krause.

Der Vorsitzende begrüßt den Verein in dem durch Herrn Ende neu hergestellten Vereinslokale, und macht dabei auf die Ausschmückung durch eine ältere Büste des Geheimen Ober-Baurath Stüler und eine neuerdings durch Moser nach einer Photographie ausgeführte Büste des Baurath Knoblauch, welche letztere dem Verein durch Herrn G. Knoblauch zum Geschenke gemacht, aufmerksam.

Derselbe gedenkt alsdann des kürzlich verstorbenen Baumeister Schnuhr, welcher seit Jahren ein sehr eifriges Mitglied des Vereines gewesen, und durch seine Thätigkeit für denselben sich ein dauerndes Andenken erworben hat.

Herr Redtenbacher hat dem Verein den 3. Band des Maschinenbaues übersendet. Von Herrn Ernst ist das 19. Heft der Sitzungsprotocolle eingegangen. Desgleichen ist von dem Herrn Minister für Handel etc. ein Werk, enthaltend das Project einer Eisenbahn über den St. Gotthard, so wie die erste Lieferung des 13. Bandes der Zeitschrift für Berg-, Hütten- und Salinenwesen dem Verein zum Geschenke überwiesen, für welche Gaben der Vorsitzende den Dank des Vereines ausspricht.

Der Bericht der vorjährigen Architekten-Versammlung in Wien ist in verschiedenen Exemplaren dem Verein zur Vertheilung an die betreffenden Mitglieder übersendet worden, und wird ein Exemplar davon der Bibliothek überwiesen.

Der Vorsitzende stattet darauf Bericht über den Fortgang der Sammlung zum Denkmale für den verstorbenen Geheimen Ober-Baurath Stüler ab.

An Stelle des Herrn Möller, der Berlin verläßt, wird Herr Orth zum Bibliothekar gewählt, ebenso werden durch übliche Abstimmung in den Verein aufgenommen die Herren: Bartels, Heithaus, Hofmann, Wust und Fischer.

Für die monatliche Concurrrenz-Aufgabe: ein Kamin, ist nachträglich ein Entwurf eingegangen, als dessen Verfasser sich Herr Hasenjäger ergiebt.

Für die betreffenden Concurrenzen: ein Candelaber und ein Wasserstationsgebäude, ist für jede eine Arbeit eingegangen; der Verfasser der ersteren blieb unbekannt, als Verfasser der letzteren ergab sich Herr Balthasar.

Bei Beurtheilung der letzteren Arbeit giebt Herr Koch einige Notizen über die Wasserstation, welche auf Station Eydtkuhnen angelegt wird, wobei die Leitung einige hundert Fufs weit erfolgt. Herr Koch erwähnt dabei, daß es neuerdings der besseren Uebersicht wegen vorgezogen wird, die Wasserstationen nicht unmittelbar neben den Geleisen auszuführen und statt der sonst üblichen Wandkrahne freistehende Wasserkrahne herzustellen.

Die Frage aus dem Fragekasten: „wie viel lfd. Fufs Röhren nach dem Perkins'schen System der Heißwasserheizung durch eine Feuerung zweckmäfsig erwärmt werden können“ beantwortet Herr Lohse dahin, daß, wenn die Lokalitäten nicht beschränkt sind, und man die Feuerung beliebig groß anlegen kann, eine solche Anlage für jeden zu erwärmenden Raum genügen würde.

Herr Jacobi legt darauf dem Verein das Rhein-Album vom Professor Scheuren zur Ansicht vor.

#### Versammlung am 16. September 1865.

Vorsitzender: Hr. Koch. Schriftführer Hr. Krause.

Herr Schwabe hält einen Vortrag über die St. Gotthard-Bahn, welcher Seite 105 dieses Jahrgangs vollständig mitgetheilt ist.

Herr Friling referirt über diejenigen Steinarten, welche am Mittelrhein bei Bauten vorzugsweise Anwendung finden, als: Basalt-Lava, Stenzelberger Trachyt, Wolkenburger Trachyt, Berkumer Stein, Udelfanger und Zemmer Sandstein und Weiler Tuffstein.

Herr Koch theilt mit, daß Mendiger Basalt-Lava auch bei der Dirschauer Brücke, in Königsberg und bei der Stettiner Bahn mehrfach in Anwendung gekommen sei, und sich bei letzterer ebenso billig als Granit herausgestellt habe.

Herr Gerstenberg erwähnt, daß Basalt-Lava in Berlin zu Treppenstufen und besonders zu Trottoirplatten verwendet werde, und sich ausgezeichnet bewährt habe.

Herr Koch legt sodann dem Verein den Grundriß des Ausstellungs-Palastes, welcher 1867 auf dem Marsfelde in Paris erbaut werden soll, vor. Eine Mittheilung des Wesentlichen dieses Vortrages findet sich Seite 501, Jahrgang 1865 dieser Zeitschrift wiedergegeben.

Herr Römer theilt darauf eine von dem Professor Dufour aufgestellte Erklärung für Dampfkessel-Explosionen mit, wonach die Wärme, welche das Wasser im ruhigen Zustande (während der Feierstunden) gebunden enthält und die durch die Bewegung bei eintretender Arbeit plötzlich frei werde, als Ursache bei vielen Kessel-Explosionen anzunehmen sei. Derselbe erwähnt außerdem, daß General Morin gefunden habe, daß wenn Luft mit fein zertheiltem Wasser in Berührung kommt, Elektrizität erregt und Sauerstoff frei werde; diesen für die Gesundheit vortheilhaften Proceß hat Morin bei Heizungsanlagen benutzt, indem er die Luft durch fein zertheiltes Wasser hindurchführt.

#### Versammlung am 23. September 1865.

Vorsitzender: Hr. Koch. Schriftführer Hr. Krause.

Herr Römer referirt über das Werk: die Irrenanstalt von Illenau in Baden. In demselben ist nur die Größe, Zweck der Anstalt und Dienst der Wärter speciell behandelt; die Zeichnungen zeigen, daß keine Techniker bei Herausgabe des Werkes mitgewirkt haben können.

Im Anschlusse daran bespricht Herr Römer die Einrichtung der Anstalt. Die Heilanstalt ist von der Pflegeanstalt getrennt, erstere liegt im vorderen, letztere im hinteren Theile des Gebäudes, zwischen beiden die Zellen für Tobsüchtige. In der Mitte sind die Räume für die Verwaltung, und Wohnungen der Beamten; in dem mittleren Theile des hinteren Flügels befinden sich Säle für Concerte, Spiele etc., über denselben die Kirche.

Die Hauptküche liegt sehr ungünstig in einem Flügel, ebenso die Waschküche, welche letztere besser von den übr-

gen Gebäudetheilen getrennt hätte angelegt werden müssen. Die äußere Architektur ist sehr einfach gehalten, ebenso das Innere der Kirche.

Zur bessern Lüftung der Höfe und Gärten sind die einzelnen Gebäudetheile verschieden hoch angelegt.

Die Abtritte sind primitiver Natur; Waterclosets bei Irrenanstalten anzubringen, hat seine Uebelstände, da der Irre diese leicht zustopft; neuerdings hat man eine Einrichtung getroffen, bei der die Abfallröhren in eine tiefe überwölbte Grube führen, oberhalb derselben ist ein Schornsteinrohr angebracht, welches durch eine Gasflamme erwärmt wird. Durch den Luftzug, der auf diese Weise entsteht, werden die Abtrittsräume vollständig geruchlos hergestellt.

Ob die Fenster bei Irrenanstalten mit einem Gitter zu versehen sind, oder nicht, darüber sind die Ansichten verschieden. In Hamburg sind die Fenster ohne Gitter, und soll keiner der Irren daraus entwichen sein; in Halle sind die Scheiben sehr klein und die Vergitterung den Fenstersprossen entsprechend, dessenungeachtet haben sich Kranke zwischen denselben hindurchgedrängt.

Ueber die zweckmäßigste Heizung ist man vielfach in Zweifel gerathen; in England hat man Kamine, die vollständig heizen und gut ventiliren; bei uns haben sich die gewöhnlichen Kachelöfen am besten bewährt, und ist man zu denselben, nachdem ab und zu Versuche mit Luftheizung, Warmwasserheizung etc. gemacht worden, immer wieder zurückgekommen.

Die Zellen für Tobsüchtige richtet man gewöhnlich so ein, daß ein großer Corridor sich vor ihnen befindet, und werden dieselben entweder von der Längsseite aus oder durch Oberlicht erleuchtet, welches letztere in Illenau geschehen. In Halle ist die Beleuchtung durch indirectes Licht von dem sogenannten Beobachtungscorridor aus bewirkt, was sich als unzweckmäßig erwiesen hat. Die Anlage der Bäder bei Irrenanstalten ist besonders zu berücksichtigen; die russischen Bäder werden neuerdings nicht mehr angewendet, so wie überhaupt alle gewaltsamen Mittel aufgehört haben.

Herr Adler hält einen Vortrag über die in neuester Zeit in Kleinasien, Syrien und Palästina gemachten baugeschichtlichen Entdeckungen. Er erwähnt zunächst der Denkmäler in Galatien, welche Perrot und Guillaume genauer durchforscht und sich durch eine Veröffentlichung des Augusteums zu Ancyra, insbesondere der daran befindlichen Inschriften, — des bekannten Monumentum Ancyranum — große Verdienste um Epigraphik und Architektonik erworben haben. Im Anschluß hieran legt der Vortragende das so eben vollendete Werk von Mommsen vor, welches diesen Gegenstand, — gleichsam das politische Testament des Kaisers Augustus, der den zierlichen kleinen Tempel in antis erbaut und die Inschriften veranlaßt hat, — ausführlich behandelt. Auf Denkmäler von Palästina eingehend, bespricht sodann der Vortragende die interessante Streitfrage über die heilige Grabkirche in Jerusalem und giebt eine Notiz über das Grab des Abraham, welches sich in Hebron noch vorfindet, aber bis jetzt nicht genau bekannt ist. Hervorgehoben werden alsdann die großen Verdienste des preussischen Consuls Herrn Dr. Wetzstein in Damaskus, der zuerst den Haurān und die Trachonitis bereist hat. In Folge seiner Berichte hat alsdann Graf M. de Vogüé Centralsyrien durchforscht und seine überraschenden Entdeckungen aus dem Uebergangszeitalter zwischen Heidenthum und Christenthum in einem Werke, betitelt: *Syrie centrale, architecture civile et religieuse du I au VII siècle* niedergelegt. Auf dieses treffliche Werk geht Herr Adler näher ein und legt dasselbe, soweit es erschienen, dem Vereine zur Ansicht vor.

Eine Frage aus dem Fragekasten, über die Bestandtheile des Nobelschen Sprengöls und die Art seiner Anwendung, beantwortet Herr Hoffmann wie folgt: Das Nobelsche Patent-Sprengöl ist eine hellgraue ölarartige Flüssigkeit, von einem specifischen Gewicht von 1,6, unlöslich in Wasser. Es kann durch directes Feuer nicht explodiren. In Berührung mit Feuer, z. B. einem Schwefelholze, zersetzt sich das Oel ohne Explosion, und bei Entfernung des brennenden Körpers erlischt dasselbe. Bei der Explosion, welche nur unter besonderen Verhältnissen stattfinden kann, verbrennt es vollkommen ohne Rückstand. Dasselbe ist von großer Explosions-Schnelligkeit und kann beliebige Zeit aufbewahrt werden, ohne an Gewicht oder Güte zu verlieren. Bei gewöhnlicher Temperatur wird es weder durch Kalium noch Phosphor zersetzt. Es detonirt durch einen Hammerschlag, aber nur auf der Berührungsstelle, so daß, einige Tropfen auf einen Amboss ausgebreitet, durch wiederholte Hammerschläge wiederholt Explosionen erzeugt werden. Es kann ohne Gefahr bis 100° Cels. erwärmt werden, explodirt aber bei ungefähr 180° Cels. Es ist giftig und verursacht heftige, indess bald vorübergehende Kopfschmerzen.

Das Oel besteht aus Kohlenstoff, Wasserstoff, Sauerstoff und Stickstoff; die chemische Formel desselben ist:  $C^6 H^8 O^3 (NO^3)^3$ . Die hauptsächlichsten Vorzüge des Sprengöls beruhen: auf einer großen Arbeitersparnis beim Bohren der Sprenglöcher; auf größerer Billigkeit als Pulver, wenn die Kraft als Norm genommen wird;

auf der Möglichkeit, Sprengarbeiten in kürzerer Zeit zu bewerkstelligen;

auf der Eigenschaft, bei der Explosion keinen Rückstand zu hinterlassen;

auf der großen Explosionsschnelligkeit, die so bedeutend ist, daß ein Bohrloch mit Sprengöl in rissigem Gestein mehr leistet, als 20 bis 30 Bohrlöcher gleicher Dimension mit Pulver geladen;

ferner auf der Gefahrlosigkeit beim Transport und bei der Aufbewahrung;

auf dem Umstande, die Sprenglöcher ohne festen Besatz laden zu können;

auf der Ersparnis an Schärpen und Verstählen der Bohrer;

auf der Ersparnis an Zündschnur;

auf der Erleichterung des Ladens bei wassersüchtigen Bohrlöchern;

auf dem einfachen Verfahren, mit demselben unter Wasser-Sprengungen auszuführen und

auf der Möglichkeit, Metallstücke aller Art, als: Stahlblöcke, alte Kanonen etc. zu zersprengen.

Die Nachtheile des Nobelschen Patent-Sprengöls beruhen hingegen:

auf der Nothwendigkeit, für horizontale und schwebende Bohrlöcher Patronen zu benutzen,

ferner auf dem Dichten der Bohrlöcher in rissigem Gestein, um das Ausfließen des Oels zu verhindern,

und auf der Giftigkeit.

Behufs Anwendung des Sprengöls sind an Utensilien erforderlich:

1) ein graduirtes Maafs, welches für jeden Grad  $\frac{1}{10}$  Pfund Sprengöl angiebt;

2) ein oben trichterförmiges Blechrohr, zur Füllung der Bohrlöcher mit dem Oel;

3) Patent-Zündhütchen oder

4) Patent-Holzzünder;

5) Sumpfzündschnüre;

6) Patronen für horizontale und schwebende Bohrlöcher mit dazu gehörigen Patentzündern.

Beim Laden vertikaler und nach unten gerichteter Bohrlöcher hat man zwei Methoden:

1) Das Sprengöl wird ins Bohrloch hineingegossen, der über dem Oel befindliche Raum wird statt Besatz mit Wasser angefüllt, und an einer Zündschnur von angemessener Länge, nachdem dieselbe gerade abgeschnitten ist, ein Patent-Zündhütchen fest angepaßt, und dieselbe in das Bohrloch so weit hinuntergelassen, daßs das Patent-Zündhütchen sicher im Oel steckt. Damit der Druck mehr nach unten wirke, ist es besser, das Zündhütchen nicht zu tief in das Oel gelangen zu lassen.

2. Das Sprengöl wird ins Bohrloch hineingegossen, und eine Zündschnur von angemessener Länge in das engere Loch des Patent-Zünders fest hineingepaßt. Der Patent-Zünder wird, nachdem er mit feinem Pulver lose angefüllt worden und am untern Ende durch den Kork verschlossen ist, mit seiner Zündschnur so weit in das Bohrloch hinuntergelassen, daßs er etwa zur Hälfte in dem Oele schwimmt, alsdann wird die Zündschnur festgehalten, während man das Bohrloch mit losem Sande ausfüllt.

In geschlossenen Räumen scheint die zweite Methode deshalb den Vorzug zu verdienen, weil man sicherer ist, daßs keine Oeltheile bei der Explosion umhergeschleudert werden und als feiner Dampf auf die Gesundheit der Arbeiter nachtheilig einwirken können.

Bei horizontalen und schwebenden Bohrlöchern müssen Patronen, die mit Sprengöl angefüllt sind, angewendet werden. Der zur Patrone bestimmte Patent-Zünder wird mit feinem Pulver gefüllt, mit angemessen langer Zündschnur versehen und dann in die Patrone so weit hineingedrängt, daßs das Ende des Zünders sicher in Oel steckt. Die Patrone wird sodann in das Bohrloch hineingeschoben, und Besatz aus losem Sande oder Thon gemacht. Bei Unterwassersprengungen wird das Blechrohr in das Unterwasserbohrloch bis auf den Boden desselben hineingesteckt, durch den Trichter des Rohrs, welcher über die Wasseroberfläche hervorragend muß, das Oel hineingegossen, die Zündschnur mit dem Patentzündhütchen durch das Blechrohr bis auf die Sohle des Bohrloches hineingeführt, und das Blechrohr vorsichtig herausgezogen, womit die Ladung beendet ist. —

Der Vorsitzende theilt darauf ein Schreiben des Magistrats aus Neu-Ruppin mit, betreffend die Errichtung des Schinkel-Denkmales daselbst. Der Verein ermächtigt die früher zu diesem Zwecke ernannte Commission, mit dem in Ruppin zusammengetretenen Comité in weiteres Benehmen zu treten.

Versammlung am 30. September 1865.

Vorsitzender: Hr. Koch. Schriftführer: Hr. Krause.

Herr Schwedler beantwortet eine Frage aus dem Fragekasten, betreffend Klappbrücken für Eisenbahnen, dahin, daßs die auf preussischen Eisenbahnen zur Ausführung gekommenen Klappbrücken Festungsbrücken von geringer Spannweite seien, die in der Regel selten geöffnet werden. Die neuesten Ausführungen befinden sich in Coblenz, Königsberg und Thorn. Die Klappen bestehen aus 2 Balken, die um eine darüber liegende Achse senkrecht gedreht werden können. Der niedergehende Theil der Balken balancirt durch Gegengewichte den aufsteigenden, und wird bei geschlossener Brücke durch einen untergreifenden Haken mit Bewegungshebel in seiner Lage erhalten. Die Bahnschienen dürfen auf denselben nicht befestigt werden, sondern müssen auf daneben liegenden festen besonderen Balken mittelst Querschwellen gestützt werden.

Die Bahnschienen der Klappe werden bei geschlossener Brücke meistens noch mit den festliegenden Schienen verlascht.

Herr Heidman hält einen Vortrag über die in England neuerdings üblichen Vorrichtungen, bei der Gasbeleuchtung die Verbrennungsproducte und die Hitze abzuführen. Zuerst brachte man die Flamme außerhalb des zu beleuchtenden Raumes an, dann zwischen Doppelfenstern. Müssen die Flammen innerhalb der Räume selbst sein, so hat man für Candelaber folgende Einrichtung getroffen: Man umgibt die Flamme mit einem Cylinder, setzt über diesen einen zweiten, welcher oben durch doppelte Glimmerplatten geschlossen ist; die erwärmte Luft findet ihren Abzug durch 4 Oeffnungen, die im Boden des größeren Cylinders angebracht sind, und mit 4 abwärts zusammengeleiteten Röhren in Verbindung stehen. Für einzelne Flammen, welche an der Decke oder an Wänden befestigt sind, hängt man den Argandbrenner mit Cylinder in eine unten geschlossene Glaskugel, und bringt über derselben ein Rohr an, das sich nach unten zu trichterförmig erweitert und die erwärmte Luft abführt. Die in Paris angestellten Versuche haben ergeben, daßs bei einer Röhre von 11 Meter Höhe und 24 Centimeter Durchmesser durch 4 Flammen die am untern Ende einströmende Luft von  $6\frac{1}{2}^{\circ}$  C. bei der Ausströmung eine Temperatur von  $13\frac{1}{2}^{\circ}$  erreichte; hierbei wurden in der Stunde bei einer Verbrennung von circa  $6\frac{1}{2}$  Cubikfuß Gas circa 6600 Cubikfuß Luft durch die Röhre hindurchgeführt.

Herr Adler macht auf die Gerichtslaube am hiesigen alten Rathhause aufmerksam, und giebt einige Notizen über die Baugeschichte Berlins mit Rücksicht auf dieses Bauwerk.

Herr Weishaupt macht darauf eine Mittheilung über eine Abrutschung des Eisenbahndammes bei Eger und über eine solche, die neuerdings auf der Westfälischen Bahn stattgefunden hat.

Herr Fr. Hoffmann lud den Verein zur Besichtigung der Ringofen-Anlage auf der Ziegelei des Herrn von Rochow zu Paterdamm bei Brandenburg auf Dienstag den 3. October ein. Zur Fahrt auf der Berlin-Potsdam-Magdeburger Eisenbahn sei seitens des Directoriums bereitwilligst eine Ermäßigung der Fahrpreise bewilligt. An dieser vom schönsten Wetter begünstigten Excursion betheiligte sich demnächst am 3. October eine große Zahl der Vereinsmitglieder und nahm mit Interesse Kenntniß von den durch Einführung der Hoffmann-Licht'schen Ringöfen, sowie der von Hertel u. Comp. zu Nienburg a. d. Saale erbauten Ziegelpressen erzielten günstigen Resultaten. Die Theilnehmer der Excursion fühlen sich zu besonderem Danke gegen die Herren von Rochow und Hoffmann für die freundlichst gegebenen ausführlichen Mittheilungen verpflichtet.

Hauptversammlung am 7. October 1865.

Vorsitzender: Hr. Koch. Schriftführer: Hr. Fritsch.

Die Herren Sipp und Reuter wurden einstimmig als Mitglieder des Vereins aufgenommen.

Der Vorsitzende macht darauf aufmerksam, daßs bei der großen Pariser Ausstellung im Jahre 1867 auch Entwürfe und Modelle aus dem Gebiete der Architektur und des Ingenieurwesens vertreten sein sollen, und empfiehlt eine zahlreiche Betheiligung seitens der Vereinsgenossen. Der Termin zur Anmeldung solcher Ausstellungsgegenstände, soweit sie nicht rein künstlerischer Natur sind, ist der 20. October d. J., für letztere wird derselbe später noch bekannt gemacht werden.

Herr Cuno machte hierauf einige Mittheilungen über den Dom zu Xanten, dessen Restauration ihm obliegt. Durch

zahlreiche Skizzen verglich er denselben mit dem Dom zu Cöln, dem das in Rede stehende Bauwerk unter den gothischen Bauten am Rhein in Bedeutung zunächst steht und namentlich durch das Strebesystem nahe verwandt ist. Sehr interessant ist auch die vollständig aus dem Mittelalter erhaltene Anordnung der Entwässerung, bei welcher das Was-

ser vom Mittelschiff auf den Strebebögen abgeleitet wird und von da seitlich nach den Seitenschiffen sich ergießt. Dieselbe kann wohl als Muster für die ursprünglich beabsichtigte Entwässerung des Cölner Domes angesehen werden. Von den Details des Domes legte Herr Cuno eine große Anzahl ausgeführter Zeichnungen vor.

### Verein für Eisenbahnkunde zu Berlin.

Verhandelt Berlin, den 12. September 1865.

Vorsitzender: Hr. Hagen. Schriftführer: Hr. Schwabe.

Herr Schwabe hielt einen Vortrag „Ueber die Anlage des zweiten Geleises auf den Preussischen Eisenbahnen.“ Ungeachtet der günstigen Rentabilität, welcher sich die Preussischen Eisenbahnen im Allgemeinen erfreuen, ist die Betheiligung des Capitals nicht in gleichem Verhältniß mit dem wachsenden Bedürfniß nach Anlage neuer Eisenbahnen gestiegen. Besonders in letzter Zeit hat die Beschaffung der dazu erforderlichen Geldmittel, falls nicht die Anlage einer Eisenbahn durch Zinsgarantie seitens des Staates unterstützt oder von einer der bestehenden, vermögenden Eisenbahnen ausgeführt wird, immer größere Schwierigkeiten gefunden. Eine Folge hiervon ist, daß selbst die Anlage solcher Linien, welche als rentabel anerkannt sind, verzögert wird, und schließlich nur unter großen, die Rentabilität beeinträchtigenden Opfern ins Leben tritt.

In diesen Verhältnissen, deren nachtheilige Folgen gerade in den Gegenden, welche der Eisenbahnen am dringendsten bedürfen, auch am tiefsten empfunden werden, dürfte eine weitere Veranlassung liegen, die Anlage von Eisenbahnen soviel als möglich zu erleichtern. Dies wird, soweit es im Bereiche der Technik liegt, zunächst durch eine Verringerung der Baukosten zu erreichen sein, weil dadurch die Aussicht auf Rentabilität erhöht und in Folge dessen die Beschaffung des erforderlichen Capitals erleichtert wird.

Außer einer zweckmäßigen und ökonomischen Anlage dürfte es als ein nicht zu unterschätzender Beitrag zur Förderung dieses Zieles anzusehen sein, wenn diejenigen Bahnen, welche voraussichtlich niemals, oder doch erst in sehr ferner Zeit die Anlage eines zweiten Geleises erfordern, im Unterbau und Grunderwerb nur eingleisig angelegt werden.

Inwieweit dies zulässig und vortheilhaft erscheint, dürfte aus Nachstehendem ersichtlich sein.

In Preussen waren Ende 1864 im Betriebe 851,78 Meilen, davon mit zwei Geleisen versehen . . . . . 284,07 -  
mithin eingleisige Bahnen . . . . . = 567,71 Meilen.

Von den zweigleisigen Bahnen sind, wie aus der nachfolgenden Zusammenstellung auf Seite 141 ersichtlich,

171,08 Meilen Eisenbahnen in der ganzen Länge mit einem zweiten Geleise versehen,

112,99 - haben dagegen nur theilweise ein zweites Geleise.

Von den 567,71 Meilen eingleisige Bahnen wird, wie aus der Zusammenstellung auf Seite 143 zu entnehmen, voraussichtlich ein großer Theil niemals einen solchen Verkehr erlangen, welcher die Anlage eines zweiten Geleises erfordert.

Wenn hieraus schon im Allgemeinen hervorgeht, daß das Bedürfniß eines zweiten Geleises nicht so nahe liegt, wie man in den ersten Stadien des Eisenbahnwesens annahm, so ist aus der erwähnten Zusammenstellung noch specieller zu ersehen, daß nur in sehr seltenen Fällen der Verkehr in den

ersten Betriebsjahren einen solchen Umfang erreicht hat, um sofort die Anlage eines zweiten Geleises zu bedingen; daß die Nothwendigkeit hierzu vielmehr erst nach einer längeren Reihe von Jahren eintritt, und dann meist nur bei solchen Bahnen, welche einen umfassenden Verkehr an Rohproducten: Kohlen etc. besitzen; — vorausgesetzt, daß die Entwicklung des Verkehrs nicht durch Concurrenzbahnen beeinträchtigt wird.

In der That ist selbst bei den verkehrreichsten Eisenbahnen ein Zeitraum von 10 bis 15 Jahren bis zur Eröffnung des zweiten Geleises vorübergegangen, und bei vielen der jetzt noch eingleisigen Bahnen dürften bis dahin sicher 30 Jahre und darüber vergehen.

Um ein Urtheil zu gewinnen, bei welcher Ausdehnung des Verkehrs die Anlage eines zweiten Geleises erforderlich ist, wird die Leistungsfähigkeit einer eingleisigen Bahn zu prüfen sein. Es ist üblich, als Maasstab für diese Beurtheilung die Gesamt-Einnahme pro Meile und Jahr anzunehmen, weil darin alle hierauf Einfluß habenden Verhältnisse in der einfachsten Weise Ausdruck finden.

Werden solche Eisenbahnlinien ausgenommen, wie z. B. die Ostbahn, bei welcher in Folge des auf eine Länge von 96 Meilen durchgehenden Verkehrs und der dadurch, für die Aufrechthaltung eines regelmäßigen Betriebes, außerordentlich gesteigerten Schwierigkeiten, schon bei einer Meilen-Einnahme von 45735 Thlr. die Nothwendigkeit eintritt, auf solchen Strecken, auf denen vorzugsweise die Kreuzungen der Züge stattfinden, mit der Anlage des zweiten Geleises vorzugehen, ferner eine so kurze Bahn, wie Düsseldorf-Elberfeld (3,5 Meilen lang), auf der ungeachtet des durch die geneigte Ebene erschwerten Betriebes ein Verkehr von circa 140000 bis 150000 Thlr. pro Meile noch auf einem Geleise bewältigt werden kann, so wird als Grenze für den auf einer eingleisigen Bahn unter Aufrechthaltung eines regelmäßigen Betriebes noch zu bewältigenden Verkehr, je nach der Zahl und Stärke der Züge, der Länge, den Steigungen und sonstigen Verhältnissen der Bahn eine Meilen-Einnahme von circa 100000 Thlr. (ein entsprechender Betrag gilt auch in Oesterreich) angenommen werden können.

Es ist allerdings nicht außer Acht zu lassen, daß die hierbei in Betracht gezogenen Bahnen zum größten Theile in die Entstehungsperiode unseres Eisenbahnwesens fallen und zu einer Zeit das zweite Geleise erhalten haben, wo die Tarife erheblich höher waren, als jetzt. Während aber einerseits eine bedeutende Ermäßigung derselben stattgefunden hat, so daß, um nur die Veränderungen der letzten 10 Jahre zu erwähnen, der Ertrag pro Centnermeile von durchschnittlich 3,5 Pf. im Jahre 1854, auf 2,7 Pf. im Jahre 1863 gefallen ist und daher bei gleicher Einnahme ein entsprechend größeres Frachtquantum befördert werden muß, ist andererseits die durchschnittliche Tragfähigkeit der Güterwagen von 51,3 Ctr. pro Achse in demselben Zeitraum auf 72,3 Ctr., und die Leistungsfähigkeit der Locomotiven im Durchschnitt von

197 Pferdekräften auf 239 gestiegen, außerdem durch weitere Ausbildung der Telegraphie und des Signalwesens überhaupt, sowie durch mannigfache Verbesserungen in der Leitung des Betriebes ein ausreichendes Aequivalent geboten.

Als Belag hierfür kann die 5,6 Meilen lange Ruhrort-Crefelder Eisenbahn gelten, auf welcher bei täglich 14 bis 19 Zügen, davon 8 bis 11 Personenzüge, und einer Meilen-Einnahme von 86346 Thlr. der Verkehr auf einem Geleise mit der größten Regelmäßigkeit und ohne dafs sich bisher das Bedürfnis eines zweiten Geleises geltend gemacht hat, bewirkt wird.

In Zukunft wird sich die Leistungsfähigkeit eines Geleises noch günstiger gestalten, da jetzt die Tragfähigkeit neuer Güterwagen allgemein 100 Ctr. pro Achse beträgt, der Effect der Locomotiven in stetiger Zunahme begriffen ist, die Tarife dagegen wohl kaum noch eine erhebliche Reduction erleiden werden.

Dies vorausgeschickt, wird nunmehr in jedem besonderen Falle zu untersuchen sein, ob überhaupt und event. in welcher Zeit ungefähr der zu erwartende Verkehr einer Eisenbahn einen solchen Umfang erreicht, um die Anlage des zweiten Geleises zu erfordern. Es ist nicht zu verkennen, dafs eine Beantwortung dieser Frage mit Schwierigkeiten verknüpft ist und jedenfalls einer umsichtigen und sorgfältigen Prüfung bedarf; nachdem jedoch die Annahme, dafs alle Eisenbahnen im Laufe der Zeit ein zweites Geleise bedingen, durch die Erfahrung widerlegt worden, und sich über die Entstehung und Entwicklung des Verkehrs ein gereifteres Urtheil gebildet hat, wird unter Benutzung des reichhaltigen Materials der Preussischen Eisenbahnstatistik auch ein für den vorliegenden Zweck genügendes Resultat zu erreichen sein.

Werden solche Bahnen ausgenommen, die mit den Bergwerks- und Hütten-districten in Verbindung stehen und einen lebhaften Verkehr an Kohlen etc. zu erwarten haben, ferner solche Bahnen, welche Theile großer Verkehrsstraßen sind oder es werden können, so kann man, hauptsächlich in den östlichen Provinzen, für welche die vorliegende Frage vorzugsweise Werth hat, ein ziemlich sicheres Urtheil über den zu erwartenden Verkehr gewinnen, und man wird diesem Urtheil um so eher folgen können, da immer die Neigung vorherrscht, den zukünftigen Verkehr eher zu hoch, als zu niedrig zu veranschlagen; da ferner bei vielen Bahnen die Ausdehnung des Verkehrs nach Erreichung einer gewissen Grenze nur eine sehr geringe Zunahme zeigt und endlich auch bei der zunehmenden Ausdehnung der Eisenbahnen die Anlage von weiteren Concurrentzbahnen unausbleiblich sein wird.

Nachdem die Hauptverkehrslinien zum größten Theile ausgebaut, für viele derselben sogar Concurrent-Linien vorhanden sind, wird bei einem nicht unbeträchtlichen Theil der noch zu erbauenden Bahnen die Prüfung des zu erwartenden Verkehrs das Ergebnis liefern, dafs ein zweites Geleis voraussichtlich niemals, oder doch erst in ferner Zeit erforderlich sein wird.

Es drängt sich daher unwillkürlich die Ansicht auf, dafs im ersteren Falle die Anlage des Unterbaues auf ein Geleis beschränkt werden kann und dafs es auch im letzteren Falle weder nothwendig, noch vortheilhaft erscheint, auf eine so fernliegende Eventualität in der bisherigen Ausdehnung beim Bau Rücksicht zu nehmen.

Bis jetzt besteht in Betreff aller Bahnen, falls dieselben nicht secundäre Bahnen sind, oder ausschließlichs industriellen Zwecken dienen, die Norm, den Grund für zwei Geleise zu erwerben, sowie die Brücken und Durchlässe zweigeleisig herzustellen; dagegen ist es nachgegeben, bei nicht naheliegen-

dem Bedürfnis die Erdarbeiten eingleisig auszuführen; bei einzelnen Bahnen sind wohl auch die untergeordneten Durchlässe eingleisig hergestellt worden. Es bleibt daher noch zu prüfen, ob es mit Rücksicht auf die spätere Herstellung des zweiten Geleises zulässig und in ökonomischer Beziehung vortheilhaft ist, den Grunderwerb, sowie den Unterbau nebst sämtlichen Brücken und Durchlässen nur für ein Geleis anzulegen.

Was zunächst den Grunderwerb betrifft, so ist kein Grund vorhanden, weshalb die spätere Erwerbung des zur Anlage des zweiten Geleises erforderlichen Streifens von ca. 10 Fuß Breite, nebst den hier und da zur Entnahme und Ablagerung von Erde erforderlichen Ländereien anderen Schwierigkeiten, als der im Laufe der Zeit erfolgenden Werthssteigerung begegnen sollte, da eine Bebauung des Terrains nach den gesetzlichen Bestimmungen, nach welchen alle Gebäude nur in einer Entfernung von mindestens 5 Ruthen von der nächsten Schiene aufgeführt werden dürfen, ausgeschlossen ist, und die Anwendung des Expropriationsrechts jederzeit in Anspruch genommen werden kann. Aber auch dieser Werthssteigerung, welche nur in der Nähe großer Städte oder in industriellen Gegenden von Belang sein wird, kann keine so große Bedeutung beigelegt werden, weil dieselbe durch die Zinsen des an den Anlagekosten ersparten Capitals reichlich gedeckt wird, und weil im Nothfall auch noch der Ausweg bleibt, den Raum für die Anlage des zweiten Geleises stellenweise durch steilere Anlage der vorhandenen Böschungen unter Anwendung von Pflasterungen oder Futtermauern zu gewinnen.

Man wird daher für solche Bahnen, welche voraussichtlich kein zweites Geleis bedürfen, den Grunderwerb unbedenklich nur auf ein Geleis beschränken können, da selbst in dem Falle, dafs in späterer Zeit durch unvorhergesehene Umstände die Anlage des zweiten Geleises erforderlich werden sollte, dieselbe keinesweges behindert ist.

Bei solchen Bahnen dagegen, für welche die Anlage des zweiten Geleises in späterer Zeit zu erwarten ist, wird es von der Größe der durch eingleisigen Grunderwerb zu erzielenden Ersparnis und von den disponiblen Mitteln abhängen, ob der Grund für ein oder zwei Geleise zu erwerben sein wird.

Eine unbedingte Nothwendigkeit für letztere Anordnung dürfte jedoch auch hierbei, mit Ausnahme etwa der in der Nähe von Ortschaften liegenden Strecken, nicht vorhanden sein. Abgesehen von den Erdarbeiten, welche bisher schon vielfach eingleisig angelegt worden sind, bei denen auch die Herstellung des zweiten Geleises, Gebirgsbahnen ausgenommen, ohne Bedenken, in vielen Fällen sogar mit geringeren Kosten, als bei der ersten Anlage erfolgen kann, bleiben somit noch die Brücken und Durchlässe zu erwähnen. Es ist jedoch vorauszuschicken, dafs bei den Wegeüberführungen über die Bahn schon wegen der Durchführung der Bahngräben eine Lichtweite von mindestens 24 Fuß anzunehmen ist, welche auch für eine zweigeleisige Anlage der Bahn genügt.

Nachdem die Erfahrungen bei mehreren Bahnen gezeigt hat, dafs die Verlängerung der ursprünglich nur eingleisig angelegten kleineren Bauwerke in einfacher und solider Weise erfolgen kann, wird zu untersuchen sein, inwieweit dies bei den größeren Brücken und Viaducten der Fall ist. Es sind hierbei gewölbte und eiserne Bauwerke zu unterscheiden.

Bei jedem größeren Bauwerke werden die örtlichen Verhältnisse sowohl in Betreff der Construction als auch der Kosten sorgsam zu prüfen sein, bevor eine Entscheidung darüber getroffen werden kann, ob das Bauwerk ein- oder zweigeleisig anzulegen, und im ersteren Falle, inwieweit auf die



Anlage des Unterbaues für das zweite Geleise Rücksicht zu nehmen ist. Als Grundsatz wird hierbei festzuhalten sein, daß bei schlechtem Baugrunde und künstlicher Fundirung mindestens die Anlage der Fundamente für zwei Geleise auszuführen ist.

Was die gewölbten Brücken und Viaducte betrifft, so ist zwar deren spätere Verbreiterung im Allgemeinen nicht empfehlenswerth, dürfte aber auch principiell nicht auszuschließen sein, da die Technik hinreichende Mittel bietet, um die bei einer nachträglichen Verbreiterung eintretenden Schwierigkeiten zu überwinden, da mehrfache Beispiele vorliegen, daß bei größeren Brücken und Viaducten die Ausführung der Gewölbe in zwei Theilen ohne Beeinträchtigung der Solidität bewirkt worden ist, und da die Herstellung zweier Geleise auf einem gewölbten, nur für ein Geleise angelegten Viaduct auch ohne Verbreiterung der Gewölbe durch Ueberkragung mittelst eiserner Querschwellen in solider Weise erfolgen kann, wie z. B. beim Wupper-Viaduct in der Düsseldorf-Elberfelder Eisenbahn.

Wird schließlicb berücksichtigt, daß die Anlage des zweiten Geleises bei Brücken mit eisernem Oberbau erheblich geringeren Schwierigkeiten unterworfen ist, so dürfte ersichtlich sein, daß im Allgemeinen selbst bei größeren Brücken und Viaducten durch die ursprünglich eingeleisige Anlage die Herstellung des zweiten Geleises zwar erschwert, aber nicht behindert wird.

In Betreff der Kostenersparnis, welche, abgesehen von den Erdarbeiten, bei dem eingeleisigen Grunderwerb und der dem entsprechenden Ausführung der Brücken und Durchlässe gegenüber der Ausführung für zwei Geleise eintritt, sind keine zuverlässigen Angaben vorhanden, auch ist es der Natur der Sache nach kaum möglich, eine exacte Berechnung dafür aufzustellen, die überdies immer nur für einen speciellen Fall anwendbar sein würde. In Frankreich, wo diese Frage in Betreff der ein- oder zweigeleisigen Anlage der Bahnen, durch die Regierung angeregt, eine eingehende Erörterung gefunden hat, ist der Ersparungs-Coefficient im Durchschnitt zu 25 pCt. ermittelt worden — ein Satz, der auch nicht zu hoch gegriffen sein dürfte und deshalb für den vorliegenden Fall beibehalten werden soll. — Nun betragen bei den Preussischen Bahnen die durchschnittlichen Kosten

des Grunderwerbs pro Meile . . . . . 41850 Thlr.  
der Brücken und Durchlässe pro Meile 56000 -  
mithin die Ersparnis mit 25 pCt. von 97850 Thlr.  
bei einer eingeleisigen Anlage . . . = rund 25000 Thlr.

Im Anschluß hieran ist zu bemerken, daß zwar der nachträgliche Grunderwerb für das zweite Geleise, sowie die Verlängerung der Brücken mit größeren Kosten als bei der ersten Anlage verknüpft ist, daß diese Mehrkosten jedoch reichlich durch die Verzinsung des ersparten Capitals in der Zwischenzeit aufgewogen werden.

In jedem einzelnen Falle wird es natürlich von der Größe dieser Ersparnis abhängen, inwieweit beim Bau auf die Herstellung des Unterbaues Rücksicht zu nehmen ist.

Nachdem jedoch in Früherem darauf hingewiesen, daß auf Grund der bisherigen Erfahrungen die Entscheidung: ob

überhaupt und eventuell wann ungefähr der zu erwartende Verkehr einer Bahn die Anlage eines zweiten Geleises erfordert wird, mit für den vorliegenden Zweck genügender Sicherheit erfolgen kann, wird mindestens bei den Bahnen, für deren Verkehr ein Geleis voraussichtlich für immer genügt, kein Grund vorhanden sein, irgend welche Ausgabe für die Anlage des zweiten Geleises zu machen.

Anders liegt die Sache bei einer event. später zweigeleisig herzustellenden Bahn; hier würde allerdings gegenüber einer unbedeutenden Ersparnis die sofortige Anlage für zwei Geleise, was die Ausführung der Brücken und Durchlässe und demgemäß auch den Grunderwerb betrifft, den Vorzug verdienen.

Es dürfte sich demnach im Allgemeinen empfehlen:

1) solche Bahnen, welche voraussichtlich nur ein Geleis erfordern, auch im Grunderwerb und Unterbau nur für ein Geleis anzulegen,

2) bei den Bahnen, bei welchen die Nothwendigkeit eines zweiten Geleises erst in späterer Zeit zu erwarten ist, den Grund für zwei Geleise zu erwerben, dagegen sämtliche Brücken und Durchlässe eingeleisig auszuführen und hiervon nur dann abzugehen, wenn die dadurch zu erzielende Ersparnis zu gering ist, oder mit der eingeleisigen Herstellung unterschiedene Nachtheile verbunden sein würden.

In ähnlicher Weise spricht sich auch die von der französischen Regierung ernannte Commission aus\*), indem sie dem Minister vorschlägt:

„Es sei angemessen, auch fernerhin die Erwerbung des Grundes für zwei Geleise vorzuschreiben, ausgenommen in dem Falle, wo mit Bestimmtheit eine große Entwicklung des Verkehrs nicht vorzusehen ist, oder wo durch die nachträgliche Erwerbung des Terrains für das zweite Geleis sehr erhebliche Mehrkosten entstehen würden,“

und ferner,

„daß es in Betreff der noch zu erbauenden Bahnen angemessen sei, die Ausführung der Kunstbauten nur auf ein Geleis zu beschränken, ausgenommen den Fall, wo schon in sehr naher Zeit eine große Entwicklung des Verkehrs mit ziemlicher Sicherheit vorzusehen ist.“

In Oesterreich bestimmen die neueren Gesetze, z. B. das Gesetz vom 7. Juli 1865, betreffend die Anlage der Eisenbahnlinie Prag-Eger:

„Der Unterbau der Bahn kann auf die Ausführung eines Geleises mit den erforderlichen Ausweiche-Geleisen beschränkt werden. Den Unterbau für das zweite Geleis herzustellen und dasselbe zu legen, sind die Concessionäre erst dann verpflichtet, wenn der jährliche Rothertrag während zwei auf einander folgender Jahre 150000 Fl. in Silber pro Meile erreicht hat.“

Zum Schluß der Sitzung wurden durch übliche Abstimmung die Herren Krückeberg, Liebenow, Gärtner und Germer als ordentliche einheimische Mitglieder aufgenommen.

\*) Enquête sur l'exploitation et la construction des chemins de fer.

Laufende Nummer.	Bezeichnung der Bahnen.	Länge in	Die Eröffnung des Betriebes erfolgte	Einnahme im ersten vollen Betriebsjahre	Die Eröffnung des zweiten Geleises erfolgte	Seit d. Betriebseröffnung sind verfloßen	Länge der zweigeleisigen Strecke	Höchste Einnahmen vor Eröffnung des zweiten Geleises in seiner ganzen Ausdehnung	Bemerkungen.
		Meilen.	im Jahre	pro Meile Thlr.	im Jahre	Jahre	Meilen	Thlr.	

I. Bahnen, welche in ihrer ganzen Ausdehnung zwei Geleise haben.

1.	Magdeburg-Leipziger . . .	15,772	1840	11185	1843	3	15,772	33208	
2.	Saarbrücker . . . . .	4,195	1852	24224	1856	4	4,361	54448	
3.	Cöln-Mindener . . . . .	35,442	1845—1847	36785	1848—1857	10	35,290	108171	
4.	Oberschlesische . . . . .	26,066	1845—1846	21501	1855—1856	10	26,139	79947	
5.	Berlin-Potsdamer . . . . .	3,500	1838	.	1848	10	3,500	.	
	Potsdam-Magdeburger . . .	15,580	1846—1848	34185	1854—1858	10	15,580	83834	
6.	Elberfeld-Dortmund . . . .	7,732	1848	32407	1857—1861	13	7,732	{ 97313 (1857) 120079 (1860)	
7.	Niederschlesisch-Märkische	51,624	1842—1846	26995	1857—1860	15	51,313	84710	
8.	{ Rheinische Eisenbahn } { Cöln-Herbesthal . . . . }	11,395	1839—1843	33525	1846—1856	13	11,395	88733	
							171,082		

II. Bahnen, welche nur theilweise mit einem zweiten Geleise versehen sind.

1.	Ostbahn . . . . .	108,70	1851—1862	.	1864	.	Cüstrin-Zantock 7,82 Driesen-Fielhne 3,27	45735	Die Anlage des zweiten Geleises geschah in Folge der Schwierigkeiten, welche sich der Durchführung eines regelmäßigen Betriebes bei einer durchgehenden Länge von 96 Meilen entgegenstellten.
2.	Düsseldorf-Elberfeld . . .	3,515	1841	41583	1854—1865	24	3,515	140000—150000	Die noch fehlenden 1,885 Meilen des zweiten Geleises wurden im Jahre 1865 dem Betriebe übergeben. Die Einnahme pro Meile kann nur schätzungsweise angegeben werden.
3.	Berlin-Stettin . . . . .	17,852	1843	23188	1863	20	Berlin-Angermünde 9,89	73998	(1855). Die Anlage des zweiten Geleises erfolgte mit Rücksicht auf die durch Einmündung der vorpommerschen Bahnen zu erwartende Verkehrssteigerung.
4.	Berlin-Hamburg . . . . .	39,72	1846	20329	von 1847 ab	.	33,72	70477	Mit Ausnahme von Paulinenau-Zernitz und Glöwen-Wilsnack zweigeleisig.
5.	Magdeburg-Halberstadt . . .	7,745	1843	17281	1851	8	4,85 Magdeburg-Gr. Oschersleben	41289	
6.	Berlin-Anhalt . . . . .	47,395	1840—1859	.	von 1842 ab	.	13,261 Berlin-Wittenberg	56970	
7.	Thüringische . . . . .	37,256	1846—1859	.	von 1848 ab	.	20,50	69621	Mit Ausnahme der Strecke Eisenach-Herleshausen ist die Bahn von Corbetha bis Gerstungen zweigeleisig.
8.	{ Rheinische Eisenbahn } { Cöln-Bingen . . . . . }	20,4	1844—1859	.	1859—1862	.	10,74	.	Das zweite Geleis liegt auf folgenden Strecken: Cöln-Rolandseck, Coblenz-Capellen und St. Goar-Bingerbrück.
9.	Aachen-Düsseldorf . . . . .	.	.	.	.	.	0,615	.	
10.	Magdeburg-Wittenberge . . .	.	.	.	.	.	0,102	.	
11.	Cöln-Minden:	.	.	.	.	.	.	.	
	Duisburger Zweigbahn . . . .	.	.	.	.	.	0,259	.	
	Ruhrorter Zweigbahn . . . . .	.	.	.	.	.	1,120	.	
	Oberhausen-Arnheim . . . . .	.	.	.	.	.	1,248	.	
	Cöln-Giefsen . . . . .	.	.	.	.	.	2,080	.	
							112,99		

Laufende Nummer.	Bezeichnung der Bahnen.	Länge in Meilen.	Die Eröffnung des Betriebes erfolgte im Jahre	Einnahme im ersten vollen Betriebsjahre pro Meile Thlr.	Die Einnahme betrug im Jahre 1864 Thlr.	Seit der Eröffnung sind verfloßen Jahre	Bemerkungen.
------------------	-------------------------	------------------	---	---	---	---	--------------

## Eingleisige Bahnen.

1.	Westfälische:						In diese Zusammenstellung sind nur solche Bahnen aufgenommen, bei welchen sichere Angaben, welche sich zu einem Vergleiche eignen, vorhanden sind.
	Münster-Hamm . . . . .	4,640	1848	14432	37411 (1863)		
	Hamm-Paderborn . . . . .	10,11	1851	14039			
	Paderborn-Landesgrenze . . . . .	7,23	1853	.			
	Münster-Rheine . . . . .	5,12	1856	.			
		27,10	(1856)	24368			
2.	Wilhelmsbahn:						
	Cosel-Oderberg . . . . .	7,128	1848	11693	42548	16	
	Ratibor-Leobschütz . . . . .	5,05	1856	kann nicht angegeben werden	17913	8	
3.	Breslau-Posen-Glogau . . . . .	27,840	1856—1858	32104	41405	7	
4.	Stargard-Posen . . . . .	27,215	1848	10295	33275	15	
5.	Aachen-Düsseldorf . . . . .	11,435	1854	33008	62338	10	
6.	Ruhrort-Crefeld . . . . .	5,594	1851	10812	86346	13	
7.	Niederschlesische Zweigbahn . . . . .	9,5	1846	7430	27594	16	
8.	Neisse-Brieg . . . . .	5,8	1848	8746	22190	16	
9.	Oppeln-Tarnowitz . . . . .	10,12	1858	9352	19604	6	
10.	Magdeburg-Wittenberge . . . . .	14,283	1851	15854	36222	13	
11.	Stargard-Cöslin-Colberg . . . . .	22,80	1859	11051	16877	5	
12.	Oberhausen-Arnheim . . . . .	9,614	1856	31161	40609	8	

## Verhandelt Berlin, den 10. October 1865.

Vorsitzender Hr. Wiebe. Schriftführer Hr. Schwedler.

Herr Baumeister Hennicke machte Mittheilungen über die gegenwärtige großartige Bauhätigkeit in London, und beschrieb einige Bauausführungen specieller. Der *Thames embarkment* von *Westminsterbridge* bis *Blakfriarsbridge* ist eine großartige Quai-Anlage zur Herstellung einer neuen Strafse von 100 Fufs Breite, die bis *Gildhall* fortgeführt werden soll. Die 30 Fufs hohe und 15 Fufs starke Futtermauer enthält einen unterirdischen Weg von 9 Fufs breit und  $7\frac{1}{2}$  Fufs hoch und einen kreisförmigen Entwässerungscanal von 8 Fufs 3 Zoll Durchmesser. Dieselbe ist  $2\frac{3}{4}$  engl. Meilen lang, überall bereits fundamentirt, und  $\frac{1}{3}$  der Länge vollendet. An neuen Eisenbahnlinien innerhalb des Stadtbezirks von London sind 120 engl. Meilen in einem Werthe von 30000000 £. gegenwärtig in Aussicht genommen, von denen  $\frac{1}{5}$  unterirdische Linien

sind. Die unterirdische *Pneumatic Dispatch railway*, zur Verbindung der Post mit der Eisenbahnstation, besteht aus einem theils gusseisernen, theils gemauerten Canal von 4 Fufs 6 Zoll Breite bei 4 Fufs Höhe, durch welchen 10 Fufs lange 4rädriige Wagen, die auf Schienen laufen und sein Profil bis auf 1 Zoll Spielraum ausfüllen, das Gepäck befördern. Die Bewegung geschieht durch Ein- und Auspumpen von Luft, zu welchem Zweck sich an jedem Ende eine Dampfmaschine von 10 bis 12 Pferdekräften befindet, die einen Exhauster von 12 Fufs Durchmesser 170 mal per Minute umdreht, dadurch hinter den Wagen Luftverdichtung, vor denselben Luftverdünnung erzeugt und so die Wagen mit 5 engl. Meilen Geschwindigkeit per Stunde befördert.

Am Schluf der Sitzung wurde Herr Baumeister Möller als einheimisches und Herr Baurath Treplin zu Potsdam als auswärtiges Mitglied durch übliche Abstimmung in den Verein aufgenommen.

## Berichtigung

Im Jahrgang XV dieser Zeitschrift ist  
Seite 463, Zeile 16 von oben zu lesen: der Eisenbahn-Bauinspector Kecker von Königsberg i. Pr. nach Bromberg.