

Unter den physikalischen und Mess-Instrumenten finden wir Theodolite, Nivellir-Instrumente und Kreuzscheiben, Wasserverwässerung und Reisszeuge u. a., ferner Nivellirplatten, Messstangen* und Maßstäbe, alles in sehr sauberer Ausführung. Das Telegraphen-Fach vertritt C. & E. Fein mit Hans- und Feuer-Telegraphen, Signal-Einrichtungen, Telephonen und anderen elektro-technischen Apparaten. Weiterhin haben wir zur Rechten noch verschiedene Metallwaren, insbesondere Draht, Drahtgeflechte, Gewebe, Ketten u. dergl., zur Linken dagegen die Uhren-Industrie, mit Uhren jeder Größe und Einrichtung, Kontrolluhren u. a., daneben Werkzeuge für Uhrmacher und Uhren-Bestandtheile, für welche besonders in den Uhrenorten Schwenningen und Schramberg zahlreiche Geschäfte bestehen. Neben den Uhrtafeln sehen wir auch Strafen und Firmenschilder u. dergl. in emailirter Arbeit.

Wer in der glücklichen Lage ist, einen „Feuersichern“ zu brauchen, dem empfehlen wir unter zahlreichen Schränken diejenigen, welche nicht wie sonst üblich auf einem hölzernen Sockel stehen, sondern auf dem Boden und dafür oben einen Stehpult aufsetzen, wodurch sie mit der Zweckmäßigkeit auch eine gefällige Form verbinden. Die letzte (4.) Abtheilung dieses Sheds enthält Holzwaren aller Art, an denen vorbei wir in den Hof gelangen; hier stehen zunächst dem Ausgange 2 Pfeilerförmige Durchschnitte durch die beiden in Wasseralfingen abgebauten Flöze körnigen Thoneisensteins, dahinter, das Thor umgebend, Gas- und Wasserleitungs-Rohre der dortigen Gießerei. Zwei Pavillons von Bayer & Leibfried-Esslingen und von Koch & Schäfer—Stuttgart zeigen verschiedene Konstruktionen von Rolljalousien. — An der Wand gegen die Maschinenhalle hat Dorn—Stuttgart eine Brücke aus Zementbeton von 10 m Spannweite mit Treppenaufgängen errichtet; die Umgebung zeigt verschiedene Proben von Trottoir-Anlagen und Bodenbelag. Weiterhin steht der von Prof. Teichmann entworfene Dampfkrahn von Klotz—Stuttgart; derselbe soll die seither bei Häuserbauten üblichen Ständer oder Etagengerüste ersetzen. Auch die Kniehebel-Stein-zangen von Wolff & Co.—Heilbronn haben hier ihren Platz gefunden.

Den Eingang zum westlichen Shedban hat Kuntze—Göschingen mit Dampfheizungs-Röhren u. a. geschmückt. Den größten Theil dieses Baues nehmen die Genuss- und Nahrungsmittel, sowie chemische Produkte ein; der übrige Theil ist den einfacheren Zimmer-Einrichtungen vorbehalten; wir finden auch hier, meist von auswärtigen Meistern, manches geschmackvolle Stück, so wie es für eine bescheidene Haushaltung paßt. Beim Verlassen dieses Gebäudetheils beachten wir noch die Aquarellfarben und Zeichen-Übentilien (Reißbretter, Schienen, Winkel) von A. Martz und treten dann ein in die Maschinenhalle.

Hier kommen wir zunächst an die Ausstellung von Kuhn; zur Rechten liefert eine liegende Zweizylinder-Dampfmaschine die

* Die hier üblichen, sehr praktischen runden 5 m Messstangen sind in Norddeutschland nur wenig bekannt.

Mittheilungen aus Vereinen.

Architekten- und Ingenieur-Verein für Niederrhein und Westfalen.

4. Hauptversammlung am 2. April 1881. Hr. Rüppell machte einige Mittheilungen über eine Kontroverse, die aus Veranlassung des von ihm im November v. J. zu Düsseldorf gehaltenen Vortrages über eisernen Oberbau zwischen ihm und Hr. Direktor Haarmann entstanden sei und präzisirte seinen Standpunkt zu diesem Thema nochmals dahin, dass er im Prinzip keineswegs Gegner des Langschwellen-Oberbaues sei, dagegen bei der Ansicht beharren müsse, dass für den heutigen Stand unserer Kenntnisse die Vorzüge jenes Systems von denen des Querschwellen-Oberbaues entschieden und im hohen Grade übertragt werden.

Es folgte eine von Hr. Semmler eingeleitete Diskussion über die Frage, ob eine Vertretung des Verbandes im deutschen Volkswirtschafts-Rathe angestrebt werden solle und demnach über die weitere Frage, ob der Verband gegen eine Ausdehnung des Arbeiter-Versicherungs-Gesetzes auf die Baugewerbe vorstellig werden solle. Den Anträgen der bezgl. Kommission entsprechend wurde erstere bejaht, letztere verneint. — Ein Vorschlag, dass der Verein von der Herausgabe der „Zeitschrift für Baukunde“ zurück treten möge, fand nicht die Zustimmung der Versammlung.

5. Monatsversammlung am 7. Mai 1881. Die Versammlung wurde im wesentlichen angefüllt durch einen Vortrag des Hr. Wiethase über den Stand der Vorbereitungen zur Aufnahme der Kölner Thorburgen und Stadtmauern. Es ist Hr. Wiethase, der inzwischen in No. 45 d. Bl. über die in Rede stehende Angelegenheit eine selbständige Mittheilung gemacht hat, gelungen, eine größere Zahl von Fachgenossen zur Mitwirkung an diesem Werke zu gewinnen, für das auch schon ein fester Arbeitsplan aufgestellt und die Erlangung der erforderlichen Hilfsmittel angebahnt ist. In der Versammlung sprach sich lebhaftes Interesse dafür aus, dass neben den Thorburgen bezw. Mauertheilen, deren Erhaltung durch Vertrag gesichert ist, auch noch das Hahnenhor vor dem Schicksale des Abruchs bewahrt bleiben möge und es wurde beschlossen in diesem Sinne zu wirken.

Triebkraft für die Transmissionen; vor uns sehen wir die große liegende Zweizylinder-Dampfpumpmaschine, welche bestimmt ist, die Stadt Stuttgart von Berg aus mit Trink- und Neckarwasser (s. D. Bztg. 1880, Nr. 39) zu versehen. Daneben steht eine Dampf-Straßenwalze, das Seitenstück zu derjenigen, welche in den letzten Tagen vor der Anstellung noch eifrig thätig war, die meist chausseierten Straßen in der Umgebung zu komprimieren; sowie eine Dampf-Feuerspritze. Die Kuhn'schen Dampfessel finden wir im Kesselhause, dessen Dach und Wandungen Eichberger & Lenth (s. o.) aus gewelltem Zinkblech hergestellt haben, während die Kesselmauerung von G. Weigelin—Stuttgart herrührt. Neben dem Zugang zum Kesselhause haben Krumm & Katz—Stuttgart ihre Holzbearbeitungs-Maschinen in Betrieb gesetzt; die Anwendung der zerlegbaren Ketten von Stotz, ähnlich den Galle'schen, zur Kraftübertragung dienend, zeigt ein Thon-Transporteur. An den Maschinen für Papier-Fabrikation, Buchdruck und Textil-Industrie gehen wir rascher vorbei, ebenso an der Schokolade-Fabrikation von Moser, der Uhrenfabrik von Junghaus-Schramberg, der Strickmaschine von Belsler—Stuttgart und den verschiedenen Webstühlen, Strickmaschinen u. a. m.

An der Südwand der Halle finden wir zunächst die verschiedenen Pumpen und andere Einrichtungen zur Latrinen-Reinigung von Klotz für das in Stuttgart eingeführte System, ferner Pumpen, Wasserleitungs- und Bade-Einrichtungen von Stumpf—Stuttgart; Drehbänke und Handwerkzeug für Metall- und Holz-Bearbeitung. Hinter dem den ganzen Raum dominierenden „glänzenden“ Aufbau der Messingwaaren-Fabrik von Wieland—Um haben zur Linken die Kgl. Hüttenwerke ihre Erzeugnisse zusammen gestellt, von denen nur Einzelnes erwähnt sei — so noch einige Gusstücke von Wasseralfingen, welche besser als die angezeichneten in der Haupthalle die Schärfe des Gusses erkennen lassen; das Walzwerk liefert ebenfalls Probestücke, sowie ein Stück Oberbau für Sekundärbahnen von 1^m Spur, und 1 Stück Oberbau mit eisernen Querschwellen, wie solche seit einiger Zeit auf den Württemb. Bahnen zur Anwendung kommen. (S. D. Bztg. 1880, S. 415.) Unter den Schmiedestücken sind Wellen, Kurbeln, Lokomotiv- und Wagenräder; Königsbrunn bringt neben den Hartgusswalzen für Kalandre auch Hartguss-Kreuzungen; Wilhelmshütte bei Schussenried Gusstücke für Maschinen. Hieran reiht sich im Mittelschiff der Halle die Maschinenfabrik Esslingen mit einem elegant eingerichteten Wagen I. Kl., der für die Gotthardbahn bestimmt ist, sowie einer Lokomotive für Sekundärbahnen und einem Personenwagen für Straßenbahnen — beide für 1^m Spurweite. (Diese 3 Fahrzeuge stehen auf den oben erwähnten Oberbauproben.) Nun folgen als letztes, was wir in der Maschinenhalle noch zu beachten haben, die Erzeugnisse von H. Kurtz—Stuttgart, einestheils Schlaglocken für größere Uhren, kleinere Glocken für Bahnhöfe u. dergl., andernteils Feuerspritzen, sowohl Fahrspitzen verschiedener GröÙe, wie solche nach und nach von den Landgemeinden anzuschaffen sind, als auch sog. Abprotz-spritzen, Buttenspritzen u. a.

(Schluss folgt.)

In der Frage über die zivilrechtliche Verantwortlichkeit der Architekten und Ingenieure, über die gleichfalls Hr. Wiethase referirte, beschloss der Verein die von dem Hr. Referenten Namens der Kommission vorgetragene, im Nachfolgenden kurz dargelegten Ansichten dem Hamburger Verein zur Verwerfung für die in Aussicht genommene Denkschrift zu übermitteln. Bekanntlich hat der Verband den einzelnen Vereinen 4 bezgl. Fragen zur Beantwortung gestellt.*

Bezüglich der ersten Frage: welche gesetzlichen Bestimmungen, allgemeine oder spezielle, auf die zivilrechtliche Verantwortlichkeit der Architekten und Ingenieure für ihre Rathschläge, Anordnungen, Bauaufsicht oder sonstige im Interesse oder im Namen ihres Auftraggebers (Bauherrn) vorgenommenen Handlungen angewendet werden können, nahm der Referent Bezug auf die von dem Hr. Abtheilungs-Baumeister Caspar in Straßburg und Oberlandesgerichts-Rath Heinsheimer in Karlsruhe auf Veranlassung der betreffenden Architekten- und Ingenieur-Vereine bearbeiteten Darstellungen der Verhältnisse nach französischem und badischem Recht, in welchen die Bestimmungen des auch hier geltenden „Code Civil“ ausführlich behandelt sind.

Was die in der Frage 2 angeregte Kritik der bestehenden gesetzlichen Bestimmungen betrifft, so führte Hr. Wiethase aus, dass dieselben insofern den heutigen Verhältnissen nicht entsprechen; als die Gesetze nur von dem „architecte entrepreneur“ reden und der Architekt oder Ingenieur im heutigen Sinne des Wortes — d. h. als technischer Sachwalter des Bauherrn — keine präzise Stellung einnimmt. Durch diese Unbestimmtheit in der Trennung zwischen Architekt oder Ingenieur einerseits und Unternehmer oder Lieferant andererseits wird die Rechtsprechung verwirrt und oft eine so eigenthümlich geformte Fragestellung seitens des Richters an die Sachverständigen herbei geführt, dass die richtige Beantwortung oftmals kaum möglich ist. In dem Verhältnis des bauleitenden Technikers zum Bauherrn macht sich der Missstand geltend, dass letzterer vom Gesetz als ein in technischen Dingen gänzlich unerfahrener Mann präsumirt wird, welcher zwar in mehr oder weniger sachkundiger Weise

* Der Wortlaut derselben ist im Jhrg. 78, S. 373 u. Bl. mitgetheilt.

mit eigener Direktive in die Bauleitung eingreifen, dabei aber die Verantwortung für die Zweckmäßigkeit der Anordnungen ganz auf den Techniker abwälzen kann. In gleicher Weise gestatten die Rechtsverhältnisse auch dem Unternehmer oft, sich hinter die Verantwortlichkeit des Architekten oder Ingenieurs zu verschütten, da er nach dem Gesetze zwar innerhalb der Grenzen seiner technischen Kenntnisse selbst verantwortlich ist, dem Architekten oder Ingenieur aber innerhalb dieser Grenze bald eine strenge Kontrolle seiner Thätigkeit zur Pflicht gemacht und bei Verstößen gegen die Regeln der Baukunst oder des Vertrages der strengste Nachweis der ertheilten Rüge auferlegt wird, bald eine derartige Kontrolle als ein Eingriff in die Thätigkeit des Unternehmers ausgelegt wird, welche dessen Verantwortlichkeit abschwächt. Diese Verhältnisse gestalten sich um so bedenklicher für den bauleitenden Techniker, je mehr die Unternehmer sich daran gewöhnen, demselben oder seinem Bauführer die gesammte Direktive auf der Baustelle bis in das Einzelne zu überlassen und je mehr das schädliche Submissionsverfahren ihm bei jedem Bau neue, ihm meist unbekanntes Unternehmervorfahren führt. Bei den bestehenden Rechtsverhältnissen kann daher, wie der

Bau-Chronik.

Hochbauten und Denkmäler.

Am 1. Juni ist das (in No. 49 d. Dtschn. Bztg. publizirte) neue Post- und Telegraphen-Gebäude zu Rendsburg unter den üblichen, der Bedeutung des Baues und der Würde des Akts entsprechenden Feierlichkeiten seiner Bestimmung übergeben worden. Mit Rücksicht auf die in letzter Zeit gelegentlich der Eröffnung der neuen Harburger Hafenschleuse laut gewordenen Klagen über die Gleichgültigkeit, mit welcher derartige Ereignisse innerhalb der preussischen Verwaltung behandelt zu werden pflegen, darf an dieser Stelle wohl wiederholt darauf hingewiesen werden, wie auch in dieser Beziehung die deutsche Reichs-post- und Telegraphen-Verwaltung als ein Vorbild dienen kann.

Am 1. Juni ist der städtische Schlachthof zu Würzburg (nächst den im Septbr. 78 bezw. im Febr. d. J. eröffneten Schlachthöfen zu München und Fürth die dritte Anlage dieser Art in Bayern) dem Betriebe übergeben. Die mit dem 1878 eröffneten städtischen Viehhof in Verbindung stehende Anlage beruht auf dem Hallensystem. Errichtet sind vorläufig eine größere Halle mit den Aufzugsmaschinen zum Schlachten des Großviehs, in welcher zunächst auch Hammel und Kälber geschlachtet werden und eine kleinere Halle mit Brüh- und Kocheinrichtungen zum Schlachten der Schweine. Vorhanden sind zum Schlachten des Großviehs 64, zum Schlachten von Kälbern und Hammeln 16, zum Schlachten von Schweinen 16 Arbeitsplätze. An Baulichkeiten sind außerdem vorhanden ein Verwaltungs-Gebäude, die Kuttlerrei, ein Raum zur Untersuchung und Aufbewahrung des eingeführten Fleisches, Stallungen, Wagenremise etc. Sämmtliche Einrichtungen sind dem neuesten Stande der bezgl. Erfahrungen entsprechend einfach aber solide getroffen. Die Gesamtkosten incl. Grunderwerb stellen sich auf rd. 400 000 M.

Am 19. Juni erfolgte die Einweihung des Neubaus für die Loge Teutonia zur Weisheit in Potsdam. Das Gebäude, welches über dem hohen Kellergeschoss 2 Geschosse enthält, ist durch den Stadtbaur. Vogdt nach dem Entwurf des Bauurths A. Heyden in Berlin ausgeführt. Die in Renaissanceformen gestaltete Fassade wird durch ein Giebelrisalit getheilt; im Inneren sind namentlich das Treppenhaus und der Speisesaal durch ihre monumentale Haltung bemerkenswerth.

Am 19. Juni erfolgte zu Königsberg i. P. die Einweihung der an der Nordseite des dortigen Domes errichteten Kant-Kapelle, in welche die Gebeine und der Grabstein des großen Philosophen aus der seit Erbauung des neuen Universitäts-Gebäudes unbrauchbar gewordenen „Sioa Kantiana“ übergeführt worden sind. Die Kapelle, ein kleiner gothischer Bau von 2 Gewölbejochen ist mit einer Marmorbüste Kants von Prof. Siemering in Berlin und einem grau in grau ausgeführten Wandgemälde — einer Kopie der Rafael'schen Schule von Athen — geschmückt.

Die zur Ausschmückung der neuen Königsbrücke in Berlin bestimmten, in Rackwitzer Sandstein ausgeführten Figuren-Gruppen, welche in Folge des Eingehens der Brücke dort überhaupt nicht mehr zur Aufstellung gelangt sind, haben in letzter Zeit ein anderes Unterkommen an verschiedenen Punkten des Thiergartens bezw. seiner Umgebung gefunden. Auf dem kleinen Königsplatz sind 4 Krieger-Gruppen von Wittig, Schweinitz, Brodowol und Calandrelli, auf dem sogenannten Großfürsten-Platz 4 Flussgruppen von Schweinitz, Calandrelli und Wittig, am Goldfischteich endlich 4 Kindergruppen von Janda und Itzenplitz aufgestellt worden. Die Bereicherung, welche Berlin durch diese für einen rein dekorativen Zweck bestimmten, nun aber in größerer Selbständigkeit auftretenden, überdies durchweg auf zu hohen Postamenten angeordneten Bildwerke erfahren hat, ist eine sehr zweifelhaft; hoffentlich werden sie später mehr in das „Innere“ des Thiergartens verpflanzt. Es darf aber auch in Frage kommen, ob eine Aufstellung dieser Gruppen an dem ursprünglich für sie in Aussicht genommenen Plätze ein befriedigendes Ergebnis geliefert hätte und ob mit dem bei unseren neueren Monumentalbauten üblichen Verfahren, derartige dekorative Skulptur-Arbeiten an eine größere Zahl einzelner, zum Theil nicht einmal auf der Höhe der Aufgabe stehende Bildhauer zu vergeben, nicht gründ-

Referent sein Urtheil zusammen fasste, ein Architekt oder Ingenieur kaum ohne ein etwas erweitertes Gewissen und ohne Vertrauen auf sein gutes Glück die Leitung eines irgend bedenkliehen Baues übernehmen, selbst bei den besten Fähigkeiten und Fleiß und einer über die Verbands-Normen hinaus gehenden Bezahlung.

Was schließlich die in Frage 3 zur Diskussion gestellten Mittel zur Geltendmachung der von den Architekten- und Ingenieur-Vereinen aufzustellenden Verbesserungs-Vorschläge anlangt, so legte der Referent das Hauptgewicht auf die vom Hamburger Verein übernommene Aufstellung von Normen für Verträge zwischen Bauherren und Baumeistern (Architekten und Ingenieuren), welche das von letzteren bei der Projektirung und Bauleitung zu übernehmende Maas von zivilrechtlicher Verantwortlichkeit genau bestimmen sollen und empfahl zur Durchführung dieser Bestimmungen (zugleich in Beantwortung der Frage 4) die nachträgliche Ein-fügung derselben als integrierenden Bestandtheil in die vom Ver-bande aufgestellte Honorarnorm.

Die diesjährige Wanderversammlung des Vereins soll am 29. Juni in Duisburg und Ruhrort abgehalten werden.

lich gebrochen werden muss. Vergleicht man mit der Erscheinung der Belle-Alliance-Brücke und mit diesen für die Königsbrücke angefertigten Figuren die alte Herkulesbrücke — mit der National-Gallerie die Universität oder das Schauspielhaus, so wird die Entscheidung darüber, welches Verfahren den Vorzug verdient, nicht schwer fallen. Und die deutsche Hauptstadt hat z. Z. wahrlich nicht Mangel an Künstlern ersten Ranges, die gerade bei einer dekorativen Aufgabe dieser Art das Höchste zu leisten im Stande wären.

Vermischtes.

Zur Neuregelung des Submissions-Wesens in Hamburg. Im Hamburger Archit.- und Ingen.-Verein ist vor ein paar Jahren die Frage der Verbesserung des Submissions-Wesens aufgenommen und seitdem von einer aus Mitgliedern der verschiedenen Fachrichtungen, aus Bauunternehmern und Baubeamten zusammen gesetzten Kommission beraten worden.

Nunmehr liegt das Ergebnis dieser Beratungen in einer kleinen, der Oeffentlichkeit übergebenen Broschüre* vor, deren Inhalt uns das Material zu den nachfolgenden kurzen Bemerkungen liefert.

An der für den Hamburgischen Staat gesetzlich eingeführten öffentlichen Submission soll fest gehalten, daneben aber für geeignete, in den Vorschlägen genau präzisirte Fälle sowohl die „beschränkte Submission“ als die „Vergabung aus freier Hand“ geübt werden. Die Zuschlags-Ertheilung bei öffentlicher Submission wird an eine Regel nicht zu binden sein, sondern soll der diskretionären Befugniss der Behörde überlassen bleiben; in den Vorschlägen ist diese Bestimmung so eingeleitet worden, dass sie lautet: „Bei der Zuschlags-Ertheilung wird die annehmbarste Offerte der lediglich mindestfordernden vorzuziehen sein, weil es, je nach Art des Objekts, auf die Qualität und in vielen Fällen auf das Vertrauen ankommt, welches der Submittent genießt“ etc. etc. Wir erblicken in dieser Formulirung einen anerkennenswerthen Versuch, der Konkurrenz um die „Quantität“ diejenige um die „Qualität“ als gleichwerthig hinzu zu fügen.

Eine sonstige Sicherung gegen das Eindringen unsolider Elemente soll dadurch geschaffen werden, dass der Submittent bei Einreichung der Offerte eine „Bietungs-Kaution“ zu erlegen, oder die Mitunterschrift zweier Bürgen beizubringen hat. In den Verhandlungen über die neuen preussischen Bestimmungen ist ein gleichartiger Vorschlag gemacht, damals aber von der Behörde abgelehnt worden; das wird freilich nicht ausschließen, dass in besonderen Fällen auch in Preussen eine Bietungs-Kaution verlangt werden kann.

Auf Festsetzungen über Mehr- oder Minderleistungen wird in den „Allgemeinen Bedingungen“ für Hamburg verzichtet, es fehlen desgleichen Vorschriften über Formen, welche bei exekutivem Vorgehen gegen einen säumigen Unternehmer einzuhalten sind, so wie Bestimmungen für Fälle, in denen durch unvorhergesehene Umstände ein begonnenes Unternehmen zeitweilig oder für immer unterbrochen wird. Möglich ist es, dass diese Auslassungen aus dem Grunde gemacht werden konnten, weil für die betr. Fälle durch bereits bestehende allgemeine Vorschriften oder Usancen vorgekehrt ist; möglich auch, dass der § 15 der Allgemeinen Bedingungen, der die Entscheidung eines Schiedsgerichts in allen über die Auslegung des Kontrakts, über die Ausführung der Arbeiten oder Lieferungen oder über die Abnahme derselben entstehenden Differenzen festsetzt, jene Auslassungen in mehr als ausreichender Weise deckt. Letzterer Paragraph erscheint uns in Anbetracht der stipulirten ganz unbeschränkten Kompetenz des Schiedsgerichts, fast als der wichtigste des ganzen Entwurfs.

Einige andere Punkte, die in dem Entwurfe nach unserer Ansicht sehr gut geregelt sind, berühren wir, weil sie an Bedeutung erst 2. Grades sind, nur ganz andeutungsweise. Es sind dies: die Fixirung des Termins zur Offerten-Einreichung,

* Vergabung öffentlicher Bauten und Lieferungen in Hamburg. Vorschläge d. Archit.- u. Ingen.-Vereins. Hamburg, J. F. Richters Buchdruckerei.

Nachgebote, Sicherung des Unternehmers gegen unbefugte Benutzung von geistigem Eigentum, welches in etwaigen Vorschlägen denselben über Disposition, Konstruktion oder Ausführung enthalten ist — Fixirung des Zeitpunktes, von welchem an die Fristen rechnen — endlich Haftbarkeit der Behörde für die Richtigkeit von Zahlen- und Maßangaben, sowie Vorausbestimmungen für Fälle erkennbarer Fehler sowohl als solcher, wo zwischen den Angaben in den Zeichnungen und Schriftstücken Differenzen bestehen. —

Sollen wir unsere Meinung über den vorliegenden Entwurf in wenige Worte zusammen fassen, so würden diese etwa lauten, dass der Entwurf im allgemeinen auf der Basis der gegenseitigen Kenntnis und gegenseitigen Vertrauens zwischen Behörde und Unternehmer sich aufbaut: die beste, welche zu finden ist, allerdings dabei aber doch eine solche, die nur bei Verwaltungen geringeren Umfangs haltbar ist, und unzureichend wird, sobald man sie für die Regelung der Verhältnisse in einer Verwaltung größter Art benutzen wollte. Hier fehlt die Personalkennntnis und muss man die Rolle des Vertrauens leider durch gedruckte Paragraphen ausfüllen. Der Entwurf ist im übrigen recht vollständig durchgearbeitet und kann sich hierdurch sowohl, als bei einem gewissen Maas an Uebergewicht, welches er der Behörde dem Unternehmer gegenüber sichert, der Annahme durch die Behörde nur auf's Beste empfehlen. — B. —

Todtenscha. Die französische Architektenwelt hat in jüngster Zeit wiederum mehre Verluste erlitten: nach Hrn. Davioud ist vor kurzen auch Hr. Deminuid aus dem Leben geschieden. — Davioud, der ein Alter von nicht mehr als 56 Jahren erreicht hat, gehörte dem städtischen Dienst von Paris an, in dem er seit 1871 das Amt des „Inspecteur général“ bekleidete; er hat sich, außer durch zahlreiche dekorative Werke im Bois de Boulogne und auf den Straßen und Plätzen der Hauptstadt, namentlich durch die beiden Theater „du Chatelet“ und „Lyrique“, die Mairie des XIX. Arrondissements, sowie in jüngster Zeit (gemeinsam mit seinem Freunde Bourdais) durch den Bau des Trocadéro-Palastes bekannt gemacht. — Deminuid's Bedeutung beruhte namentlich in der Stellung, welche er im inneren Leben der französischen Fachkreise einnahm. Ursprünglich Zivil-Ingenieur, wandte er sich später der Kunst zu, blieb aber in steter Verbindung mit seinen früheren Kollegen (für die er auch das Vereinshaus in der cité Rougemont erbaute) und bildete so ein wichtiges Bindeglied zwischen den in Frankreich fremder als in Deutschland sich gegenüber stehenden Fachgruppen der Architekten und Bau-Ingenieure. Einen ihm übertragene großen Bau, für den er seit 7 Jahren Vorstudien gemacht hatte, den Neubau der Ecole centrale des Arts et Manufactures, hat der Verstorbene leider nicht mehr selbst beginnen können.

Zur Berliner Wohnungs-Statistik. Die in den letzten 2 Jahren stattgefundenen Aenderungen in den Wohn- und Miethverhältnissen Berlins werden durch folgende Zahlen illustriert:

Table with 5 columns: Quartal, Zahl der Wohnungen und Geleise, Miethwerth derselben M., Zahl der vermieteten Wohnungen etc., Miethwerth derselben M.

Hiernach hat also in der Zahl der unvermietet gebliebenen Wohnungen seit 2 Jahren eine sukzessive Abnahme von 19 871 auf 18 708 und 14 049 stattgefunden, welcher eine Zunahme des Miethwerthes der vermieteten Wohnungen um rund 1 600 000 M. entspricht. Die Abnahme in der Zahl der unvermieteten Wohnungen ist am größten in den sogen. Aufsengebieten im Norden, Osten und Süden der Stadt gewesen, eine Thatsache, die wohl zweifellos auf eine Steigerung in den wirtschaftlichen Verhältnissen hinweist.

Sollte die bisherige Abnahme in der Zahl der leer stehenden Wohnungen andauern, so wird, wenn nicht der Bau neuer Wohnungen in angemessenen Verhältnissen zunimmt, bald der Zeitpunkt heran rücken, wo die sogen. Miethsschraube wieder energisch in Thätigkeit gesetzt wird.

Dachpappe als Unterlage für Holzzement-Dächer wird — wie man uns aus Anlass einer Notiz in Fragekasten uns, No. 49 von verschiedenen Seiten mittheilt, allerdings immer häufiger angewendet und zwar ist diese Methode einerseits daraus hervorgegangen, dass man den natürlichen Wunsch hegte, das Dach zunächst regendicht herzustellen, andererseits daraus, dass es sehr schwer ist, bei einem auch nur geringen Luftzuge die unterste Papierlage auf dem Dach auszubreiten. Man vollendet das eigentliche Holzzement-Dach erst, nachdem die über dem Dach auszuführenden Arbeiten, Schornsteinköpfe, Oberlichte etc. vollständig in Ordnung sind. Zu jener untersten Lage wird von den meisten Fabrikanten gewöhnliche Theerpappe verwendet. Hr. Maurermeister Rabitz, welcher diese Dächer zuerst in Berlin angefertigt und in Bezug auf sie auch wohl die größte Erfahrung besitzt, bedient sich jedoch einer eigenthümlich präparirten glatt gewalzten Pappe, welche den Vortheil hat, dass sie sich glatter

legt (nicht so leicht Beulen bildet) und dass sie auf der gespaltenen Bretterunterlage nicht so leicht anklebt.

Wir nehmen hierbei Gelegenheit, eines beherzigenswerthen Vorschlags zu erwähnen, den uns Hr. Krabmstr. a. D., E. H. Hoffmann, von dem eine jener Zuschriften herrührt, übermittelt. Dieser Vorschlag geht dahin, statt des Namens „Holzzement-Dach“ bzw. (nach Rabitz) „Vulkanzement-Dach“ den Namen „Kies-Dach“ einzuführen.

Die Aeußerung „Zur Kritik der in Dortmund ausgeführten Restaurationen“ in No. 48 d. Bl. bringt meinen Namen mit Restaurationen-Arbeiten an der dortigen kath. Kirche in einer Weise in Verbindung, welche zu Missdeutungen Anlass geben könnte. Diese Arbeiten bestehen zur Hauptsache in der Erneuerung des westl. Giebels und es beschränkt sich meine Mitwirkung bei denselben auf die Umarbeitung eines hierauf bezüglichen Projekts, welches ich in meiner amtlichen Eigenschaft als Diözesan-Baumeister zu prüfen hatte. Die spezielle Leitung lag in den Händen eines andern und kann ich deshalb für die Ausführung keine Verantwortung übernehmen.

Uebrigens lag und liegt mir die Besorgnis fern, dass irgend einer meiner Fachgenossen mich in Verdacht haben könnte, Mitschuldiger solcher „Restaurationen“ zu sein, wie August Hartel in No. 44 d. sie charakterisirt und mit Recht aufs Schärfste verurtheilt.

Paderborn, d. 20. Juni 1881. A. Guldenpfennig.

Die Sekundärspannungen in Eisen-Konstruktionen. Nachdem Hr. Prof. Winkler in No. 47 d. Bl. die Richtigkeit der von mir in No. 44 gemachten Bemerkungen im allgemeinen zugegeben hat, habe ich noch anzuführen, dass der die Größe der Sekundärspannung charakterisirende Koeffizient m nicht nur theoretisch sondern auch praktisch und zwar in solchen Fällen, wo es sich (wie z. B. bei Decken-Konstruktionen) vorwiegend um ruhende Belastung handelt, den ungünstigen Werth 12 für die Gurtungsmittel erreichen kann und dass ferner auch in denjenigen Trägerpartien, wo ein regelmäßiger Wechsel von Zug und Druck bei den Gitterstäben vorhanden ist (Fig. 1 u. 3 S. 129), der Werth von m für die Gurten bei Berücksichtigung der Strebenverlängerung nicht konstant = 2 ist.

Ein durchgerechnetes Beispiel eines Fachwerkträgers von 8 Feldern, bei welchem die Winkeländerung am mittleren Knotenpunkt wegen der Streben-Deformation vier Mal so viel betrug als an den übrigen Punkten, ergab unter Voraussetzung überwiegender, konstanter Gurträgheits-Momente folgende Werthe für m:

Knotenpunkt 1 (Mitte): m = 12,37; P. 2: m = -0,74; P. 3: m = 2,60; P. 4: m = 2,35. — m schwankt somit an den hier in Betracht kommenden Punkten zwischen -0,74 und 2,60 und erreicht für die Gurtmitte den angegebenen Werth 12.

Fr. Engesser.

Personal-Nachrichten.

Preussen.

Die Baumeister-Prüfung haben bestanden: a) nach den Vorschriften vom 3. Septbr. 1868 in beiden Fachrichtungen: Robert Adams aus Minden, Paul Walthers aus Wolmiratshaus und Heinrich Maley aus Reichelsheim in Oberhessen; b) für das Hochbaufach: Richard Herzog aus Schinne bei Stendal und Eduard Blümner aus Breslau; c) für das Bauingenieurfach: Franz Eichentopf aus Bennungen, Kr. Sangerhausen und Albert Scharlock aus Berlin.

Die Bauführer-Prüfung im Bauingenieurfach haben bestanden: Friedrich Degner aus Dewitz in Meklenb.-Strelitz, Alfred Weydekamp aus Iserlohn, Fedor Jaenisch aus Bischof, Kr. Rosenberg, Friedrich Pfannenschmidt aus Barleben bei Magdeburg und Hugo Hammer aus Heilsberg in Oberschl. Der Kreis-Bauinspekt. Dittmar in Heiligenstadt ist gestorben.

Brief- und Fragekasten.

Abonnet in Leipzig. Die Frage lässt sich schwer beantworten, wenn man die Vorkenntnisse der bezgl. Persönlichkeit nicht kennt. Vielleicht, dass das „Deutsche Bauhandbuch“ den Zweck erfüllt.

Hrn. A. M. in Berlin. Wir stellen Ihnen anheim, Ihre Bedenken bezgl. des Programms für die Gertruds-Kirche zu Hamburg, die uns übrigens etwas gar zu subtiler Natur zu sein scheinen, an ein Mitglied der Preisrichter-Kollegiums, z. B. Hrn. Ober-Ing. F. A. Meyer, zu richten.

Hrn. P. W. in Berlin. In der Regel werden nur solche Fragen beantwortet, die ein allgemeines Interesse haben. U. a. ertheilt Unterricht in den bezgl. Fächern der Ziv.-Ing. Schlösser, S.W., Schützenstr. 73 II.

Berichtigung. In den Satz einiger chemischer Formeln, die in dem Artikel „Ueber Mauerfrass“ in No. 49 cr. vorkommen, haben sich, veranlasst durch Undeutlichkeiten des Manuskripts, ein paar Fehler eingeschlichen. In den a. a. O. wiederholt vorkommenden Formeln Fe O CO2, Na O CO2 und KO CO2, findet sich das Sauerstoff-Atom der Basis mit der Angabe 1 versehen; diese ungebührige 1 ist aus einem, nach der alten Schreibweise, an der betr. Stelle stehenden Komma entstanden.

Inhalt: Zur Frage über Anwendung von Scheitel-Scharnieren bei eisernen Bogenbrücken. — Vermischtes: Gasheizungen für Kirchen insbes. die Kosten derselben. — Neuheiten für den inneren Ausbau. — Vortheilhaftere Form gasheizbarer Caissons-Wärzen. — Patenirte Sicherheitswinde. — Dr. Zerener's Antimerillon. — Von der Handwerkerschule zu Berlin. — Personal-Nachrichten.

Zur Frage über Anwendung von Scheitel-Scharnieren bei eisernen Bogenbrücken.*

So instruktiv die in No. 62 cr. d. Bl. gemachten Mittheilungen über die Art der Verstärkung bzw. Verlassung des Scheitel-Scharniers der Ulrichstrassen-Unterführung in Magdeburg an sich sind, so muss ich doch in Abrede stellen, dass diese Bogenbrücke, sowie diejenige in Berlin nicht als Beispiele gegen die Anwendung von Scheitelgelenken bei Bogenbrücken angeführt werden könnten.

Meine in No. 45 d. Bl. ausgesprochene Ansicht stützt sich allerdings auf das bezgl. Referat von Heim & Peters in der Zeitschr. für Bauw. 1879; doch wird es auch durch die Mittheilung in No. 62 dies. Zeitg. bestätigt, dass sich das Scheitelgelenk in den erwähnten beiden Fällen in der That nicht bewährt hat.

Der Umstand sowohl, dass die Nothwendigkeit erkannt worden ist, die Beweglichkeit des Scheitelgelenks bei der Ulrichstrassen-Unterführung zu vermindern, als auch die zugegebene pendelnde Bewegung der Zwischenpfeiler bei der Molke-Brücke in Berlin, sprechen eben nicht für die Brauchbarkeit eines Scheitelgelenks.

Was zunächst die Verstärkung des Scheitelgelenks der Ulrichstrassen-Unterführung betrifft, so bestätigt sich die in der Mittheilung in No. 62 ausgesprochene Ansicht, dass der Bogen immer noch als ein solcher mit 3 Scharnieren zu betrachten sei, — für die beschriebene Verstärkungs-Konstruktion — nur für den Fall der Hebung des Scheitels, welche bei Temperaturerhöhung eintreten würde. Aber auch für diesen Fall wird das ursprüngliche Scharnier wirkungslos, da der Drehpunkt nicht mehr im Mittelpunkt des Bolzens, sondern senkrecht unter demselben im Stöblech c liegt (s. Fig. S. 351). Da nun, wie in der Mittheilung in No. 62 angegeben, der Keil b durch seine zylindrischen Seitenflächen Drehungen um den Scharnier-Mittelpunkt gestattet, der wirkliche Drehpunkt aber tiefer liegt, so wird bei Hebung des Scheitels ein Klemmen des Keils b — genaue Bearbeitung voraus gesetzt — stattfinden müssen. Somit muss sich auch bei Hebung des Scheitels eine gewisse elastische Steifigkeit ergeben.

Bei Senkung des Scheitels wird allerdings der Mittelpunkt des Scharnier-Bolzens als Drehpunkt funktionieren, dagegen der Senkung die Zugfestigkeit der Stöpselplatte c entgegen wirken, so dass die Drehbarkeit des Bogenscheitels faktisch in elastische Steifigkeit umgewandelt worden ist.

Dass bei den Brücken für die Gleise der Magdeburg-Leipziger und Magdeburg-Halberstädter Eisenbahn, sowie bei der Unterführung der Sudenburger Straße — welche nach denselben Prinzipien, wie die Ulrichstrassen-Unterführung konstruirt sind — sich keine Unzuträglichkeiten heraus gestellt haben sollen, trotzdem, dass die Scheitelgelenke in ihrem ursprünglichen Zustande belassen worden sind, ist ebenfalls kein direkter Beweis für die Anwendbarkeit von Scheitelgelenken, sondern es dürfte dieser Umstand hauptsächlich der zufällig günstiger Beschaffenheit und größerer Widerstandsfähigkeit des Untergrundes der Pfeiler zuzuschreiben sein.

Jedenfalls steht fest und wird auch durch die in No. 62 erwähnten Beobachtungen bestätigt, dass jede Verkehrslast bei Vorhandensein eines Scheitelgelenks beide Bogentheile in eine bedeutende auf- und abwärts gehende Bewegung versetzt. Hierdurch wird — was an sich schon ein misslicher Umstand ist — nicht bloß der Bolzen des Scheitelgelenks stark abgenutzt und letzterer gelockert, sondern auch der bei 3 Gelenken schon recht große Horizontalschub, entsprechend der Verkleinerung der Pfeilhöhe, vergrößert d. h. der Horizontalschub wird größer, als der aus der statischen Berechnung sich ergebende, bzw. zur Dimensionirung benutzte. Um wie viel der Horizontalschub sich vergrößert, hängt natürlich von der Einsenkung des Bogenscheitels und von der Nachgiebigkeit des Untergrundes der Pfeiler ab — beides Faktoren, die sich der unmittelbaren Berücksichtigung bei der Berechnung entziehen, um so mehr, als sie in einem gewissen Kausal-Nexus zu einander stehen. Dieses macht aber die theoretisch statische Bestimmtheit des Systems hinfällig und man müsste, um einigermaßen sicher rechnen zu können, zu Voraussetzungen seine Zuflucht nehmen, die noch unexakter sein können, als diejenigen der Elastizitäts-Theorie, welche bei Berechnung der übrigen Kategorien von Bogenbrücken zu Grunde gelegt werden.

Jedenfalls müsste die Erfahrung noch mehr Daten aufzuweisen haben, als es bis jetzt der Fall ist, um bei Berechnung von Bogenbrücken mit 3 Gelenken den aus der statischen Berechnung sich ergebenden Horizontalschub, entsprechend vergrößert bei der Dimensionirung einführen zu können.

* Wir glauben hiermit die Diskussion über das behandelte Thema vorläufig schließen zu müssen. D. Red.

Gasheizungen für Kirchen insbes. die Kosten derselben. Von Kirchen, welche mit Gas geheizt werden, sind nur die in Husum und die Domkirche in Berlin bekannt; einige andere mögen sich ausserdem noch in Norddeutschland finden.

Die pendelnde Bewegung der Zwischenpfeiler der in Rede befindlichen Berliner Brücke wird in der Mittheilung in No. 62 durch die zu schwache Bemessung der Zwischenpfeiler erklärt. Dieser Ansicht pflichte ich vollkommen bei; nur ist die zu geringe Stärke der Zwischenpfeiler eine Folge der Anwendung des Scheitelgelenks, unter Nichtachtung des oben Entwickelten, nicht aber Folge ungenügender statischer Berechnung, wie es der Verfasser der Mittheilung in No. 62 anzunehmen scheint.

Am Schlusse der letzteren werden einige auch von mir angeführte, bei Anwendung von Scheitelgelenken sich ergebende Mismstände besprochen und gelangt der Verfasser zu dem Resultat, dass Scheitelgelenke bei Straßenbrücken „mittlerer Spannweite“ mit Vortheil angewandt werden dürften, während bei Eisenbahnbrücken die Anwendung derselben Vorsicht erfordert. Der Ausdruck „mittlere Spannweite“ enthält eine zu große Unbestimmtheit, um dieser Ansicht direkt beitreten zu können. Nach den bisherigen Erfahrungen und aus den an a. O., sowie oben angeführten praktischen Gründen, dürfte man zu dem Schluss gelangen, dass für Eisenbahnbrücken Bogen mit Scheitelgelenken vollkommen zu verwerfen seien, während bei Straßenbrücken von Spannweiten bis etwa zu 20 m Scheitelgelenke allerdings statthaft erscheinen, jedoch nur bei sehr günstiger Beschaffenheit des Grundes, in welchem die Pfeiler und Widerlager stehen. Bei mittleren Spannweiten von 50 bis 60 m** würden die auch bei Straßenbrücken nicht unbedeutenden Erschütterungen durch die Verkehrslast ungünstig auf das Scheitelgelenk einwirken, besonders da bei dem großen Eigengewicht große Massen in Vibration versetzt werden

Thal b. Eisenach, den 17. August 1881.

Leo von Willmann.

II.

Anknüpfend an die Mittheilungen in No. 62 cr. d. Bl. möge es als weiteres Erfahrungs-Resultat über das Verhalten von Bogenkonstruktionen mit 3 Gelenken angeführt werden, dass die beiden Straßenbrücken über den Wienfuß, Tegethofbrücke (Spannweite 35 m, erbaut 1872) und Steigerbrücke (Spannweite 30,3 m, erbaut 1869) erhaltenen Mittheilungen zufolge irgend welche praktisch bedeutenden Mängeln bis jetzt nicht gezeigt haben.

Hiernach lässt sich ein allgemeines Verdammungsurtheil der Konstruktion mit 3 Gelenken aus den bisherigen Erfahrungen nicht wohl rechtfertigen; man wird vielmehr in zahlreichen Fällen, namentlich wenn bei geringerem Einfluß der Verkehrslast eine schädliche Wirkung der Stöße auf die Gelenke nicht zu befürchten ist, die Scheitelgelenke mit Vortheil verwenden können.

Auf einen vielfach geäußerten Einwand, dass nämlich durch das Scheitelgelenk die Kontinuität des Horizontalverbandes unterbrochen werde, möge hier noch kurz entgegnet werden. Wie in dem Aufsätze: „Ueber den Horizontalverband bei Bogenbrücken“ (Zeitschr. f. Bauw. 1881) nachgewiesen wurde, ist die Druckverminderung, welche durch die Horizontalkräfte hervor gerufen wird, im Scheitelgelenk bedeutend geringer als in den Kämpfergelenken; die Brücke wird daher offenbar eher als Ganzes umgeworfen werden, als sich das Scheitelgelenk öffnen kann, und sind hiernach die geäußerten Bedenken vollständig grundlos.

Schließlich sei noch auf die ungleiche Bruchsicherheit statisch bestimmter (3 Gelenke) und statisch unbestimmter (2 und 0 Gelenke) Bogenträger hingewiesen. Bei ersteren stimmt die wirkliche Bruchfestigkeit im wesentlichen mit der berechneten überein; bei letzteren dagegen verlieren die angewandten elastischen Gleichungen nach Ueberschreitung der Elastizitätsgrenze ihre Gültigkeit und lassen einen richtigen Schluss auf die wirkliche Bruchfestigkeit nicht zu. Die nach Ueberschreitung der Elastizitätsgrenze auftretenden bleibenden Zusammendrückungen des Bogens üben einen ähnlichen Einfluß auf die äußeren Kräfte und auf die Tragfähigkeit aus, wie ein entsprechendes Auseinanderdrücken der Widerlager. Der Bogen wird daher ungünstiger beansprucht als innerhalb der Elastizitätsgrenze und muss eine geringere wirkliche Bruchfestigkeit besitzen, als die angewandten Formeln erwarten ließen.

Aus Vorstehendem geht hervor, dass bei gleichem nominellen Sicherheitskoeffizienten die Bruchsicherheit statisch unbestimmter Bogenkonstruktionen geringer ist, als bei statisch bestimmten, dass erstere daher für gleiche Bruchsicherheit mit entsprechend größerem Sicherheitskoeffizienten berechnet werden müssten.

Karlsruhe, im September 1881. Fr. Engesser.

** Da bereits mehrfach Bogenbrücken von über 100 m Spannweite zur Ausführung gekommen sind (Donau-Brücke bei Oporto 162 m), so erscheint es statthaft, die mittlere Spannweite, so wie hier geschehen, zu definiren.

Vermischtes.

Früher wurden in Hamburg die St. Catharinen-Kirche und auch die St. Pauli-Kirche mit Gas geheizt; doch sind diese Heiz-einrichtungen längst abgeschafft worden wegen der Belästigung durch Gasgeruch. Ueber die St. Catharinen-Kirche in Hamburg

kann ich die Zusammenstellungen der betreffenden Zahlen für einige Jahre mittheilen. Diese Kirche hat ca. 19 000 cbm Rauminhalt. Es betrug:

im Jahre 1858	der Gasverbrauch	9 900 cbm	bei ca. 36 Heizungen
" " 1859	" " " "	5 400 " " " "	" " " "
" " 1860	" " " "	9 100 " " " "	" " " "
" " 1861	" " " "	8 700 " " " "	" " " "

wonach sich ein durchschnittlicher Verbrauch pr. 1000 cbm Raum von 12 cbm Gas, oder nach der Kostenberechnung ein Betrag pr. Heizung von 50 M. ergibt. Im Vergleiche hierzu erforderte die Heizung mit gewöhnlichen großen Oefen

1862	mit 6 Oefen an Gesamt-Kosten	1 020,15 M.
1863	" " " "	1 158,82 " "
1864	" " " "	841,05 " "
1865	" " " "	823,52 " "

was bei ca. 36 Heizungen pr. Heizung nur 27 M. ausmacht. Die Stadtkirche in Husum ist im Jahre 1871 mit Gasheizung versehen worden. Es findet in derselben ein Gasverbrauch für die jedesmalige Heizung von durchschnittlich 7 1/2 cbm pr. 1000 cbm Raum statt. Die Heizung der Kirche ward mir bezüglich der Temperatur als ziemlich gut bezeichnet; doch beschwerte man sich über den Geruch.

In der Domkirche zu Berlin sollen nach dem, was ich auf mündliche Anfragen erfahren habe, die Kosten der einzelnen Heizungen 15-18 M. und bei kalten Tagen wohl 45-90 M. betragen. Alle Persönlichkeiten die ich befragte, beklagten sich über diese Heizung, nicht allein wegen des unausstehlichen Dunstes, sondern auch wegen des Beschlagens bzw. Oxydierens aller metallischen und vergoldeten Sachen in der Kirche.

Ich bin der Meinung, dass eine Heizung der Kirchen mit Gas nicht unzweckmäßig ist, in Fällen wo alle Vorbedingungen dazu erfüllt sind. Dahin rechne ich das dunstfreie Brennen, d. h. eine wirksame Ableitung der Verbrennungsprodukte durch Schornsteine, Herstellung von Heizflächen wie bei jeder andern Heizung und eine vollkommene Verbrennung des Gases selbst. Den ersten beiden Anforderungen würde nicht schwer zu genügen sein; bezügl. der dritten habe ich den Eindruck, dass dies noch eine ungelöste Aufgabe ist. Es scheint mir, dass gewöhnlich die Flammen viel zu dicht zusammen gestellt werden, so dass die notwendige Luft-Zuführung zu den Flammen behindert ist und ferner halte ich die Einrichtung für fehlerhaft, die Flammen zu dämpfen dadurch, dass man dieselben durch ein Drahtsieb gehen lässt. — Ich würde mich freuen, wenn diese Mittheilung zu weiteren aufklärenden Aefuserungen Anlass gäbe.

A. S....

Neuheiten für den inneren Ausbau. Als solche dürfen für das nördliche Deutschland Fußleisten und Sockelstücke aus Schiefer gelten, wie sie von der Schiefertafel-Fabrik Engy in Glarus — aus den Schieferwerken in Pfäfers — geliefert werden. Die profilirten Fußleisten werden in Profilen von 150-230 mm Höhe, bei 20-25 mm Dicke, in Längen bis zu 2 m abgegeben. Die in den Werken hergestellten profilirten Sockelstücke sind nach 7 Mustern gebildet, deren Breite von 45-100 mm wechselt, während die Höhe 75-210 mm beträgt. —

Die Fabrik Engy wird in Berlin durch Ed. Behrends, C., Königsgraben 15b, vertreten.

Vorthellhaftere Form gusseiserner Chaussee-Walzen. Die gebräuchlichste der Chaussee-Walzen für Pferdezug ist die zylindrische. Eine so geformte Walze hat das Bestreben, die Bahn — in entsprechenden Streifen — flach zu drücken. Erst nach einiger Zeit des Gebrauchs passt sich die Walze der durchschnittlichen Wölbung des Straßensprofils dadurch etwas an, dass sich der Mantel in der Mitte stärker abnutzt, als an den Rändern.

Diese Abnutzung schreitet auch, nachdem der Mantel die angenäherte Form des Straßensprofils angenommen hat, in der Mitte schneller fort als an den Rändern, was zum Theil dadurch zu erklären ist, dass das Gussmaterial an den Rändern (nahe unter der Gusshaut) etwas härter ist als in der Gegend nahe der Mitte. Wird nun dem Walzenmantel schon beim Guss die Form des wölbigen Straßensprofils gegeben, und außerdem die Wandstärke in der Mitte etwas größer genommen als an den Rändern, so wird ein solcher Mantel ohne Zweifel bedeutend länger halten als ein Mantel von gleichem Gewicht bei vollkommen zylindrischer Gestalt.

Bei der auf vielen Chausseen vorhandenen Breite der Steinbahn von 4,5 m mit einer durchschnittlichen Wölbung von 9-10 cm entspricht der Straßenswölbung ein Radius von rd. 28 m. Die äußere Kurve des Walzenmantels wäre daher zweckmäßig nach diesem Radius zu formen. Die Verstärkung der Mantelwand nach der Mitte zu ist auf mindestens 20 mm anzunehmen, so dass beispielsweise die Wandstärke einer neuen Walze am Rande 55 und in der Mitte 75 mm zu betragen hätte. Den Chaussee-Verwaltungen giebt Einsender anheim, bei Bestellung neuer Walzen die Zweckmäßigkeit seiner Vorschläge zu erproben. J. B.

Patentirte Sicherheitswinde. Der Fabrikant H. Meinecke in Breslau hat eine Windevorrichtung patentiren lassen, deren Eigenthümlichkeit darin beruht, dass bei jeder Stellung der Last die Kurbel losgelassen werden kann, ohne dass darnach ein Rück-

gang der Last stattfindet. Die Vorrichtung ersetzt sonach den sonst üblichen, nur wenig zuverlässigen Sperrkegel; sie ist neu im Vergleich zu anderweiten Konstruktionen, welche auf denselben Zweck hinaus gehen.

Bei der Meinecke'schen Einrichtung wird der beabsichtigte Zweck in der Weise erreicht, dass man das dem Rückgange der Kurbel widerstehende Reibungsmoment größer macht als das Lastmoment. Die Trommel sitzt dazu auf einer hohlen Welle, in welcher die Kurbelwelle gelagert ist und zwischen beiden Wellen ist mittelst einer, durch Federn selbstthätig gemachten Zahnkuppelung, eine Verbindung hergestellt, die in Wirksamkeit tritt, sobald die Last eine rückläufige Bewegung annimmt. Es ersieht sich, dass dabei eine Vermehrung der Reibung stattfindet, da nun der Reibung der Lastwelle die Reibung der in dieser gelagerten Kurbelwelle hinzu tritt.

Die Vorrichtung ist auf Hebewerke aller Art anwendbar; am günstigsten macht sie sich freilich für schwere Hebewerke, während bei kleinen, wo Vorgelege fehlen, ihre Anwendung keinen Nutzen, vielmehr eher einen Nachtheil mit sich bringt.

Dr. Zerener's Antimerulion. Mit Bezug auf unsere Mittheilung in No. 69 theilt uns der Fabrikant Hr. Gustav Schallehn in Magdeburg mit, dass das trocken doppelt präp. Antim. selbst bis zu 1 kg zum Preise von 50 M. abgegeben wird, dass dasselbe bereits seit längerer Zeit gleich dem 30 grad. flüssigen bei ca. 250 kg zu 40 M., das einfach trockenere aber zu 20 M. incl. Verpackung abgegeben wird. Ferner dass mit dem flüssigen Antimerulion auch allein jede Schwammreparatur durchgeführt werden könne, und dass die gleichzeitige Mitverwendung des trocken doppelt präp. Antim. keineswegs die Kosten einer Schwammreparatur erhöhe, sondern sie im Gegentheil bei durchdachter Verwendung oft bedeutend herab mindere.

Fabrikant übernehme ebenfalls jede erwünschte Garantie, wenn die Arbeiten durch sein Personal ausgeführt würden; doch habe die Praxis bisher ergeben, dass die durch Ersatz der Reisekosten entstehende Vertheuerung meistens vermieden werden könne.

Auszeichnungen von Fachschulen auf der Allgem. Bangewerkl. Ausstellung zu Braunschweig 1881. Die auf der Ausstellung vertretenen Bangewerkschulen haben folgende Auszeichnungen davon getragen:

- Eckernförde 1. Preis: Silberne Medaille.
- Holzminden 1. Preis:
- Nienburg a. W. 2. Preis: Bronzene Medaille.
- Treuenbrietzen 2. Preis:
- Buxtehude, Anerkennung für "Ausstellung von Lehrmitteln, 3. Preis: Diplom.

Selbstverständlich hat auch die Ausstellung des Kunstgewerbe Museums zu Berlin die silberne Medaille empfangen. Die Kunstgewerbebeschule in Braunschweig erhielt den 2. Preis (Bronze). — Frangenheim in Elberfeld erhielt für seine Lehrmittel-Ausstellung eine Anerkennung. — Die technische Hochschule zu Braunschweig war außer Preisbewerbung, ebenso wie die von der Herzogl. Baudirektion veranlassete Ausstellung.

Patent- und Musterschutz-Ausstellung zu Frankfurt a. M. Die Dauer der Ausstellung ist bis zum 16. Oktober verlängert worden. —

Von der Handwerkerschule zu Berlin. Das Programm kündigt für das am 9. Oktober beginnende Winterhalbjahr die Einrichtung von 42 Kursen (von 2-4 wöchentlichen Stunden) an. Darunter sind 7 Kurse für Freihandzeichnen und 13 für berufliches Fachzeichnen; in den übrigen Disziplinen — 12 im ganzen — steigt die Zahl der Kurse auf höchstens 3. Die Anzahl der Lehrkräfte ist 19. Das Unterrichtsgeld beträgt im Min. 6 M. und im Max. 12 M.

Personal-Nachrichten. Preussien.

Ernannt: zum Eisenb.-Bau- u. Betr.-Inspektor: der Bahnbetriebs-Inspr. Reusch unter Verleihung der Stelle eines ständ. Hilfsarbeiters b. d. Eisenb.-Betr.-Amte in Crefeld.

Eisenb.-Bau- u. Betr.-Inspr. Taeger ist mit der Wahrnehmung der Geschäfte des Betriebs-Direktors bei dem Eisenb.-Betr.-Amte (Stadt- u. Ringbahn) in Berlin beauftragt worden.

Versetzt: Die Eisenb.-Bau- u. Betriebs-Inspektoren Monscheuer, bish. in Schneidemühl, u. ständ. Hilfsarbeiter an das Betriebs-Amt (Stadt- u. Ringbahn) in Berlin, und Güntzer, bish. in Wesel, als ständ. Hilfsarb. an das Eisenb.-Betr.-Amt in Bromberg.

Sachsen.

Die durch den Tod des Prof. H. Nicolai erledigte Professur für Architektur an der Kgl. Kunst-Akademie zu Dresden ist dem Kgl. Baurath und bisherigen Vorstand der Baugewerkschule zu Leipzig, Constantin Lipsius, verliehen worden.

Ernannt: Prof. E. Giese in Dresden zum Kgl. Baurath; Landbau-Assist. (gepr. Bmstr.) Seidel zum Landbau-Inspektor in Plauen; Kemlein zum Landbau-Assistent in Dresden.

Versetzt: Landbau-Inspr. Hülle von Chemnitz nach Dresden.

Inhalt: Für das Haus des deutschen Reichstages. — Zum Kapitel der Schmirvelkerungen in Theatern. — Hans Schwerts in Thoen. — Ueber die Festigkeit von Beton-Bogen. — Mittheilungen aus Vorpommern: Schleswig-Holsteinischer Architekten- und Ingenieur-Verein. — Architekten- und Ingenieur-Verein in Hannover. — Vermischtes: Zur Frage der Stellung der Techniker bei den städtischen Staatseisenbahnen. — Das Straßempflaster vom Standpunkte des Thierarztes. — Verwendung von Beton zu einer Wasserleitung. — Konkurrenzen. — Personal-Nachrichten. — Brief- und Fragkasten.

Für das Haus des deutschen Reichstages.

In Jahrzehnt hindurch haben wir unter dieser Ueberschrift wieder und wieder das Wort ergriffen, um für unser Theil dazu beizutragen, dass die größte und dankbarste Aufgabe, welche den deutschen Architekten unseres Zeitalters gestellt werden dürfte, eine möglichst vollkommene, der Bedeutung des Baues würdige Lösung finden möge. Niemals aber sind wir an die Frage mit mehr Genuthung und mit besseren Hoffnungen heran getreten, als im gegenwärtigen Augenblicke. Ist doch der leidige Zwiespalt der Meinungen um den passendsten Bauplatz für das Reichstagshaus, der seit 1873 jeden weiteren Schritt hemmte und uns nachgerade dem Spotte Europas preisgab, beseitigt und somit endlich die Möglichkeit eröffnet, wiederum auf das Wesen der Frage einzugehen, die nur zu sehr noch der Klärung bedarf.

Wir wissen freilich, dass neben so manchen Mitgliedern des Reichstages auch nicht wenige Fachgenossen dem nunmehr gewählten Bauplatze nach wir vor ihre Bedenken widmen. Abgesehen davon, dass ihre Anschauungen über die allgemeinen Vorzüge der von ihnen bisher in erster Linie empfohlenen anderweiten Plätze sich natürlich so schnell nicht geändert haben, tadeln sie an der zur Annahme gelangten Baustelle namentlich die zu weit nach Osten gerichtete Lage, die bei voller Bebauung der Grundfläche die nordöstliche Ecke des Hauses allerdings in sehr unschöner Weise der neu anzulegenden Sprenger-Strasse nähern würde. Auch die durch die Situation nicht unbedingt gebotene feste Begrenzung der Baustelle auf 136 m Länge und 95 m Tiefe ist vielfach als ein Zwang empfunden worden, von dem man einen ungünstigen Einfluss auf die freie künstlerische Entwicklung des Projekts befürchten zu müssen glaubt.

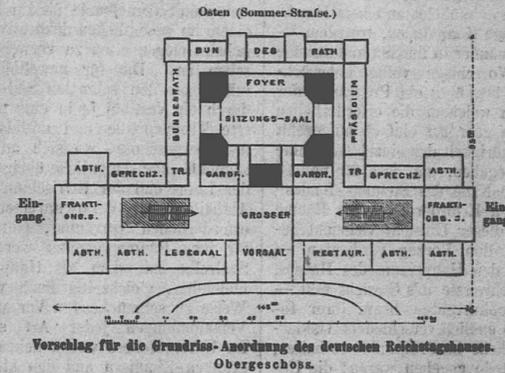
Unsererseits können wir es wohl mit einer Erwähnung dieser Bedenken bewenden lassen. Der Bauplatz an der Ostseite des Königsplatzes mit einer der gegenwärtigen Grenze der sog. Raczyński'schen Gebäudegruppe entsprechenden westlichen Frontlinie ist endgültig gewählt und es wäre vergeblich, hieran rütteln zu wollen. Dagegen dürfen wir zu der Einsicht unserer Reichs- und Staatsbehörden das volle Vertrauen hegen, dass sie jenem Beschlusse über die Grenzen des Bauplatzes keine engherzige, buchstäbliche Auslegung geben werden. Sollte der begründete Nachweis geführt werden, dass eine geringe Vergrößerung des Platzes nach seiner Breite wünschenswerth sei, so würde sich eine solche gewiss durchsetzen lassen und ebenso erscheint es keineswegs ausgeschlossen, dass eine Ueberschreitung seiner westlichen Fläche durch Freitreppen oder Rampen für zulässig erachtet werden würde. Zunächst jedoch wird der Versuch zu machen sein, ob nicht auch innerhalb jener Grenzen eine befriedigende Lösung sich finden lässt. Wichtiger, ja für den glücklichen Ausgang der Ange-

legenheit entscheidend, werden die Schritte sein, welche die aus Mitgliedern des Bundesraths und des Reichstages zusammen zu setzende, z. Z. noch nicht konstituirte Kommission zur weiteren Förderung der Sache unternehmen wird. Es liegt die entschiedene Gefahr vor, dass man — des ersten errungenen Erfolges froh — die zur Gewinnung eines in praktischer und künstlerischer Beziehung ausgereiften Projekts noch zu überwindenden Schwierigkeiten unterschätzt und mit zu großer Schnelligkeit zu Ergebnissen gelangen will, die nur im Wege gründlichster und gewissenhaftester Vorbereitung gewonnen werden können. Ist doch in gewissen Notizen der politischen Presse schon davon die Rede gewesen, dass der Ban voraussichtlich im Frühjahr beginnen werde, da dem Reiche genügende Kräfte zur Verfügung ständen, um die zu diesem Behufe an dem Bohnstedt'schen, 1872 preisgekrönten Entwürfe vorzunehmenden "geringen" Aenderungen in kürzester Zeit zu besorgen. Dem gegenüber muss von Seiten der deutschen Architekten desto ernster und entschiedener darauf aufmerksam gemacht werden, wie unendlich viel noch zu thun ist, bevor von irgend einem Beschlusse über das anzuführende Projekt, geschweige denn vom Beginn der Ausführung des Baues selbst die Rede sein kann.

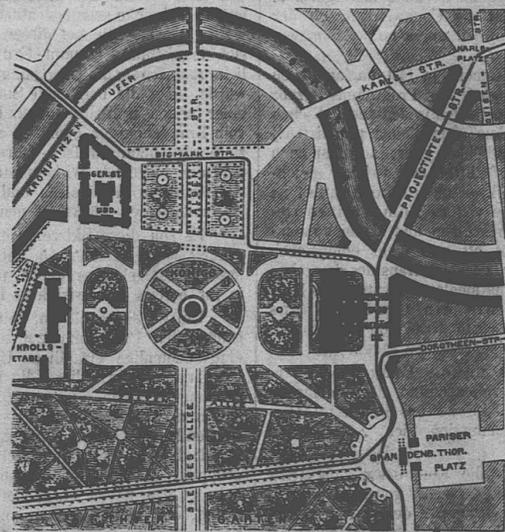
Dass die Kommission ein Vorgehen im Sinne jener Zeitungs-Notizen beschließen könnte, glauben wir freilich nicht. Sie wird ohne Zweifel die Frage zunächst an der Hand der aus jener Konkurrenz von 1872 hervor gegangenen 5 prämiirten Entwürfe studiren und sich klar machen, ob das in diesen Entwürfen vorliegende Material für die endgültige Bearbeitung der Aufgabe ohne weiteres verwerthet werden kann; aber es ist wohl schwerlich anzunehmen, dass sie hierbei zu einem positiven Ergebnisse gelangen wird. Denn einmal ist in Folge des durch die Verkleinerung der Baustelle bereits indirekt gefassten Beschlusses, einen besonderen Festsaal und Dienstwohnungen für den Präsidenten und Bureau-Direktor im Hause nicht anzulegen, das Bauprogramm ein völlig anderes geworden; andererseits aber liegen die inneren Schwächen jener Entwürfe in praktischer

Beziehung zu offen am Tage und es sind diese Schwächen zu tief mit ihrem ganzen Organismus verwachsen, als dass an eine direkte Verwerthung derselben für die Ausführung jemals gedacht werden könnte.

Wir können dieses Urtheil hier natürlich nicht wiederholt im einzelnen begründen, sondern müssen in dieser Beziehung auf unsere früheren Erörterungen verweisen. Dagegen müssen wir uns ausdrücklich davor verwahren, als wollten wir damit den relativen Werth der betreffenden Arbeiten herab setzen und den trefflichen Künstlern, von denen sie herrühren — zum wenigsten den deutschen Künstlern — eine Schuld an dem unbefriedigenden Ergebnisse der Konkurrenz belegen.



Vorschlag für die Grundriss-Anordnung des deutschen Reichstageshauses. Obergeschoss.



Situations-Skizze für die Stellung des deutschen Reichstageshauses an der Ostseite des Königsplatzes.

Dass der gewaltige Aufwand an Fleiß und künstlerischem Talent, der jenem internationalen Wettkampfe gewidmet wurde, leider nichts weiter zu Tage förderte, als eine Fülle geistvoller, jedoch im wesentlichen nur als akademisches Studienmaterial zu verwerthender Ideen, hatte ja — wie bei so vielen Konkurrenzen — nicht in einem prinzipiellen Mangel des Verfahrens an sich und eben so wenig in der ungenügenden Leistungsfähigkeit der beteiligten Architekten, sondern lediglich darin seinen Grund, dass die ihnen zur Verfügung stehenden Grundlagen allzu mangelhafte waren.

Vergeblich haben wir damals, auf Grund unserer reichen Erfahrung im Konkurrenzwesen, daran gemahnt, dass ein derartiger Entwurf sich nur auf Grund genauester Kenntniss der parlamentarischen Bedürfnisse und Gewohnheiten, wie sie von den Architekten doch nicht voraus gesetzt werden könne, sich aufstellen lasse. Vergeblich haben wir die Anarbeitung einer Denkschrift in Vorschlag gebracht, welche die in dieser Beziehung erforderlichen Erläuterungen geben sollte. In dem Bestreben, nur möglichst rasch und mühelos zu einem Ergebnisse zu gelangen, hat die damalige Kommission, trotzdem — oder vielleicht sogar — weil Fachmänner in ihr Sitz und Stimme hatten, jene Warnungen und Vorschläge völlig unberücksichtigt gelassen und sich damit begnügt, ein Programm der gewöhnlichen Art aufzustellen, in welchem die erforderlichen Räume des Hauses nach Gruppen geordnet einfach aufgezählt wurden. Ueber die Zusammengehörigkeit der einzelnen Räume war keine andere Andeutung gegeben, als dass für nahezu 30 derselben eine Lage „in der Nähe des Sitzungs-Saales“ verlangt war. Welchen speziellen Erfordernissen die Räume zu genügen hätten und ob in dieser Hinsicht vielleicht bestimmte Grundformen derselben den Vorzug verdienten — eine Frage, die namentlich für den Hauptraum des Hauses, den großen Sitzungssaal, aufs schwerste in's Gewicht fällt — blieb den Spezialstudien der Konkurrenten bzw. ihrer Intuition überlassen. Dazu kamen endlich verschiedene Unklarheiten und Schwierigkeiten, die theils im Programm enthalten, theils durch die Lage der Baustelle gegeben waren: die Ungewissheit über die für seine Lage im Gebäude maßgebende Art der Benutzung des Festsaales, die Ungewissheit, ob der Haupteingang des Hauses am Königsplatz oder an der Sommerstraße anzuordnen sei u. s. w.

Es ist bekannt, welche seltsamen, ja fast ungläublichen Irrthümer aus dieser Mangelhaftigkeit des Programms hervorgegangen sind — die seltsamsten natürlich in den ausländischen Arbeiten und nicht zum letzten in dem (trotz alledem prämiirten!) Scott'schen Entwurf. Der Grundfehler aber, an dem auch die besten der damaligen Entwürfe litten und welcher gleichfalls auf dieselbe Ursache zurück geführt werden muss, ist der, dass die ganze Anlage eine viel zu komplizierte Gestalt gewonnen hat, um praktisch bequem und zugleich monumental zu sein. Es kann nicht oft und nicht eindringlich genug darauf hingewiesen werden, dass das Haus des deutschen Reichstages, unbeschadet seiner nationalen Bedeutung als Baudenkmal, doch in erster Linie ein Geschäftshaus sein soll, bei welchem der höchste Grad von Einfachheit, Klarheit und Kompendiosität erstrebt werden muss.

Die Aufstellung eines neuen Programms, in welchem die Fehler des alten vermieden sind, dürfte demnach als das Ziel zu bezeichnen sein, auf welches die Hauptthätigkeit der neu eingesetzten Kommission sich zunächst zu konzentriren haben wird.

Für ein solches ist durch die Konkurrenz von 1872 immerhin ein Vorrath „schätzbarer Materials“ gewonnen worden und es kann deshalb jener Wettkampf, den wir von vorn herein als eine sogen. „Vorkonkurrenz“ behandelt zu sehen wünschten, noch keineswegs ganz erfolglos genannt werden. Leider haben die Preisrichter ein materielles Gutachten über das Ergebnis jener Konkurrenz, das als Grundlage für eine weitere Entwicklung der Aufgabe dienen könnte, nicht abgegeben. Einen, wenn auch ungenügenden, Ersatz dafür dürften die Berichte liefern, welche die Presse seinerzeit der Angelegenheit gewidmet hat und im Anschluss hieran die Studien, welche derselben inzwischen von verschiedenen Seiten gewidmet worden sind. Es dürfte auch sicherlich nicht ohne Werth sein, wenn alle diejenigen, welche auf Grund der neu geschaffenen Sachlage einen Gedanken zur Förderung und Klärung des Problems beitragen zu können glauben, rechtzeitig mit ihren Vorschlägen hervortreten.*

* Wir bemerken allerdings von vorn herein, dass uns zu einer event. Mittheilung derselben durch die Deutsche Bauzeitung für die nächste Zeit ein außerordentlich geringer Raum zur Verfügung steht.

In diesem Sinne und in der Absicht, vor allem auf die Möglichkeit einer von den bisher vorliegenden Schematen abweichenden Art der Lösung hinzuweisen, veröffentlichten wir umstehend eine anspruchslose Skizze, wie sich der Grundriss des Reichstages auf der nunmehr gewählten Baustelle und auf Grund des reduzierten Programms vielleicht gestalten ließe. Der Sitzungssaal, der ins Obergeschoss verlegt ist, bildet den Mittelpunkt eines an der Sommerstraße liegenden Flügels, dessen äußere Räume die Geschäftszimmer des Bundesrathes und des Präsidiums, sowie im zweiten Obergeschoss die Tribünen mit ihren Nebenräumen enthalten; die Zugänge zu sämtlichen letzteren Räumen sowie zu den im Untergeschoss in Verbindung mit den Zimmern des Präsidiums anzulegenden Büreaus sind an der Sommerstraße angenommen. Für die zum allgemeinen Gebrauch der Reichstags-Mitglieder neben dem Sitzungssaale erforderlichen Räume dient der längere Flügel am Königsplatz, dessen Obergeschoss der Höhe nach den beiden Obergeschossen des hinteren Bautheils entspricht. Den Mittelpunkt dieses Flügels bildet der große Vorsaal, der sich vom Sitzungssaale bis zur Fassade erstreckt und dort mit einem im wesentlichen dekorativen, höchstens bei außerordentlichen Gelegenheiten zu verwerthenden direkten Eingange versehen ist. Die für gewöhnlich zu benutzenden Eingänge führen an den schmalen Süd- und Nordfronten des Flügels durch ein Vestibül je in eine große, durch Oberlicht erleuchtete Treppenhalle und mittels eines geraden Treppenlaufes ins Obergeschoss, wo sich an den Vorsaal in direktem Zusammenhange sämtliche übrigen größeren Räume des Hauses, der Lese- und der Erfrischungssaal bzw. die Fraktions- und Abtheilungssäle, derart anreihen, dass die für den Sitzungssaal erforderlichen Vorräume, Garderoben etc. auch gleichzeitig für jene Räume benutzt werden können. Es würde diese Saalreihe mit dem als Hauptglied der Vorderfront auszubildenden, gleichzeitig auch wohl in künstlerisch erlesenster Weise zu schmückenden Vorsaal gewiss auch ein für festliche Versammlungen jeder Art sehr geeignetes Lokal bilden. Im Untergeschoss wären neben den Bureau-Räumen, Stenographen-Zimmern und den kleineren Kommissions-Zimmern, das Archiv und die Bibliothek unterzubringen, für welche letzteren Zwecke sehr bedeutender Raum zur Verfügung stehen würde. — Dass die bei dieser gewiss einfachen Anordnung sich ergebende Gesamt-Grundform des Hauses auch leidlich organisch an die Umgebung des Bauplatzes sich anschmiegen würde, zeigt die beigefügte Situations-Skizze. Auf die Anlage einer neuen Spreibrücke und eines in der Axe des (auch vom Brandenburger Thor her sofort sichtbaren) Saal-Anbaues zu bewirkenden Straßens-Durchbruchs nach dem Karlsplatz, der die Friedrich-Wilhelmsstadt als Wohnquartier für die Abgeordneten erschließen und die Ringbahn abkürzen würde, ist in derselben Rücksicht genommen.

Es soll diese Skizze, wie erwähnt, lediglich weitere Anregung zum Nachdenken über die beste Grundriss-Lösung des Reichstageshauses geben und nichts liegt uns ferner, als in ihr bereits eine wirkliche Lösung zu erblicken.

Um zu einer solchen, ja um zunächst überhaupt zu einem genügenden Programm zu gelangen, ist vor allen Dingen eine nochmalige gründliche Untersuchung der Bedürfnisfrage erforderlich, die wohl am besten im Wege einer parlamentarischen Enquete nach englischem Muster durchzuführen wäre. Von einer mit dem nöthigen technischen Beistande versehenen Kommission müssten verschiedene sachverständige und erfahrene Vertreter aller derjenigen Personengruppen, die im Reichstageshause geschäftlich zu verkehren haben, also neben Mitgliedern des Reichstages und Bundesrathes, der Bureaubeamten und Bibliothekare des Reichstages, Stenographen, Journalisten etc. darüber vernommen werden, welche Räume für ihre Zwecke notwendig sind, in welcher Verbindung mit anderen Räumen sie liegen und welche Größe bzw. Form dieselben event. erhalten müssen. Das Ergebnis einer solchen Untersuchung, das natürlich von kundiger Seite zu sichten und zu verarbeiten wäre, dürfte um so fruchtbarer ausfallen, als in dem seit Erbauung des provisorischen Reichstages verfloßenen Jahrzehnt reiche Gelegenheit zur Sammlung bezgl. Erfahrungen geboten worden ist. Wie nützlich, ja notwendig eine solche Mitwirkung der direkt beteiligten Sachverständigen ist, hat wohl der im Jhr. 73 u. Bl. im Anschluss an unsere eigene Studie über die beste Form eines Sitzungssaales für den Reichstag publizierte Aufsatz des Hrn. Max Conradi, eines zeitweise auch als Parlaments-Stenograph thätig gewesenem Technikers, bewiesen, der neben einer Fülle werthvoller Bemerkungen über die akustischen Verhältnisse der Parlamentssäle auch die für das

Stenographen-Zimmer in Betracht kommenden, in den Entwürfen der Konkurrenz fast durchweg nicht erfüllten Erfordernisse in musterhafter Klarheit entwickelte.

In Bezug auf die wichtigste aller hierbei zu untersuchenden Fragen, über die zweckmäßigste bzw. angemessenste Form des Sitzungssaales, welcher unsere oben erwähnte Studie und im wesentlichen auch eine bald nachher veröffentlichte, den Mitgliedern des Bundesrathes und Reichstages überreichte Denkschrift* galt, wird durch eine solche Enquete eine befriedigende Ergebniss allerdings nicht zu gewinnen sein, da die Meinungen gar zu weit von einander abweichen dürften. Hier giebt es nur einen Weg, der zum Ziele führen kann — den Weg des Probirens. Wie man zu voller Klarheit über die beste Beleuchtung von Museums-Räumen erst durch Versuchsbauten gelangt ist, so dürfte auch hier ein endgültiges Urtheil über die beste Saalanordnung nur gewonnen werden können, wenn man verschiedene Systeme derselben zunächst in provisorischer Weise zur Ausführung bringt und einer entsprechenden Probe unterwirft. Die verhältnissmäßig geringen Kosten und der Zeitaufwand, die ein derartiges Verfahren erfordert, können gegenüber der Gefahr, in dem definitiven Bau ein verfehltes Experiment zu machen, nicht in Betracht kommen. Dass aber die seinerzeit von den meisten Konkurrenten übernommene Anordnung des Saals im provisorischen Reichstageshause keine günstige ist, wird heute wohl von keinem Mitgliede des Reichstages mehr bestritten.

Es liegt in diesem Vorschlage bereits enthalten, dass wir die Frage über die dem Sitzungssaal zu gebende Form in dem neuen Programm endgültig beantwortet zu sehen wünschen. Ein Gleiches dürfte in Betreff mehrerer anderer prinzipiell wichtiger Punkte wünschenswerth sein, unter welchen wir nur die Lage des Sitzungssaales (ob im Erdgeschoss oder im Obergeschoss?), und die Art der Beleuchtung der Haupträume hervor heben wollen. Vielleicht wird es sich sogar empfehlen, die Lage der Haupteingänge in Bezug auf den vorhandenen Bauplatz von vorn herein fest zu setzen. Der künstlerischen Erfindung bleibt in der Art, wie die einzelnen Theile zu einem organischen Ganzen verbunden werden, vor allem aber in der Durchbildung des Baues noch ein genügend Spielraum übrig. Wird doch überhaupt in die erlesene Durchbildung des Baues der Schwerpunkt der Ausführung verlegt werden müssen, da jene oben erwähnte Nothwendigkeit ihn nach seiner Anlage vor allem als kompen-

* Für das Haus des deutschen Reichstages. Von K. E. O. Fritsch und J. E. Jacobsthal. Mit 6 Blatt Zeichnungen einer Entwurfs-Skizze für ein Reichstageshaus. Berlin 1873.

Zum Kapitel der Schutzvorkehrungen in Theatern.

I.
Schon bei dem Lesen des bekannten Werkes von Fölsch über Theaterbrände ist dem Einsender aufgefallen, dass in demselben ein Vorschlag, der zur Vermeidung von Unglücksfällen dienen würde, nicht gemacht wird, nämlich der, die ganze Anordnung so zu treffen, dass in keinem Falle Luftzug von der Bühne her in den Zuschauerraum entstehen kann, sondern umgekehrt, aller Luftzug — wenigstens so weit er durch Heizung und Beleuchtung erzeugt wird oder werden kann — vom Zuschauerraum der Bühne sich zuwendet.

Bei der gegenwärtig meist üblichen Einrichtung ist der inmitten des Zuschauerraums hängende Kronleuchter der Anziehungspunkt für die bewegten Luftmassen; über ihm befindet sich der Luftabzug ins Freie. Die Folge davon ist klar: Jedes noch so kleine Quantum Gas, welches auf der Bühne verloren geht, wird im Zuschauerraum dem Geruch bemerkbar; vor allen Dingen aber zieht die auf der Bühne erzeugte Flamme sofort denselben Weg.

Wenn nun aber bei den neuen Theatern das Bühnenhaus meist eine ganz bedeutend größere Höhe hat, als der Zuschauerraum, so liegt es nahe, durch entsprechende Einrichtungen den Zug umzuwenden und damit die Gefahr der Verbreitung des Brandes von der Bühne in den Zuschauerraum wenn nicht ganz unmöglich zu machen, so doch derart zu erschweren, dass Vorgänge, wie der im Wiener Ringtheater, unmöglich sind.

Aufgabe ist es also, allen Luftzug, einschließlich des vom Kronleuchter erzeugten, durch die Bühnen-Oeffnung in das Bühnenhaus und hier mittels eines geeigneten Schachts zum Dache hinaus zu leiten, derart, dass das Proscenium gewissermaßen zum Wolf, das Bühnenhaus zum Schornstein wird.

Welche Schwierigkeiten die Ausführung einer solchen radikalen Maßregel in bestehenden Theatern finden muss, ist dem Einsender nicht entgangen; in neu zu erbauenden Theatern wird dieselbe eher zu treffen sein. Auf alle Fälle ist es nicht richtig, sich immer aufs neue einem Raume, in welchem eine Masse feuergefährlicher Dinge sich befindet, gegenüber zu setzen und sich nicht gegen die etwa entstehende Flamme durch Schaffung

diöses Geschäftshaus zu gestalten, die Entfaltung rein akademischer Effekte und jede Uebertreibung in den absoluten Abmessungen des Baues von vorn herein ausschließt! —

Geht die mit der Leitung der Reichstageshaus-Angelegenheit betraute Kommission in ähnlicher Weise vor, wie wir es im Vorstehenden empfohlen haben — und wir hoffen im Interesse der Sache, dass sie es thut — so wird geraume Zeit erforderlich sein, bis zunächst nur das neue Programm fest gestellt worden ist. Die Frage, in welcher Weise und von wem sodann das der Ausführung zu Grunde zu legende Projekt bearbeitet werden soll, steht somit noch in sehr weitem Felde. Trotzdem wollen wir nicht verfehlen, schon jetzt wiederholt der Ueberzeugung Ausdruck zu geben, dass für die Gewinnung eines solchen Projekts kein Weg so sehr sich empfiehlt, als derjenige einer zweiten allgemeinen und öffentlichen Konkurrenz unter den deutschen Architekten.

Bei einer Aufgabe dieses Ranges kann und muss doch lediglich das eine Ziel im Auge behalten werden, der besten Leistung sich zu versichern, deren unsere Zeit überhaupt fähig ist. Dass die Entwürfe der ersten Konkurrenz nicht mehr in Frage kommen können, weil die Grundlagen der Aufgabe andere geworden sind, glauben wir genügend nachgewiesen zu haben. In dem seither verfloßenen 10jährigen Zeitraum ist aber auch — und dieses erscheint uns als der durchschlagende Grund — die Leistungsfähigkeit der deutschen Baukunst eine ganz andere geworden. An einer Fülle monumentaler Aufgaben ist sie, die vordem zumeist nur auf dem Papier sich bethätigen konnte, in einer Weise erstarkt und zur sicheren Herrschaft über die künstlerische Form gelangt, wie — vereinzelte Ausnahmen abgerechnet — seit fast 100 Jahren nicht mehr der Fall war. Dies gilt nicht nur für die jüngeren Kräfte, die seit 1871 auf dem Kampfplatz getreten sind, sondern auch für die meisten älteren Meister, die seit jener Zeit eine neue glänzende Entwicklung erlebt haben. Was der Wettkampf von 1872 zu Tage gefördert hat, steht demnach in keinem Vergleich zu dem Ergebnis, das eine neue Konkurrenz liefern würde, zumal wenn ihr nach unserem Vorschlage ein sicherer Boden gegeben würde, auf dem die künstlerische Kraft sich frei entfalten könnte!

Angesichts dieser veränderten Sachlage müssen wir den seinerzeit viel beklagten Aufschub, den der Bau des Reichstageshauses erlitten hat, fast als ein Glück betrachten. Hoffen wir, dass der fernere Verlauf der Angelegenheit nicht minder günstig sich gestalten, als die letzten entscheidenden Schritte, welche uns die Veranlassung zu diesen Erörterungen gegeben haben.

— F. —

eines geeigneten Abzuges zu schützen, ja sogar den Zug der Flamme auf sich selbst zu lenken.

Dass eiserne Vorhänge leicht den Dienst versagen und dass man mittels derselben den gerügten Fehler nicht gut machen kann, bedarf wohl keines Beweises.

X.

II. Rettungs-Laternen in Theatern.

Es ist Vorschrift, dass in Theatern neben der Gasbeleuchtung Oellampen in allen Gängen und Kommunikationen brennen sollen, weil die Gasbeleuchtung durch irgend einen Zufall verlöschen kann und weil oft bei Ausbruch eines Brandes zur Verhütung weiterer Verbreitung des Feuers durch das Gas die Gasleitung abgesperrt wird, wie dies auch bei dem Brande des Ringtheaters in Wien geschehen ist.

Ob im Wiener Ringtheater die Oellampen vorhanden gewesen sind oder nicht, ist noch nicht fest gestellt. Die ungeheure Größe des Unglücks ist aber zum Theil auf die Finsternis in den Gängen etc. zurück zu führen. Andererseits behaupten Ingenieure, Qualm und Rauch im Hause seien so stark gewesen, dass die Oellampen, auch wenn sie angezündet gewesen wären, nichts genutzt haben würden. Es fehlte im Hause an Luft und ohne diese hätte das Licht der Lampen verlöschen müssen.*

Ohne mit dieser Behauptung ganz einverstanden zu sein, muss man doch die Möglichkeit einräumen, dass die Oellampen, wie auch andere Beleuchtungs-Flammen, in der sauerstoffarmen und mit Verbrennungs-Produkten beladenen Luft des vom Feuer so heftig ergriffenen Hauses nur schlecht geleuchtet und nicht so lange fortgebrannt hätten, bis alle Personen das Haus hätten verlassen können.

Es ist folglich von großer Wichtigkeit, die Nothbeleuchtungs-

* Anmerkung der Redaktion. Auch in dem amtlichen Bericht der Feuerwehr findet sich folgender bestätigender Passus zu dieser Ansicht: „Leider konnten die Abtheilungen der Löschmannschaft in Folge des entsetzlichen Qualms und der verengenden Hitze, welche in den Stiegenräumen herrschte, nur sehr langsam und da sogar die Packer in Folge der Stickluft mehrmals verlöschten, erst nach wiederholten Versuchen bis auf die halbe Höhe zwischen der 1. und 2. Gallerie empor kommen.“

Körper so einzurichten, dass sie unbeeinflusst von der Luftbeschaffenheit im Hause gut fortbrennen.

Oellampen sind für den vorliegenden Zweck die geeignetsten Beleuchtungsmittel; aber sie sind mit Laternen zu umgeben, welche unten und oben mit der freien Luft in Verbindung gesetzt werden, im übrigen gut geschlossen sind.

In Räumen an freien Umfassungswänden oder gegen Lichtböfe ist die Einrichtung einfach. Man bringt die Laterne etwa 2 m hoch über dem Fußboden an, lässt in dieser Höhe in die Laterne die Außenluft durch eine Röhre einfließen, welche einerseits mit erweiterter Gitter-Oeffnung an der äußeren Mauerfläche, andererseits unter einer horizontalen Platte am Boden der Laterne endigt. Die Verbrennungs-Produkte der Oellampe beseitigt man durch eine zweite Röhre, welche von der Laterne oben abgeht und unter der Decke des Raumes durch die Mauer nach außen geführt wird. Wegen der Berührung muss diese Röhre reichlich weit und, wo sich ihre Richtung ändert, mit großem Krümmungshalbmesser abgerundet sein, damit man sie leicht mit einer Bürste an Draht oder spanischem Rohr reinigen kann. — Außen ist eine Vorrichtung zur Abhaltung von Regenwasser und Windstößen anzubringen. Hierfür eignen sich die als Wolpert'sche Luftsäuger bekannten Apparate, welche vom Eisenwerk Kaiserslautern in entsprechend kleinen Dimensionen aus Kupferblech angefertigt und bereits für Straßen- und Eisenbahn-Laternen mit bestem Erfolg angewendet werden.

Umständlicher wird die Einrichtung, wo die Laternen in Räumen ohne Mauern, die nach Außen liegen, anzubringen sind; es werden dann längere Leitungen der zuzuführenden und abzuführenden Luft nötig, wobei jedoch nach Umständen vorhandene Luftkanäle und Schornsteine benutzt werden können.

Man möchte vielleicht einwenden: wenn die Luft im brennenden Hause nicht mehr zur Erhaltung der Beleuchtungs-Flammen geeignet sei, dann müssten in dieser Luft doch auch die Menschen trotz der mit ventilirten Laternen erreichten guten Beleuchtung ersticken. Allein die Fortdauer guter Beleuchtung dient zur Ermöglichung rascherer und mehr geordneter Flucht, zur Minderung der bei solchen Schrecknissen auftretenden unheilvollen Verwirrung und Ueberstürzung. Und sollten auch Manche aus Angst oder Athemnoth ohnmächtig zurück bleiben, so werden sie bei der guten Beleuchtung von den Rettungsmannschaften schneller aufgefunden und möglicherweise wieder zum Leben gebracht werden.

Hätte man solche Laternen im Wiener Ringtheater gehabt und richtig benutzt, so wären vermuthlich die meisten der verunglückten Personen — vielleicht alle — heute lebend und gesund, was nicht mit eben so großer Wahrscheinlichkeit von der richtigen Benutzung der vorhandenen Lampen behauptet werden kann.

Die Bezeichnung „Rettungs-Laterne“ dürfte damit gerechtfertigt sein. Nebensächlich ist die mit solchen Laternen zu erreichende Beseitigung des oft lästigen Oelqualms der Nothlampen. Kaiserslautern, den 14. Dezember 1881.

Prof. Dr. Wolpert.

Haus Schwartz in Thorn.

(Hierzu die Abbildungen auf Seite 581.)

Der Weingroßhändler Joh. Mich. Schwartz jun. in Thorn besitzt unweit des Altstädtischen Marktes, von der Kulmer- bis zur Mauerstraße hindurch reichend, zwei Grundstücke, beide einige 40 m tief, das eine 10,40, das zweite über 12 m breit. Gegenwärtig hat der Besitzer seine Wohnung in dem letzteren, dessen Hintergebäude jedoch, ebenso wie das ganze Erdgeschoss des schmaleren Grundstücks zu Geschäftszwecken dient.

In dem ganz baufälligen, ehemals mit breit entwickeltem Staffelgiebel geschmückten Vordergebäude dieses Grundstücks ist zu ebener Erde ein Probirstübchen und das Comptoir untergebracht, während die oberen Geschosse lediglich von den unverheiratheten Beamten der Firma bewohnt werden.

Da in der eng gebauten Festungsstadt Baustellen von so bevorzugter Lage selten sind — blickt man doch aus den Fenstern nach vorn auf den dreithürmigen Mariengiebel, rechts auf das alte Kulmer Thor mit der Esplanade davor, links auf eine Stadtperspektive von sehr bedeutendem Reiz, auf das malerische Rathhaus, die alten schönen Renaissance-Häuser am Markt und weiterhin auf den Koloss der Johannes-Kirche und ein zur Weichsel führendes Stadthor, — so lag die Frage nach einer besseren Ausnützung der jetzt fast leer stehenden Obergeschosse nahe. Ein Erker war erwünscht, um freiere Aussicht zu haben. Außerdem wollte der Besitzer im Erdgeschoss ein hohes echtes Steingewölbe an Stelle des jetzigen schlichten Kneip-Stübchens angelegt sehen. Durch die neuen Baulichkeiten sollte das Nachbargebäude bis auf den hinteren Weinspeicher für seine Privatzwecke entbehrlieh werden. Hand in Hand mit diesem Hausbau wurde die zweckmäßige Umgestaltung der für den Geschäftsbetrieb dienenden, hinteren Baulichkeiten ins Auge gefasst. Ein Seitenflügel am Vordergebäude erschien nicht zweckmäßig, um den als Gärtchen zu benutzenden Hof nicht zu sehr zu beengen. Dagegen war eine Gallerie zwischen Vorder- und Hintergebäude, welches letztere um einen kleineren Glashof sich gruppirt, zweckmäßig. Ueber solche, unten arkadengestützte Gallerie gelangt man von den Wirtschaftsräumen im Zwischengeschoss direkt auf eine Nebentreppe des Hintergebäudes und von hier über den Glashof durch die neben den Stallungen angeordnete Einfahrt in die Mauer-

straße. — Die Anordnung getrennter Eingänge von der Kulmer Straße her zum Geschäft und zur Privatwohnung erklärte der Bauherr für unerlässlich.

Auf Grund dieses Programms entstand das hier in einer Facaden- und Grundriss-Skizze zur Anschauung gebrachte Projekt mit Erdgeschoss, Zwischengeschoss, Haupt- und Obergeschoss.

Das mit tiefer Fensternische ausgestattete Kneipgewölbe reicht durch das Zwischengeschoss, welches sonst über dem Comptoir Küche und Zubehör enthält. Im Hauptgeschoss liegt vorn der große Salon mit erkerartigem Ausbau und einer zweiten Raumerweiterung über dem Geschäftseingang unten, zur Aufstellung des Flügels, daneben mit Benutzung des Erkers ein Damenstübchen; über dem Comptoir der Speisesaal; rechts davon, neben der Oberlicht-Diensttreppe der Anrichterraum; links das Herren-Zimmer und das Entrée.

Im oberen Geschoss ist eine ähnliche Raumtheilung, jedoch mit mittlerem Korridor über dem Degagement durchgeführt. Hier sind Schlaf- und Wohnzimmer, Bad, Fremden- und Kinderstaben untergebracht.

Die Haupttreppe ist in denselben Raum gelegt, welcher zugleich als Privat-Eingang dient. Sie führt bis ins Wohngeschoss. Die Raumaussnutzung ins Einzelne zu beschreiben, würde zu weit führen.

Die Grundriss- und Gesamt-Disposition ist durch Hrn. Regierungs-Baumeister Tieffenbach z. Z. in Thorn angegeben, welcher auch eine — gelegentlich mitzutheilende — Renaissance-Facade mit Giebel und Erker, jedoch mit äußerlich nicht markirter Haupttreppe, entworfen hat. Der Unterzeichnete, um sein Gutachten gefragt, konnte diesen Vorschlägen unbedingt beitreten, doch schien eine Durchbildung des Ganzen in mittelalterlichen Backsteinformen im Interesse der Kostenschnonung und aus Pietät gegen die baugeschichtliche Vergangenheit Thorn's geboten.

Die Ausführung ist in hellrothen, glasurendurchschossenen Backsteinen mit Mosaiken in den Bogenwickeln und den Erker-Lünetten gedacht. Nur der Sockel und die zwei breiten Horizontalbänder sollen in Granit hergestellt werden.

Berlin, im Dezember 1881.

Joh. Otzen.

Ueber die Festigkeit von Beton-Bogen.

Bei der zunehmenden Verbreitung, welche der Betongussbau in neuerer Zeit gewinnt, ist es von hohem Interesse, über das Verhalten derartiger Betonbauten unter der Einwirkung von Belastungen durch direkte Versuche näheren Aufschluss zu erhalten. In den letzten Monaten des vergangenen Jahres hat nun die bekannte Firma Dyckerhoff & Widmann eine Reihe von Versuchen* über die Tragfähigkeit von Betongewölben (richtiger Betonbogen) angestellt, deren Hauptresultate in Folgendem mitgetheilt werden mögen.

Als Material für die Betonbogen diente ein Beton bestehend aus 1 Volumtheil Portlandzement, 1/4 V.-Th. Kalkteig, 3/5 V.-Th. Sand (scharfer Rheinsand), 1/3 V.-Th. Kies. Die Festigkeit des Zements betrug bei einem Mischungs-Verhältniss von 3 Th. Sand auf 1 Th. Zement nach der Normalprobe gegen Zug 16 kg pro qcm, gegen Druck 155 kg pro qcm. Der Sand war durch Sieben auf einem Sieb mit 5 mm weiten Maschen gewonnen; der Kies bestand zur Hälfte aus 5—18 mm großen Steinen, zu 1/3 aus 18—33 mm großen Steinen, zu 1/6 aus 33—40 mm großen Steinen. Die Erhärtungszeit des Betons betrug 4 Wochen, die Druckfestigkeit 108 kg pro qcm (nach der Normalprobe, jedoch etwas feuchter an-

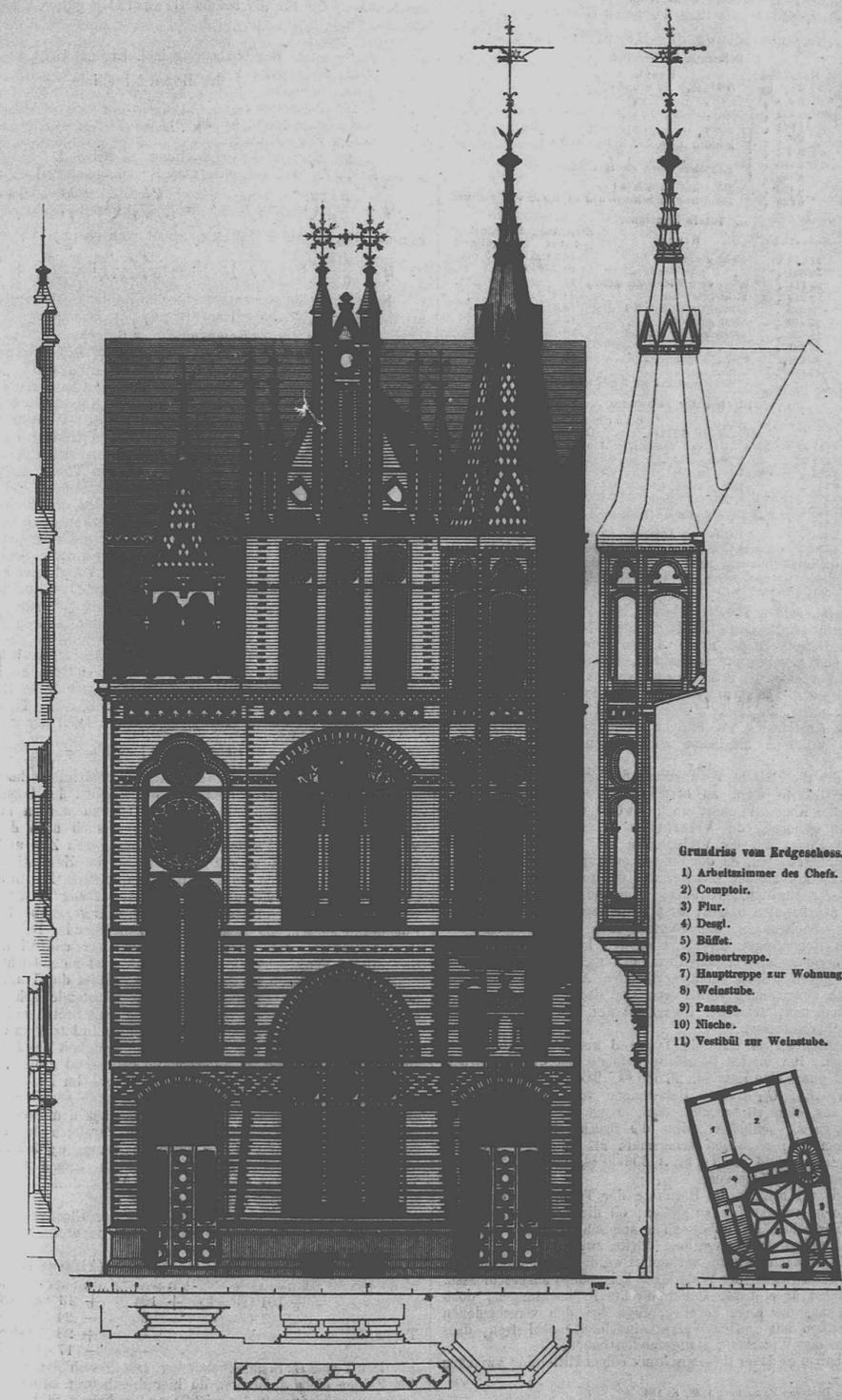
* Ueber frühere Versuche siehe Dtsch. Batg. 1879, S. 358.

gemacht, so wie er zu Betonarbeiten bereitet wird), das specif. Gewicht 2,3. Die Versuchs-Gewölbe (Stichbogen) besaßen eine Lichtweite von 3,5 m, eine Breite von 0,75 m und waren in 5 verschiedenen Typen hergestellt:

- Typus A. Konstante Bogenstärke von 12 cm; lichte Pfeilhöhe von 35 cm.
- Typus B. Bogenstärke im Scheitel 15 cm, an den Kämpfern 9 cm; lichte Pfeilhöhe 35 cm.
- Typus C. Konstante Bogenstärke von 9 cm; lichte Pfeilhöhe von 41 cm.
- Typus D. Scheitelstärke von 12 cm; lichte Pfeilhöhe von 24 cm; Gewölbe oben horizontal abgeglichen; in den Zwickeln ist je ein Dreieck ausgespart, wodurch an dieser Stelle der Bogen eine Stärke von nur 8 cm, der obere horizontale Theil von nur 9 cm erhielt.
- Typus E. Scheitelstärke von 9 cm; Kämpferstärke von 15 cm; lichte Pfeilhöhe von 38 cm.

Die Gewölbe waren zwischen zwei durchlaufenden Betonmauern eingespannt, welche durch eiserne Zugstangen in Abständen von ca. 1,0 m mit einander verankert wurden.

Die Belastung war von dreierlei Art:



- Grundriss vom Erdgeschoss.
- 1) Arbeitszimmer des Chefs.
 - 2) Comptoir.
 - 3) Flur.
 - 4) Despl.
 - 5) Büffet.
 - 6) Dienertreppe.
 - 7) Haupttreppe zur Wohnung.
 - 8) Weinstube.
 - 9) Passage.
 - 10) Nische.
 - 11) Vestibül zur Weinstube.

HAUS SCHWARTZ IN THORN.

Archit. J. Otzen in Berlin.

X. A. v. P. Meurer in Berlin.

I. Belastung durch eine Last im Scheitel (auf eine Breite von ca. 20 cm wirkend). II. Totale gleichförmige Belastung. III. Gleichförmige Belastung der einen Gewölbehälfte.

Zusammenstellung der Hauptresultate. I. Belastung im Scheitel. Bogen-Typen, Belastung, Bruch, Einsenkung des Scheitels total, bleibend.

III. Hälfte Belastung. Bogen-Typen, Belastung, Bruch, Belastete Hälfte, Unbelastete Hälfte.

Die unter totaler Belastung nicht gebrochenen Gewölbe wurden nochmals hälftig belastet und trugen dabei bis zum Bruch: A9 9199 kg, A10 6810 kg, B12 7900 kg, C14 3874 kg.

Die vorstehenden Resultate lassen Beton als ein sehr geeignetes Material für Brücken- und Deckengewölbe erscheinen, indem beispielsweise Gewölbe nach Typus A bei einer Bogenstärke von nur 12 cm eine gleichförmig verteilte Last von ca. 11000 kg pro qm und einen konzentrierten Scheiteldruck von ca. 8500 kg zu tragen im Stande war.

Was die theoretische Verwerthung der vorliegenden Resultate betrifft, so ist vor allem zu berücksichtigen, dass bei statisch unbestimmten Konstruktionen, wozu Gewölbe und Bogenträger im allgemeinen gehören, die Verhältnisse bei der Bruchbelastung einen Rückschluss auf die Verhältnisse bei der Gebrauchsbelastung nicht gestatten, da der Zusammenhang zwischen Pressung und Deformation an der Bruchgrenze ein total anderer ist als innerhalb der Elastizitätsgrenze.

Betrachten wir zunächst die Typen A und C von konstanter Bogenstärke. Bei totaler Belastung erfolgte bei C13 der Bruch im Scheitel durch eine Last von 26 839 kg. Die übrigen Versuchs-Bogen A9, A10, C14 hielten Belastungen von 27 976, 30 386, 27 760 kg aus, ohne zu brechen; doch lassen die starken Durchbiegungen darauf schließen, dass die Bruchgrenze nicht mehr fern gelegen hat; es sollen demgemäß als mittlere ungefähr Bruchbelastungen und für Typus A 30 000 kg, Typus C 28 000 kg in Rechnung gestellt werden.

Wollen wir hiermit die Resultate der Theorie in Vergleich ziehen, so ist vorerst fest zu stellen, ob die Bogen-Widerlager bei den Versuchen als unbeweglich angesehen werden können. Ein Auseinanderweichen derselben dürfte zwar durch die eingelegenen Zugstangen wirksam verhindert worden sein; dagegen erscheinen Drehungen der Widerlager keineswegs ausgeschlossen. Leider fehlen über diesen Punkt direkte Beobachtungen; doch lässt sich aus der Lage der Bruchfuge bei den verschiedenen Versuchsreihen mit großer Wahrscheinlichkeit schließen, dass Drehungen der Widerlager stattgefunden haben.

Wir haben es daher theoretisch mit einem Mittelding zwischen

1 Siehe Deutsche Bauzeitung 1880, S. 184. 2 Auch bei statisch unbestimmten eisernen Bogenträgern ist auf diesen Unterschied zu achten; die wirkliche Bruchsicherheit derselben ist eine total andere, als die auf Grund der Elastizitätstheorie berechnete. Die neueren Dimensionierungs-Methoden, welche von der theort. Bruchgrenze ausgehen, haben daher für die Berechnung statisch unbestimmter Konstruktionen nur akademischen Werth. 3 Eine Drehung der Widerlager ist allerdings noch nicht unzweifelhaft erwiesen, und es ist in dieser Beziehung die Anstellung weiterer Versuche dringend zu wünschen.

eingespannten und an den Auflagern frei beweglichen Bogen (Bogen mit 2 Kämpfergelenken) zu thun. Bei der Unmöglichkeit, diesen Zustand theoretisch zu verfolgen, müssen wir uns darauf beschränken, die für die beiden Grenzfälle gültigen Resultate aufzustellen.

Nennt man: P die totale Bruchbelastung incl. Eigengewicht, l die Spannweite, f die Pfeilhöhe } der Bogen-Mittellinie, h die Bogenstärke, b die Bogenbreite (= 75 cm), Q den Horizontalschub, k die Maximal-Beanspruchung im Scheitel, so lässt sich für den eingespannten Bogen annähernd setzen:

Q = Pl / 8f (1 - h^2 / f^2); k = Pl / 8f h b (1 - h^2 / f^2 + 2h / f).

Für den Bogen mit 2 Gelenken erhält man ebenso: Q = Pl / 8f (1 - h^2 / f^2); k = Pl / 8f h b (1 - h^2 / f^2 + h / f).

Nach Einsetzen der entsprechenden Zahlenwerthe ergibt sich als theoretische Maximal-Beanspruchung im Scheitel:

Typus A k = 67, 2 Gelenke: k = 56 kg pro qcm; Typus C k = 62, 2 Gelenke: k = 54 kg pro qcm.

Diese auf Grund der Elastizitätstheorie berechneten Grenzwerte der Druckfestigkeit sind bedeutend geringer, als der durch direkte Versuche ermittelte Werth von 108 kg. Wenn nun auch ein Theil der Differenz auf den Unterschied mit den bei direkten Druckversuchen herrschenden Verhältnissen zurück geführt werden kann, so darf dieselbe doch wohl größeren Theils den in der Nähe der Bruchgrenze auftretenden unelastischen Zusammenrückungen des Materials zugeschrieben werden, welche eben die Anwendung der Elastizitätstheorie nicht mehr gestatten. Die Versuche A10 und C14 zeigten dem entsprechend auch eine starke bleibende Scheitel-Senkung von ca. 70% der totalen Senkung.

Es steht übrigens zu erwarten, dass das Verhältnis zwischen berechneter und wirklicher Druckfestigkeit sich bei älterem Beton etwas günstiger gestalten wird, da bei längerer Erhärtungs-Dauer derselbe offenbar größere Elastizität gewinnt und geringeren bleibenden Deformationen ausgesetzt ist.

Für die praktische Berechnung dürfte es genügen, bei ruhender Belastung etwa 3,5fache Bruchsicherheit zu Grunde zu legen, und man wird daher nach Vorstehendem angemessene Resultate erhalten, wenn man in den Formeln der Elastizitätstheorie als Anstrengungs-Koeffizient etwa den siebenten Theil der wirklichen Druckfestigkeit (108 / 7 = 15 kg pro qcm) wählt.

Betrachten wir nun die Versuche mit Belastungen im Scheitel und auf der halben Gewölbehälfte, bei welchen der Bogen theilweise auf Zug in Anspruch genommen ist, so werden in diesen Fällen die theoretischen Voraussetzungen auch noch durch die Verschiedenheit der Festigkeit des Betons gegen Zug und Druck alterirt. Sobald am Rande einer Fuge die Zugfestigkeit des Materials überschritten wird, tritt eine theilweise Zerstörung der Fuge und in Folge davon eine totale Aenderung in der Kräftevertheilung ein; die Stützlinie weicht nach dem gegenüber liegenden Fugenrand zurück, bis auch dort bei zunehmender Belastung die Bruchfestigkeit, und zwar gegen Druck erreicht wird. Eine theoretische Verfolgung dieser Verhältnisse ist nicht leicht durchführbar; doch lässt sich direkt erkennen, dass die Tragfähigkeit des Bogens hierbei wesentlich von dem Umstande abhängig ist, ob für den betr. Belastungsfall überhaupt eine Stützlinie innerhalb des Bogens möglich ist, oder nicht, insofern in letzterem Falle die Stabilität des Bogens nur durch die Zugfestigkeit des Betons gesichert wird, während in ersterem die bedeutend größere Druckfestigkeit des Materials zur Geltung gelangt. Im letzt genannten Falle muss daher die Tragfähigkeit wesentlich geringer sein und zwar um so mehr, je weiter die Stützlinie aus dem Bogen heraus fällt. Es zeigt sich dies deutlich beim Vergleich der Typen A und C, wonach Typus A bei Scheitelbelastung ca. 3,2 mal, bei hälftiger Belastung ca. 2,6 mal mehr zu tragen vermag als Typus C, obwohl der Querschnitt nur 1 1/2 mal und das Widerstandsmoment nur 1 7/8 mal bedeutender ist.

Die Berechnung nach den Formeln der Elastizitätstheorie ergibt für die Bruchbelastungen folgende theoretische Maximal-Beanspruchungen pro qcm in kg.

Typus A. Belastung im Scheitel, Hälftige Belastung. Typus C. Belastung im Scheitel, Hälftige Belastung.

Für Typus C, Scheitelbelastung, lassen sich die entsprechenden Zahlen nicht aufstellen, da hier die theort. Bruchfuge nicht einmal annähernd mit der wirklichen zusammen fällt.

Aus den vorstehenden Zahlen geht deutlich hervor, dass für die betr. Belastungsfälle die Verhältnisse beim Bruch total andere sind als innerhalb der Elastizitätsgrenze, dass dieselben jedoch sich wesentlich günstiger gestalten, als nach der Elastizitätstheorie erwartet werden dürfte. Die gebräuchlichen Formeln für elastische Bogenträger bieten daher noch übermäßige Bruch

sicherheit, wenn man, früherem Vorgange entsprechend, den Anstrengungs-Koeffizient gegen Zug gleich 1/3,5 der wirklichen Zugfestigkeit wählt.

Was die Versuche mit den übrigen Bogenformen (B, D, E) anbelangt, so weisen dieselben im allgemeinen ein ähnliches Verhältnis zwischen theoretischer und wirklicher Bruchbelastung auf, wie die Typen A und C, worauf hier jedoch nicht weiter eingegangen werden soll. Desgleichen muss es unterlassen bleiben, auf Grund der Versuchs-Resultate eine eingehende Vergleichung zwischen den einzelnen Bogenformen anzustellen. Nur darauf sei, mit Bezug auf die Ausführungen im Jahrg. 1879, S. 358 d. Ztg. hingewiesen, dass im Einklang mit der Theorie Typus A bei gleichmäßiger Belastung sich tragfähiger erwies als Typus B, trotz der in letzterem Fall geringeren Scheitel-Senkung. Es lässt dies erkennen, dass ein Rückschluss von der Scheitel-Senkung

verschiedener Bogenformen auf deren Tragfähigkeit nicht gemacht werden darf. Eine kleine Verstärkung des Bogen-Scheitels gegenüber den Kämpfer-Querschnitten kann allerdings in gewissen Fällen, wenn die Widerlager sich drehen und ausweichen können, angezeigt erscheinen, da in solchen Fällen (Versuch C13) die Bruchfuge eines Bogens von konstanter Stärke nicht an die Kämpfer, sondern in den Scheitel fällt.

Zum Schlusse muss noch ausdrücklich betont werden, dass die vorstehenden Ausführungen bei der verhältnissmäßig geringen Anzahl der vorliegenden Versuche und bei der Verschiedenheit des in praxi zur Verwendung gelangenden Betons selbstverständlich keinen Anspruch auf allgemeine Gültigkeit, namentlich bezüglich der Zahlenangaben, erheben können. Dieselben wollen vielmehr nur als ein kleiner Beitrag zur Klärung der vorliegenden, für Theorie und Praxis gleich wichtigen Fragen angesehen werden. Karlsruhe. Fr. Engesser.

Mittheilungen aus Vereinen.

Schleswig-Holsteinischer Architekten- und Ingenieur-Verein. In der Versammlung vom 12. November 1881 hält Hr. Speck einen Vortrag über das Wasserwerk der Stadt Kiel. Das Wasser wird in 8 abgeteufelten Brunnen, die in einem Eisenbahn-Einschnitt der Altona-Kieler Eisenbahn liegen, gewonnen. Der Boden ist grobkörniger Korallen-Sand, an einzelnen Stellen mit Lehmsechichten von 2-6 m Mächtigkeit durchsetzt. Die Brunnen haben 1,2-2 m Durchmesser, ihre Sohle reicht bis 7-8 m unter Terrain. Der Wasserstand in den Brunnen reicht beinahe bis Terrainhöhe, welche i. m. 14,5 m über Hafen-Null liegt. Die Anmauerung der Brunnen von 1 St. Stärke geschah in Zement-Mörtel, wobei einzelne Fugen offen gehalten wurden. Um tiefer liegende Sandschichten zu erschließen, ist bei einigen Brunnen in die Sohle ein durchlochtes Eisenrohr eingetrieben worden, welches noch 4 m unter Brunnen-Sohle reicht. Dieses Rohr ist mit Kupferdraht spiralförmig umwunden und durch ein Gaze-Netz gegen Verschlammen geschützt.

Neben den Brunnen liegt in dem nach Kiel zu abfallenden Bahnkörper der Altona-Kieler Eisenbahn ein Heberrohr von 400 mm Weite, welches durch Sangerohre mit den einzelnen Brunnen korrespondirt. Ein am Ende der Sangerohre angebrachtes Ventil kann von oben geschlossen werden. — An jedem Brunnen ist ein Wasserstandszeiger angebracht. Die gesammte Heberrohrleitung ist 1000 m lang und mit 3 Luft-Ventilen versehen. Das Rohr ist so angelegt, dass es sich, wenn nicht gepumpt wird, von selbst füllt. Die Wasserhebungs-Anlage ist so situirt, dass außer der genannten Wasserzufuhr im Bedarfsfalle ein nahe liegendes Quellengebiet leicht hinzu gezogen werden kann.

Zwei Paar Zwilling-Maschinen von je 32 Pfdkr. fördern zusammen 8000 cbm pro 24 Stunden in das Hochreservoir. Letzteres liegt in einer Entfernung von 1400 m von der Stadt auf einer Höhe von 43,75 m über ± 0. Um 1 cbm Wasser auf 40 m Höhe zu heben, verbraucht die Maschine (incl. Anheizen) rd. 0,5 kg Wales-Kohlen. Das Hochreservoir enthält 2000 cbm Wasser; es führt das Wasser durch ein 300 mm weites Rohr der Stadt zu. Der Wasserstand in dem Hochreservoir wird durch elektrische Wasserstands-Zeiger (von Siemens & Halske) der Pumpstation gemeldet.

Das Rohrnetz hat eine Gesamtlänge von 31 961 m. In demselben befinden sich 164 Schieber und 196 Feuerhähne.

- Die Gesamt-Kosten betragen: 1) Die Vorarbeiten 20 000 M., 2) Die Brunnen-Anlage 21 480 M., 3) Die Heberrohrleitung 26 949 M., 4) Die Wasserhebungs-Anlage: Platz u. Gebäude 43 620 M., 5) Maschinen und Kessel 45 293 M., 6) Hochreservoir und Telegraphenleitung 56 730 M., 7) Rohrnetz mit Schiebern und Feuerhähnen 305 615 M., 8) Bauleitung 18 514 M. Summa 588 201 M.

Kiel zählt 43 600 Einwohner. Mithin entfallen auf den Kopf 12,34 M. der Anlage-Kosten. Die Anlage ist nach einem Vergleich mit 14 anderen Anlagen, welche ganz ähnliche Verhältnisse haben, billig zu nennen, da das Mittel aus den Anlage-Kosten jener 14 Wasserwerke 26,60 M. pro Kopf beträgt.

Da die Stadt Kiel, welche wenig Industrie und wenig Gärten besitzt, mit 70 l Wasser pro Kopf und Tag auskommt, so genügt die Anlage mit Sicherheit auch bei einer Steigerung der Bevölkerung bis auf 50 000 Köpfe.

Hr. Wandsleben führt der Versammlung den „Augenblicksdrucker“ von Steuer & Dammann in Zittau vor. Die neueste Zeit hat auf dem Gebiete der Schriftvervielfältigung viel geleistet. Die sehr in Aufnahme gekommenen Hektographen leiden an dem Nachtheile der Vergänglichkeit der dem Licht exponirten Abzüge. Auch die zur Herstellung der Abzüge benutzte Leimmasse ist gegen die Anilintinte empfindlich. Letztere dringt tief in die Masse ein und ist nur unter Verlust einer Menge Leimsubstanz zu entfernen. Um diesen Uebelstand zu mildern, müssen sämtliche Abzüge rasch hinter einander gemacht und muss das Negativ rasch abgewaschen werden, von dem nur eine beschränkte Anzahl Abzüge gemacht werden können (etwa 40 bis 50).

Der Apparat von Steuer & Dammann hat folgende Vorzüge im Vergleich zum Hektographen: Das Negativ kann längere Zeit

aufbewahrt werden. Die mit Buchdruckerschwärze hergestellten Abzüge sind unvergänglich und können in bedeutend größerer Anzahl hergestellt werden. — Der erste Versuch mit dem Apparat ist für Ueübte meistens niederschlagend und es bedarf einer längeren Uebung, bis man die Manipulation des Schwärzens der Schrift so versteht, dass die Abzüge rein bleiben.

Der Inhalt eines von Hr. v. Müller ausgearbeiteten Fragebogens, betr. Uebersicht der in der Provinz Schleswig-Holstein in der Ziegelfabrikation erzielten Leistungen, wird zur Uebersendung an Kollegen und Ziegeleibesitzer der Provinz genehmigt. — Als Mitglied wird Hr. Reg.-Baumeister v. Pelsler-Berensberg aufgenommen.

In der Versammlung vom 26. November 1881 spricht Hr. Baurath Runde über Kulturtechnik und hydrotechnische Vorarbeiten.

Hierauf folgt ein Vortrag des Hrn. Bau-Inspektor Schweitzer über Luftheizung in den Kieler Schulen. Nach Erklärung des Reinhardt'schen Ofens an einem Modell und der einzelnen Anlage, an der Hand von Zeichnungen theilt Hr. Schweitzer mit, dass sich die Reinhardt'schen Luftheizungen in Kieler Schulen überall vorzüglich bewährt haben. Hr. Schweitzer erwähnt hierbei die

bekannte Geschwindigkeits-Formel v = 4,4 sqrt(H(T-t) / (273 + T)) mit Hinweis, dass sich durch vielfach angestellte Versuche heraus gestellt hat, dass die Geschwindigkeit sich nur halb so groß gestaltet, dass also zu setzen ist v = 2,2 sqrt(H(T-t) / (273 + T)).

Die Besprechung über den Kohlenverbrauch führt zu dem Resultat, dass derselbe durch Ansetzung von Heizprämien sehr reduziert werden kann. St.

Architekten- und Ingenieur-Verein in Hannover. Wochen-Versammlung am 14. Dezember. Hr. Privatdozent Petzold spricht über Aneroid-Barometer, welche zuerst von Vidi konstruirt und im Jahre 1847 der Pariser Akademie vorgelegt wurden. Der Hauptbestandtheil war eine fast luftleere Metalldose mit dünnem wellenförmigen Deckel, dessen Bewegungen in Folge von Luftdruck-Änderungen durch einen Hebelmechanismus vergrößert und messbar gemacht wurden. Diese Konstruktion liegt beinahe allen jetzigen Aneroid-Barometern zu Grunde, mit Ausnahme des Bourdon'schen, welches aber jetzt nicht mehr bei Höhenmessungen angewandt wird.

Die gegenwärtig benutzten Instrumente sind die von Naudet, Goldschmid, Weilenmann, Reitz, deren eingehende Beschreibung an der Hand von Skizzen und Instrumenten erfolgt. Bei dem Naudet'schen Instrument werden die Bewegungen des Dosendeckels durch einen komplizirten Hebelmechanismus auf einen Zeiger, der über einer Skala schwebt, übertragen. — Eine einfachere Hebelübersetzung hat das Goldschmid'sche Aneroid; die Messung wird mittels einer Skala und einer Mikrometerschraube vorgenommen. — Das Aneroid von Weilenmann besteht im wesentlichen aus 5 unter sich und dem Boden eines Gehäuses verbundenen fast luftleeren Dosen, auf deren oberster ein Stab mit Marke befestigt ist, deren Bewegung mittels Schrauben-Mikroskop gemessen wird. — Beim Reitz'schen Aneroid ist eine fein getheilte Skala an einem Hebelarm befestigt, deren Bewegung man durch ein festes Mikroskop betrachtet. — Zur Bestimmung der Luftdruckschwankungen an demselben Orte ist ein selbstregistrirendes Aneroid von Goldschmid im Gebrauch, bei welcher das Hebelende eine Nadel trägt, die von Zeit zu Zeit gegen einen beweglichen Papierstreifen gedrückt wird.

Die Ablesungen an allen Aneroiden können nicht ohne weiteres zur Bestimmung des absoluten Luftdrucks dienen, weil die Wirkung auf der Elastizität von Metallkörpern beruht und diese Körper fortwährend Veränderungen unterworfen sind; es muss deshalb das Aneroid, wenn es zur Bestimmung des wahren Luftdrucks dienen soll, von Zeit zu Zeit mit einem Quecksilber-Barometer verglichen werden. Einen regelmäßigen Einfluss übt die Temperatur auf den Stand der Aneroiden aus.

Der Vortragende schildert die Operationen beim Höhenmessen eingehender, erwähnt die Unsicherheit der Luft-Temperatur-

Messungen, welche bei Höhen-Messungen nöthig ist und bespricht die Hauptfehler, welche beim Messen mit Aneroid vorkommen. So hat z. B. $\frac{1}{10}$ mm Aneroidstand-Fehler einen Höhenfehler von etwa 1,0 m zur Folge. Ein Fehler in der Luft-Temperatur verursacht einen Höhenfehler, der mit der Höhe zunimmt, also beim Messen großer Höhen ins Gewicht fällt; z. B. hat bei einer Höhendifferenz von 100 m, 1° C. Temperaturfehler, einen Höhenfehler von 0,3 m zur Folge. Betreffs der in der Praxis erzielten Genauigkeit fanden bei geringen Höhenunterschieden (100–150 m) den mittleren Fehler in der Höhenbestimmung mit dem Naudetschen Aneroid:

Bauernfeld zu $\pm 1,6$ m	Schoder	$\pm 1,4$ m
Koppe	Schreiber	$\pm 2,6$ m
Petzold		

Vermischtes.

Zur Frage der Stellung der Techniker bei den sächsischen Staatseisenbahnen. Dem Verfasser der bezügl. Mittheilung in No. 73 cr. d. Bl. sind (z. Th. durch Vermittlung der Redaktion der „Dtsch. Bztg.“) Briefe zugefertigt worden, in denen sächsische Fachgenossen demselben ihr Einverständnis mit der Art seiner in jenem Artikel versuchten Schilderung notorischer Absurditäten in der Stellung des technischen Beamten thums der sächsischen Staatseisenbahnen erklären und das dort Gesagte ausdrücklich als zutreffend bestätigen.

Viele der Herren knüpfen daran den Wunsch, der ungenannte Verfasser möge dem Einzelnen gegenüber seine Anonymität aufgeben und es dadurch ermöglichen, dass auch aus weiteren Kreisen der sächsischen Technikerschaft ihm Uebereinstimmung mit seinen Ansichten zu erkennen gegeben werde.

Indem der Verfasser den geehrten Hrn. Kollegen für diese Aufmerksamkeit hiermit seinen verbindlichsten Dank sagt, bittet derselbe, ihm die Namensnennung gütigst erlassen zu wollen. Verfasser hat nur die Absicht gehabt, den Appell an das Billigkeitsgefühl an weitere Kreise zu adressiren, als die sind, welche sich bisher nicht haben bewegen finden lassen, demselben Gehör zu schenken. In dieser Richtung erbittet er dringend die Unterstützung Beteiligter.

Das Straßensplaster vom Standpunkte des Thierschutzes. Auf dem diesjährigen „zweiten deutschen Thierschutzkongress“ zu Wiesbaden vom 11.–14. September cr. referirte der Igl. Hofthierarzt A. Sondermann (München) über Straßenzustände und Straßensplaster. Wir entnehmen dem vielfach interessanten Vortrage folgende zum Theil einseitige bezw. zu weit gehende Forderungen: 1. das Asphaltplaster ist zu Gunsten des Stein- oder Holzplasters zu verwerfen. Referent behauptet, dass auf Asphalt ungleich mehr Pferde stürzen als auf Steinplaster, dass ferner: „die Glätte des Asphalts und das hierdurch bedingte Rutschen und Ausgleiten bei den Pferden, abgesehen vom Niederstürzen, eine Anzahl krankhafter Zustände bewirkt, insbesondere aber Lahmheiten durch Verdrehung der Sehnen und Gelenke.“ 2. Die zu starke Wölbung des Straßenkörpers ist zu bekämpfen, die Straßensollen möglichst eben sein. 3. Die diagonale Pflasterung ist zu verwerfen. „Die diagonalen Fugenlinien bieten den Pferdehufen nicht nur keinen sichern Halt; dieselben gleiten vielmehr in denselben leicht nach auswärts und verursachen die größte Unsicherheit im Gange, besonders bei Reitpferden, die ohne Stollen beschlagen sind.“ 4. Die Zwischenfugen sollen thunlichst eng sein. 5. Eiserne Kanaldeckel, insbesondere gewölbte, sind zu verwerfen; Mannlochdeckel mit Holzauflagerung sind vorzuziehen. 6. Die Legung der Pferdebahnschienen, namentlich deren ebener Anschluss an die Pflasteroberfläche, muss viel sorgfältiger bewirkt werden. 7. Das Salzstreuen auf den Pferdebahnen ist zu verbieten. Zur Begründung dieser Forderung wird angeführt, dass „die an Lastschlitten vorgespannten Pferde bei Ueberwindung der durch das Salzstreuen für Schlitten gänzlich unfahrbaren Strassenecken argen Misshandlungen ausgesetzt sind, dass ferner die Salzjauche die mit derselben in Berührung kommenden Thiere benachtheiligt. Die Hunde schreien wegen des hochgradigen Schmerzes, den die Kältemischung an ihren Pfoten erzeugt; die Hufe und die Gesundheit der Pferde, welche bei körperlicher Erhitzung nach der Bewegung in der Salzjauche längere Zeit im Freien (Droschkenhalteplätze, Bahnhöfe) stehen müssen, werden empfindlich geschädigt.“ J. St.

Verwendung von Beton zu einer Wasserleitung. Ein Beispiel umfassender Verwendung von Beton bietet die neue Pariser Vanne-Wasserleitung (Gravitations-Leitung). Es ist bei der Zuleitung des Quellwassers aus dem Thal der „Vanne“ nach Paris ein Beton-Kanal von bis 2 m Durchmesser auf eine Länge von 173 km erstellt worden, wovon allein 17 km auf Viadukte und Brücken fallen. Die Bögen sind am Schluss bei der 12 m lichten Spannweite nur 0,40 m stark, die Gesamthöhe der Aquadukte beträgt zwischen 12–16 m, in einzelnen Fällen kommen (bei 1 m Pfeilhöhe) Oeffnungen von 30–35 m vor. Die Gesamtkosten der Wasserleitung aus dem Val de Vanne beziffern sich auf nicht weniger als 49 Millionen Frs.

Paris, 1. Febr. 81.

Wagner.

Koppe fand den mittleren Fehler einer Höhenbestimmung mit dem Goldschmid'schen Aneroid zu $\pm 0,75$ m bei ähnlichen Höhenverhältnissen wie vor. — Die topographische Karte von Bayern wird zur Zeit mit Horizontalkurven nach Aneroidmessungen versehen; für die Rheinpfalz sind die Arbeiten schon 1878 und 1879 ausgeführt worden, wobei Naudetsche Aneroide verwendet wurden; der mittlere Fehler einer Höhenbestimmung betrug hierbei 1,3–1,5 m. Gleiche Messungen wurden zum Zwecke genereller Vorarbeiten z. B. für eine Sekundärbahn von Aachen nach St. Vith gemacht. Die zugehörigen Horizontalkurven-Pläne wurden ebenso wie ein Schichtenplan vom Benter Berg bei Hannover vorgezeigt. Zu letzterer Arbeit wurden die Messungen unter Leitung des Vortragenden in einem einzigen Tage ausgeführt.

Konkurrenzen.

Konkurrenz für das National-Denkmal Victor Emanuel's II. in Rom. Im Beisein Ihrer Majestäten des Königs und der Königin und vieler geladenen Gäste, hat am 15. d. Ms. die feierliche Eröffnung der Ausstellung sämtlicher eingegangener Pläne und Modelle — 299 Nummern — stattgefunden; die Dauer derselben ist bis zum 15. April kommenden Jahres fixirt. Dies vorläufig unsern Lesern zur Kenntniss bringend, bemerken wir, dass diese wohl alle Fachgenossen in hohem Grade interessirende Konkurrenz in einem ausführlichen, wenn möglich illustrierten Artikel ihre Besprechung finden wird, sobald es der Raum unseres Blattes gestattet.

Konkurrenz für Entwürfe zu einem Gebäude für die Ständeversammlung Finnlands in Helsingfors. Wir verweisen unsere Leser auf die im Inserattheile dies. No. u. Bl. enthaltene Bekanntmachung über das Ergebniss der u. W. aus Deutschland ziemlich zahlreich beschickten Konkurrenz, bei der 23 Entwürfe theilhaftig waren, während 7 andere wegen zu später Einlieferung ausgeschlossen werden mussten. Die beiden Preise sind den Architekten Sjöström in Helsingfors und Langlet in Stockholm zu Theil geworden.

Personal-Nachrichten.

Preußen.

Die Baumeister-Prüfung haben bestanden: a) im Bauingenieurfach: Moritz Hähner aus Lohe, Kr. Siegen, Johannes Mühlens aus Rheydt und der Kgl. Sächs. Zivil-Ing. Werner Dietrich; — b) in beiden Fachrichtungen: Paul Schuppene aus Berlin und Georg Sommermeier aus Stendal.

Die erste Staatsprüfung haben bestanden: a) im Hochbau: Max Polack aus Berlin, Josef Voigt aus Kallstedt; — b) im Bauingenieurfach: Otto Herzog aus Berlin, Paul Ehrlich aus Küstrin, Reinhold Goering aus Oberstein; — c) im Maschinenbau: Albrecht v. Ihering aus Gießen und Andreas Schröder aus Telgte.

Brief- und Fragekasten.

Bearbeitungen. In dem Referat über eine Versammlung des Hann. Archit.- u. Ingen.-Vereins S. 572 cr. muss in Anheft 1 anstatt 16 700 „26 700“ gelesen werden.

In der Mittheilung über die Klassifikation von Eisen und Stahl No. 100 S. 563 cr. enthält der letzte Absatz außer 2 augenfälligen Druckfehlern (Konstruktion anstatt „Kontraktion“) in der Zeile 4 von unten eine Sinnentstellung; anstatt des Wortes: diese muss gesetzt werden „sie“. Ferner ist in Abs. 1 Z. 5 zu lesen statt der „über die“.

Die Firma des Bauunternehmers, welcher das Rathhaus in Kalau (No. 99) zur Ausführung gebracht hat, heißt Louis Heinrich Mittag und hat außer in Spremberg auch in Berlin (S.W. Hagelsberger Str. 11) ihren Sitz.

Hrn. R. T. in Berlin. Fragen dieser Art unterliegen bei gerichtlichem Austrag bekanntlich im wesentlichen der individuellen Entscheidung der zugezogenen Sachverständigen; doch scheint es uns nicht zweifelhaft, dass der betreffende Techniker für den durch sein Versehen entstandenen Nachtheil wird aufkommen müssen. Die Liquidation soll nach der „Norm“ auf Grund der Anschlagssumme erfolgen.

Hrn. B. in Duisburg. Wir halten es für ganz aussichtslos, einen Antrag auf Verschiebung des bezgl. Konkurrenz-Termins zu stellen. Eine derartige Maßregel kann in der That auch niemals einem einzelnen Bewerber zu Liebe erfolgen, sondern ist nur dann gerechtfertigt, wenn allgemeine Verhältnisse dafür sprechen.

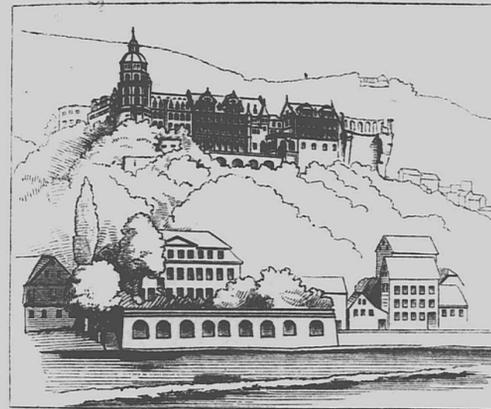
Hrn. B. hier. Wir konstatiren gern, dass die Mittheilung in No. 102 zu der Auffassung Raum lässt, dass die qu. Fontänen allgemein einen größeren Verbrauch an Druckwasser als die gewöhnlichen beanspruchen. Um dieser Auffassung zu begegnen, wollen wir nicht unterlassen nachzutragen, dass zur Erzielung einer gleich voluminösen Erscheinung des Wasserstrahls die neue Fontäne selbstverständlich mit einer weit geringeren Druckwassermenge vorlieb nimmt, als die gewöhnliche und dass das Minus $\frac{1}{3}$, unter Umständen sogar $\frac{2}{10}$ betragen kann. — Wie man sieht, handelt es sich bei der Zweideutigkeit durchaus um die Auslegung, welche man dem Worte „Effekt“ giebt, ob darunter „mechanische Arbeit“ oder „Aussehen“ verstanden wird.

Inhalt: Das Heidelberger Schloss und seine Wiederherstellung. (Schluss.) — Der Bau der Ahrbergbahn im Jahre 1881. — Die Konkurrenz für das National-Monument in Rom. — Zur Frage der Abdeckung von Chorumgängen. — Ueber den Endruck gegen innere Stützwände (Tunnelwände). — Mittheilungen aus Ver-einen: Arch.- u. Ing.-Ver. zu Braunschweig. — Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hamburg.

Vermischtes: Zur 50jährigen Jubelfeier der Holzmindener Bauerschule. — Projekt zu einer Tunnel-Verbindung zwischen dem italienischen Festlande und Sizilien. — Linkrasta, eine neue Wand-Dekoration. — Zur Differenz zwischen der Gotthardbahn-Gesellschaft u. d. Favre'schen Unternehmung. — Monographie üb. d. St. Louis-Brücke. — Todtenschau. — Konkurrenzen. — Personal-Nachr. — Brief- u. Fragek.

Das Heidelberger Schloss und seine Wiederherstellung.

(Schluss.)



Mittels der voran gegangenen Erörterungen habe ich mich bemüht, den Fachgenossen, einerseits durch Hervorhebung der künstlerisch wichtigsten Momente, andererseits durch möglichst gewissenhafte Beschreibung der Beschädigungen und der Maßregeln, welche zur Erhaltung der Ruine getroffen sind, ein Bild sowohl von dem architektonischen Werth als auch von dem jetzigen baulichen Zustande des Heidelberger Schlosses zu geben. Ich darf mich wohl der Hoffnung überlassen, dass es mir damit gelungen ist, auch diejenigen Leser, welche die Ruinen nur flüchtig oder gar nicht von eigenem Ansehen kennen, in den Stand gesetzt zu haben, sich mit Hilfe der von mir schon genannten Werke, neben denen ich noch J. Metzger: Beschrg. des Heidelb. Schlosses und Gartens (Heidelberg 1829), Ch. de Gramberg, *Antiquités du château de Heidelberg*, Rod. Pfnor, *Monographie du château de Heidelberg* (Paris, Morel & Cie.), Merian, *Topographie Palatinatus Rheni* 1649 beifüge, die Uebersetzung zu bilden, dass es sich in der That darum handelt, ganz hervor ragende Schätze der Kunst vor fernem und gänzlichem Verfall zu retten. Es wird nicht zu weit gegangen sein, wenn ich es als Ehrenpflicht für jeden deutschen Architekten bezeichne, mit allen Mitteln dahin zu wirken, dass das Heidelberger Schloss in seinen wichtigsten und allen der Unvergänglichkeit würdigen Theilen erhalten bleibe.

Obwohl es dem Zwecke dieses Aufsatzes fern liegen muss, auf die Frage, welcher Weg eingeschlagen werden soll, um die Erhaltung der künstlerisch werthvollen Theile der Ruine zu erreichen, und insbesondere, ob und wie weit eine Wiederherstellung zu diesem Behufe nöthig ist, näher einzugehen, so glaube ich doch nicht unterlassen zu sollen, sowohl einem noch vielfach verbreiteten Vorurtheil gegen die Restauration entgegen zu treten, als auch an einem konkreten Fall zu beweisen, dass ohne eine solche eine nachhaltige Hemmung der zerstörenden Einflüsse unmöglich ist. Das erwähnte Vorurtheil besteht in der Ansicht, dass die malerischen Reize der herrlichen Landschaft unter der Renovation der Ruine leiden würden. Wir wollen uns vergegenwärtigen, welchen Einfluss eine Wiederherstellung im ausgedehntesten Maßstabe auf die malerische Wirkung des Gesamtbildes mit dem Schlosse als Mittelpunkt hätte. Unter einer solchen Wiederherstellung im ausgedehntesten Maße verstehen wir diejenige sämtlicher Bauten einschließlich des achteckigen Thurmes, aber ohne die speziell zu Festigungs-Zwecken bestimmten Werke.

Für die äußere Gestaltung des Schlosses kommen an der

* Eine liebevolle, geschickte Auffassung und prächtige Darstellung des Otto-Heinrichs- und Friedrichs-Baues. Einige Fehler in den Details des letzteren sind jedoch nicht zu verkennen. Z. B. ist das Fries-Ornament, welches auch in Lübke's „Deutsche Renaissance“ auf S. 177 wieder gegeben ist, unrichtig. Der Architekt hat den Text nicht geschrieben, jedenfalls aber gebilligt. Eine Stelle über das Portal des O.-H.-Baues dürfte hier interessieren. „Son ensemble est d'une parfaite tranquillité sa conception est tout à fait architectonique, bien articulée et destinée à frapper l'observateur intelligent. Le portail du Palais d'Otton Henri indique de la manière la plus rationnelle l'entrée d'une habitation princière.“

Nordseite der Seckige Thurm, der neue Hof (Bau Friedr. II.) der englische Bau (Friedr. V.) und die kleine Baugruppe zwischen diesen und dem Friedrichsbau in Betracht. Die Restauration an dem letzteren sowie der Terrasse wären ohne Bedeutung für das Gesamtbild. Wie die Vignette zeigt, haben wir versucht, diese Ansicht zu zeichnen, wie dieselbe, alten Kupferstichen in der städtischen Sammlung entsprechend, nach einer Restauration aussehen würde, und wir können nicht finden, dass ein wesentlicher, malerischer Reiz verloren ginge. Die ungleichen und zerrissenen Konturen der Ruinen nach oben, die tiefen Schatten der leeren Fensteröffnungen und die reiche Farbenskala, welche das Alter durch Loslösen von Verputztheilen, durch Ueberziehen mit Moosen, durch Schwärzen an Wasserläufen etc. hervor gebracht hat, würden allerdings verschwinden. Manches Bäumchen, welches jetzt durch seine Zufälligkeit das Auge erfreut, mancher alte Ephenstock, der durch seine dunkle Belaubung einen malerischen Kontrast zu seiner Umgebung hervor bringt, müsste fallen. Die hauptsächlich Punkte malerischer Wirkung jedoch, die Gruppierung der einzelnen Gebäude im Verhältniss zu dem hügeligen Terrain und zu einander mit der Dominante in dem am weitesten vorgertreten und am meisten in die Höhe ragenden Glockenthurm blieben gewahrt. Die mit der Restauration verbundene Bedachung des neuen Hofes, die Erhöhung des englischen Baues wären durch das Wiederaufsetzen eines neuen Obergeschosses auf den Glockenthurm aufgewogen. Wohl wäre der ganze Charakter des Baues ein anderer geworden, aber nicht zu seinem Nachtheil. Das Düstere und Leblose, das jetzt über demselben schwebt, würde einem sicheren und lebensvollen Bilde gewichen sein und der Gesamteindruck hätte ohne Zweifel an Großartigkeit gewonnen, während die unberührt bleibenden Ruinen der Festungswerke dazu beitragen, das reiche Architekturbild mit der Landschaft malerisch zu verbinden.

Dasselbe gilt auch von der Ostansicht. Die hier durch Aufsetzen der Bedachung nöthig werdende Erhöhung des Otto-Heinrichs-Baues würde von derjenigen des Glockenthurms aufgewogen. Von Westen her könnte man nur auf größte Entfernung oder in unmittelbarer Nähe die Restaurationen gewahren. Von Süden, dem Schlossgarten aus, wären dieselben nicht zu sehen. Am meisten benachtheiligt wäre das Bild von den Höhen hinter (südlich und östlich) dem Schlosse. Die vermehrten Dachflächen könnten natürlich nicht so malerisch wirksam sein, als die ungleich hervor ragenden Mauerreste. Welch reiche architektonische und doch malerische Wirkung wäre aber in dem restaurirten Schlosshof zur Geltung gebracht, falls derselbe annähernd wieder die Gestalt erhalte, welche die Illustrations-Beilage zu Nr. 1 zeigt! Nur die Unfähigkeit, sich ein Bild von der einstigen Pracht und Schönheit des Raumes zu gestalten, kann dem jetzigen Zustande des Hofes den Vorzug geben. Die schönen Figuren und die fein gefühlten Ornamente des Otto-Heinrichs-Baues, der Glanz des Friedrichsbau's, die wirkungsvollen Loggien des neuen Hofes und die streng zierliche Architektur der gotischen Bauten, sind wahrlich nicht dazu geschaffen, um in bescheidener Weise einen malerischen Hintergrund abzugeben. Dieselben sind auf Detailwirkung berechnet und wollen für sich zur Geltung kommen. Die Rampen, Treppen, Statuen, Brunnen etc. sind unentbehrliche Zuthaten, welche die durch ihre Stilart unterschiedenen und im Grundriss nur lose im Zusammenhang stehenden Bauten vereinigen und gegenseitig heben.

Als Beispiel für die Nothwendigkeit der Restauration mag uns der schönste und zugleich am schwersten beschädigte Theil des Schlosses, der Otto-Heinrichs-Bau, dienen. Ueber den baulichen Zustand desselben verweisen wir auf das früher Gesagte, aus welchem hervor geht, dass es hauptsächlich die Abwitterung ist, welche am meisten Befürchtungen erregt. Dem Fortschreiten derselben würde durch eine gründliche Restauration, wenn auch nicht vollständig und unbedingt, so doch bis zu dem Grade Einhalt geboten werden, wie dieselbe auf alle anderen, in normalem Zustande sich befindenden Gebäude und Kunstwerke aus dem gleichen Material wirken würde. Begünstigt wird sie an der Fassade, wie schon erwähnt, hauptsächlich durch die nicht regulirten Wasser-abläufe. Die Abdeckung auf dem obersten Mauerhaupt ist

ungenügend, die Wasserschrägen der Gurtungen sind zerklüftet, die fehlenden Gurtstücke gestatten dem Regenwasser Zutritt zu Architekturtheilen, die wegen ihrer Form nicht geeignet sind, dasselbe zu sammeln und an passenden Orten abtropfen zu lassen. Die mangelnden Wassernasen ermöglichen das Herablaufen an der Wandfläche. Die innere Fassade ist vollends ohne Schutz gegen das herab träufelnde Regenwasser. Feuchtigkeit und Frost wirken ungenügend auf beide Seiten der 3 Geschosse hoch frei stehenden Umfassungsmauer, welche außerdem die Einwirkung mehrerer Brände ausgehalten hat. Nur durch Wiedereinsetzen der fehlenden Gurtstücke, durch Ersatz der vielfach und stark beschädigten sonstigen Architekturtheile, durch Anarbeiten von Wassernasen könnten die Wasserabläufe in zweckmäßige Bahnen gelenkt werden. Bedachung und innerer Ausbau würden die innere Wandfläche vollständig vor Wasser schützen. Die Einwirkung des Frostes wäre fortan nur einseitig und durch die erhöhte Temperatur im Innern des benutzten Baues auch auf dieser einen Seite bedeutend reduziert. Die Verbandstücke, deren oberflächliche Formen schon stark abgewittert sind, könnten aus der durch Zwischenräume gestützten und durch das Dach beschwerten Umfassungsmauer ohne Gefahr heraus genommen und durch neue ersetzt werden, was unter den jetzigen Verhältnissen immerhin gewagt sein dürfte.

Noch prägnanter tritt das Bedürfnis einer Restauration bei den noch erhaltenen Resten im Innern des Erdgeschosses hervor. Trotz der Bedachung, welche dem Regenwasser keinen direkten Zutritt zu den Skulpturen der Thürumrahmungen gestattet, trotz genügender Wasser-Abführung schreitet die Verwitterung vorwärts. Die Steine und namentlich deren in Verwitterung begriffene Oberfläche sind eben dadurch, dass sie fast 1 Jahrhundert lang allen Unbilden der Witterung ausgesetzt waren hygroskopisch geworden und die ungehinderte Einwirkung des Frostes thut das Uebrige. Die Skulpturen müssten heraus genommen, künstlich getrocknet und in den vollendeten Einbau nach Restauration ihrer ruinierten Theile wieder eingesetzt werden. Dass man Kellergewölbe und Fundamentmauern isoliren müsste, bedarf kaum der Erwähnung.

Das im Vorstehenden Gesagte gilt in größerem oder geringerem Maße auch von den übrigen Bauten. Allerdings wird es ein gewaltiges Werk sein und viele Opfer an Zeit.

Der Bau der Arlbergbahn im Jahre 1881.

Noch ist die Gotthardbahn nicht vollendet und schon wieder ist eine Alpenbahn im Bau begriffen, die ihr an Großartigkeit nicht wesentlich nachsteht und deren Ausführung auch sicherlich dazu beitragen wird, die Erfahrungen im Eisenbahnbau besonders zu bereichern und die technischen Wissenschaften zu fördern; der Bau derselben wird demnach unser volles Interesse in Anspruch nehmen müssen.

Mit Rücksicht auf Bau- und Betriebsschwierigkeiten zerfällt die Arlbergbahn (Innsbruck-Bludenz 136,6 km lg.), welche als österreichische Staatsbahn I. Ranges gebaut wird, in drei Theile und zwar:

1. Tunnelstrecke (Arlberg-Tunnel) St. Anton - Langen 10,25 km lang.

Die Konkurrenz für das National-Monument in Rom.

I.

Es sind zehn Jahre her, dass von Frankfurt a. M. aus der geschäftsführende Ausschuss des Komitès zur Errichtung eines Nationaldenkmals auf der Höhe des Niederwaldes der deutschen Künstlerschaft seinen Erlass zur 1. Konkurrenz bekannt gab, und während dort oben die Arbeiten der Vollendung entgegen reifen, um jenes dem Andenken an die sieg- und erfolgreiche, einmütige Erhebung des deutschen Volkes und an die Wiederaufrichtung des deutschen Reiches geweihte Denkmal vielleicht schon im Herbst dieses Jahres enthüllen zu können, spielt sich hier, in der *Roma eterna*, eine ähnliche Konkurrenz ab für ein das Andenken an Victor Emanuel II. ehrendes Monument. Die Hauptstadt des geeinigten Italiens schließt damit den langen Zug von Ehrenmalern, die seit dem Tode des Monarchen allerorten, selbst in den kleinsten Provinzialstädten entstanden sind.

Was im gesammten großen deutschen Vaterlande der Opferwilligkeit des Volkes anheim gestellt blieb, dessen Söhne eben erst auf den Schlachtfeldern von Frankreich mit ihrem Blute den Preis der Einheit gezahlt hatten, das gab hier im reichsten Maße der Staat, der zu der bewilligten Summe von 9 Millionen für die drei besten Entwürfe die wahrhaft königlichen Prämien von 50,000, 30,000 und 20,000 Lire aussetzte.

Die großartige und interessante Aufgabe, in einer Stadt wie Rom — wo die Kunst der Alten unvergängliche Triumphe feiert, in welcher Konsuln und Imperatoren, Kaiser und Päpste bis zu Sixtus V. hin, die Pflege der Kunst zu einer ihrer ersten Pflichten rechnend, so Herrliches gefördert, in welcher endlich in der Neu-

Geld und künstlerischen Mühen erfordern, diese ausgedehnten und so stark zerstörten Bauten in einen einigermaßen gesunden Zustand zurück zu versetzen. Wer jemals diese Massen des Mauerwerks erblickt hat, wird sich einen Begriff von der Großartigkeit des Unternehmens machen können. Wenn aber in Bälde eine Restauration in Angriff genommen würde, so würden weniger Mittel erforderlich sein als später, da man immer noch den größten Theil des Vorhandenen in altem Zustande bestehen lassen könnte und noch die genügenden Vorbilder hätte, den Ersatz darnach herzustellen, wozu es nach Jahrzehnten gleichfalls zu spät sein wird.

Hiernach dürfte es keines weiteren Beweises bedürfen, dass bald etwas geschehen muss. Nicht zum Ruhme der deutschen Architekten gereicht es, dass Mitglieder derselben Nation, deren Söldlinge hauptsächlich an der Zerstörung des Schlosses Schuld haben, dass zuerst Franzosen ein von architektonischen Standpunkte sehr gutes Werk über die noch bestehenden Reste der Kunstschatze Heidelbergs heraus gaben. Sollten wir uns vielleicht wieder durch die Initiative des Auslandes beschämen und uns von diesem sagen lassen, wie wir uns in dieser Frage zu benehmen und welchen Weg wir einzuschlagen haben, um jene Kunstschatze zu retten! Sollten wir uns von unseren vielleicht kunstverständigen Nachkommen den Vorwurf machen lassen, dass wir die Forderungen unserer Zeit nicht verstanden und dass wir unsere Pflicht gegen die jeder Generation doch nur vorübergehend zur sorgfältigen und erhaltenden Pflege anvertrauten Kunst-Denkmalen als *boni patres familiae* vernachlässigt haben? — Keineswegs! Es ist an uns, alle Kraft anzustrengen, dass die Reste der letzteren nicht vollends dem Ruin entgegen gehen.

Andererseits muss es aber sicherlich als eine Pflicht der deutschen Nation bezeichnet werden, wenn der Gedanke zur That gereift sein wird, auch ihrerseits der Nachwelt Zeugnis zu geben, dass selbst im Zeitalter des Materialismus im deutschen Volke noch Verständniss für die Kunstliebe unserer Väter herrscht und dass kein Opfer gescheut wurde, dieses Verständniss auch späteren Generationen durch Erhaltung unserer Vaterwerke zu ermöglichen.

Heidelberg, im November 1881.

F. Seitz, Architekt.

2. Gebirgsstrecken Landeck - St. Anton 27,7 km lang und Langen-Bludenz 25,8 km lang und:

3. Thalbahn Innsbruck-Landeck 72,8 km lang. Die längste Bauzeit erfordert der Arlberg-Tunnel, daher der Bau desselben sofort, nach Bewilligung der erforderlichen Mittel, durch die Staatseisenbahn-Baudirektion Mitte Juni 1880 von beiden Seiten in Angriff genommen wurde. Die Thätigkeit der Staatsbauleitung schloss im Jahre 1880 mit der Vergebung des Tunnelbaues an die Unternehmung G. Ceconi und Gehr. Lapp, worüber wir bereits in No. 12 pro 1881 dieser Zeitung Mittheilungen machten. Mitte Januar 1881 übernahm die Bauunternehmung die bis dahin vom Staate in Regie ausgeführten Tunnelbauten und konnte dieselben ohne Unterbrechung fortsetzen.

zeit die ersehnte Wiedervereinigung der Provinzen zu einer starken, lebensfrischen Nation sich vollzog — das Andenken eines Königs, welcher zunächst als der Schöpfer jener Einheit und damit der neuen Aera zu betrachten ist, durch ein würdiges Monument zu vereinen, tritt selten — noch seltener aber unter solchen Bedingungen — ein und man konnte von vorn herein einer regen Betheiligung entgegen sehen, um so mehr, als man dem Wettgange auch hierin weitere Dimensionen eingeräumt, die Künstler aller Nationen dazu eingeladen hatte.

Ueber einen nicht gewöhnlichen Aufwand an Mitteln verfügend, unbeeinflusst in der Bestimmung des künstlerischen Charakters seines Entwurfes und eben so frei in der Wahl des Platzes, auf welchem ihn die Ausführung seiner Idee am passendsten erschien, war den Konkurrenten hier zunächst die Möglichkeit geboten, einmal sein ganzes Können freudig in die Wagschaale zu werfen, seiner Phantasie die Zügel schiefen zu lassen. Nicht zu verkennen ist indessen, dass in dieser Unbestimmtheit des Programms, in diesem völligen Gewährlassen nebenher eine große Schwierigkeit lag, der denn auch die Wenigsten sich gewachsen gezeigt haben, da sehr Viele um die dabei in Betracht zu ziehenden lokalen Verhältnisse sich gar nicht gekümmert haben.

Während bei der Konkurrenz für den Niederwald, bei der man merkwürdigerweise „einen architektonischen Aufbau von möglichst einfachen, aber wirksamen Formen, an welchem durch Skulpturen der Sinn und die Bedeutung des ganzen zum Ausdruck gebracht sind“, wünschte, um zum Schluss ein plastisches Kunstwerk außer Konkurrenz in Auftrag zu geben — die allerdings für ein der deutschen Nation würdiges National-Monument recht gering veranschlagte Kostensumme von 250 000 Thalern (der 9. Theil

Mit Bezug auf den Arbeitsfortgang bedingt der Banvertrag, dass vom 1. Februar 1881 ab, auf jeder Seite des Berges der 7^{te} große Sohlenstollen täglich um 3,3 m vorgetrieben werde, dass ein 4,6^{tes} großer Firststollen in wenigstens 100 m Entfernung folge und die Vollaubs- und Vollendungsarbeiten mit den Stollenarbeiten derart gleichen Schritt halten, dass die Summe der bloß durch den Sohlenstollen aufgeschlossenen und der unfertigen Tunnelpartien in keinem Falle 600 m übersteige. Bei Einhaltung dieses Bauprogramms kann der Arlberg-Tunnel im August 1885 vollendet sein.

Am 1. Februar 1881 hatte der Sohlenstollen auf der Ostseite (St. Anton) eine Länge von 433 m, auf der Westseite (Langen) eine Länge von 345 m erreicht; der Firststollen blieb kaum 100 m zurück; die Vollaubs- und Ausmauerungsarbeiten waren begonnen.

Am Ende des Jahres 1881, also nach 11 monatlicher Thätigkeit war der Stand der Arbeiten folgender:

	Ostseite.	Westseite.	Zusammen.
Sohlenstollen	1858 m	1362 m	3220 m
Firststollen	1692 „	1211 „	2903 „
Vollaubsbruch	1161 „	695 „	1856 „
Ausmauerung	1078 „	637 „	1715 „

Der Firststollen blieb hiernach 106 m, bezw. 151 m hinter dem Sohlenstollen zurück; die in Arbeit befindlichen Strecken hatten eine Länge von 780 m bezw. 725 m; im Sohlenstollen wurde eine Leistung von 2440 m, also um 240 m mehr erzielt, als durch den Bauvertrag vorgeschrieben war. Diese Mehrleistung entspricht einem Gewinne von etwas über 1 Monat Bauzeit für den Sohlenstollen, während die übrigen Arbeiten ungefähr gleichen Schritt mit dem Bauprogramm hielten.

Auf der Ostseite hat der Sohlenstollen eine um nahezu 500 m größere Länge als auf der Westseite erreicht. Es sind dort in 11 Monaten 1425 m, d. i. durchschnittlich täglich 4,3 m, hingegen auf der Westseite nur 1017 m, also täglich 3,0 m Stollen hergestellt worden.

Die große Differenz des Fortschritts auf beiden Tunnelseiten ist durch die Gebirgsverhältnisse begründet. Der Tunnel durchfährt kristallinisches Schiefergebirge, das zumeist aus quarzreichen, auch granatführenden Glimmerschiefer, der in Gneiss übergeht, besteht. Die Schichten streichen westöstlich, also nahezu parallel mit der Tunnelaxe und sind auf der Ostseite nur wenig und lang gestreckt, auf der Westseite hingegen stark und kurz gefaltet, so dass hier die Abweichungen im Streichen nahezu 90° betragen und sehr häufiger Schichtenwechsel eintritt. Außerdem sind auf der Westseite graphitische Einlagerungen sehr häufig und die Trennungsspalten mit Verwitterungs-Produkten von Glimmer und Feldspath gefüllt, die durch reichlich zufließendes Wasser erreicht, zumeist die Ursache der Druck-Erscheinungen waren, welche die maschinelle Bohrung störten, kräftigen Einbau bedingten, daher den Arbeitsfortschritt wesentlich beeinträchtigten. Man hofft jedoch, mit zunehmender Entfernung der Tunneltrasse von der Oberfläche, die nördlich derselben durch das Klosterthal tief eingeschnitten ist, spätestens 2,5 km vom Westportale entfernt, standfahigeres und wasserfreies Gebirge zu treffen und sodann auch auf der Westseite Leistungen zu erzielen, die den bisherigen der Ostseite nicht nachstehen sollen. Bis zum Schlusse des Jahres haben sich allerdings die Gebirgs-Verhältnisse auf der Westseite schon etwas gebessert. Das mit der Tunnelaxe parallele Streichen der Schichten erschwert jedoch eine Vorherbestimmung der geologischen Verhältnisse so sehr, dass man von der Anfertigung eines Prädestinations-Profils absah, über den Schichtenbau der erst aufzuschließenden Tunnelstrecken noch im unklaren

des hier Bewilligten) von fast Allen an dem 2. Ausschreiben Betheiligten (13 Autoren im ganzen) wesentlich überschritten wurde, ergiebt sich hier im Gegentheil die Thatsache, dass die größte Zahl der eingeleiteten Arbeiten, welche aber glücklicher Weise nicht ernst zu nehmen sind, von den zu Gebote stehenden Millionen überhaupt keinen Gebrauch zu machen verstanden hat und nur eine geringe Anzahl über das Ziel, dann aber auch gleich weit hinaus schießt. So bewegen sich gerade die besten Projekte in den ihnen in dieser Beziehung gesteckten Grenzen.

Die Unkenntnis der Einzelnen mit den Platz-Verhältnissen, den für die Aufrichtung des Monuments event. verfügbaren bezw. passenden Stellen aus dem, was etwa seitens des Munizipiums der Stadt im neuen Bebauungsplan angestrebt wird, hat nach anderer Richtung hin manchen bedauerlichen Fehlschluss thut lassen und, da keinerlei Vorschritt, ob Ehrenbogen oder Triumphsäule, den freien Flug der Künstler-Phantasie hemmte, sind eben schließlich oft Dinge für der Ehre würdig erklärt worden, das Andenken an den König und die nach langem Streben endlich erreichte Einheit der Nachwelt zu überliefern, welche damit nicht das Gerinste zu thun haben, die zum Theil ganz frivolen Spässen ähnlich sehen und in Wirklichkeit wohl mehr der Auswuchs einer Kinderphantasie, als einer Künstlerphantasie sein müssen. Da mir von vornherein die Pflicht auferlegt ist, mich mit meinem Bericht möglichst kurz zu fassen, so kann ich über diese Kategorie — so unbeschreiblich Lustiges sie auch wieder bietet, das man durch Bekanntgabe vor gänzlichem Vergessen zu retten die Pflicht hätte — schon jetzt füglich mit der Bemerkung hinweg gehen, dass sie bei der Aufstellung der Entwürfe durch die *Commissione Reale* ihre Abfertigung bereits dadurch gefunden hat, dass man sie nach

ist und noch nicht übersehen kann, welche Schwierigkeiten bevor stehen, besonders in der ungefähr 1 km langen Tunnelstrecke, die von der Ostseite her, nach Ueberschreitung des Kulminationspunktes und vor dem Stollendurchschlage im Gefälle von 15°/100 auszuführen sein wird.

Es ist nicht zu leugnen, dass die bisher erzielten Resultate sehr günstige sind und bereits den Beweis liefern, in wie hohem Grade man die an den neueren Tunnelbauten gemachten Erfahrungen zu verwerthen und die geschickt getroffenen Bandispositionen mit Energie und Umsicht durchzuführen verstanden hat.

Auf Grund vorliegender Resultate lässt sich aber ein Schluss auf etwaige Abkürzung der Bauzeit des Arlberg-Tunnels und die wirklichen Kosten desselben noch nicht ziehen, wie man eben so wenig Vergleiche mit den Fortschritten und Kosten des Gotthard- und Mont Cenis-Tunnels anstellen darf, namentlich nicht in der Weise, wie dies selbst von hervor ragender fachmännischer Seite geschehen ist, wobei die Kosten der zum Vergleiche gewählten Tunnelbauten unrichtig beziffert erscheinen und den verschiedenen Verhältnissen nicht entsprechend Rechnung getragen wurde. —

Auf der Ostseite wurde der Sohlen-Stollen während des ganzen Jahres mit Perkussions-Bohrmaschinen (System Ferroux), wovon 6 auf einem Bohrwagen befestigt waren und die mit komprimierter Luft von 2—4 1/2 Atmosph. Spannung betrieben wurden, gebohrt. Der frühere Werkstättenleiter der Gotthard-Tunnel-Unternehmung, C. Ferroux, welcher von der Bauunternehmung des Arlberg-Tunnels für die östliche Tunnelseite engagiert worden ist, hat an seinen Bohrmaschinen einige Vereinfachungen gemacht und verwerthet nun seine in Göschenen gewonnenen Erfahrungen am Arlberg-Tunnel.

Die größte Leistung wurde im Monate Oktober (Gneiss mit Kalk und letigen Zwischenlagerungen) mit 153 m, die geringste im Februar (weicher Glimmer-Schiefer mit eingelagerten Talklamellen) mit 95 m erzielt. — Die Unterbrechungen in der Bohrarbeit waren gering und zumeist durch Störungen in der Luft-Transmission (Wassermangel, Röhrenbrüche etc.), durch Abstreckungs-Arbeiten und Festtage verursacht. Die Dauer eines Angriffes (Bohren der Löcher, Abschießen und Wegräumen des Schuttes) betrug 6 1/2—8 1/2 Stunden, wovon 45—58% auf Bohrarbeit entfielen und wobei 21—29 Löcher von 25—50 mm Durchmesser, mit einer Gesamtlänge von 23—48 m gebohrt wurden. Der Dynamit-Verbrauch wird mit 18—22 kg für den Meter Stollen angegeben. Einbauten des Stollens waren nur stellenweise notwendig und konnten ohne Störung der Bohrarbeit hergestellt werden.

Auf der Westseite wurde der Sohlenstollen, mit namhaften Unterbrechungen in Folge ungünstiger Gebirgsbeschaffenheit, mit 2 Rotations-Bohrmaschinen System Brandt, die auf einer mit einem Bohrwagen verbundenen horizontalen Spann-Säule befestigt waren, gebohrt. Das den Bohrmaschinen zugeführte Wasser stand unter einem Drucke von 90—100 Atm. Die größte Leistung wurde im Monat Juli (quarzreicher Glimmer-Schiefer in wechsellagenden Schichten mit letigen Zwischenlagerungen) mit 120 m erzielt, wobei aber die durch ungünstige Gebirgsbeschaffenheit und die hierdurch bedingten Stollen-Einbauten und Ersatz der Maschinen-Arbeit durch Handarbeit verursachten Zeitverluste nahezu 4 Tage betragen. Der Angriff dauerte 6 1/2 bis 8 Stunden, wovon 40 bis 45% auf Bohrarbeit entfielen und wobei meist 8 bis 9 Löcher von 70 mm Durchmesser und einer Gesamtlänge von 9 bis 13 m gebohrt wurden. Der Dynamit-Verbrauch war in Folge Weichheit des Gebirges gering und wird mit 8 bis 16 kg pro m Stollen beziffert. — In den meisten Fällen musste der Stollen sofort, vor Fortsetzung der Bohrarbeit, eingebaut werden. Mehrfach genigte ein provisorischer Schutz aus Rahmen von alten Eisenbahnschienen, die rasch eingebracht und nach Vorrückung der Bohrarbeit ohne

den obersten Stockwerken des der Ausstellung dienenden Museums verwies und nur den beschränkten Räumlichkeiten ist es zuzuschreiben, dass hierbei einzelnes Gute mit unterlief, das einen andern Platz verdient hätte.

Ehe ich in medias res gehe, muss konstatiert werden, dass auch hier „jener zündend durchschlagende Gedanke, dem der Preis ohne weiteres zufällt“ ausgeblieben ist, wonach es sehr fraglich erscheint, ob die Konkurrenz überhaupt ein definitives Resultat zu Tage fördern wird. Der gerade nicht sehr verlockende Artikel des Ausschreibens, welcher die Regierung in keiner Weise für gebunden erklärt gegenüber den prämierten Konkurrenten und die namentlich für Ausländer sehr geringe Wahrscheinlichkeit einer Uebertragung der Ausführung mag wohl auch die Schuld haben, dass Namen von Ruf, die doch sonst in der Ringbahn zu glänzen pflegten, diesmal der Sache so fern geblieben sind. Und das gewisse unsichere Tasten der in der Bahn Stehenden und vor allem also derjenigen, deren Arbeiten auch die Gewähr für Vollkommeneres bieten, würde vermieden, ein anderes Resultat erzielt worden sein mit einem präziser gefassten Programm, wie es der erste Kommissions-Beschluss annähernd gab und wie es sich in der hiesigen, verständigeren Presse jetzt allmählich heraus krystallisiert. Sehr richtig bemerkt die letztere, dass eine Gruppe, eine Reiterstatue, eine Säule, ein Bogen allein in keiner Weise der gewünschten Größe des neuen, des italienischen Rom entspräche; denn wie in den Ruinen des Kolosseums und der Kaiserpaläste die sichtbaren Zeichen einer verschwundenen Zivilisation, einer zerstörten Welt mit all' ihrer Glorie, ihren Tugenden und Gebrechen zu finden sei und die Größe der *Roma antica* gegenüber San Pietro für sich allein die Geschichte der Macht und Gewalt und des Glanzes

Hinderung derselben durch einen kräftigen Holzeinbau mit Sohlen-Schwellen ersetzt werden konnten. —

Die Schütterung und Förderung war auf beiden Tunnelseiten nahezu gleich eingerichtet. Das Ausbruch-Material wurde mit Hilfe von eisernen Körben auf die (nicht mit Kippvorrichtung versehenen) Förderwagen von 1,6^{cm} Fassungsraum, deren 12 auf einem 50—100^m vom Ort hergestellten Ausweich-Gleis Platz finden und die nach Bedarf heran geholt werden, geschüttet und sodann auf dem 70^{cm} weiten Fördergleis des Sohlenstollens, das ganz aus Eisen in transportablen Längen konstruiert ist, daher eine rasche Verlegung gestattet, in den Arbeits-Strecken durch Menschen, im übrigen durch Lokomotiven transportirt.

Die Schütterung nahm verhältnismäßig viel Zeit in Anspruch und steht noch in mancher Beziehung selbst den bei früheren Bauten angewandten Methoden nach. Staatsbauleitung und Bauunternehmung bemühen sich aber gemeinsam, Schütterung und Förderung zu beschleunigen und projektieren nicht nur selbst in dieser Richtung, sondern studiren auch die Fördermethoden der Bergwerke; jüngst haben dieselben die Förderanlagen auf den Königl. Gruben bei Saarbrücken besichtigt. Man kann daher erwarten, dass schon im Laufe des kommenden Baujahres auch hierin Verbesserungen und Fortschritte erzielt werden, um so sicherer, als auch Ezlha, Prof. an der techn. Hochschule in Wien, der hervorragendste Fachmann im Tunnelbauwesen, der Tunnelbau-Unternehmung als beratender Ingenieur zur Seite steht. —

Mit Ausnahme des Stollens wurden alle übrigen Tunnelausbrüche durch Handarbeit hergestellt und auch auf der Ostseite aus Sicherheits-Gründen leichte Einbauten ausgeführt. Die Ausmauerung des Tunnels erfolgte in Gewölben und Widerlagern mit Bruchsteinen (Kalk und Glimmerschiefer) in Mörtel von Kufsteiner

hydraul. Kalk in sehr rationeller Weise, nur in Druckstrecken kamen Quader-Gewölbe zur Verwendung. Die Baumaterialien werden Festigkeits-Proben unterworfen.

Die maschinelle Stollenbohrung wurde von der Tunnelbau-Unternehmung vorerst mit Hilfe der von der Staatsverwaltung getroffenen provisorischen Einrichtungen fortgesetzt. Dieselben bestanden auf der Ostseite aus 4 nassen Kompressoren (Luftlieferung pr. Minute 4^{cm} von 4—5 Atm. Spg.) die durch 2 Girard-Turbinen (Rosanabach-Gefälle 17,5 m), welche je nach vorhandener Wassermenge 150—200 Pfdkr. abgaben, betrieben wurden. Auf der Westseite hingegen lieferten 2 durch eine Turbine (Alfenzbach-Gefälle 85^m und je nach Wassermenge 180—250 Pfdkr.) angetriebene Hochdruckpumpen (System Kirchweyer) bei 60 Touren 240^l Wasser per Minute für den Bohrbetrieb.

Da namentlich in Folge ungünstiger Gebirgs-Beschaffenheit auf der Westseite des Tunnels selbst nach 3 monatlicher Thätigkeit ein sicheres Urtheil über die Leistungs-Fähigkeit des Brandtschen Bohrsystems nicht gewonnen werden konnte, die Vermehrung und Vergrößerung der maschinellen Einrichtungen jedoch dringend und nicht mehr aufzuschieben war, so wurde im Monate Mai beschlossen, am Perkussions-Bohrsysteme mit Luftbetrieb für die Ostseite und am Rotations-Bohrsystem mit hydraulischem Betrieb für die Westseite fest zu halten und in diesem Sinne mit der Erstellung der definitiven bzw. Vergrößerung der bestehenden Anlagen sofort zu beginnen. Diese Anlagen wurden von der Tunnelbau-Unternehmung nach Projekten und auf Kosten der Staatsverwaltung für dieselbe ausgeführt und werden der Unternehmung während ihrer Banthätigkeit leihweise und unentgeltlich überlassen. (Schluss folgt.)

Zur Frage der Abdeckung von Chorumgängen.*

Die in No. 10 d. Bl. von Hrn. Architekt Nieuwenhuis gebrachte Mittheilung über die Abdeckung des Chorumganges am Dom zu Utrecht erscheint nach Lage der Sache und aus nachfolgend bemerkten Gründen durchaus zutreffend:

1) Es ist die Aufgabe des Architekten, den Schutz der Bauwerke gegen die nachtheiligen Einflüsse der atmosphärischen Niederschläge auf möglichst einfache Weise zu erreichen und dies ist doppelt nöthig bei dem rauhen Klima des Nordens, wo die Zerstörung durch Frost ein Faktor ist, mit dem der Architekt besonders zu rechnen hat. Selbstverständlich ist die Konstruktion der Dächer so zu bilden, dass sie der Schönheit des Gebäudes keinen Eintrag thut.

Diesem Prinzip haben auch die Meister des Mittelalters, so lange die Kunst im Aufgange war, in der Regel entsprochen und erst beim Verfall derselben haben sie Künsteleien bei ihren Konstruktionen sich zu Schulden kommen lassen. Dass im Mittelalter bei norddeutschen Kirchen schon von dem Baumeister die Herstellung von kontinuierlich das hohe Chor umschließenden Pultdächern ausgeführt ist, beweisen z. B. die Kirchen in Salzwedel und in Dargun. Bei beiden ist zwischen den korrespondirenden äußeren Ecken der kapellenartigen Ausbauten ein Bogen, bei ersterer in Segmentform, bei letzterer im Spitzbogen, gewölbt und dadurch ein Pultdach von polygonaler Grundform geschaffen.

Es ist deshalb auch mit Sicherheit anzunehmen, dass von dem Erbauer des Utrechter Domes eine ähnliche Dachbildung für den Chorumgang, wie sie Hr. Nieuwenhuis projektirt hat, beabsichtigt

* Es würde dem Hrn. Verfasser der Mittheilung in No. 10 ohne Zweifel viel daran liegen, wenn auch noch andere auf dem Gebiet des Kirchenbaues und der Kirchen-Restaurationen erfahrene Meister ihr Urtheil in dieser Frage abgeben wollten. D. Red.

des Papstthumes predige, so könne und dürfe das italienische Rom nicht weniger lehren. Das Denkmal solle die Gelegenheit und Ursache zu einer großen Kundgebung der gegenwärtigen nationalen Zivilisation sein, ein Kind seiner Zeit, das künftigen Geschlechtern den historischen Moment offenbart, in dem es gebildet und mit ihm die Bedürfnisse, das Streben, die Richtung der Zivilisation, von welcher es die Frucht. Mit Victor Emanuel sei eine neue Ordnung der Dinge eingetreten, eine Aera verständigen Handelns, moralischer Erneuerung, eine Zeit der Thätigkeit beginne und nicht genüge die Aufnahme in das Register der europäischen Nationen, vielmehr wäre es thunlich, eine Probe davon zu geben, dass Italien lebe und nicht todt geboren sei. Wüssten aber die heutigen Künstler nichts anderes und nichts besseres herzustellen, als die Vorfahren gemacht, so seien sie nichts mehr als Schatten von diesen, und hätten kein eigenes Leben. Schliesslich schaut sich aus alledem die Forderung der Schöpfung eines architektonischen Baues oder eines Komplexes von Gebäuden heraus, dessen Nützlichkeit, dessen politischer oder sonstiger Bedeutung der artistische Theil akkompagnire, so dass die Skulptur dabei nur als nebensächlicher rein dekorativer Theil aufzutreten hätte.

Das Resultat dürfte zunächst also auch hier, wie am Niederwald, in dem Ausschreiben einer zweiten, engeren Konkurrenz zu suchen sein — weiter zu schliessen, will ich unterlassen. Ich habe mich auch nicht damit zu beschäftigen, sondern in erster Linie mit dem Vorhandenen zu rechten und wünsche im übrigen gewiss von ganzem Herzen, dass die Hoffnungen, die man hier bei diesem Anlass an das Aufblühen der nationalen Architektur knüpft, „che l'architettura si mostrerebbe ancora in grado di

war und es spricht hierfür auch der Mangel eines wirksamen Wasserspeiers in dem Strebepfeiler der einspringenden Winkel.

2) Von eigentlichen Kapellen kann im vorliegenden Falle nicht die Rede sein, denn wir haben hier nur einen Umgang mit nischenartigen Erweiterungen und es ist deshalb kein Grund vorhanden, letztere durch zeltförmige Dächer zu markiren — abgesehen davon, dass durch diese erhebliche Schneewinkel gebildet und der Abfluss des Wassers bedeutend erschwert wird, sowie ferner dass eine Beschädigung der Gewölbe und Hochschiffmauer durch eindringendes Wasser nur bei der sorgsamsten Aufsicht, auf welche jedoch zu allen Zeiten mit Sicherheit nicht zu rechnen ist, vermieden werden kann. — Hätte die Anwendung von Zeltedächern bei ähnlichen Choranlagen der alten norddeutschen Kirchen stattgefunden, so ist es nicht zweifelhaft, dass diese Bauten bei der im Laufe von Jahrhunderten unausbleiblich vorkommenden Vernachlässigung längst zerstört wären und es ist ihre Erhaltung nur den vorhandenen Pultdächern zu danken.

3) Aus diesem Grunde muss das Verlangen, dass der Chorumgang des Utrechter Domes mit Zeltedächern überdacht werde, als auf Unkenntnis der Sachlage beruhend bezeichnet werden, da die oben beregten Gefahren und Mängel hier jedenfalls eintreten werden, außerdem aber die Ansicht des Chores dadurch kraus und verwirrt werden und an Schönheit einbüßen würde.

4) Wenn Viollet-le-Duc als Autorität für eine solche Dachanlage heran gezogen wird, so ist es doch fraglich, ob derselbe, wenn er die Wirkungen des nordischen Klimas aus Erfahrung gekannt hätte, die Anwendung von Zeltedächern hier für richtig gehalten hätte. So groß auch die Verdienste des Verstorbenen sind, welche er sich durch das Studium der mittelalterlichen Kunst und durch seine Publikationen erworben hat, so muss es doch

„onorare degnamente il fondatore dell' unità italiana“ sich recht bald bewahrheiten möchten. Vorläufig kann ich nur unterschreiben, was an anderer Stelle gesagt wird, dass die Architektur in Italien „segna una parabola discendente, che sta in ragione della parabola ascendente degli stranieri“, und aussprechen, dass auch auf der Ausstellung dieses Faktum ziemlich deutlich zu Tage tritt, dass eine recht große Reihe der italienischen Arbeiten des wahren künstlerischen Gefühls und der Schulung im großen und ganzen entbehrt und sich in Bezug auf die eingeschlagene Richtung auf einem durchaus falschen Wege befindet, der sich bei dem Streben nach Größe und Monumentalität ins Monströse hinein verliert, so dass wir Deutschen den uns gemachten Vorwurf des zu argen Klassizismus in den ausgestellten Arbeiten, auch wenn er gerechtfertigt wäre, wohl ruhig hinnehmen können.

Des weiteren zu wiederholen, wo die Gründe für diese Differenzen zu suchen sind — Camillo Boito, durch seine geistreich geschriebene *Architettura del medio evo in Italia* auch in Deutschland gebührend bekannt, hat sie in der zu diesem Werke gehörenden *Introduzione sullo stile futuro dell' architettura italiana* vor längerer Zeit entwickelt — führte zu sehr von der Hauptsache ab. Kurz gefasst, eigentliche Architekturschulen in unserem Sinne existiren in Italien kaum*, der Architekt als spezieller Künstler verschwindet. Es mangelt, meiner Ansicht nach, zu allernächst zu sehr an guten, praktisch wie theoretisch gleich tüchtig ausgebildeten Lehrkräften und schliesslich wird auch das

* Auf guten Grundlagen basirt, meines Wissens nach, seit Prof. Castellazzi's Eintritt die Fachabtheilung für Architektur an der Akademie zu Florenz.

XVI. Jahrg. 1882.

Deutsche Bauzeitung.



P. Meurer, Xylogr. Aust., Berlin.

SCHLOSS HUMMELSHAIN.
Arch.: Ihne & Stegmüller.

W. Meuser Hofbuchdruckerei, Berlin.

bedenklich erscheinen, wenn seine Ansicht unter allen Umständen als die unfehlbar richtige und maßgebende proklamirt wird.

5) Wenn die Annahme gerechtfertigt ist, dass es Aufgabe der Kunst ist, die Form der Gegenstände, welche sie bildet, nicht allein schön, sondern auch dem praktischen Zwecke, welchen sie dienen sollen, entsprechend zu gestalten; so kann die von dem

Hrn. Nieuwenhuis projektirte Dachbildung in dem gegebenen Falle nur als die richtige, die begehrte Herstellung von Zeltdächern dagegen für diesen Fall als ganz unzweckmäßig und verfehlt bezeichnet werden.

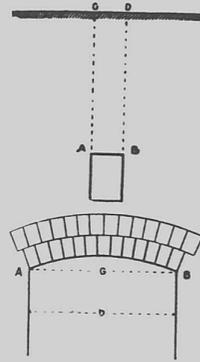
Schwerin i. M. Krüger, Großhrzogl. Bauath, Kommissarius für Kirchenbauten.

Ueber den Erddruck gegen innere Stützwände (Tunnelwände).

Erfahrungsgemäß fällt der Erddruck auf Tunnelwände im allgemeinen bedeutend geringer aus, als nach der Theorie des Erddrucks im seitlich unbegrenzten, homogenen Erdreich erwartet werden sollte. Der Grund dieser Abweichung ist darin zu suchen, dass in Folge der Tunnelherstellung die Gleichartigkeit der Verhältnisse, wie sie die Theorie voraus setzt, gestört wird wonach auch die auf genannte Voraussetzung gebauten Schlussfolgerungen mit der Wirklichkeit nicht mehr überein stimmen können.

Genauere Beobachtungen über die beregte Thatsache sowie eine befriedigende theoretische Erklärung* derselben fehlen z. Z. noch und dürfte daher die Mittheilung nachstehender Untersuchungen und Beobachtungen von allgemeinem Interesse sein.

Betrachten wir eine horizontal abgeglichene, seitlich unbegrenzte, kohäsionslose Erdmasse, so sind in derselben unendlich viele Gleichgewichts-Zustände möglich; dem entsprechend kann der Vertikaldruck auf einen horizontalen Flächenstreifen, von der Breite b und in der Tiefe h unter der Oberfläche, unendlich viele Werthe annehmen, welche in kontinuierlicher Folge zwischen zwei Grenzwerten sich bewegen. Unsere Aufgabe wird es sein, den unteren dieser beiden Grenzwerte für den Vertikaldruck zu bestimmen.



Denkt man sich anfänglich den Gleichgewichts-Zustand des homogenen Erdreichs, so wird auf dem Streifen AB das totale Gewicht des Körpers ABCD lasten. Senkt sich nun die Stützfläche AB ein wenig, so tritt eine Bewegung in der Erdmasse und nach Aufhören derselben ein neuer Gleichgewichts-Zustand mit verringertem Vertikaldruck ein. Das Gewicht des Körpers ABCD wird nicht mehr total von AB getragen, sondern durch eine gewölbartige Wirkungsweise der einzelnen Erdtheilchen auf das beiderseits gelegene feste Terrain überführt werden. Bestände die Erdmasse aus einzelnen festen Wölsteinen, wie nebenstehend angedeutet, so würde das ganze Gewicht ABCD auf die Widerlager übertragen, und auf die Wölbleibung AGB würde kein

Druck ausgeübt. Da die ideellen Wölbleine jedoch nicht aus festem Material sondern aus kohäsionsloser Erde bestehen, so muss in Folge des axialen Gewölbedrucks ein Ausweichen des Materials nach unten stattfinden, wenn dies nicht durch besondere gegen die Leibung wirkende Vertikalkräfte verhindert wird. Letztere entsprechen nun dem gesuchten, auf die Wöl-

* Die von W. Ritter in der „Statik der Tunnelgewölbe“ gegebene Theorie bezieht sich nicht sowohl auf Erde als auf festes Material, da dieselbe Zug- und Schubfestigkeit des Materials, nicht aber Reibung in Rechnung zieht. Auf kohäsionslose Erde ist sie nicht anwendbar.

Wenige, was der angehende architetto auf seiner scuola d'applicazione degl' ingegneri, auf seiner accademia lernen kann, nicht exakt genug, sondern zu leicht genommen. Von einer weiteren Beschäftigung mit den reichen Schätzen, die sein schönes herrliches Vaterland ihm allerorten auch nach dieser Seite hin bietet und die wir forestieri uns glücklich preisen, studiren und messen zu dürfen, um den Sinn für Verhältnisse, für Gesetzmäßigkeit und Schönheit der Form zu bilden und zu läutern, ist keine Rede. Für Privat-Bauausführungen wird nur das Nöthigste verlangt; für einen behaglichen Luxus fehlt das Verständniss. Eine thatkräftige und aufmunternde Unterstützung seitens des Staates fand bisher nicht statt, ja die Regierung berief sogar zum Ban des neuen großen Finanz-Palastes hier einen ingegnere idraulico als Architekten. Von allen Seiten als Stiefkind behandelt, konnte die Skulptur gar sehr auf den Abwegen des Genrehafens; sie arbeitet für den Salon-Bedarf alle jene niedlichen, in technischer Beziehung ja unübertrefflichen Sächelchen, die auf allen Ausstellungen die gerechte Bewunderung des Laienpublikums erregen. Zu einem ernsten, großen Vorwurf kommt es aber selten und wir werden weiter sehen, wie auf der Ausstellung die Skulptur ihrer Schwesterkunst zwar zu dominiren sucht, die Ueberfülle von Gedanken aber nicht zu verarbeiten weiß, sich nur ins Hyperbarocke, Bizarre, Geschmacklose verirrt.

Dagegen sind unter den ausgestellten, oft himmlischen Gipsmodellen italienischen Ursprungs, unter den in Holz ausgeführten und geschnitzten Arbeiten in Bezug auf Mache so prächtige, frische und vollendete Leistungen, dass es eine wahre Herzensfreude ist,

laibung AGB wirkenden Minimal-Erddruck; für die horizontale Fläche AB kommt dann noch das Gewicht des Segments AGB hinzu.

Bezeichnet man den Reibungs-Winkel der Erde mit φ, das spezifische Gewicht derselben mit γ, den in den Punkten A und B stattfindenden spezifischen Horizontaldruck (spezif. Horizontalschub des untersten Erdgewölbes) mit τ und den Tangenten-Winkel der Bogenlaibung bei A und B mit ψ, so ist der spezif. Vertikaldruck v auf die Bogenlaibung nach einer bekannten Formel:

v = τ tg² (90 - φ) / 2 (1)

Die Pfeilhöhe des Segments AGB ist gleich (b tg ψ) / 4, das Gewicht desselben bei einer Länge = 1:

P = (b² tg ψ · γ) / 6 (2)

und somit der totale Druck auf den Flächen-Streifen AB von der Länge 1:

D = v b + P = b tg² (90 - φ) / 2 τ + (b² tg ψ · γ) / 6 . . . (3)

Der denkbar kleinste Werth von v bezw. von τ ergibt sich offenbar unter der Voraussetzung, dass das unterste Erdgewölbe nur sich selber zu tragen habe. Bezeichnet man für dieses Gewölbe den totalen Horizontalschub mit dτ, das Gewicht pro Längeneinheit mit q, so ergibt sich, da die Pfeilhöhe p des Gewölbes gleich (b tg ψ) / 4 ist:

dτ = (q b²) / 8 p = (q b) / 2 tg ψ.

Nun kann, wenn mit dh die Gewölbestärke bezeichnet wird, das Gewicht q = dh (γ - v/h) gesetzt werden, somit spezifischer

Horizontalschub τ = (dτ) / (dh) = (b / 2 tg ψ) (γ - v/h) und

v = τ tg² (90 - φ) / 2 = (b / 2 tg ψ) (γ - v/h) tg² (90 - φ) / 2,

woraus sich durch Auflösung v = (h b γ tg² (90 - φ) / 2) / (2 h tg ψ + b tg² (90 - φ) / 2) ergibt.

Für Minimum v kann φ = ψ gesetzt werden, wodurch man:

v = (h b γ tg² (90 - φ) / 2) / (2 h tg φ + b tg² (90 - φ) / 2) erhält . . . (4)

und sich alle, die von draussen etwa mit Modellen gekommen sind, ein Muster daran nehmen können. Ihnen zur Seite stehen einige meisterhaft behandelte Kohlen- und Kreide-Kartons und manch farbenprächtiges Aquarell.

In den wohl 19 Räumlichkeiten der 4 Stockwerke des Museo geologico-agrarario sind, durch Nummern bezeichnet und in den meisten Fällen mit angehangenen, langathmigen Berichten, speziellen Kostenanschlägen u. s. w. versehen, 299 verschiedene Arbeiten aufgestellt und aufgehangen. (21 von ihnen treten, weil zu spät angekommen, außer Konkurrenz.) Sie repräsentiren beiläufig über 1100 Nummern, unter denen an 950 Blatt Zeichnungen gegen 80 Modelle, über 50 Photographien, etwa 5 Oelbilder bezw. Skizzen und ein kleiner Bruchtheil sogar bloße Manuskripte mit Vorschlägen sich befinden. Ein gedruckter Katalog liegt zu besserer Orientierung vor. Die Kommission hat die Anordnung so getroffen, dass im 1. Stockwerke hauptsächlich die Modelle, im 2. überwiegend die Pläne ausgestellt wurden, und im 3. und 4. Stockwerk, wie schon erwähnt, mit wenig Ausnahmen sich das sonderte, was für die Beurtheilung nicht mehr in Frage kommt.

Wie nicht anders möglich, sind die Mehrzahl der Arbeiten italienischen Ursprungs; nur einzelnes ist aus Deutschland, Frankreich und England, von New-York und Yokohama, von Kopenhagen u. s. w. her eingegangen.

Die Räumlichkeiten der Ausstellung sind licht, erweisen sich indessen in ihren Größenverhältnissen, selbst durch die schnell hergestellten provisorischen Zubauten noch verstärkt, nicht als ausreichend. (Fortsetzung folgt)

Der totale Druck auf die Fläche AB ergibt sich schliesslich nach Gleich. (3) zu:

$$D = b^2 \gamma \left[\frac{h \operatorname{tg}^2 \frac{90-\varphi}{2}}{2 h \operatorname{tg} \varphi + b \operatorname{tg}^2 \frac{90-\varphi}{2}} + \frac{\operatorname{tg} \varphi}{6} \right] \quad (5)$$

wofür bei grossen Tiefen h und nicht allzu kleinen Winkeln φ:

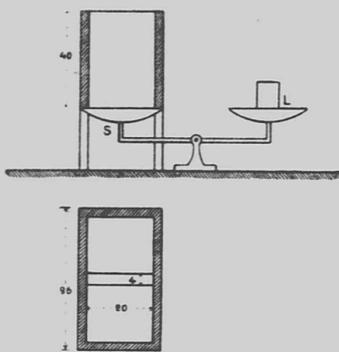
$$D = b^2 \gamma \left[\operatorname{tg}^2 \frac{90-\varphi}{2} \cot \varphi + \frac{\operatorname{tg} \varphi}{6} \right] \quad (6)$$

gesetzt werden darf.

Für Wasser ist φ = 0 und ergibt Gleich. (5): D = h b γ. Für regelmässig aufgesetzte Parallelepiped ist φ = 90°; nach Gleich. (4) erhält man v = 0 und nach Gl. (3) D = P.

Für P gilt hier die aufgestellte Formel (2) nicht mehr, da für φ = 90° das Parabel-Segment in ein Rechteck von der Breite b und der Höhe h übergeht. P wird hierbei gleich h b γ und somit auch D = h b γ.

Vorstehende Theorie liefert hiernach für die beiden Grenzfälle φ = 0 und φ = 90° richtige Resultate. Um nun zu ermitteln, in wie weit dieselbe auch für die zwischen liegenden Werthe des Reibungs-Winkels φ den tatsächlichen Verhältnissen entspricht, stellte Unterzeichner in den beiden letzten Jahren verschiedene Versuche über den auf einen horizontalen Flächenstreifen wirkenden Minimaldruck an.



Als Material diente Streusand von einem spezif. Gewicht γ = 1,5 und einem Reibungswinkel φ = 36° 30'. Der Apparat besteht aus einem auf Füßen stehenden Kasten von 40 cm Höhe und 20 cm Breite, dessen Boden eine 4 cm breite, 20 cm lange Öffnung enthält, welche letztere durch einen oberhalb des Kastens liegenden Schieber geschlossen werden konnte. Die Langseiten des Kastens waren mit Glastafeln verkleidet, um, den Voraussetzungen der Theorie entsprechend, nur auf zwei Seiten der Öffnung Reibungskräfte zur Wirkung gelangen zu lassen.

Nachdem der Kasten mit Sand gefüllt, wurde die eine Schale S einer Tafel L fest gegen den Kastenboden gepresst. Nach Öffnung des Schiebers wurde die Schale L so lange nach und nach entlastet, (durch Absaugen von Wasser), bis die untere Grenze des Gleichgewichts erreicht war, was sich durch ein plötzliches Niederdrücken der Schale S kennzeichnete. Es konnte hierbei bemerkt werden, dass vor Eintreten des Grenzgleichgewichts-Zustandes stets eine kleine Bewegung in der Sandmasse stattfand, indem nach Ziehen des Schiebers eine dünne Sandschicht aus dem Kasten trat und die Schale S sich dementsprechend etwas senkte.

Bei einer Höhe der Sandfüllung von 40 cm ergaben die Versuche einen Minimaldruck von 150 γ, nach Abzug derjenigen Sandmasse, welche, wie oben bemerkt, nach Ziehen des Schiebers aus dem Kasten trat. Von diesen 150 γ muss nun noch das Gewicht einer der Schieberdicke (ca. 0,6 mm) entsprechenden Sandschicht abgezogen werden, so dass der wirkliche Minimaldruck auf 140—144 γ geschätzt werden darf. Die Formel (5) liefert für eine Länge der Öffnung = 20 cm als Minimaldruck D = 140 γ, in befriedigender Uebereinstimmung mit der Beobachtung. (Näherungsformel (6) hätte 141,6 γ ergeben.) Bei einer Sandhöhe von 15 cm wurden im grossen und ganzen die gleichen Werthe beobachtet; vielleicht dürfte hier aber eine unwesentliche Zunahme des Minimaldrucks stattgefunden haben, doch liefs sich dies wegen der Schwankungen in den Versuchsergebnissen nicht mit Sicherheit konstatiren. Bei einer Sandhöhe von 6 cm stieg der beobachtete Minimaldruck auf 180 γ, während Formel (5) nur 133 γ ergeben hätte.

Es ist hieraus ersichtlich, dass für geringe Sandhöhen (h = 1,5 b) die Voraussetzungen der Theorie nicht mehr genau erfüllt sind, was übrigens schon von vorn herein vermuthet werden durfte. Der beobachtete Minimaldruck von 180 γ steht jedoch immerhin dem berechneten Werthe von 133 γ noch bedeutend näher als dem Resultate der gebräuchlichen Theorie, welches 4.20.6.1,5 = 720 γ lautet.

Eine weitere Versuchsreihe sollte den Einfluss der Breite b klarstellen. Bei einer Sandhöhe von 40 cm wurde durch theilweises Öffnen des Schiebers eine Breite der Öffnung von ca. 22 cm hergestellt. Als Minimaldruck, nach Abzug des aus dem Kasten heraus getretenen Sandgewichts, wurden 52 γ beobachtet. Hiervon sind der Dicke des Schiebers entsprechend noch ca. 4 γ abzuziehen. Berücksichtigt man ferner noch den ungünstigen Einfluss, welchen die ungleiche Höhe des Öffnungsrandes auf die

Resultate ausüben muss, so stimmt der theoretisch berechnete Werth des Minimaldrucks mit 42 γ auch in diesem Falle mit der Beobachtung gut überein.

Aus den vorstehenden Ausführungen geht hervor, dass die Gleichungen (5) und (6) sich in ausreichender Weise den bis jetzt angestellten Beobachtungen anschliessen; zur vollständigen Evidenz derselben sind die Ergebnisse weiterer, in grösserem Maassstab anzustellenden Versuche abzuwarten.

Nach Gleichung (6) ist für grössere Tiefen h der Minimaldruck auf einen Flächenstreifen unabhängig von der Tiefe h dagegen proportional dem Quadrat der Breite b. Ferner geht aus der Ableitung der betr. Gl. hervor, dass die Gestalt der Oberfläche, ausreichende Tiefe vorausgesetzt, von keinem Einfluss auf den Minimaldruck ist.

Handelt es sich nicht um einen Flächenstreifen, sondern um ein allseitig begrenztes Flächenstück, z. B. um eine Kreisfläche, so bildet sich im unteren Grenzzustande an Stelle des Tonnengewölbes ein Kuppelgewölbe über der Fläche. Bezeichnet man mit d den Kreisdurchmesser, so erhält man in ähnlicher Weise wie oben Minimaldruck:

$$D = \frac{\pi d^2 \gamma}{4} \left[\frac{h \operatorname{tg}^2 \frac{90-\varphi}{2}}{4 h \operatorname{tg} \varphi + d \operatorname{tg}^2 \frac{90-\varphi}{2}} + \frac{\operatorname{tg} \varphi}{8} \right]$$

$$\text{und angenähert: } D = \frac{\pi d^2 \gamma}{4} \left[\frac{1}{4} \operatorname{tg}^2 \frac{90-\varphi}{2} \cot \varphi + \frac{1}{8} \operatorname{tg} \varphi \right]$$

Bei Versuchen mit h = 30 cm und d = 5 cm ergab sich D = 34 γ, wovon mit Rücksicht auf den Schieber noch ca. 2—3 γ abzuziehen sind. Die Rechnung liefert D = 26 γ. Die geringe Differenz beider Werthe dürfte auf die Störungen in Folge der Schieberbewegung zurück zu führen sein.

Was den Minimaldruck auf senkrechte innere Wände anbelangt, so ist in erster Linie die Richtung desselben fest zu stellen. Je nach der Bewegung, welche die Wand unter der Einwirkung der Kräfte ausführt, kann der Druck auf- oder abwärts gerichtet sein. Da von vornherein weder für die eine noch für die andere Annahme besondere Gründe namhaft zu machen sind, nehmen wir für die Folge an, der Druck wirke normal zur Stützwand.

Im unteren Gleichgewichts-Zustand wird auch hier die ursprüngliche Belastung zum grössten Theil durch Erdgewölbe nach beiden Seiten hin übertragen. Das unterste Gewölbe überspannt den Raum zwischen den beiden Gleitflächen EC und GD. Die senkrechte Stützfläche AC hat nun den Druck des Erdkeils AFC, welcher längs seiner Oberfläche AF durch den spezifischen Vertikaldruck v belastet ist, auszuhalten. Die Lage der Gleitflächen EC und GD ist anfänglich nicht bekannt, kann jedoch durch Probiren mit Hilfe der (in der Zeitschrift für Bauwesen 1880 dargestellten) Keilmethode gefunden werden. Statt hierauf näher einzugehen, soll nachstehend eine einfache Näherungsformel, welche etwas zu grosse Werthe liefert, abgeleitet werden.

Als Gleitflächen können genau genug die bei horizontaler oberer Begrenzung auftretenden Gleitflächen angenommen werden; dann ist $\angle ACE = \frac{90-\varphi}{2}$. Als Spannweite des untersten Gewölbes nehmen wir statt FH die etwas grössere Weite EG = b + 2 a tg $\frac{90-\varphi}{2}$. Ferner werde statt des Keils AFC der Keil AEC als abrutschend in Rechnung geführt. Unter diesen Voraussetzungen ist der spezifische Vertikaldruck in der Wölblaibung nach Gleichung (4):

$$v = \frac{h \operatorname{tg}^2 \frac{90-\varphi}{2} (b + 2 a \operatorname{tg} \frac{90-\varphi}{2}) \gamma}{2 h \operatorname{tg} \varphi + (b + 2 a \operatorname{tg} \frac{90-\varphi}{2}) \operatorname{tg}^2 \frac{90-\varphi}{2}} \quad (7)$$

und für große Tiefen h und nicht zu kleine Winkel φ annähernd:

$$v = \frac{1}{2} \operatorname{tg}^2 \frac{90-\varphi}{2} \cot \varphi (b + 2 a \operatorname{tg} \frac{90-\varphi}{2}) \gamma \quad (8)$$

der spezifische Vertikaldruck v erzeugt einen Horizontaldruck auf die Wand AC:

$$Q_1 = v a \operatorname{tg}^2 \frac{90-\varphi}{2},$$

desgl. der Keil AEC:

$$Q_2 = \frac{a^2 \gamma}{2} \operatorname{tg}^2 \frac{90-\varphi}{2},$$

somit schliesslich totaler Erddruck auf die Wand AC:

$$Q = Q_1 + Q_2 = (v + \frac{a \gamma}{2}) a \operatorname{tg}^2 \frac{90-\varphi}{2} \quad (9)$$

Der Angriffspunkt von Q liegt zwischen $\frac{1}{3}$ und $\frac{1}{2}$ der Höhe a, welche Strecke er im Verhältniss von Q_1 zu Q_2 theilt. Aus den Gleichungen (7), (8) und (9) folgt, dass der Erddruck auf vertikale Wände nicht nur von deren Höhe a, sondern auch

von der Breite b abhängt; ein ähnliches Verhältniss findet bezüglich des Drucks auf die Decke AB statt.

Für Wasser wird φ = 0; Gleichung (9) liefert sodann den hydrostatischen Druck $Q = (h + \frac{a}{2}) a \gamma$.

Für regelmässig aufgesetzte Parallelepiped wird φ = 90° und nach Gleichung (7) und (9) Q = 0.



Sind die Stützflächen beliebig gestaltet, so ist der Minimaldruck ähnlich, wie vorstehend angegeben, zu bestimmen. Unter der Annahme, dass die Reaktionskräfte senkrecht zu den Stützflächen wirken, ist durch Probiren die Lage der Gleitflächen AD und CE zu ermitteln. Der Druck auf die Tunnelwände ergibt sich sodann als Druck der nach der Fläche ABC begrenzten Erdmasse, welche längs ihrer Oberfläche durch den spez. Vertikaldruck v belastet ist.

Ob nun der Minimal-Gleichgewichts-Zustand in einem gegebenen Falle tatsächlich eintreten wird, hängt davon ab, ob die hierzu erforderlichen kleinen Bewegungen im Innern des Erdkörpers stattfinden können. Bei Tunneln wird dies nach Art der Ausführung wohl immer der Fall sein, so dass hier stets eine Lastübertragung durch Erdgewölbe angenommen werden darf. Zu befürchten ist nur, dass diese Bewegungen nicht in den gehörigen minimalen Grenzen gehalten werden können, so dass die unter

Mittheilungen aus Vereinen.

Architekten- und Ingenieur-Verein zu Braunschweig. Versammlung vom 14. Februar 1882. In dem geschäftlichen Theile der Verhandlungen wurde beschlossen, auf dem nächsten Verbandstage in Hannover die Frage zu stellen, ob es gerathen sei, das erste technische Examen in zwei Theilen zu absolviren, die 1. Hälfte nach zweijährigem Studium, die 2. fachliche Hälfte nach vollendeter Ausbildung.

Hierauf hielt der Hr. Eisenb.-Masch.-Mstr. Kelbe einen durch Zeichnung und Skizzen erläuterten Vortrag über zwei amerikanische Lokomotiv-Systeme, welche im „Scientific American“ und im „Techniker“ publizirt sind. Das erste — Fontain'sche — System soll eine Schnellzug-Lokomotive darstellen. — Die Maschine, sonst ganz nach amerikanischem Typus, mit Truckgestell, dem charakteristischen Schornsteine, Kuhfänger und nur einer Triebachse gebaut, zeichnet sich durch die originale Anlage einer zweiten Triebachse aus, welche oberhalb des Kessels liegt und an welcher die Triebkurbel sitzt. Der Dampfzylinder befindet sich in schräger Lage am vorderen Ende des Kessels oberhalb des Fahrgestelles. Diese zweite Triebachse überträgt ihre Bewegung auf ein neben dem eigentlichen darunter liegenden Triebtrahder der Lokomotive befindliches Rad und zwar nach einer Uebersetzung von 72 : 56 nur durch Reibung. — Eine besondere, durch Hebel und Federn gebildete Vorrichtung gestattet dem Maschinisten, den Druck zwischen beiden Achsen und damit die Grösse der Reibung zu reguliren und den Kraftleistungen der Maschine anzupassen. — Der Erfinder glaubt eine Schnelligkeit von 145 km pro Stunde erzielen zu können. — Redner kritisirte die Konstruktion in eingehender Weise und wies auf vielen Mängeln nach, dass die Maschine dennoch eine so kolossale Geschwindigkeit nicht erreichen könne, da sie nach den von ihm gemachten Erfahrungen für die dazu nöthige Dampfproduktion eine zu kleine Heizfläche habe. Es sei schon schwierig, mit unsern deutschen Schnellzug-Lokomotiven, welche etwa 10 cm Heizfläche mehr besäßen, einem mittleren Personenzug auf horizontaler Bahn dauernd eine Geschwindigkeit von 100 km zu geben. Ferner bezweifelt Redner die praktische Brauchbarkeit der doch nöthigen Veränderlichkeit der Reibung zwischen den Triebachsen; die Führer würden die Vorrichtung, da sie hierbei nur auf das Gefühl angewiesen seien, nicht immer richtig gebrauchen. Ein Unrundlaufen der Friktionsräder sei aber sehr bedenklich. — Ausserdem seien nach unserer Auffassung die Triebtrahder nicht genügend belastet u. s. w., so dass der Vortragende schliesslich die Ansicht aussprach, die Maschine werde sich schwerlich bewahren. Der „Scientific American“ giebt an, das einstweilen zwei Exemplare der Fontain-Lokomotive in Betrieb seien.

Als ein reines Phantasiegebilde bezeichnet Redner eine im „Techniker“ publizirte „Zentral-Power-Lokomotive“. Der sehr abenteuerlich geformte Kessel bietet namentlich in Bezug auf die Verankerung der beiden Feuerkisten und auch sonst konstruktiv solche Schwierigkeiten, dass sie nach Ansicht des Vortragenden überhaupt nicht zu bewältigen sein würden; die Form der Maschine, welche zwei Feuerkisten in der Mitte haben soll,

Vermischtes.

Zur 50-jährigen Jubelfeier der Holzmindener Bauwerkerschule (No. 3 cr. dies Bl.) ist eine von der Gravic- und Frage-Anstalt Hermann Held in Magdeburg hervor gegangene Bronze-Medaille geschlagen worden, die auf der Vorderseite das Bildniss des Begründers der Schule, F. L. Haarmann, auf der Rückseite eine allegorische Darstellung des Unterrichts — eine

dem Erdgewölbe sich häufende todte Last das Gewicht des oben in Rechnung geführten Parabelsegment-Prismas überschreitet. Für die Bestimmung des bei Tunnelbauten auftretenden Minimaldrucks wird man daher stets einen angemessenen Zuschlag zu den theoretischen Werthen machen müssen.

Anders liegen die Verhältnisse bei Objekten unter hohen Erddämmen, welche schon vor der Dammschüttung ausgerüstet und erhärtet waren. Hier wird für gewöhnlich die aufgeschüttete Erdmasse zu beiden Seiten des Objekts sich setzen und in Folge dessen nicht eine Entlastung, sondern vielmehr eine Mehrbelastung desselben zu gunsten des seitlichen Terrains stattfinden. Es weist dies darauf hin, vorerst nur bis zum Objekt hin anzuschütten und mit der weiteren Schüttung zuzuwarten, bis das Material sich gehörig gesetzt hat, bezw. das Material zu beiden Seiten des Objekts künstlich zu komprimiren.

Die vorstehend behandelte Kraftübertragung durch Erdgewölbe bleibt selbstverständlich nicht auf innere Stützwände beschränkt; sie wird überall da auftreten, wo die einzelnen Partien einer Stützwand ungleichartige Widerstands-Verhältnisse aufweisen. Beispielsweise sei hier auf die zur Ausrüstung von Brückengewölben dienenden Sandtöpfe hingewiesen, wo ein kleiner, vor die Ausfluss-Oeffnung tretender Sandkegel das weitere Ausströmen des Sandes trotz der kolossalen darauf ruhenden Belastung zu hindern im Stande ist, indem das hinter der Ausfluss-Oeffnung sich bildende Sandgewölbe den Druck auf die umgebenden festen Wandtheile überträgt und hierdurch den kleinen Sandkegel fast vollständig entlastet.

Karlsruhe, im Mai 1881.

Fr. Engesser.

erzieht so viele unzweckmässige Anordnungen, dass von einer Realisirung dieses Projekts nicht die Rede sein kann. Der in der fraglichen Zeitschrift enthaltene Artikel schweigt denn auch gänzlich über Dimensionen und nähere Angaben. Ebenfalls ist nicht zu verstehen, wie von der Innehaltung des Normalprofils Rede sein kann. Dem übrigen nach tritt die Maschine als Güterzugs-Lokomotive auf. Welche Vortheile hierbei durch die gewählte Form erreicht werden sollen, ist mindestens fraglich.

Alsdann referirte Hr. Bmstr. Gittermann, unterstützt durch zahlreiche Zeichnungen und Grundrisse, über einige neue Anlagen von öffentlichen Bädern, so besonders über das städtische Donaubad in Wien und die öffentliche Badeanstalt in Bremen. Redner sprach dabei den Wunsch aus, es möchte damit aufs neue eine kleine Anregung gegeben sein, dass auch die für Braunschweig so sehr notwendige und so oft besprochene Anlage eines Bades, welches auch im Winter und nicht nur der wohlhabenderen Bevölkerung zugänglich sein würde, Beachtung finde.

Nach kurzer Debatte beschloss der Verein, anknüpfend an diesen Gegenstand, die Anlage eines öffentlichen Bades für die Stadt Braunschweig thunlichst zu verfolgen und zu fördern, und sich dieserhalb mit dem hiesigen „Vereine für öffentliche Gesundheitspflege“ ins Einvernehmen zu setzen.

Nachdem noch Hr. Bmstr. Leitzen einige Worte zu gunsten des hiesigen Kunstgewerbe-Vereins gesprochen und zum Beitritte aufgefordert hatte, gelangte ein Antrag des Vorstandes, im April das Otterfest zu begehen, zur Annahme. S.

Architekten- und Ingenieur-Verein zu Hamburg. Versammlung am 10. Februar 1882; anwesend 82 Personen, Vorsitz: Hr. Kümmler. — Ausgestellt sind Handzeichnungen von Gottfried Semper.

Zunächst spricht Hr. Bauführer Koldewey über die Ausgrabungen in Pergamon. Eine Reihe ausgehängter Zeichnungen erläutern den Vortrag; hervor zu heben ist ein Detailblatt, welches den Aufbau des pergamenischen Altars veranschaulicht und vom Redner auf Grund seiner Studien nach den vom Berliner Museum erworbenen Ausgrabungen angefertigt wurde.

Hierauf erklärt Hr. Manfred Semper die von ihm ausgestellten Handzeichnungen seines Vaters. Sie enthalten eine Reihe höchst interessanter Entwürfe von Gebäuden und kunstgewerblichen Gegenständen und gestatten von neuem einen Einblick in die schöpferische Kraft des verstorbenen Meisters.

Hr. Bubendey hält sodann einen Vortrag, der in fesselnder und anregender Weise die Entfestigung Hamburgs behandelt. Hr. Krutisch spricht über die Thätigkeit der Festkommission und vom Stande des Kostümfestes. Sein Antrag: der Verein möge sich bereit erklären ein bei letzterem Fest eventuell sich heraus stellendes Defizit bis zu 500 M decken zu wollen, wird angenommen.

Hr. Bargum macht hierauf aufmerksam auf Konkret-Facade und Wendeltreppe im Ausstellungs-Gebäude zu Moorweide. — Sodann spricht Hr. Kümmler über das von Professor Barf in London neu eingeführte Verfahren, Gusseisen gegen Rost zu schützen. K.

lehrende Göttin und einen lernenden Knaben — enthält. Besondere Beziehungen dieser Darstellung auf den baugewerblichen Unterricht sind nur sehr leicht angedeutet, so dass es sich im Grunde genommen um eine ganz allgemeine Allegorie des Unterrichts handelt. Aber abgesehen von dieser Ausstellung muss die künstlerische und technische Herstellung der Medaille als eine sehr gelungene bezeichnet werden.

Projekt zu einer Tunnelverbindung zwischen dem italienischen Festlande und Sizilien. Nach einer Mittheilung in der Wochenschr. des öster. Ingen.- und Archit.-Vereins hat der Ingenieur Gabelli beim Ministerium der öffentl. Arbeiten die Erlaubnis zur Ausführung von Vorarbeiten für einen Tunnelbau zwischen Calabrien und Sizilien erbeten.

Den bisherigen Vorstudien nach würde der Tunnel eine Länge von 13,2 km erhalten, die Maximaltiefe des Wassers über dem Tunnel 110 m und die Minimalstärke der Felsendecke über dem Tunnel 35 m betragen; die Rampen, welche mit einem Gefälle von 85 ‰ gedacht sind, würden auf jedem Ufer 4,5 km Länge erhalten.

Nach den Muthmaßungen der Geologen sollen die zu durchbohrenden Schichten aus kristallinischen Gesteinen (Granit, Gneis, Glimmer etc.) bestehen und Schwierigkeiten durch Antreffen anderweiter Gesteinsschichten nicht zu erwarten sein.

Die bisherigen Kostenabschätzungen haben den Projektanten auf eine Summe von reichlich 50 Millionen Mark geführt.

Linkrusta, eine neue Wand-Dekoration. Dieses neue Wandbekleidungs mittel, welches gleich dem Linoleum von Mr. Walton in Staines (England) erfunden ist, soll Ersatz für die theure Leder-Tapete bieten und wird aus einer Mischung von Cellulose, Kork, Papier etc. hergestellt. Die zuerst briartige Masse wird in dünnen Schichten auf einer Leinwand-Unterlage ausgebreitet und dann zwischen Pressen mit Relief-Mustern versehen. Die Grenzen für die Höhe des Reliefs sind viel weiter gezogen, als bei der Leder-Tapete. Das Linkrusta nimmt Farben aller Art an, wird in Streifen von unbegrenzter Länge fabrizirt und soll sehr viel weniger — wie es heißt, nur 1/15 so viel — als echte Leder-Tapete kosten.

Bezugsquellen des neuen Materials, für das sich allerdings ein größeres Gebrauchsfeld eröffnen könnte, sind uns vorläufig nicht bekannt.

Zur Differenz zwischen der Gotthardbahn-Gesellschaft und der Favre'schen Unternehmung haben wir in Nr. 8 von einem Schritte des Bernerischen Ingen.- und Archit.-Vereins Notiz genommen, der wir heute noch nachtragen müssen, dass auch die Sektion Zürich des Schweizer. Ingen.- und Archit.-Vereins sich mit der Angelegenheit befasst hat, indessen nach allseitiger Abwägung der Sache zu einem von dem Bernerischen abweichenden Schlusse gekommen ist. Die Resolution, welche man gefasst, hat (nach der „Eisenbahn“) folgenden Wortlaut:

„Der Verein schließt sich dem Schritte der Berner Sektion nicht an, erklärt jedoch zu Protokoll, er würde es für sehr wünschbar erachten, wenn die Differenzen auf gutlichem Wege erledigt und ein so bedeutendes Unternehmen in Frieden geschlossen werden könnte; man halte jedoch ein weiteres Eingreifen des Vereins in die Sache für nicht angezeigt.“

Auch die Favre'sche Unternehmung selbst hat inzwischen mit einem kleinen Schriftchen den neuen Schritt in die Öffentlichkeit gethan, in welchem sie die von ihrer Seite geltend zu machenden Gründe auf Entbindung von Konventionalstrafen, Gewährung von Nachzahlungen für auferkontraktliche Arbeiten und Entschädigung für unverschuldete Zögerungen in Kürze zusammen stellt. Wir beschränken uns darauf, kurz hervor zu heben, dass die Gesellschaft eine Verzögerung in Fertigstellung des Tunnels deshalb bestreitet, weil der Kontrakt eine gleichzeitige Fertigstellung des Tunnels mit den Zufahrtslinien vorgesehen habe und letztere noch heute unvollendet seien. Vielfache Verzögerungen seien durch den mehrmaligen Wechsel in der technischen Oberleitung des Unternehmens entstanden; mit markirter Schärfe wendet die Schrift sich insbesondere gegen den (kürzlich verstorbenen) Baudirektor Hellweg, welcher den Ruhm der Vollendung des großen Tunnels sich habe zueignen wollen, während an anderer Stelle von den Maßnahmen des eidgenössischen Kommissars Hrn. Kauffmann gesagt wird, dass sie aus Ideen, die von denen des Hrn. Hellweg ganz verschieden waren, entsprungen seien — insbesondere in die endgültigen Bestimmungen über die Behandlung der Druckpartie seien durch diese Gegensätzlichkeit der Ansichten Verzögerungen getragen worden. Auch auf die finanziellen Schwierigkeiten der Gesellschaft und noch Anderes wird in ruhiger Weise hingewiesen und den Eindruck, den uns die Lektüre der kleinen Schrift hinterlassen hat, ist der, dass allerdings auf beiden Seiten Grund vorzuliegen scheint, um zu wünschen, das Nachspiel der Sache in Frieden zu erledigen.

Monographie über die St. Louis-Brücke. Es dürfte an manchen Stellen von Interesse sein, zu erfahren, dass vor kurzem ein groß angelegtes und mit 50 Tafeln illustriertes Werk über die oben genannte Brücke unter dem Titel: „A History of the St. Louis Bridge, by C. M. Woodward, Professor an der Washington-Universität in St. Louis“ bei G. J. Jones & Co. in St. Louis erschienen ist. — Der Preis des Buches beträgt 20 Dollars.

Todtenschau.

Adam Freiherr v. Burg. Am 1. Februar cr. ist zu Wien Adam Freiherr v. Burg, einer der bedeutendsten Förderer technischer Wissenschaften, verstorben. Geboren am 28. Jan. 1797

Hierzu eine besondere Illustrations-Beilage: Schloss Hummelshain.

zu Wien, erlernte er im Geschäft des Vaters das Tischlergewerbe, trat dann in die Architektur-Abtheilung der Wiener Akademie der bildenden Künste ein, wo er durch seine besondere Begabung für Mechanik Aufmerksamkeit erregte. 1815 bezog Burg das so eben errichtete Wiener polytechnische Institut, an welchem er im Jahre 1820 zum Assistenten, 1827 zum Professor der höheren Mathematik ernannt wurde, nachdem er das Jahr 1826—27 hindurch die Professur für höhere Mathematik am Lyceum zu Salzburg bekleidet hatte. 1836 nahm Burg das Fach der Mechanik und Maschinenlehre hinzu, in welchem er späterhin ausschließlich gewirkt und dabei in hervor ragender Weise zu der industriellen Entwicklung Oesterreichs beigetragen hat.

Burg hat eine große Thätigkeit in literarischen Leistungen entwickelt. Seine bedeutendsten, viel Anerkennung genießenden Werke sind: das dreibändige „Lehrbuch der höheren Mathematik“, erschienen 1832—33; das „Kompendium der höheren Mathematik“, erschienen 1837 in 1. und 1859 in 3. Auflage und das „Kompendium der populären Mechanik und Maschinenlehre“, 1847. Daneben entstanden noch fast 200 kleinere Schriften und Mittheilungen mathematischen, technologischen, physikalischen und mechanischen Inhalts.

Burgs Leben ist reich auch an äußern Ehren gewesen: Er war Mitglied der Wiener Akademie der Wissenschaften, wurde von der Universität zum Ehren-Doktor promovirt, ist Rektor des Polytechnikums, Regierungsrath, Sektionsrath im Handelsministerium gewesen, hat auch mehrere Male als Regierungskommissar bei Weltausstellungen fungirt. Dem Niederösterreichischen Gewerbeverein gehörte er langjährig als Ehrenpräsident an; 1869 ward er vom Kaiser zum Mitgliede des österreichischen Herrenhauses berufen.

Konkurrenzen.

Konkurrenz zu einem Krankenhause in Kalk bei Köln. Der katholische Kirchen-Vorstand zu Kalk bei Köln erlässt unterm 18. Februar cr. eine Bekanntmachung, in welcher zur Einsendung von Bauplänen zu einem Krankenhause für 60 Betten eingeladen wird. Gothischer Stil wird verlangt; die Bausumme beträgt mit Einschluss einer Kapelle 50 000 M. Die Pläne müssen nebst Kostenschlag bis zum 15. März cr. eingereicht sein. Für den besten Plan nebst Kostenschlag und für die Bauleitung wird ein Preis von 1000 M. in Aussicht gestellt; ein zweiter und ein dritter Preis betragen 200 bzw. 100 M. Die Ernennung des Preisgerichts behält der wohlthätige Kirchen-Vorstand sich vor. Wir hoffen, dass kein Architekt, der auf sich und sein Fach etwas hält, auf eine Konkurrenz unter solch unwürdigen Bedingungen „herein fällt“.

Zur Konkurrenz für die Bauten der künftigen schweizerischen Landes-Ausstellung in Zürich sind 15 Arbeiten eingelaufen. Das Preisgericht, bestehend aus den Hrn. Voegeli-Bodener, Präsident des Zentralkomitees der schweizerischen Landes-Ausstellung, Prof. Bluntzschli vom eidgen. Polytechnikum in Zürich, Stadt-Bmstr. Geiser in Zürich, den Arch. Kelterborn & Kläffler aus Basel und Genf und Ing. Weber aus Aufersihl-Zürich, hat sein Gutachten bereits abgegeben. Es wurden folgenden Projekten Preise zuerkannt:

- I. Motto „Sihl“, Verf. die Hrn. Fuchslin & Dorer aus Baden und Brugg in Paris 2000 Frs.
 - II. Motto „Doppelkreis“, Verf. Hr. Martin Tuggener in Zürich 1500 Frs.
 - III. Motto „Mensch ärgere dich nicht“, Verf. Hr. Paul Ulrich aus Zürich in Paris 1000 Frs.
 - IV. Motto „Floreat industria helvetica“, Verf. Hr. A. Wolff in Zürich 500 Frs.
- Die sämtlichen Pläne sollen im Börsensaale in Zürich öffentlich ausgestellt werden. Wgr.

Personal-Nachrichten.

Prüfsen. Die zweite Staats-Prüfung haben bestanden: a) im Bauingenieurfache: Paul Hin aus Berlin, Eduard Schugt aus Dortmund; b) im Maschinenfache: Gustav Leissner aus Gr. Weigelsdorf, Reg.-Bez. Breslau.

Die erste Staatsprüfung für das Hochbaufach haben bestanden: August Menken aus Köln a./Rh. und Ernst Richter aus Dessau.

Die Bauführer-Prüfung im Maschinenbaufach hat bei der techn. Prüfungs-Kommission in Hannover bestanden: Emil Bergerhoff aus Hagen i./Westf.

Brief- und Fragekasten.

Hrn. P. B. in L. Nach unserm Wissen ist ein Oelfarbenanstrich auf Asphalt — wenn dieser nicht besonderen Veränderungen durch Temperaturwechsel untersteht — recht gut haltbar. Anfrage an den Leserkreis. Gibt es ein Mittel, durch welches man die lange Erhaltungsdauer von Gips-Estrich abkürzen kann? In welcher Weise wird Alaun als Erhaltungsmittel für Gipsgüsse verwendet?

INHALT. Nichtamtliches: Die Sicherung offener Brücken gegen Ausknicken. — Versammlung zur Vereinbarung einheitlicher Verfahrungsarten bei der Prüfung von Bau- und Constructions-Materialien.

Die Sicherung offener Brücken gegen Ausknicken.

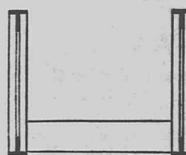


Fig. 1.

Zur Sicherung der Druckgurtungen offener Brücken (welche einer oberen Querverbindung ermangeln) gegen seitliches Ausknicken wirken im allgemeinen 2 Factoren zusammen, die eigene Seitensteifigkeit der Gurtungen und die Aussteifung durch Verticale in Verbindung mit Querträgern. Je steifer die Gurtungen, desto schwächer können die Verticalen gehalten werden, und umgekehrt. In dem einen Grenzfall sind die Gurtungen für sich allein im Stande, einem Ausknicken auf ihre ganze Länge vorzubeugen und bedürfen keiner weiteren Beihilfe; im anderen Grenzfall genügt die Steifigkeit der Gurtungen nur für die Länge zwischen zwei Knotenpunkten, die weitere Aussteifung fällt vollständig den Verticalen zu.

Im folgenden sollen nun die einschlägigen Verhältnisse einer näheren Untersuchung unter gewissen vereinfachenden Voraussetzungen unterzogen werden.



Fig. 2.

In Fig. 2 stelle ABCD die Druckgurtung eines Parallelfachwerkträgers im Beginne des seitlichen Ausknickens dar. Denkt man sich eine Welle BC von der Länge l herausgeschnitten, so wirken von horizontalen Kräften auf dieselbe die Reactionen R der Verticalen und die axialen Druckkräfte P, wobei vorerst vorausgesetzt werde, dass ein Zuwachs von P auf die Länge l nicht stattfindet. Die gleichzeitig auftretenden Torsionsmomente der Verticalen werden ihrer Geringfügigkeit wegen nicht in Betracht gezogen.

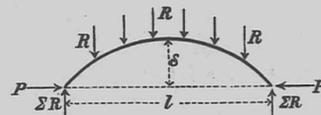


Fig. 3.

Gleichgewicht gegen Ausknicken ist nun vorhanden, wenn die Kräfte P gerade im Stande sind, den um den kleinen Betrag delta ausgebogenen Stab in seiner Ausbiegung zu erhalten.

Bezeichnet man mit J₁ das constant angenommene Trägheitsmoment der Gurtung, J₂ „ „ „ „ „ Verticalen, J₃ „ „ „ „ „ Querträger, a die constante Länge zwischen 2 Knotenpunkten der Gurtung, h „ „ „ der Verticalen, b „ „ „ „ Querträger, so lautet die Momentengleichung für die Stabmitte

$$P\delta = f(R) + \frac{10 EJ_1 \delta}{l^2} \quad 1)$$

hierin ist das Glied $\frac{10 EJ_1 \delta}{l^2}$, welches den Einfluss der Gurtungssteifigkeit angibt, der gewöhnlichen Knickungsformel entnommen. f(R) kann im Einzelfalle, wenn die Wellenlänge l bekannt ist, leicht ermittelt werden; für unsern Zweck ist es jedoch erforderlich, f(R) allgemein als Function der vorläufig noch unbekanntes Wellenlänge l einzuführen, und hierzu nehmen wir, statt der thatsächlich in den einzelnen Knotenpunkten wirkenden Einzelkräfte R, gleichmäßig über die Länge l vertheilte Kräfte dR an, eine Annahme, welche für den allein in Betracht zu ziehenden Fall l > a hinlänglich genau ist.

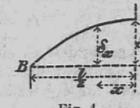


Fig. 4.

dR kann annähernd gesetzt werden*)

$$dR = A \delta_x dx, \quad 2)$$

*) Es setzt dies strenggenommen voraus, dass der Endpunkt B der Welle (Wendepunkt) in der ursprünglichen Gleichgewichtslinie AD der Fig. 2) liege, eine Annahme, die nur dann genau richtig ist, wenn die Größen P, J₁, J₂, J₃, h, b für die ganze Trägerlänge constant sind, a unendlich klein ist und die Endpunkte A und D als unverrückbare Festpunkte angesehen werden können. Die bei Nichterfüllung der letztgenannten Bedingung eintretenden Verhältnisse sind weiter unten in Untersuchung gezogen; was den Einfluss der Veränderlichkeit vorgenannter Größen auf die Ordinate des Punktes B anbelangt, so ist derselbe so gering, dass er für die Zwecke der Praxis aufser acht gelassen

wo A einen constanten Factor, delta_x die Ordinate der Wellenlinie bezeichnet.

$$f(R) = \int_0^l dR \cdot \frac{l}{2} - \int_0^l dR \cdot x = \int_0^l \left(\frac{l}{2} - x\right) A \delta_x dx.$$

Unter der Annahme, dass die Wellenlinie eine Cosinuseurve von der Gleichung delta_x = delta cos $\frac{\pi x}{l}$ sei, ergibt sich

$$f(R) = A \delta \int_0^l \left(\frac{l}{2} - x\right) \cos \frac{\pi x}{l} dx = \frac{A l^2 \delta}{\pi^2} = \text{rund } \frac{A l^2 \delta}{10}$$

Nach Einsetzen in Gleichung 1) erhält man, da sich der gemeinsame Factor delta weghebt,

$$P = \frac{A l^2}{10} + \frac{10 EJ_1}{l^2} \quad 3)$$

Zur Bestimmung des Factors A ist die Ausbiegung delta zu ermitteln, welche eine am oberen Ende der Verticalen angreifende Horizontalkraft R erzeugt. Dieselbe ergibt sich mit Hilfe der Gleichung der elastischen Linie zu

$$\delta = R \left(\frac{h^2 b}{2 EJ_2} + \frac{h^3}{3 EJ_3} \right)$$

Da nun andererseits auch, analog der Gleichung 2),

$$R = A \delta a$$

gesetzt werden kann, so erhält man

$$A = \frac{R}{\delta a} = \frac{1}{a \left(\frac{h^2 b}{2 EJ_2} + \frac{h^3}{3 EJ_3} \right)}$$

und schliesslich, nach Einsetzen in Gleichung 3),

$$P = \frac{10 a \left(\frac{h^2 b}{2 EJ_2} + \frac{h^3}{3 EJ_3} \right)}{l^2} + \frac{10 EJ_1}{l^2} \quad 4)$$

$$\text{oder } J_2 = \frac{10 h^3 a J_3 (P l^2 - 10 EJ_1)}{3 (E J_2 h^2 + 50 EJ_3 a h^2 b - 5 P a h^2 b l^2)}$$

Um nun diejenige Wellenlänge l zu erhalten, für welche der Werth von J₂ ein Maximum erreicht, ist $\frac{dJ_2}{dl} = 0$ zu setzen; es er-

gibt sich hieraus

$$l = \sqrt{\frac{20 EJ_1}{P}} \quad 6)$$

d. h. gleich sqrt(2) mal der Länge, auf welche die Gurtung für sich allein knicksicher ist.

Nach Einsetzen in Gleichung 5) findet man

$$\text{max. } J_2 = \frac{h^3 a J_3 P^2}{12 E^2 J_2 J_3 - 1,5 a h^2 b P^2} \quad 7)$$

$$\text{oder } P = E \sqrt{\frac{12 J_2 J_3 J_2}{h^3 a J_3 + 1,5 a h^2 b J_2}} \quad 8)$$

Für große Werthe des Trägheitsmoments J₂ der Querträger erhält man aus Gleichung 7) und 8) die Näherungsformeln

$$J_2 = \frac{P^2 h^3 a}{12 E^2 J_3} \quad 9)$$

$$\text{und } P = \frac{3,5 \sqrt{J_1 J_2} \cdot E}{h \sqrt{a h}} \quad 10)$$

Nach vorstehendem Ausdruck ist die Knickungskraft P proportional dem geometrischen Mittel der Trägheitsmomente J₁ und J₂ von Gurtung und Verticalen, und erscheinen letztere, innerhalb des Gültigkeitsbereichs der Formel 10), als vollständig gleichberechtigte Factoren für die Sicherheit der Druckgurtung. Vergleicht man Formel 10) mit der gewöhnlichen Knickungsformel

$$P = \frac{10 EJ}{l^2}$$

so findet man, dass die Druckgurtung etwa ein Drittel so viel Druck aufnehmen kann, als ein gewöhnlicher Stab von Trägheitsmoment

werden kann, umso mehr, als in Fragen der Knickfestigkeit die theoretischen Formeln doch nur bedingte Richtigkeit beanspruchen können und für den praktischen Gebrauch der Hilfe ausreichender Sicherheitscoefficienten bedürfen, wie dies bekanntlich schon unter den einfachsten Verhältnissen (gerader Stab constanten Querschnitts unter axialem Druck) der Fall ist.

von J_1, J_2 und von der Länge $\sqrt{h^2 a}$. Es ist hieraus ersichtlich, wie sehr die Gefahr des Ausknickens mit der Höhe h wächst.

Bezeichnet man mit l_1 diejenige Länge, auf welche die Gurtung für sich allein knicksicher ist, wo also l_1 aus der Gleichung $P = \frac{10 E J_1}{l_1^2}$

zu bestimmen ist, so kann man Gleichung 9) auch schreiben $J_2 = \frac{100 J_1 h^3 a}{12 l_1^4} = \frac{8,3 h^3 a}{l_1^4} \cdot J_1$ 11)

welcher Ausdruck ein einfaches Bild von der gegenseitigen Abhängigkeit der Trägheitsmomente J_1 und J_2 liefert.

Die Formeln 7)–11) gestatten nun, das Trägheitsmoment J_2 der Verticalen zu bestimmen, wenn dasjenige der Gurtung J_1 bekannt ist. Letzteres muß mindestens den Betrag $J_1 = \frac{P a^2}{10 E}$

erhalten, um ein Ausknicken zwischen zwei Knotenpunkten zu verhindern. Für die Ausführung wird man J_1 jedenfalls so groß wählen, als es mit Rücksicht auf den zur Verfügung stehenden Druckquerschnitt thunlich ist. Inwiefern eine noch weitere Vergrößerung von J_1 und eine entsprechende Verminderung von J_2 angezeigt erscheint, wird im besonderen Falle eine vergleichende Rechnung ergeben, wobei gleichzeitig auf eine angemessene Wahl von h und a , sowie nöthigenfalls auf die Secundärspannungen bei ungleicher Belastung der einzelnen Querträger Bedacht zu nehmen ist. (Siehe Centralblatt und Deutsche Bauzeitung 1883 und 1884. Oesterr. Wochenschrift 1884, die Aufsätze von Zimmermann, Schulte und Melan.)

Für den Fall, daß die Verticalen außer zur Aussteifung der Druckgurtungen auch noch zur Aufnahme von Systemkräften (= Q) dienen, ist das Trägheitsmoment derselben um den Betrag $J_1 = \frac{Q h^2}{2,5 E}$ 12)

zu vergrößern. Siehe auch 15. Seite 71

Selbstverständlich sind, mit Rücksicht auf den erforderlichen Sicherheitsgrad i , die Kräfte P und Q in vorstehende Gleichungen mit ihrem i -fachen Betrage einzuführen.

Ueber die Gültigkeit und Anwendung der oben entwickelten Formeln bedarf es außer dem früher Gesagten noch einiger nachträglichen Bemerkungen.

1. Gleichung 6) und die daraus abgeleiteten Gleichungen 7)–11) sind nur so lange gültig, als sich für die Wellenlänge l ein kleinerer Werth als die Spannweite L ergibt, was in der Praxis wohl ausschließlich der Fall sein dürfte. In den Ausnahmefällen, wo Gleichung 6) $l > L$ liefert, erhält man das Maximum von J_2 aus Gleichung 5), indem man $l = L$ setzt.

Für $P = \frac{10 E J_1}{L^2}$, d. h. wenn die Gurtung auf die ganze Länge L knicksicher ist, ergibt sich als Grenzfall $J_2 = 0$.

2. Die vorstehenden Formeln haben, der Figur 2 entsprechend, nur die Tragenden nur dann Gültigkeit, wenn die Endverticalen so steif construirt sind, daß die Endpunkte der Gurtungen, A und D , als Festpunkte betrachtet werden können. Sind die Endständer jedoch nicht steifer als die übrigen Verticalen, so weichen dieselben aus der neutralen Axe aus, und es nehmen die äußersten Knickungs-



Fig. 6.

wellen eine von den übrigen abweichende Gestalt an, insofern sie von der Gleichgewichtslinie mitten durchgeschnitten werden.*)

Die Ausweichung e des Endpunktes A bestimmt sich aus der Bedingung, daß Fläche I = Fläche II, voraus, wenn die Curve AB annähernd als Cosinuscurve angenommen wird, man $e = \frac{2 \delta}{\pi}$ erhält. In ähnlicher Weise wie früher ergibt sich

$$P = \frac{l^2}{46 a \left(\frac{h^2 b}{2 E J_1} + \frac{h^3}{3 E J_2} \right)} + \frac{10 E J_1}{l^2}$$

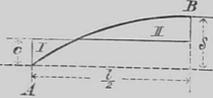


Fig. 7.

* Selbstverständlich werden auch die übrigen Wellen gegenüber früher betrachteten Normalfall ihre Form etwas ändern, worauf jedoch aus gleichen Gründen, wie in der ersten Anmerkung angegeben, hier nicht näher eingegangen werden soll.

$$J_2 = \frac{15,3 h^3 a J_1 (P l^2 - 10 E J_1)}{E J_1 l^4 + 230 E J_1 a h^2 b - 23 P a h^2 b l^2}$$

Für $l = \sqrt{\frac{20 E J_1}{P}}$ erhält man

$$\max J_2 = \frac{15,3 h^3 a J_1 P^2}{40 E^2 J_1 J_2 - 23 a h^2 b P^2}$$

oder für sehr große J_1 und J_2

$$\max J_2 = \frac{0,38 P^2 h^3 a}{E^2 J_1} = J_1 \frac{38 h^3 a}{l_1^4}$$

Ist der Endständer sehr widerstandsfähig gegen Torsion (kastenförmig), so findet bei A eine Gegenkrümmung der Gurtung statt, wodurch sich die Krümmungsverhältnisse der Endwelle denjenigen der übrigen Wellen einigermassen nähern, und J_2 einen Mittelwerth zwischen dem vorstehenden und dem früher entwickelten Werthe annimmt.

3. Bezüglich der Axialkraft P war angenommen worden, daß dieselbe für eine ganze Wellenlänge l constant bleibe. Um nun den Einfluß eines Zuwachses von P in Rechnung zu ziehen, setzen wir vorerst voraus, dieser Zuwachs erfolge stetig von beiden Enden gegen die Mitte zu, und gleichzeitig ändere sich auch das Trägheitsmoment J_1 proportional dem Zuwachs von P .

In Gleichung 1) ist sodann das Moment der Axialkräfte bezüglich der Mitte, statt $M = P \delta$, nunmehr

$$M = P \delta + \int \frac{1}{2} P (\delta - \delta_x)$$

Ändert sich nun P nach einer Parabel, so kann gesetzt werden

$$dP = \frac{P_1 dy}{b}, \text{ wo}$$

P_1 = Gesamtzuwachs, b = Constante (Parabelpfeil).

Ebenso läßt sich annähernd setzen

$$\delta - \delta_x = \frac{y \delta}{b}$$

$$\text{somit } M = P \delta + \int \frac{P_1 y \cdot \delta \cdot dy}{b^2} = P \delta + \frac{P_1 \delta}{2} = \delta \left(P + \frac{P_1}{2} \right)$$

d. h. der Einfluß des stetig eintretenden Zuwachses P_1 kann einfach dadurch berücksichtigt werden, daß man in die früheren Gleichungen $P + \frac{P_1}{2}$ statt P einführt, oder daß man für P das arithmetische Mittel des größten und kleinsten Werthes der im Stab wirkenden axialen Kräfte setzt; für J_1 ist hierbei das Trägheitsmoment in Wellenmitte einzuführen.

Die über die Art des Zuwachses von P gemachte Annahme trifft nun allerdings nur für Trägermitte annähernd zu; man wird jedoch auch für die übrigen Trägertheile ohne großen Fehler statt P max. $\frac{P + \min. P}{2}$ setzen können, um so mehr, als man hierbei etwas zu ungünstige Ergebnisse erhält.

In ähnlicher Weise wird man bei veränderlichem Trägheitsmoment der Gurtungen für J_1 näherungsweise das Trägheitsmoment in Wellenmitte einführen.

4. Will man den Verticalen kein constantes Trägheitsmoment J_2 , sondern ein veränderliches = $f(Y)$ ertheilen, wo Y = Trägheitsmoment am Fußpunkte, so ist Y derart zu bestimmen, daß die seitliche Ausbiegung Δ durch eine am oberen Ende wirkende Horizontalkraft 1 in beiden Fällen gleich groß wird, was in besonderen Falle leicht auszuführen ist. Wird z. B. $f(Y)$ proportional dem Kraftmoment, d. h. $f(Y) = Y \frac{h-x}{h}$ gesetzt, so erhält man

$$\Delta = \frac{h^3}{3 E J_2} = \frac{h^3}{2 E Y}, \text{ woraus } Y = 1,5 J_2.$$

Handelt es sich um Träger von veränderlicher Höhe, so können die aufgestellten Formeln näherungsweise angewendet werden, wenn man für h jeweils die Höhe der in Betracht kommenden Verticalen wählt.

Zum Schlusse möge noch die im vorigen Jahr. zusammengestürzte Straßensbrücke bei Rykon-Zell (Schweizerische Bauzeitung 1883 II.) auf Grund der obigen Formeln bezüglich der Sicherheit gegen Ausknicken untersucht werden.

Für die Trägermitte ist zu setzen: $J_1 = 80 \text{ cm}^4$; $a = 260 \text{ cm}$; $h = 225 \text{ cm}$; $P = 12300 \text{ kg}$. Die Gurtung war steif genug, um ein Ausknicken zwischen zwei Knotenpunkte zu verhindern, da sie eine Druckkraft von $\frac{10 \cdot 2000000 \cdot 80}{260^2}$

= rund 24 000 kg (gegen $P = 12300 \text{ kg}$) auf die Länge $a = 260 \text{ cm}$ übertragen konnte.

Um jedoch auf die ganze Trägerlänge ein seitliches Ausknicken unmöglich zu machen, hätte nach der Näherungsformel 9) das mittlere Trägheitsmoment der Verticalen mindestens betragen müssen

$$J_2 = \frac{12300^2 \cdot 225^3 \cdot 260}{12 \cdot 2000000^2 \cdot 80} = \text{rund } 120 \text{ cm}^4.$$

In Wirklichkeit bestand eine Verticale aus einem Winkel $\frac{7}{0,7}$ von 43 cm^4 Trägheitsmoment, dessen unterer Theil durch ein schmales Eckblech verstärkt war, sodafs mit Rücksicht auf die vielfachen unberechenbaren Nebeneinflüsse die erforderliche Sicherheit gegen seitliches Ausknicken auch unter Hinzurechnung des Eckblechs jedenfalls nicht erreicht wurde.*)

Bei vierfacher Sicherheit gegen Ausknicken hätte die Gurtung unter den gegebenen Constructionsverhältnissen mindestens ein Trägheitsmoment von $J_1 = \frac{4 \cdot 12300 \cdot 260^2}{10 \cdot 2000000} = 166 \text{ cm}^4$ erhalten müssen, welchem nach Gleichung 9) ein Trägheitsmoment der Verticalen von

*) Eine genaue Bestimmung des Einflusses des Eckblechs konnte, da dessen Abmessungen unbekannt, nicht durchgeführt werden.

Versammlung zur Vereinbarung einheitlicher Verfahrungsarten bei der Prüfung von Bau- und Constructionsmaterialien.

Diese Versammlung, über deren Zweck und Programm wir in den Nummern 33 und 37 d. Bl. kurz berichteten, hat am 22., 23. und 24. v. M. in München stattgefunden. Die Zahl der Teilnehmer betrug 79, worunter sich eine nicht unbedeutliche Anzahl von Ausländern befand. Der nachstehende Auszug aus den Sitzungsberichten gibt eine gedrängte Uebersicht der getroffenen Vereinbarungen. Nachdem Prof. Bauschinger für alle drei Tage zum Vorsitzenden gewählt worden war, wurden unter dessen Leitung am ersten Tage die mehr allgemeinen Fragen durch folgende Beschlüsse geregelt:

Die Beratungen der Conferenz sollen frei und die Beschlüsse nicht bindend sein. Am Schlusse der Verhandlungen sollen Commissionen gewählt werden, welche auf Grund der Beschlüsse zu arbeiten haben. Jede zur technischen Prüfung von Materialien benutzte Maschine muß so eingerichtet sein, daß sie leicht und sicher auf ihre Richtigkeit geprüft werden kann. Die Construction muß eine derartige sein, daß bei richtiger Behandlung stofsweise Wirkung der Belastung thunlichst ausgeschlossen ist. Diese Eigenschaft kommt sowohl den mit hydraulischem Druck, als auch den mit Schrauben arbeitenden Maschinen zu. Für praktische Zwecke ist eine besondere Vorrichtung, welche die Maschine selbstwirkend macht, nicht notwendig. Eine gute Einspannvorrichtung muß so eingerichtet sein, daß der Zug oder Druck möglichst gleichmäßig über den Querschnitt des Versuchsstabes vertheilt wird. Die Bezeichnung von Einspannvorrichtungen, welche diesen Anforderungen genügen, wird der wählenden Commission übertragen. Sämtliche Anwesende wurden ersucht, diese Commission durch Mittheilung von Material zu unterstützen. Die Feststellung, in welcher Weise der Einfluß der Zeit auf die Ergebnisse der Festigkeitsversuche zu berücksichtigen ist, wird der Commission überwiesen. Den hinausgehenden Ergebnissen sind diejenigen Angaben über die gebrauchten Maschinen und angewandten Prüfungsverfahren in möglichst kurzer Fassung beizufügen, welche zur Beurtheilung des Werthes der Versuchsergebnisse notwendig sind. Die Entscheidung über die Anzahl der Versuchsstücke soll bei den Verhandlungen über die einzelnen Materialien erfolgen. Solche Materialien, welche bei ihrer Verwendung dynamisch beansprucht werden, sind zur vollständigen Feststellung ihrer Brauchbarkeit auch durch Schlagproben zu prüfen. Diese sollen mittels eines Normalschlagwerks durchgeführt werden, das durch die Commission zu entwerfen ist. Hieran reiht sich noch der am zweiten Tage gefaßte Beschlufs: den Versuchsergebnissen sollen immer, wenn irgend möglich, außer Angabe der Herkunft des Probestückes ein mikroskopischer oder chemischer Befund oder beides, endlich Daten über die Entstehungsart des Probestückes und sonstige etwa gleichfalls feststehende physikalische, chemische oder technische Merkmale gegenübergestellt werden.

Die zweite Sitzung galt hauptsächlich der Berathung der Erprobungsarten bestimmter bezeichneter Gebrauchsstücke. Die Versammlung gelangte zu folgenden Beschlüssen: Eisenbahnschienen sind durch Schlag mittels normaler Schlagwerke zu erproben; Zerreißproben sind zulässig (Antrag v. Rziha). Ferner sollen mit Eisenbahnschienen stets Biegeproben auf bleibende Durchbiegung

$$J_2 = \frac{(4 \cdot 12300)^2 \cdot 225^3 \cdot 260}{12 \cdot 2000000^2 \cdot 166} = \text{rund } 900 \text{ cm}^4$$

entsprochen hätte. —

Als weiteres Beispiel soll noch die im Jahre 1874 erbaute Weschnitzbrücke bei Weinheim (Parabelträger doppelten symmetrischen Systems mit Versteifungsverticalen) angeführt werden, deren Querschnitte seinerzeit mit Rücksicht auf die Sicherheit gegen Ausknicken der Tragwand bestimmt worden waren. Der Querschnitt der Gurtung ist T-förmig, derjenige der Verticalen I-förmig, aus vier Winkeln und Gitterstäben zusammengesetzt. Für die Trägermitte ist: $J_1 = 5400 \text{ cm}^4$; $J_2 = 4800 \text{ cm}^4$; $P = 100000 \text{ kg}$; $h = 260 \text{ cm}$; $a = 280 \text{ cm}$.

Nach Formel 10) ergibt sich als theoretische Knickungskraft

$$P = \frac{3,5 \sqrt{5400 \cdot 4800} \cdot 2000000}{260 \sqrt{260} \cdot 280} = \text{rund } 500000 \text{ kg.}$$

was gegenüber der wirklich auftretenden Druckkraft von 100000 kg eine fünffache Sicherheit ausmacht.

Die Sicherheit gegen Ausknicken der Gurtung zwischen zwei Knotenpunkten ist gleich

$$\frac{10 E J_1}{P a^2} = \frac{10 \cdot 2000000 \cdot 5400}{100000 \cdot 280^2} = \text{rund } 14.$$

Karlsruhe, im April 1884. Fr. Engesser.

(Elasticität) und auf Biegefähigkeit (über die Elasticitätsgrenze) vorgenommen werden (Antrag Bauschinger). Die zu ernennende Commission soll ersucht werden, geeignete Probeverfahren für die Abnutzung der Schienen aufzusuchen (Bauschinger). Probestücke von Eisenbahnschienen sind als Flachstäbe aus den äußeren Schichten zu entnehmen (Tetmajer). — Die Axen der Eisenbahnfahrzeuge sollen sowohl in der Mitte als auch an den Enden durch geeignete Schlagproben untersucht werden. Diesen Proben können Zerreißproben beigesellt werden. Besondere Biegeproben sollen nicht stattfinden. — Die Radreifen sind, wie die Axen, Schlagproben zu unterwerfen. Zerreißproben sollen dabei nicht vorgeschrieben sein. Die zu ernennende Commission soll ersucht werden, zu ermitteln, welchen Einfluß verschiedene Arten von Radreifen auf die Abnutzung der Schienen haben und wie sie sich selbst gegen Abnutzung verhalten. Der Antrag Kick, bei besonderen Materialien, als Axen und dergleichen, bei Uebernahme jedes Stück durch einen Schlag zu prüfen, welcher derart bemessen sein soll, daß er ein tadelloses Stück nicht gefährdet, wird zwar abgelehnt, aber der Commission zur Berichterstattung zugewiesen. — Mit Brückeneisen sollen stets Zerreißproben angestellt werden; ferner Biegeproben mittels ruhigen Druckes und zwar sowohl in kaltem als warmem Zustande der Probstücke. Dies gilt für Schweißeseisen wie für Flußeisen. — Für Kesselbleche aus Schweißeseisen sollen die von den vereinigten Kesseluntersuchungsgesellschaften aufgestellten Würzburger Normen gelten*); außerdem ist die Schweißprobe zulässig. Die Commission wird beauftragt, zu berathen, inwiefern diese Normen auf Flußeisen Anwendung finden sollen. — Drähte sollen mit Hilfe von maschinellen Vorrichtungen, die stets gleichförmig arbeiten, einer Verwindungs- und Abbiegeprobe unterworfen werden. Die Zerreißprobe hat in erster Linie zu erfolgen. Drahtseile sollen mit ruhender Belastung auf Zerreißen geprobt und der gleichen Probe auch unter stofsweiser Belastung (Schlagprobe) unterworfen werden.

Hieran reihte sich die Erörterung der Frage: Wie sollen Zug- oder Zerreißversuche gemacht werden? Es wurde nach lebhafter Verhandlung beschlossen, bei Zerreißproben die Festigkeit, die Dehnung nach dem Bruche, die Querschnittseinengung und die Elasticitätsgrenze zu bestimmen. Der Commission wird die Berichterstattung über die Maximaldehnung und über die Bestimmung möglichst vieler Zwischenwerthe behufs Ausmittlung des Arbeitsdiagrammes zugewiesen. Hinsichtlich der Abmessungen der Probstücke wird beschlossen, für runde Stäbe vier Grundformen mit der gleichen Gebrauchslänge von 200 mm und den Durchmessern von 10, 15, 20 und 25 mm je nach Bedarf und Möglichkeit anzunehmen.

*) Diese Normen schreiben folgende Prüfung vor:

- a) Für Bleche: Zerreiß- und Dehnungsprobe, Biegeprobe, Schmiede- und Lochprobe.
- b) Für Winkelleisen: Zerreiß- und Dehnungsprobe, Biegeprobe, Schmiede- und Lochprobe.
- c) Für Nieteisen: Zerreiß- und Dehnungsprobe, Biege- und Schmiedeprobe.

Für Bleche sollen die Probestäbe 200 mm Gebrauchslänge und 50 mm Breite erhalten. Die Grundformen für Probestäbe aus Flacheisen sollen durch die Commission ermittelt werden, welche auch nähere Bestimmungen über die Bezeichnung und Eintheilung der Gebrauchslänge behufs Ermittlung der Dehnung treffen soll. Außerhalb der Gebrauchslänge sollen die Probestäbe an beiden Enden noch auf je 10 mm Länge gleichen Querschnitt erhalten, sodafs erst von da ab der Uebergang zu den Einspannköpfen beginnt, der Schaft also auf 220 mm Länge prismatisch ist. — Nachdem noch die Erörterung der Prüfungsverfahren für Gußeisen, Kupfer, Bronze und andere Metalle, sowie die Aufstellung eines Entwurfes für einen einheitlichen Apparat zur Vornahme von Versuchen für die tägliche Praxis der Commission übertragen und diese gewählt war, schlofs die zweite Sitzung.

Die dritte Sitzung begann mit der Wahl einiger weiterer Mitglieder für die Commission, insbesondere behufs Vervollständigung derselben hinsichtlich der Prüfung von natürlichen und künstlichen Steinen, sowie von hydraulischen Bindemitteln betreffenden Fragen. Auch wurde beschlossen, den Verein deutscher Eisenbahn-Verwaltungen und die Versammlung schweizerischer Eisenbahntechniker zur Wahl von Abgeordneten für die ständige Commission einzuladen, und die Verwaltungen der deutschen und der österreichischen Marine um ihre Mitwirkung bei den Commissionsarbeiten, welche auch auf das Prüfungsverfahren für Schiffbaumaterialien ausgedehnt werden sollen, zu ersuchen. Ferner wurde der Commission der bisher überschene Antrag überwiesen: Constructionsmaterialien, welche in bestimmter Weise beansprucht sind, sollen auf jene Festigkeit, auf welche sie thatsächlich beansprucht sind, erprobt werden. Nach einigen weiteren, rein geschäftlichen Verhandlungen ging die Versammlung nunmehr zur Tagesordnung über und fafste die nachstehenden Beschlüsse: Die (natürlichen) Gesteine sind nach einheitlichen Grundsätzen auf ihre Bohr- bezw. Gewinnungsfestigkeit zu untersuchen (Antrag v. Rziha). Die genauere Durcharbeitung dieses Gegenstandes wird der Commission zugewiesen. Steine, welche als Hausteine beim Hoch- oder Tiefbau verwendet werden, sollen auf Druckfestigkeit geprüft werden und zwar in Würfel-Form, mit gehobelten Druckflächen, ohne Zwischenlagen zwischen Druckplatten liegend, von denen eine nach allen Seiten frei beweglich sein mufs. Die Druckfestigkeit soll je nach der Verwendungsweise senkrecht oder parallel zum Lager oder nach beiden Richtungen hin geprüft werden und zwar für jede Richtung an mindestens drei Probestücken. Diese sollen möglichst groß, entsprechend der Festigkeit des Steines und der Maximalkraft der Maschine, gewählt werden, doch reicht für minderfeste Steinarten eine Größe von 10 cm Kantenlänge aus. Die Prüfung auf Druckfestigkeit soll bei porösen, nicht dichten Steinen sowohl im trockenen als auch im wassergesättigten Zustande geschehen und zwar an je drei Stücken. Es soll stets das spezifische Gewicht der Steine ermittelt werden. Mit der Durchführung und Verwerthung der Prüfung prismatischer Stücke und der Aufsuchung eines Verfahrens zur Prüfung der Steine auf Widerstandsfähigkeit gegen atmosphärische Einflüsse und auf Frostbeständigkeit, welche jedoch nur durch wirkliches Gefrierlassen der nassen Steine ermittelt werden soll, wird die Commission beauftragt. Auch die Frage der Prüfung von Pflaster- und Schottersteinen wurde derselben überwiesen. — Ueber die Prüfung der künstlichen Steine wurde folgendes beschlossen: Ziegel sind nach der Methode des Professor Tetmajer in würfelförmigen Stücken zu prüfen, die durch Aufeinanderlegen je zweier halber Steine erhalten werden, welche durch eine schwache Mörtelschicht aus reinem Portlandement zu verbinden und an ihren Druckflächen durch Ueberziehen mit einer ebensolchen Schichte abzugleichen sind. Es ist das spezifische Gewicht der Steine zu bestimmen. Zur Controle der Gleichförmigkeit des Materials ist die Porosität der Steine zu ermitteln. Dazu sind dieselben vorerst zu trocknen und sodann bis zur Sättigung unter Wasser zu halten. Die Prüfung auf Druckfestigkeit ist sowohl bei trockenem, als bei wassergesättigtem Zustande der Steine auszuführen. Ein Gehalt der Steine an Kalk und Schwefelkies soll durch mehrstündiges Einwirken gespannter Dämpfe bestimmt werden. Die Bestimmung des Gehalts an wasserlöslichen Salzen und der Wetterbeständigkeit überhaupt wird der Commission überwiesen; ebenso die Anstellung von Beobachtungen über das Verhältnifs der Porosität der Masse zur Porosität der Oberfläche. Bei Bestimmung der Druckfestigkeit sollen mindestens 6 Probestücke verwendet werden und zwar sowohl in trockenem als auch in wassergesättigtem Zustande. Die Prüfung von Pflastermaterial aus künstlichen Steinen wird zusammen mit der des Pflastermaterials aus natürlichen Steinen an die Commission zur Erwägung überwiesen.

Die Festsetzung einer einheitlichen Benennung der hydraulischen Bindemittel wurde sodann alleseitig für wünschenswerth erklärt, die Aufstellung einer solchen aber der Commission überlassen. Ueber die Prüfung dieser Materialien hatte eine Vorbesprechung zwischen mehreren Mitgliedern der Versammlung stattgefunden und zu einer Reihe von Anträgen geführt, die sämtlich von der Versammlung zu Beschlüssen erhoben wurden, wie folgt:

Die Bestimmung des spezifischen Gewichts eines hydraulischen Bindemittels soll einheitlich mittels des Schumannschen Volumometers erfolgen. Zur Bestimmung des Volumengewichts eines hydraulischen Bindemittels in eingerütteltem Zustande ist ein cylindrisches Litergefäß mit 10 cm Höhe zu benützen. Die Commission wird beauftragt, nach entsprechendem scharfen, kurzen Verfahrensarten zur Bestimmung der Volumenbeständigkeit der hydraulischen Bindemittel bei Luft- und Wassererhärtung zu forschen. Die Feinheit der Mahlung hydraulischer Bindemittel soll mittels eines Siebes mit 900 und 5000 Maschen f. d. qm einheitlich controlirt werden. Zusatz: Die Commission wird ersucht, Vorschläge über die Drahtdicke der Siebe vorzubereiten. — Die Abbindeverhältnisse der hydraulischen Bindemittel sollen mittels einer 300 g schweren Normalnadel mit 1 qmm Querschnittsfläche einheitlich geprüft werden. Ob ein hydraulisches Bindemittel als rasch, halblangsam oder langsam bindend zu bezeichnen sei, entscheidet der Erhärtungsanfang des in Normalsteifheit angemachten Cement- beziehungsweise hydraulischen Kalkbreies. Jedes hydraulische Bindemittel kann als abgebinde bezeichnet werden, sobald die Erhärtung soweit fortgeschritten ist, dafs die Normalnadel am Kuchen keinen Eindruck hinterläßt. Zur Bestimmung der Normalsteifheit dient ein nach dem Grundsatz der Mahlung hydraulischer Bindemittel mit 330 g Gewicht und 1 cm Schaftdurchmesser. Zusatz: Es ist wünschenswerth, dafs von der Normalconsistenz ausgehend, Abbindeversuche auch mit höheren Wasserzusätzen Fall für Fall ausgeführt werden. Die Commission wird eingeladen, passende Vorschläge zur Feststellung der Steifheit vorzubereiten. — Die Bindekraft hydraulischer Bindemittel soll durch Prüfung der Festigkeit an Mischungen mit Sand ermittelt werden. Das normale Mischungsverhältnifs wird in Gewichtstheilen von 1:3 festgestellt. Die gewöhnliche Qualitätsprobe ist die Zugprobe; sie wird mittels des deutschen Zerreißapparates an Probekörpern einheitlicher Form und Abmessung ausgeführt. Der Bruchquerschnitt der Probekörper hat 5 qcm zu betragen. Die maßgebende, werthbestimmende Festigkeitsprobe ist die Druckprobe; sie wird an Würfeln mit 50 qcm Querschnittsfläche vorgenommen. Sämtliche Probekörper der Sandfestigkeit für Zug und Druck sind in gleicher Consistenz und in derjenigen Dichte zu erzeugen, die die Gewichtseinheit der trockenen Mörtelsubstanz bei constanter Rammarbeit ergibt. Zusatz: Die Commission wird ersucht, einen normalen Rammapparat herzustellen, die regelmäßige Mörtelconsistenz und die Einheit der Rammarbeit festzustellen. — Sämtliche Probekörper müssen die ersten 24 Stunden in einem mit Wasserdampf gesättigten Raume an der Luft — die übrige Zeit bis unmittelbar zur Vornahme der Probe unter Wasser aufbewahrt werden. Das Wasser ist alle 8 Tage zu erneuern. Zur Erhebung der Zug- und Druckfestigkeit des Normalmörtels sind in jeder Altersklasse 6 Probekörper nöthig. Die Durchschnittsziffer aus den 4 höchsten der gewonnenen Ergebnisse ist als die maßgebende anzusehen. Für sämtliche hydraulische Bindemittel wird die 28-Tagprobe als die maßgebende angenommen. Zusatz: Die Commission wird eingeladen, nach Verfahrensarten zu suchen, um eine schnellere Beurtheilung der Qualität eines hydraulischen Bindemittels zu ermöglichen. (Antrag Michaëlis.)

Die Versammlung beschlofs ferner, dafs der Normalsand bestehen solle zur Hälfte aus Sand von der Korngröße, die durch ein Sieb von 64 Maschen f. d. qm geht und dann auf einem Siebe von 121 Maschen f. d. qm liegen bleibt; zur anderen Hälfte aus Sand, der durch ein Sieb von 121 Maschen f. d. qm geht und auf dem Siebe von 225 Maschen f. d. qm liegen bleibt. Der Commission wurden noch die folgenden Gegenstände überwiesen: Prüfung der Zweckmäßigkeit der in England gebräuchlichen Normalform von Probekörpern; Untersuchung der hydraulischen Bindemittel auf ihren Widerstand gegen Abnutzung, sowie auf ihre Ausgiebigkeit; das Material, welches über die Prüfung von Cementröhren auf inneren und äußeren Druck und für Ermittlung der Adhäsionskraft der hydraulischen Bindemittel vorliegt. Hierauf wurden die Sitzungen geschlossen. Es ist in bestimmte Aussicht genommen, dieselben im kommenden Jahre wieder aufzunehmen. Ort und Zeit der Zusammenkunft wird die Commission bestimmen.

Indem wir uns für heute mit vorstehender Wiedergabe des Kernes der Verhandlungen und Beschlüsse begnügen, behalten wir uns gelegentliches Eingehen auf interessante Einzelheiten und die Besprechung der wichtigeren Ergebnisse vor.

Centralblatt der Bauverwaltung.

Herausgegeben

Jahrgang V.

im Ministerium der öffentlichen Arbeiten.

1885. No. 7.

Erscheint jeden Sonnabend.

Preis vierteljährlich 3 M.
Für Kreuzbandzusendung 75 Pf.
Desgl. n. d. Ausland 1,30 M.

Berlin, 14. Februar 1885.

Redaction:
W. 64 Wilhelm-Strafse 74.
Exposition und Annahme der Annagen:
W. 41 Wilhelm-Strafse 50.

INHALT. Amtliches: Personal-Nachrichten. — Nichtamtliches: Die Kopf- oder Sackschleuse in Bromberg. Die Bebauung der Kaiser Wilhelm-Strafse in Berlin. (Fortsetzung.) — Laufbahn und Betonbereitung beim Molenbau in Sunderland. — Die Sicherung offener Brücken gegen Ausknicken. — Vermischtes: Preisbewerbung für Entwürfe zu einem Lutherdenkmal in Berlin. — Preisausschreiben für Entwürfe zu einem Rathhause in Oldenburg. — Gedächtniskirche in Speier. — Architekten-Verein in Berlin. — Technische Hochschulen in Oesterreich.

Amtliche Mittheilungen.

Personal-Nachrichten.

Preußen.

Der Regierungs-Baumeister Anderson ist als Hafen-Bauinspector in Colbergmünde angestellt.

Der Regierungs-Baumeister Plüddemann ist zum Land-Bauinspector ernannt und demselben eine technische Hilfsarbeiter-Stelle bei der Königl. Regierung in Potsdam verliehen.

Der Kreis-Bauinspector, Baurath Steffen in Hannover tritt am 1. April d. Js. in den Ruhestand; über die Wiederbesetzung der frei werdenden Baubeamten-Stelle ist bereits verfügt.

Zu Regierungs-Baumeistern sind ernannt: die Regiergungs-Bauführer Franz Knauer aus Rufs, O.-Pr., Hermann Lohse aus Dörnten, Kreis Liebenburg, Anton Adams aus Saarburg und Julius Jost aus Berlin.

Zu Regiergungs-Maschinenbauführern sind ernannt: die Candidaten der Maschinenbaukunst Albert Kühne aus Schönebeck, Prov. Sachsen, Max Rosenthal aus Berlin und Hermann Eschweiler aus Niddegen, Kreis Düren.

Die Feldmesserprüfung haben bestanden in der Zeit vom 1. October bis 31. December 1884:

a. Berufsfeldmesser.

- | | |
|--------------------------------|----------------------------------|
| 1. Albrecht, Adrian | bei d. Prüf.-Commiss. in Kassel; |
| 2. Becker, Karl | " " " " Wiesbaden; |
| 3. Becker, Albert | " " " " Trier; |
| 4. v. Berkefeldt, Karl | " " " " Hannover; |
| 5. Bisehoff, Gustav | " " " " Potsdam; |
| 6. Böhler, Adolf | " " " " Trier; |
| 7. Bomers, Johann Heinrich | " " " " Düsseldorf; |
| 8. Büchel, Josef | " " " " Trier; |
| 9. Däumer, August | " " " " Arnberg; |
| 10. v. Eichmann, Ferdinand | " " " " Stettin; |
| 11. Gerner, Ernst Karl Ludwig | " " " " Minden; |
| 12. Hadamczik, Konrad | " " " " Oppeln; |
| 13. Hillischer, Paul Dominicus | Ernst " " " " Arnberg; |
| 14. Klinkmüller, Friedr. Ernst | " " " " Magdeburg; |
| 15. Kosswig, Kurt | " " " " Potsdam; |
| 16. Kukutsch, Victor | " " " " Frankfurt a.O.; |
| 17. Langenmayr, Ernst | " " " " desgl. |
| 18. Liebscher, Max | " " " " Danzig; |
| 19. Lotz, Johann | " " " " Arnberg; |
| 20. Marten, Wilhelm | " " " " Trier; |
| 21. Mülle, Julius Franz Wilh. | " " " " Merseburg; |
| 22. Müller, Johann Heinrich | " " " " Köln; |
| 23. Müller, Friedrich Hubert | " " " " Merseburg; |
| 24. Partouns, Franz Xaver | " " " " Arnberg; |
| 25. Pöhlsen, Karl August | Hermann " " " " Schleswig; |
| 26. Puleh, Heinrich | " " " " Potsdam; |
| 27. Reyher, August | " " " " Arnberg; |

- | | |
|-------------------------------|----------------------------------|
| 28. Schäfer, Oskar | bei d. Prüf.-Commiss. in Kassel; |
| 29. Schnabel, Karl Albert Max | " " " " Stettin; |
| 30. Stephan, Alexander | " " " " Oppeln; |
| 31. Strohmeier, Friedrich | Wilhelm " " " " Münster; |
| 32. Tallari, Josef | " " " " Breslau; |
| 33. Terhaerst, Theodor | " " " " Düsseldorf; |
| 34. Thau, Wilhelm | " " " " Oppeln; |
| 35. Thewald, Ferdinand | " " " " Wiesbaden; |
| 36. Thiel, August Waldemar | Alexander Guido " " " " Breslau; |
| 37. Trips, Hermann | " " " " Coblenz; |
| 38. Ulmitz, Louis | " " " " Posen; |
| 39. Wach, Max Karl Albert | " " " " Oppeln; |
| 40. Wadehn, Erich | " " " " Danzig; |
| 41. Wannack, Hugo Arthur | Ferdinand " " " " desgl. |
| 42. Wysocki, Theophil | " " " " Marienwerder. |

b. Forstbeamte.

- | | |
|--|--|
| 1. Birner, Friedrich Johannes | Otto " " " " bei d. Prüf.-Commiss. in Potsdam; |
| 2. Bockemühl, Karl Friedr. | Anton " " " " " Kassel; |
| 3. Caesar, Karl | " " " " " Potsdam; |
| 4. Ehlert, Hermann Julius | " " " " " Kassel; |
| 5. Emmelhainz, Johann Josef | " " " " " Potsdam; |
| 6. Fricke, Karl | " " " " " Kassel; |
| 7. v. Hoff, Hermann | " " " " " Oppeln; |
| 8. Hünten, Karl Johann | " " " " " Hannover; |
| 9. Lipinski, Victor | " " " " " Potsdam; |
| 10. Märker, Karl | " " " " " desgl. |
| 11. Niemann, Otto | " " " " " desgl. |
| 12. Paetz, Karl Heinrich | " " " " " desgl. |
| 13. Pauen, Johann Peter Karl | " " " " " Hannover; |
| 14. Pawlowski, Eugen August | " " " " " Merseburg; |
| 15. Preufs, Max | " " " " " Oppeln; |
| 16. Reinbold, Otto | " " " " " Hannover; |
| 17. Reusch, Wilhelm | " " " " " Potsdam; |
| 18. Rudolph, Friedrich. Wilh. | " " " " " desgl. |
| 19. Rumpel, Theodor Wilhelm | Heinrich " " " " " Kassel; |
| 20. Schilling, Ludwig August | Hermann " " " " " desgl. |
| 21. Schinz, Louis | " " " " " Gumbinnen; |
| 22. Grf. v. d. Schulenburg-Nimptsch, Adolf Friedr. | " " " " " Kassel; |
| 23. Schuster, Fritz | " " " " " Münster; |
| 24. Staudinger, Hermann | " " " " " Kassel; |
| 25. Voigt, Karl Otto | " " " " " desgl. |
| 26. Zoch, Oskar Rudolf | " " " " " Frankfurt a.O. |

Baubeamte.

- | | |
|--------------------------------------|--------------------------------|
| 1. Simons, Johann, Königl. Bauführer | bei d. Prüf.-Commiss. in Köln. |
|--------------------------------------|--------------------------------|

Nichtamtlicher Theil.

Redacteurs: Otto Sarrazin und Karl Schlier.

Die Kopf- oder Sackschleuse in Bromberg.

Aus der Geschichte des Bromberger Canals, den Friedrich der Große zwei Jahre nach Erwerbung des Netzgebiets (1772) ausführen ließ, ist neben der Speiswasserfrage besonders lehrreich die Ent-

wicklung des Schleusenbaues. Bezüglich der Einzelconstructionen und Baumaterialien sowohl, wie in der allgemeinen Anordnung lassen sich an den Bauwerken der genannten 26 km langen Wasserstraße,

welche seit 110 Jahren die Brahe und die Netze und damit die Wechsel und die Oder schiffbar verbindet, mannigfache und wesentliche Fortschritte verfolgen.

Der Canal erhielt zur Ueberwindung des 24,47 m betragenden Gefälles von der 16,2 km langen Scheitelstrecke bis zur Brahe in Bromberg 8 zweischiffige Schleusen. Davon war die achte, östlich an der Scheitelstrecke, ebenso wie die neunte am westlichen Ende des -langen Trödels- bei Nakel, welche das damals 3,4 m betragende Gefälle nach der Netze vermittelte, aus zwei Kammern übereinander gekuppelt. Alle Schleusen wurden aus Holz erbaut und erhielten, wie Verfasser an den Grundpfehlern der später eingegangenen fünften Canalschleuse feststellen konnte, die Grundrisform und Abmessungen der auf dem beigegebenen Plane dargestellten alten Stadtschleuse. Die Einfachheit des Grundwerks und besonders die für die jetzt verschwundenen Bromberger Kähne übermäßige Länge der Kammer machen es wahrscheinlich, daß man ein holländisches Beispiel genau nachgebildet hat. Der Bau einschiffiger Schleusen, die für den erwarteten Verkehr genügt hätten, ist nach den ziemlich umfangreichen Aufzeichnungen des Canal- und Bauinspectors Peterson, der als Bauleve schon beim Bau beschäftigt war, gar nicht in Erwägung gezogen worden.

Für eine täglich sechsmalige Füllung der zweischiffigen Schleusen glaubte der Bauleiter, Bauinspecteur Dornstein, abweichend von den Verfassern des Entwurfs, Landbaumeister Jawein und Baudirector Hahn, nicht genug Speisewasser aus den Seen und Bächen des von Canal durchschnittenen Bruches entnehmen zu können und legte einen besonderen Speisegraben aus der oberen Netze an. Canal und Speisegraben wurden in 18 Monaten vollendet. Die gekuppelten Schleusen hielten sich gut, die ändern aber, welche bis 3,77 m Wasserdruck auszuhalten hatten, mußten sofort nach der Betriebsöffnung einem Umbau unterzogen werden. Die Zapfen der Wandständer hoben sich aus den Sohl-schwellen, auch wurde der Unterdrempel einer Schleuse durch den Auftrieb des Wassers bei gefüllter Schleuse zer-sprongt. Bald jedoch war der Canal wieder betriebsfähig hergestellt. Der Bau hatte im ganzen 700 000 Thaler gekostet, bei freiem Bezug des Holzes aus den Staatsforsten.

Ein dauerndes Hemmnis für den Schiffahrtbetrieb bildete das Heben der Canalsohle im Torfbruch unter dem Druck der durch den Anshub belasteten Ufer. Zur nothdürftigen Abhilfe wurden bis 1792 drei sogenannte Fänge errichtet. Dies waren leicht zu schließende und zu öffnende Abdämmungen aus Faschinenpackwerk, in deren Stau die durchgelassenen Schiffe die oberhalb liegende Schlense gewinnen konnten. Auch in der Netze, deren Lauf durch Anlage zahlreicher Durchstiche verkürzt war, wurde außer einer vollständigen Kammerschleuse noch dicht unterhalb der Canal-mündung ein solcher Fang in Betrieb genommen und später in ein Pfahlwerk verbessert, dessen einschiffige Öffnung durch einen waagerechten Drehbalken und vorgesezte Bohlen (Nadeln) geschlossen wurde.

Bei dem -Retablissement- des Canals durch Peterson in den Jahren 1792-1801 wurde an genannter Stelle eine Kammerschleuse als zehnte Canalschleuse mit hölzernen Häuptern und Kammerwänden aus Faschinenpackung errichtet. Eine gleiche Einrichtung hatte die 1780-82 an der unteren Netze erbaute zweite Schleuse erhalten.

Heute besitzt die letzte Canalschleuse durchweg hölzerne Wände, und bei der 1822-24 neu errichteten untersten Netzschleuse sind zwischen massiven Häuptern die geböschten Kammerwände mit Feldsteinen abgeplästert. Der Fuß des Pflasters wird durch eine Spundwand gesichert. Da der vermehrte Aufwand von Füllungswasser ohne Bedeutung ist, so muß diese billige und sich gut haltende Construction als durchaus sachgemäß bezeichnet werden. Am Canal selbst baute Peterson die alten gekuppelten Schleusen an der Scheitelstrecke in einfache um und ließ, um zu sparen, die fünfte Schleuse eingehen, unter entsprechender Vermehrung des Gefälles der benachbarten Schleusen. Diese Maßregel hat später, als der Flosverkehr aus Rußland einen ungeahnten Umfang annahm, den Mangel an Speisewasser noch fühlbarer gemacht. Die ungünstige Anordnung der Häupter in der Achse

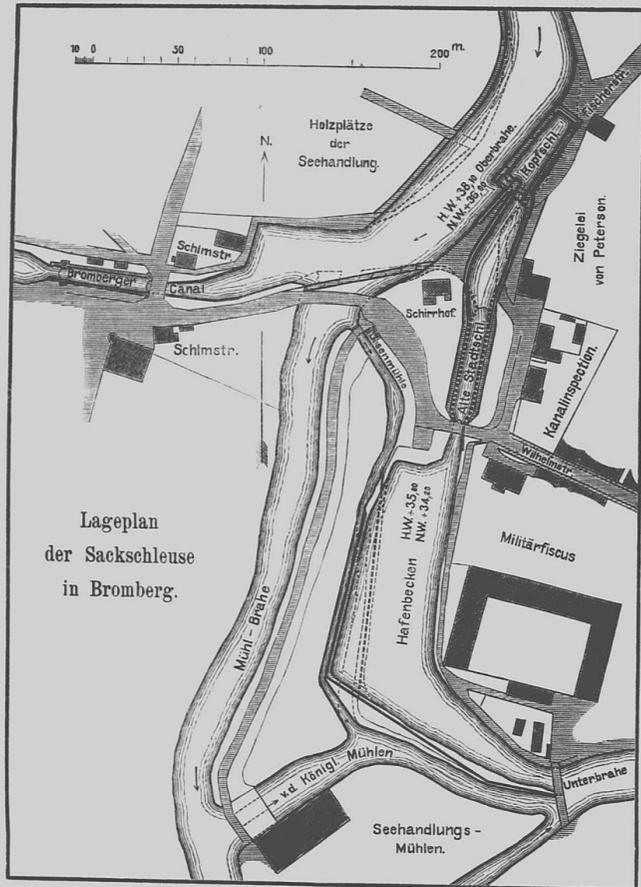
der Schleusenkammer war damals als solche noch nicht erkannt und ist bei den neuen, größtentheils noch jetzt bestehenden Schleusen, wie der Plan zeigt, beibehalten worden. Trotz reichlicher Thorwerke kann ein zweiter Oderkahn nicht in die Kammer gebracht und nur eine Traft Flöße neben einem Oderkahn geschleust werden.

Nur die im Torfmoor liegenden Schlenen (die 7. und 8.) baute Peterson wieder in Holz auf, für die ändern wählte er den Massivbau. Die einfache und doch dauerhafte Ausführung der hölzernen Grundbauten ist sehr anzuerkennen; dasselbe gilt nur theilweise vom aufgehenden Mauerwerk. Abgesehen von den Wendnischen und Mauerecken aus Rothenburger Sandsteinen sind die Schleusenmauern aus Feldsteinen aufgeführt und mit Ziegeln durchschnittlich 1 1/2 Stein stark verblendet. Diese Verblendung hat sich oft in größeren Stücken abgelöst, und trotz zahlreicher Ausbesserungen mit dem Cementmörtel unseres Jahrhunderts bestehen noch Hohlräume, welche bei jeder Schleusung etwa 1/2 Cubikmeter Wasser aufnehmen und abgeben. Beim Fortschreiten der Wiederherstellungs-Arbeiten wurde der Trafs immer mehr durch Ziegelmehl ersetzt und auch der Kalkzusatz so weit vermindert, daß dieser alte Mörtel locker wie reiner Sand ist, und Baumwurzeln 10 m und weiter in den Fugen des Mauerwerks entlang gewachsen sind. Ob ein Maurerpolier, der

nach Holland geschickt ward, um „die Kunst des wasserfesten Mauerwerks zu erlernen“, das Recept zur fraglichen Mörtelmischung von seiner Studienreise mitgebracht hat, oder ob allein die Absicht zu sparen maßgebend war, bleibt unentschieden. Die Ziegelsteine selbst haben sich sehr gut gehalten und geben Zeugnis von der Tüchtigkeit Petersons in praktischen Fragen; er mußte für seine Bauten erst selbst eine Ziegelei anlegen, da in Bromberg keine bestand, und erhielt dieselbe später vom Staat zum Eigentum.

In den Jahren 1846-52 wurde auch die im Bruche liegende 7. und 8. Schleuse massiv erbaut und zwar mit versetzten Häuptern. Von den Verbesserungen der neuern Zeit ist zu erwähnen, daß die Schützenöffnungen auf 2,8 qm Querschnitt vergrößert wurden, sodafs schon 85 Schleusungen in 24 Stunden erreicht worden sind. Ferner wurden durch Erhöhung mehrerer Schleusen und Canalfelder die Gefälle so geregelt, daß bei jeder Schleuse der Füllungswasser-verbrauch der von oben zuffießenden Wassermenge entspricht.

Noch früher als die Canalschleusen war die Stadtschleuse in Bromberg baufällig geworden. Für den Bau einer neuen massiven Schleuse und eines längeren Schleusencanals in südöstlicher Richtung



Lageplan
der Sackschleuse
in Bromberg.

zwischen Ober- und Unterbrahe wurden bereits 1787 58 000 Thaler bewilligt, aber sein im massiven Schleusenbau erfahrenes Subject konnte von dem Königlichen Oberbaudepartement nicht ermittelt werden. 1789-90 wurden 69 000 Thaler für Aushebung der Baugrube und Herstellung des hölzernen Grundbaues aufgewendet. Neben den tiefergerammten Pfählen hatten sich jedoch zahlreiche Quellen gebildet, für deren Stärke die artesischen Brunnen Brombergs einen Maßstab liefern. Als endlich unter den schwierigsten Verhältnissen der Grundbau fertiggestellt und mit der Aufmauerung schon begonnen war, hob der aufsteigende Triebband den Drempel mit solcher Gewalt, daß der 24 Zoll im Geviert starke Fachbaum verbogen wurde. Außerdem waren die Spundwände verschoben, die Böschungen eingestürzt und alle Grundpfehle so gelockert, daß dem Gutachten des Geheimen Oberbauraths Gilly gemäß der Bau aufgegeben wurde. So mißlang unseren Collegen vor 100 Jahren eine Bauausführung, welche nach Erfindung des Betons keine besonderen Schwierigkeiten bietet.

Die alte hölzerne Schleuse erfuh nun eine schleunige und umfassende Ausbesserung und wurde auch später noch mehrmals im Ueberbau erneuert. Sie allein von allen Schleusen der ersten Anlage hat bis zur Gegenwart gedauert und ist dank der schleunigen Ausbesserung kleiner Schäden während des Betriebs unter dauernder persönlicher Aufsicht der Canal- und Wasserbauinspectoren gegen alle begründeten Befürchtungen und Vorhersagungen 110 Jahre lang erhalten worden. Nebenbei dürfte auch günstig für die Dauer und Festigkeit des hölzernen Bauwerks ein Umstand gewirkt haben, dem man nicht immer den richtigen Werth beigelegt hat. Die Kammerwände hatten nämlich auch eine vordere Bretterverschalung, welche die Holzständer nicht nur vor den Stacheln der Schiffsstangen, sondern in einer für ihre Erhaltung besonders günstigen Weise auch vor Sonne und Wind schützte. Da hinter der undichten Verschalung sich auf allen Flächen eine Schlickschicht bildete, so blieben die tragenden Hölzer während des Betriebes dauernd feucht und dem verderblichen Wechsel von Nässe und Trockenheit entzogen.

Der bauliche Zustand der Stadtschleuse war indes niemals ein ganz gesicherter, und für die Baubeamten blieb diese wichtige Anlage stets ein Gegenstand der Sorge. Im Jahre 1855 wurde der erste Entwurf zu einer neuen massiven Schleuse westlich neben der alten aufgestellt. Derselbe ist bis 1878 wiederholt umgearbeitet und noch durch zwei abweichende Lösungen ergänzt worden, welche bei Ueberführung der Wilhelmstraße über das Oberhaupt der neuen Schleuse eine billigere Durchführung des Schleusencanals durch die Umgebung der Stadtschleuse ermöglichen sollten. Diese Absicht konnte bei der vorgeschrittenen Behauung nur unvollkommen gelingen. Der Neubau zweier Brücken im Zuge der Wilhelmstraße, der Abbruch der Luisenmühle, die Verlegung ihrer Freiarche, des Schirrhofes und eines Schleusenmeisterhauses, die Erweiterung des Hafeneckens u. s. w. verursachten so bedeutende Nebenkosten, daß die endgültige Genehmigung eines Entwurfs nicht zu erlangen war. Zudem wurden die unten näher dargelegten Nachteile, die aus der Lage der Stadtschleuse zur Oberbrahe dem Verkehr erwachsen, nicht gehoben, sondern noch vergrößert. Gerade von diesem Punkte, der ungünstigen Mündung des Schleusencanals in die Oberbrahe, ging der vom Verfasser im Sommer 1878 gemachte Vorschlag aus, die neue Schleuse als Sackschleuse in die Oberbrahe zu verlegen.

Vor Erbauung des Bromberger Canals hatte zur Ueberwindung des Staues der jetzt unter Verwaltung der Seehandlung stehenden Mühlen, deren Gerinne von der Mühlenbrahe nach der Unterbrahe führen, bereits eine Flößschleuse bestanden. An ihrer Stelle wurde die von 1774 bis 1883 betriebene hölzerne Schleuse erbaut, deren unterer Schleusencanal später zu einem Hafenecken erweitert wurde. Dieser Hafen war besonders vor der 1878/79 erfolgten Canalisation der Unterbrahe erforderlich zum Sammeln und Umspannen der Flöße, welche von der Weichsel bis nach Bromberg flussaufwärts geschleppt werden müssen. Der beschriebene Schleusencanal liegt auf dem linken Ufer der Brahe, während der Bromberger Canal rechts abzweigt. Die Schiffe und Flöße aus der Unterbrahe sind deshalb gezwungen, nach Verlassen der Stadtschleuse nochmals die Brahe zu durchfahren. Verschlimmert sind diese Verhältnisse dadurch, daß man abweichend vom ersten Entwurf den Bromberger Canal nicht oberhalb, sondern kurz unterhalb der Stadtschleuse in die Oberbrahe leitete. Dabei blieb die Mündung des früheren Flößcanals zur Verbindung der Ober- mit der Unterbrahe, dem nunmehrigen Schleusencanal, stromaufwärts gerichtet, sodafs die Ausfahrt aus der Stadtschleuse nicht mit dem Stromstrich, sondern demselben nahezu entgegengesetzt erfolgte.

Sofort nach Verlassen der Schleuse gerieth das Floß oder Schiff mit dem Vordertheil in den Strom, wurde von demselben gedreht und je nach der Stärke der Strömung und der Geschicklichkeit der Besatzung, welche das Fahrzeug möglichst nach oben schieben mußte, sanft oder gewaltsam gegen das Leitwerk vor der Mühlbrahe

geworfen. Nur mit großen Anstrengungen war ein von hochgehendem Wasser gegen das Leitwerk geprefstes Schiff wieder frei zu machen, während Flößstafeln öfters vor dem Leitwerk vollständig aufgekantert wurden.

Zudem konnte auf dieser kurzen aber schwierigen Strecke Leinenzug nicht ausgeübt werden, die Schiffer waren bei der Fahrt gegen den Strom vom Canal nach der Stadtschleuse auf das Fortschieben mittels beschlagener Ruder angewiesen und mußten ihre gewöhnliche Mannschaft um durchschnittlich vier Mann verstärken. War ein beladener Kahn erst gegen das Leitwerk geworfen, so blieb bei starkem Strom alles Schieben erfolglos. Ein Tau mußte nach oben ausgefahren und das Schiff mit Hilfe einer Winde angeholt werden.

Die Einfahrt in die Stadtschleuse vom Canal aus mit dem Vordertheil voran wurde gar nicht versucht, da das Fahrzeug hätte gegen den Strom gedreht werden müssen. Die vom Canal kommenden Schiffe gingen vielmehr flussaufwärts bis zur Stelle der neuen Sackschleuse, von dort rückwärts in die Stadtschleuse und nach dem Durchschleusen gleicherweise durch das Hafenecken in die Unterbrahe bis zur Ungabestelle unterhalb der Stadt. Nur kleine flachgehende Kähne konnten im Hafenecken wenden. Die beschriebenen Verhältnisse wurden durch keinen der drei von 1855 bis 1878 bearbeiteten Entwürfe für den Neubau der Stadtschleuse verbessert, sogar noch insofern verschlimmert, als durch die unvermeidliche Verschiebung der oberen Ausfahrt nach Westen hin die Flößstrecke, auf der die Wendung der Fahrzeuge erfolgen mußte, noch mehr verkürzt worden wäre.

Bei der neuen Sackschleuse erfolgt die Ausfahrt in die Oberbrahe mit dem Stromstrich, und die gefahrvolle Wendung der Schiffe im Flufs ist durch die vorhergehende Drehung im erweiterten Hafenecken ersetzt. Auch beim Umspannen der auf der Unterbrahe von Pferden und Kettendampfern geschleppten Flöße kann in einfacher Weise auf die Richtungsänderung in der Sackschleuse Rücksicht genommen werden. Kähne von der Unter- nach der Oberbrahe werden nicht gedreht; sie verlassen rückwärts die Sackschleuse und werden nach der Linkswendung des Vordertheils von der äußeren Kammermauer aus flussaufwärts getreidelt.

Für die vom Canal kommenden Schiffe ist der Weg der alten; nur erfolgt das Schleusen jetzt da, wo früher auf das Durchschleusen gewartet wurde. Auch diese Fahrzeuge werden jetzt im Hafenecken, statt erst unterhalb der Stadt gewendet, da durch die Canalisation der Unterbrahe die früher sehr starke Strömung innerhalb der Stadt ermäßigt und die Thalfahrt mit der Vorderkaffe voran ermöglicht ist. Die Verbreiterung des Hafeneckens ist so bemessen worden, daß hinter den sich drehenden Oderkähnen noch eine genügend breite Fahrstraße verbleibt und auch die längeren Wechselkähne noch wenden können.

Die alte Stadtschleuse ist zum Untercanal der Sackschleuse ausgebildet und diese soweit nach oben verschoben worden, daß der Betrieb der alten Schleuse durch den Bau der neuen nicht gehemmt wurde. Auch war eine gewisse Länge erforderlich für die Vermittlung der abweichenden Richtungen der beiden durch die Sackschleuse verbundenen Schiffahrtstrecken. Wie die Schleuse selbst verjüngt sich auch der Trennungsdamm zwischen Ober- und Unterwasser, der, von beiderseitigen Futtermauern eingefasst, sich in reichlicher Breite an den Schirrhof anschließt und als Zungenmauer zwischen beiden Schleusenhäuptern endet. Die Sackschleuse, nach der Aehnlichkeit ihres Betriebs mit dem eines Kopfschleuse auch Kopfschleuse genannt, kann zwei große Flößschiffe und außerdem in dem Zwickel zwischen diesen beiden, vor der Zungenmauer, einen der nur dem Stadtverkehr dienenden Ziegelkähne aufnehmen. In den früheren Entwürfen war in Rücksicht auf den Verkehr zwischen der Ober- und Unterbrahe die neue Schleuse zuletzt dreischiffig angenommen worden. Wegen Verlegung der Sackschleuse in die Oberbrahe mußte auf dem rechten Ufer derselben eine Abgrabung vorgenommen werden, und bei dieser Gelegenheit ist der Flußlauf dahin verbessert worden, daß der Wendepunkt des Stromstrichs, der früher vor der alten Stadtschleuse lag und gerade dort, wo die ausfahrenden Schiffe sich drehten, listige Versandungen erzeugte, nunmehr in die Abzweigung der Mühlbrahe gerückt ist.

Eine werthvolle Beigabe der neuen Anlage ist der zwischen der ersten Canalschleuse und der Sackschleuse gewonnene Leinpfad. Eine hölzerne Laufbrücke, zugleich als Leitwerk dienend, übersetzt die Mühlbraue. Unter Absteckung der Landzungenspitze zwischen dieser und der Canal-mündung ist die Leinpfadbrücke möglichst schräg zum Stromstrich geführt, damit die Strömung weniger Gewalt über die Fahrzeuge erlangen kann.

Die einzelnen Theile der Kopfschleuse sind die gleichen wie bei anderen Schleusen; nur die Anordnung der Schützenmauern in der Zungenmauer bot gewisse Schwierigkeiten. Auch am geschlossenen

hald schon wieder anderen Richtungen einen Theil des Feldes zu überlassen genöthigt ist. Doch giebt es viele, die etwas anderes nicht erwartet haben. Wer die Entwicklung unserer Baukunst aufmerk- samer verfolgt hat, weiß, daß dieser Stil bisher im wesentlichen nur ein Scheinleben geführt hat, daß — von seltenen Ausnahmen abgesehen — man bei einer Uebernahme seiner Aeußerlichkeiten stehen geblieben ist, statt den Versuch zu machen, in den Geist und das innere Wesen jener eigenthümlichen Bildungen einzudringen. Was aber lediglich als bloßer Modeschmuck aufgefaßt worden, mag nur zu leicht durch eine neue Mode verdrängt werden.

Wie bekannt, haben wir es bei der deutschen Renaissance des 16. Jahrhunderts mit keiner organisch erwachsenen Kunstform zu thun. Die Schlösser, die Rathhäuser, die Wohngebäude dieser Zeit sind gothische Bauten, aufgeputzt mit den neuen, von Italien her bekannt gewordenen Einzelformen. Die Grundrißgestaltung, die Verbindung verschiedener Bauten zur Baugruppe, die Bildung des Auftrisses, die Dachform, die Entwicklung des Hauses von innen nach außen, die gesamte Construction folgt unentwegt der mittelalterlichen Ueberlieferung. Für die spätgothischen Hohlkehlen aber treten Kariäse, für die Stübe Wulste, für die Pfosten unter Umständen Säulchen, für die Giebelstaffeln Voluten, für die Fialen Pyramiden ein u. s. w. Was das ganze Bauwesen dieser Zeit nach wie vor durchleuchtet, ist der überkommene Sinn für das Wahre, Naive, Unmittelbare; und nirgends verleugnet sich die gesunde Technik der altdeutschen Meister. — Umgekehrt ist das Deutschrenaissance-Haus unserer siebenziger und achtziger Jahre nichts anderes als das moderne Hans jener Hitzig, Knoblauch und anderen Meister, denen das bauliche Berlin so viel zu danken hat, — geschmückt mit den Bauformen einer um drei Jahrhunderte hinter uns liegenden Zeit. Das braucht in mehr als einer Beziehung nicht bedauert zu werden; ist doch diese Hausanlage in der That aus den wohnlichen Bedürfnissen der Neuzeit heraus entstanden. Zu bedauern ist nur, daß man sich von einigen gewiß nicht wesentlichen Ueberlieferungen der letzten Jahrzehnte so selten frei zu machen verstanden hat. Wir meinen die Ueberlieferung des Bauens von außen nach innen, die Meinung von der Selbständigkeit der Form gegenüber der Construction, die Ueberlieferung einer weniger naturgemäßen, den un- soliden Reichthum begünstigenden Technik. Auf der Grundlage dieser Ueberlieferung läßt sich ohne jeden Zweifel ebenfalls ein architektonisches System aufbauen, nicht aber ein Bauwerk in dem Geiste der deutschen Renaissance herstellen.

Das Dach, welches sich über einem Hause des 16. Jahrhunderts erhebt, stellt mit seiner Form dem Techniker sofort den Grundriß des Gebäudes klar vor Augen. Die Dächer unserer Renaissance- bauten sind fast ausnahmslos Scheindächer. Auf die steile, der Straße zugewendete Dachfläche folgt regelmäßig rückseitig vom Firste ab ein flaches, nach dem Hofe hin fallendes Dach oder eine Terrasse, mit Holzcement belegt. Rücksichten auf Symmetrie und Achsenwesen beherrschen die Theilung der Fächer. Die Lage der Giebel, der Thurm-, Treppen- und Dachfenster wird nicht selten von außen her in Widerspruch mit den Bedingungen der Innen- raume festgestellt. Auch das große Geheimniß von Werth der Gegensätze erscheint sogar meistens nicht genügend gewürdigt: man zerstört die Fläche, indem man unter jedem Dachgiebel einen wenn auch noch so flauen Risalit anordnet, den Quaderverband in Relief vor die Mauerflucht herauszieht und einen gleichmäßigen Formen- reichthum über die Außenwände ausbreitet, wo die altdeutsche Kunst sich begnügt hatte, von den einfachen Fronten einzelne Portale, Erker, Giebel durch ihre prächtigere Ausstattung abzuhelien. An- gehend die Technik aber wird es nur zu häufig den fragwürdigen, im Verborgenen wirkenden Künsten eines -Constructeurs- überlassen die constructionswidrige Architektur nothdürftig zusammenzuhalten. — Indem wir wegen der vorstehenden Abschweifung um Verzeihung bitten, wenden wir uns wieder den ausgestellten Bauplänen zu, von

Laufkahn und Betonbereitung beim Molenbau in Sunderland.

Als Ergänzung der Mittheilungen in No. 25 dieses Bl. vom 21. Juni 1884, Seite 254 u. 255 über den Molenbau in Sunderland bringen wir nachstehend noch eine Skizze des bei demselben ver- wendeten Laufkrahnes zum Versetzen der künstlichen Betonblöcke, welcher wegen der Größe seiner Abmessungen — Auslegerweite von 19 m und Tragfähigkeit von 45 Tonnen — beachtenswerth erscheint. Der Kahn ist, wie die Skizzen Fig. 1 und 2 in Querschnitt und An- sicht veranschaulichen, auf einem hölzernen Unterbau gelagert, der aus zwei Tragwänden besteht, zwischen welchen das Geleis für die Arbeitsbahn auf der bereits vollendeten Mole vorgestreckt ist. Die Stellung des auf 12 Rollen gelagerten Unterbaues bleibt unverändert während der Ausführung von 12,80 m Molenlänge. Sämtliche für ein solches Molenstück zu versetzende Betonblöcke können von einer

denen allerdings kaum einer von Zugständen an die besprochene, die wahren Grundsätze der alten Renaissance verläugnende neuzei- tliche Gewöhnung ganz freizusprechen ist. Selbstverständlich denken wir nicht daran, dem Einzelnen darüber, daß er einer weitverbreiteten Strömung folgt, irgendwelchen Vorwurf machen zu wollen.

Der Entwurf von Cremer und Wolfenstein (s. die umstehende Abbildung) bewegt sich mit Geschmack und Glück in entschiedenen Barockformen. Sowohl die Behandlung der laufenden Achsen als die der vielleicht etwas zu reich gerathenen Eckbauten bezeugt den feinsten Sinn für Verhältnisse. Sehr geschickt ist die Art zu nennen, in welcher der Uebergang von den Rundbauten an den Ecken in die flatten Hausfluchten vermöge schmaler Risalite vermittelt wird. Weniger günstig wirkt die Behandlung der Mitte in der Langfront an der Kaiser Wilhelm-Straße mit ihrer geschlossenen Achse. Die Auskragung von Erkern auf schwachen Theilsäulchen, die ihrerseits auf eisernen Trägern aufstehen, ist wohl der Verbesserung fähig. — Die letztgenannte Härte findet sich auch in den Fächeren von Zaar und v. Holst vor, welche übrigens uneingeschränktes Lob verdienen und nur vielleicht mit einem weniger schweren Aufbau auf den Ecken sich hätten behelfen sollen. — In dem Plane von Guth fällt die geringe Abmessung der Fenster der oberen Stockwerke auf; auch hier zeigt sich die Mitte der Langfächer nicht gerade glücklich be- handelt und die Höhe der Eckaufbauten zu sehr gesteigert.

Besondere Beachtung verdient die Architektur des Entwurfs von Endell u. Kern mit den schön profilirten Eckkuppeln an der Burg- straße, während bei A. Giesenberg neben allen sonstigen Vorzügen des Entwurfs die Eckthürmchen, welche sich in ihrem Obergeschoß gänzlich von der dahinter liegenden Baumasse ablösen, in der Per- spective nicht günstig wirken dürften. — Aus der Menge des Schönen, das wir hinsichtlich der äußeren Ausbildung der Bauten hier ge- leistet finden, heben wir noch die wohlgeleitene Behandlung der Ladenarchitektur in dem Plane -Sonst und jetzt- und in dem von Bertsch hervor, sowie die interessante mittlere Giebelgruppe in dem Entwurf mit dem Motto -?-. Vor allem aber sind wir verpflichtet, des Planes von Messel zu gedenken, welcher wie kein anderer sich mit dem Geiste und den gestaltenden Grundsätzen der älteren deut- schen Kunst vertraut zeigt. Wir behalten uns vor, ein Stück dieser sehr erfreulichen Leistung unsern Lesern im Bilde vorzuführen und dürfen uns daher einer Beschreibung derselben für überhoben er- achten, wollen indes nicht verhehlen, daß die genaue Halbierung der Fronten in einen untern gequadraten und einen obern geputzten Theil die Wirkung dieser Fächeren schädigt und daß der eine der unsym- metrisch an der Burgstraße geplanten Thürme in seinem Abschluß uns zu gekünstelt erscheint.

Ganz vortreflich ist schließlich die Fächerlösung in dem Ent- wurfe „Stephanos“ — mit Ausnahme der in fast unbegreiflicher Weise in die Höhe gezerrten Theile oberhalb des Hauptgesimses — tüchtig die Ausbildung der Fronten in den Plänen -Avanti- und -K. W. S. II., interessant der Entwurf mit dem Motto -Mercaturae-, welcher den unverfälschten -Commodenstil- mit seinen Giebeln über- rundem Grundriß und seinen abenteuerlichen Kuppelformen zu Ehren zu bringen versucht.

Im allgemeinen sei noch bemerkt, daß sich in den meisten der preiswerbenden Entwürfe das dankenswerthe Bestreben geltend macht, die Architektur der durch zwei Geschosse reichenden Verkaufsläden würdig zu gestalten und mit den Mauermassen der Obergeschosse in Zusammenhang zu bringen. Die Regel bildet die Lösung mit Stein- Pfeilern und Bögen, und wenn in dieser für die Erscheinung unserer Straßen so wichtigen Frage der gute Wille der Architekten und nicht das Reclamebedürfnis der Händler entschiede, so dürfte man nach dem, was gezeichnet hier vorliegt, auf ein demnächstiges Ver- schwinden der Eisenträger und der nicht viel erfreulicheren Granit- säulen hoffen.

(Schluß folgt.)

Stellung des Krahnes aus an ihren Platz gebracht werden. Nach Vollendung der bezeichneten Baulänge rückt der Krahm, auf Schienen laufend, in seine neue Stellung vor, indem der Unterbau, nach Ein- rücken der geeigneten Kupplung, von der Dampfmaschine des Krahnes aus unter Vermittlung einer endlosen Gliederkette mit Daumenrad entsprechend vorwärts bewegt wird. Der Krahm selbst kann, unter Wirkung der Dampfmaschine auf das entsprechende Zahnkranzgetriebe, um seine senkrechte Drehachse in waagrechttem Sinne soweit nach rechts oder links ausschwenken, daß er alle Punkte der Mole selbst erreicht. Auf den beiden waagerechten Hauptträgern des Krahnes, welche durch eine schmiedeeiserne Hängewerkscon- struction verstärkt sind, bewegt sich die vierrädrige Laufkatze, welche die Last mittels eines zweiarmligen Hebels (Balanciers) trägt. Die

Verschiebung der Katze erfolgt durch Wirkung der Krahndampf- maschine auf eine Welle, welche mit dem führenden Trum einer endlosen Gliederkette verkuppelt wird. Die zweite Kettenscheibe ist

Holzbau zur Ausführung kommt; ebenso ist auch das Fundament ein ununterbrochenes. Bei dem Anschlusse der Nordmole an das Fest- land, welcher als eine durch zwei Futtermauern eingeschlossene Stein- schüttung ausgeführt wird, be- nutzt man die Reste eines alten Steinpiers, dessen Material auf diese Weise vortheilhaft verwer- thet wird. Die Futtermauern sind in Abständen von etwa 7 m durch innen liegende Strebepfeiler verstärkt und mittels durch- gehender Zungenmauern mit einan- der verbunden. —

Endlich sei noch auf die eigenthümliche gußeiserne Beton- trommel mit geneigt liegender Drehachse hingewiesen, (vergleiche die Skizzen Figur 3 und 4) welche dazu dient, die nach be- stimmten Volumverhältnissen ein- gefüllten Sand-, Steinschlag- und Cementmassen unter gewissem Wasserzufluß durch Umdrehung in flüssige Concretmasse zu verwan- deln, welche unmittelbar für die Herstellung der Betonblöcke in Gulsform verwendbar ist. Die Form ist aus einem sechsseitigen geraden Prisma entstanden, dessen Grund- flächen nicht parallel sind, sondern durch je zwei gebrochene ebene Flächen gebildet werden. Bei der Umdrehung um die Achse erfolgt vermöge der eigenthümlichen Gestalt der Trommel rasch ein voll- ständiges Durchmischen des Inhal- tes, indem die bei der jeweiligen

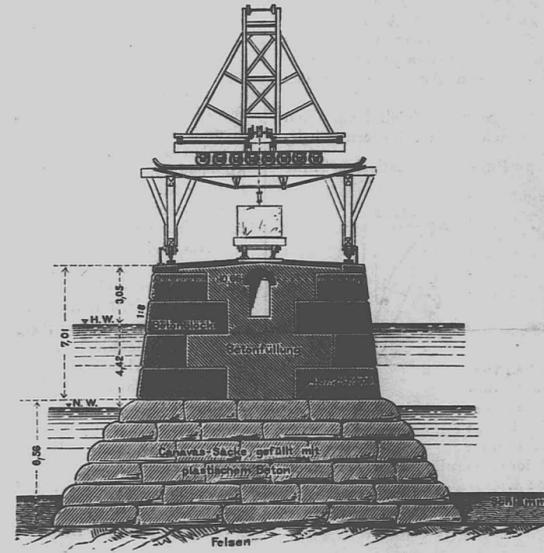


Fig. 1. Querschnitt der Nord-Mole.

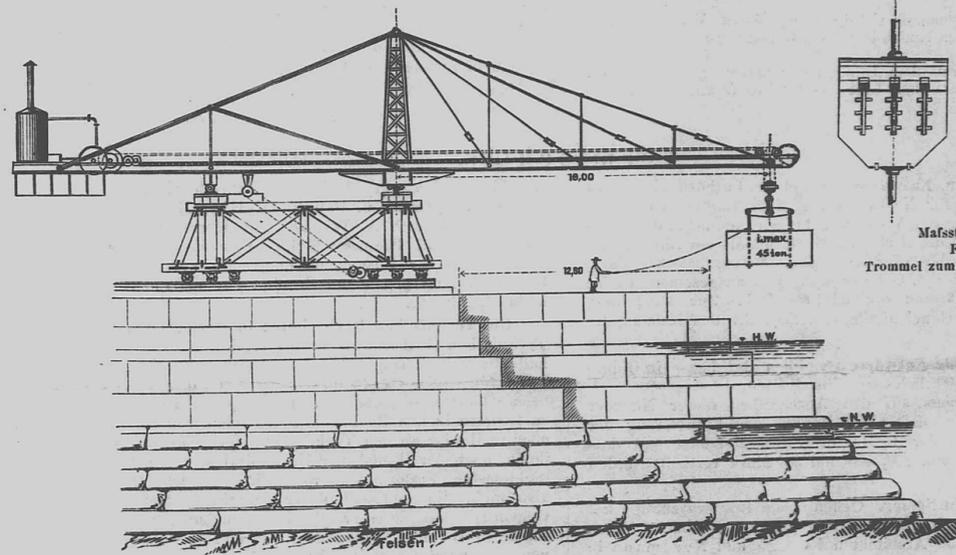


Fig. 2. Ansicht. Mafsstab 1:300.

Fluthstrom aus dem Vorhafen weg nach außen ableiten und so gleich- zeitig den Wellenschlag innerhalb desselben ermäßigen. Ueber diese Durchbrechungen hin läuft eine durchgehende feste Plattform, welche in

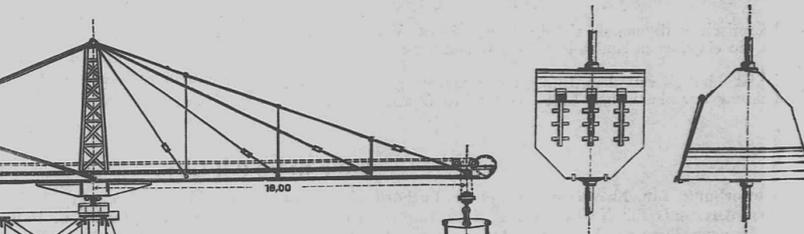
Stellung der Trommel nach den tiefsten Punkten fallenden Massen bei weiterer Umdrehung stets wieder mit anderen Bestandtheilen der Füllung in Berührung treten. F. B.

Die Sicherung offener Brücken gegen Ausknicken.

Zu dem im vorigen Jahrgang des Centralblatts der Bauverwaltung auf Seite 415 veröffentlichten Aufsätze füge ich noch die folgenden Mittheilungen hinzu:

Die für den Fall, daß die Verticalen der Brückenträger außer zur Aussteifung der Druckgurtung auch noch zur Aufnahme von

Systemkräften (= Q) dienen, angeführte Formel bedarf noch einer Ergänzung und Berichtigung. Bezeichnet man denjenigen Theil der Systemkraft Q, welcher dem im oberen Knotenpunkt der betreffenden Verticalen angreifenden Theil des Eigengewichts entspricht, mit Q', den übrigen Theil von Q mit Q'', so ist bei einer kleinen Ausbiegung



Mafsstab etwa 1:50. Fig. 3 u. 4. Trommel zum Mischen des Betons.

Untersuchung

über die Gattung der Tenderlokomotive
Gattung II^a im Vergleich mit
Personenzuglokomotiven
mit Schlepptendern. (Böhmische Eisenbahn)

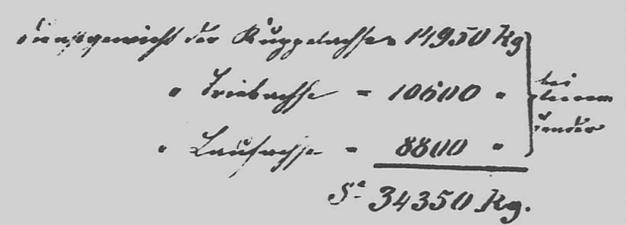
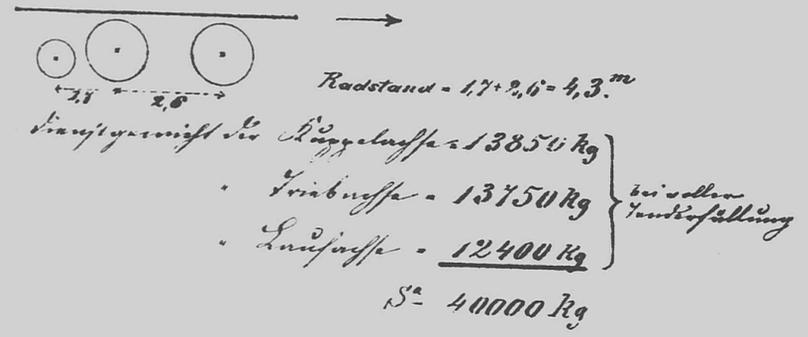
Die Vortheile der unruhigen Gangart einer
Lokomotive liegen nicht in der Maschine selbst
(Hörnde Lemmungen im engen Rinn),
sondern im Geleise. Die Hörnden Lemmungen
im engen Rinn rufen im wesentlichen
von den schwingenden Massen der Lemmungen
ausströmend und den stündlichen Stößen
der Krümmungen her, die können bei ruhiger
Laufbewegung im entgegengesetzten
Gegensinn in engen Grenzen gehalten
werden.

Die durch den Geleise verursachten Störungen im
Gang der Lokomotive haben ihren Ursprung
in den Unregelmäßigkeiten und abweichenden
Verhältnissen der Geleise, durch welche die Ma-
chine in Schwingungen zum Vor- u. Zurück
oben versetzt wird. Nicht nur von unregelmäßigem
schiefem, unebenen Geleise ab, so wird auch bei
dem scheinbar, sorgfältigst unterhaltenen Geleise
in Folge der Verschiebung, der ungleichmäßig

untersteigsten Personen, die aufpassen für die
 jungen von Maschinen und Personen u. s. w.
 eine ständige Aufsichtung auf die Bewegung der
 Lokomotive ausübt; es müssen daher, weil
 die vorgenannten Anordnungen sich nicht in
 der Ausführung als unannehmlich erweisen
 sind, die Maschinen konstruiert sein, daß
 ihre Bewegung trotz dieser Hindernisse ein
 möglichst ruhiges bleibt.

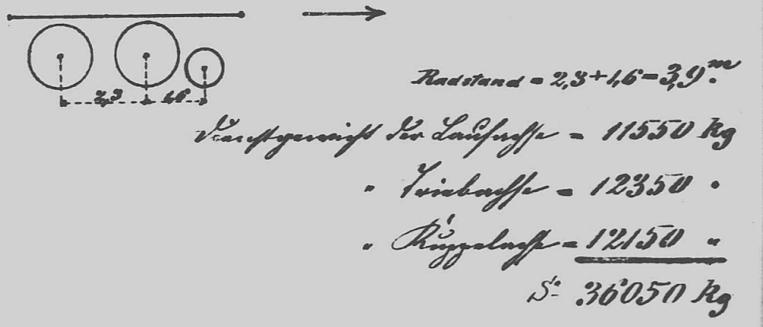
Es soll nun in folgendem die Maschinenanordnung
 IV^a in Bezug auf die vorgenannten Punkte
 näher betrachtet und mit den Gattungen
 IV^b und III in Vergleich gezogen werden.

Gattung IV^a ist eine vierachsige Tendermaschine
 mit zwei gekuppelten Achsen und der Achs-
 gattung IV^a, IV^b und III
 sind zwei Laufachsen, die Mittelachse ist die Trieb-
 achse. Die Maschine besteht aus Pleuellstange und
 Pleuellstange. Die Laufachse ist seitlich verstell-
 bar eingerichtet; sie wird durch die Pleuellstange,
 welche auf springen Pleuellstange der Pleuellstange
 aufliegen, in richtiger Lage gehalten.



Leistungsgewicht, wenn die Pleuellstange
 Pleuellstange auf die Pleuellstange
 welche aus der Pleuellstange hervorgeht
 hervorgeht.

Gattung IV^b ist eine vierachsige Maschine mit
 Pleuellstange, zwei gekuppelten Achsen und Pleuellstange
 Laufachse. Die Mittelachse ist die Triebachse. Die
 Maschine besteht aus Pleuellstange und Pleuellstange.
 Die Laufachse ist wie bei IV^a seitlich verstellbar.



Gattung III ist eine vierachsige Maschine
 mit Pleuellstange, zwei gekuppelten Achsen und
 Pleuellstange Pleuellstange, welche zwei Laufachsen
 aufstellt. Die Pleuellstange Kuppelachse ist die
 Triebachse. Die Pleuellstange liegen Pleuellstange, der
 Pleuellstange liegt bei den Pleuellstange Pleuellstange,
 bei dem Pleuellstange Pleuellstange Pleuellstange.
 Tender und Lokomotive sind bei den Pleuellstange
 Maschinen der Gattung III und IV^a durch Pleuellstange
 Kuppelung verbunden.



$$\text{Radstand} = 1,938 + 1,530 + 1,032 = 4,5 \text{ m}$$

- 1. Laufschiff = 7800 kg
 - 2. " = 8100 "
 - 3. " = 8500 "
 - 4. " = 8600 "
- S² = 33000 kg.

Bestimmstellung der

Trägheitsmomente in Millimetern

Tab. IV II^c III

Triebwelle	1675	1675	1830
Laufschiff	1106	1106	950
Kurbelwellen	305	305	279
Pfeilschwanzlänge	2530	1600*	2010
Kolbenlaufschiff	435	435	405
Stempel mit über liegendem	1641	1967	1710
Abstand des Cylindermittels	2360	2400	2460
" " festgesetzten mittel	1780	1828	1840
" " Kugelstrahlen mittel	2566	2592	2640

* Kolben-Peise, bei den in diesem Peise ist die Länge = 1700 mm

© 1848 mm bei den Kugelstrahlen, 1140 mm bei den Laufschiffen

Die Ständerbewegungen im neuen Peise.

Die Ständerbewegungen können sich auf die ganze Lokomotive (Drehgestelle und Zylinder), stellt man sich den in den festen fängenden Aufhängen (Ständer) bezieht.

Man den entsprechenden Ständer nicht vollständig nur die Drehgestelle in Lokomotive. Die feste besteht in einem Stück des Ständer zwischen Drehgestelle und Peisen gestellten Ständer um ein vertikales Drehgestell, welches sich durch die Ungleichheit der Trägheitskräfte in den zu gleichen Triebwelle gestellten Peisen, stellt durch die Beschleunigungskräfte der schwingenden Massen (Kurbeln, Pfeilschwanz, Kolben etc.) hervorgerufen wird.

Die weitere Ursache ist bei der fortgesetzten Lokomotivfunktion mit 2 Zylindern, deren Kurbeln um 90° gegen einander verschaltet sind, nicht zu vermeiden, der letzten Einfluss kann durch Zusatz in den Peisen ungleichmäßige Schwingungen empfindlich gemacht werden.

Die Größe der Schwingungen G , welche die Drehgestelle, sobald es von den schwingenden Massen hervorgerufen, vollständig ausschalen müsste, berechnet sich nach folgenden Formeln:

$$1) \dots \dots \dots G = \sqrt{G_1^2 + G_2^2}$$

$$G_1 = \frac{r}{p} (C_1 \frac{s+e}{2s} + C_2 \frac{s+e}{2s})$$

$$G_2 = \frac{r}{p} (C_1 \frac{s-e}{2s} - C_2 \frac{s-e}{2s})$$

[Handwritten mark]

ferner bezeichnet:
 r den Krümmungsradius,
 s die Faserlänge der Geyangeweibe zwischen
 zwei den Knoten,
 a_k das Gewicht eines Ringelstranges
 a_t das auf den Krümmungsradius verlegte
 Gewicht der Krübele sowie des Gewichts
 der übrigen spinnungsmässigen Teile (Dreh-
 stränge, Rollen, Rollenstränge),
 e den Abstand der Spinnstränge,
 e_1 " " " Ringelsträngen mittel,
 und s die Faseranzahlspannung.

Wollte man den nach Formel 1. er-
 haltenen Wert des Geyangewichts G der Auf-
 führung zu Grunde legen, so würde
 zwar das von den spinnungsmässigen Massen her-
 rührende Verhalten aufgegeben, hingegen
 in den Näherungen in vertikaler Lage
 hervorgehoben, welche sich in Abhängigkeit
 der Krümmungsradius r und s ausdrücken sind
 zwar immer noch gewisse Gewichte nicht festlich,
 das man sich auf dieselben Grundwert gering
 zu halten. Die theoretische Größe der Geyan-
 gewichte, welche in vertikalen Näherungen
 vollständig aufgeben würde, ergibt sich aus den
 Formeln:

$$G = \sqrt{G_1^2 + G_2^2} \dots \dots \dots 2.)$$

$$G_1 = \frac{r}{s} \left(a_k \frac{s+e}{2s} + a_r \frac{e+s}{2s} \right)$$

$$G_2 = \frac{r}{s} \left(a_k \frac{s-e}{2s} - a_r \frac{e-s}{2s} \right)$$

Verlag

ferner bezeichnet:
 a_k das auf den Krümmungsradius verlegte
 Gewicht von Krübele und Drehsträngen,
 die übrigen Größen geben die früheren
 Bedeutung.

Auf welchen Abmessungen beruhen die
 Gewichte für ein Pils:

bei Gattung II^a, III^a, III^b

a_k	342 kg - 319 kg - 305 kg
a_r	78 - 76 - 70
a_t	160 - 157 - 153
Faserst. (in millimetern)	
r	305 - 305 - 279
s	643 - 643 - 724
e	2360 - 2400 - 2460
e_1	2566 - 2592 - 2640
s	1500 - 1500 - 1500

Auf folgenden vorstehenden Zusammenfassungen in die
 Uffassungen (Formel 2) erfüllt man:

spez. Gewicht Geyangeweibe zur Aufstellung der
 spinnungsmässigen Massen (für 1 Längeneinheit)

G_a	266 kg - 250 kg - 198 kg
-------	--------------------------

spez. Gewicht Geyangeweibe zur Aufstellung der
 vertikalen Näherungen:

G	152 kg - 148 kg - 119 kg
-----	--------------------------

Das Gewicht der festlich in Formaten Geyan-
 gewichte beträgt:

K	178 kg - 240 kg - 219 kg
-----	--------------------------

Formel sind Gattung II und III fast voll-
 ständig, (wobei e nicht zu viel, letztere

dem 3^o wenig / gegen Pflingen und balanciert, dagegen werden dieselben desfalls nicht für die vertikale Richtung. Die vertikale findet bei einer Gefühmsigkeit von 20 m pro Sekunde (72 km pro Stunde) Bestandteile in der Luft in der Luft.

bei Gattung III IV^c
 von 1760 kg 1720 kg
 während die totale Gewicht beträgt:
 4250 kg & 6075 kg

Gattung IV^a ist am wenigsten gegen Pflingen, nur besten gegen vertikale Richtung und balanciert, die desfalls nicht aufpassen der viel zu üblichen Form, sondern bei der Formung der Masse nur noch 1/3 bis 1/4 der horizontalen Formung der Masse durch Gänge und nicht.

Das Gewicht ist in jeder Richtung das Gewicht:
 vertikal besteht in vertikalen Formungen (Wagen), in Formungen mit einer horizontalen Länge (Wagen) und in Formungen mit einer horizontalen Höhe (Wagen).

Wichtigste zur Gewinnmaximierung ist das Mater sind folgende Momente:

Wird auf Wasser fließen finden, geringen Abstand der Zylinder,

Staats-
 Jahres-
 Verlag

großer Triebkraftvermögen,
 niedere Lage der Pflanzung,
 kleine Kräftevermögen im desfalls zur Pflanzung (1/2),
 Gleitungsvermögen mit Luft und dem Pflanzung.

In folgenden sind die bezügl. Zusammenfassung für die 3 Massengattungen gegeben, es ist jedoch, dass die Formung zu unmittelbaren Pflanzung, die mit dem Zusammenfallende die desfalls gegeben:

	Gattung IV ^a	IV ^c	IV ^b
Querschnitt des Zylinders	1780	1828	1848 ^o / 1140
Längenschnitt	4300	3900	3984
Abstand der Zylinder	2360	2400	2460
Triebkraftvermögen	1675	1675	1830
Zeit d. Pflanzung im Pflanz	1641	1967	1710
$\frac{h}{l}$	$\frac{1}{2.5}$	$\frac{1}{5.2(5.6)}$	$\frac{1}{7.2}$
Länge der Gleitungsvermögen	von dem Pflanzung .. 1840 .. 1860 .. 1538		
	(2160)	mit einem	

Das Verhältnis zwischen den 3 Massengattungen bezüglich des Gewichtes ist sehr wichtig zu sein; Gattung IV^a wird jedoch die günstigste Stellung in der Formung sein, während die Pflanzung und die Formung.

o 1848 bei den Zylinder
 1140 " " " " "
 * 1/2 bei den Zylinder
 1/3 " " " "

Die Wirkung des Gelaissenen
Stromes bei der Bewegung

Leichtig ist es von Gelaissenen Stromen
Bewegungen der Lokomotiven kennen, die es
sich zum Zuspülungs-Einflusse fähig, von der
mehrmaligen Unterbrechung nicht un-
schadlich werden. Es ist jedoch a priori ersichtlich,
dass die Wirkung unregelmäßigkeiten in der Gelaiss-
ten Stromen durch die verschiedenen Erscheinungen der Lok-
motiven und die Widerwirkungen derselben
nicht der Gelaissenen so geringes nachstellen
werden, je mehr die Gelaissenen unregelmäßig
gelassen, je geringer die Spannung der Stromen
überwinden können sind, und je stärker
die Gelaissenen belastet werden. Ist ein der
Gelaissenen möglich, um die Zeit zum schief-
testen Lauf zu stärken können wird
auch zur Erhaltung können, so kann je-
doch auf die geringere Widerstandskraft der
geringen Widerstand nicht so gering
werden, unmerklich dem nicht, wenn
Zuspülung durch Wirkung der Widerstandskraft
eine Füllung der Lokomotive. Diese mit
einer Widerstandskraft zusammenfällt.
Gerade bei solchen Fällen, wo die geringe
Gaugart der Lokomotiven die stärksten Aus-
wirkungen gestallt werden, werden die geringen
Zuspülungs-Fälle am leichtesten nicht
und müssen die Widerwirkungen der geringen
Widerstandskraft aber weniger überwinden.

Verla

Die Unterbrechung möglicher Gelaissenen
ist daher, besonders bei solchen in langen
Geraden von ungünstigen Einflüssen auf
die rasige Gaugart der Maschinen.

Die Unterbrechung erfolgt die Lokomotiven
durch die Wirkung mit dem Lande, wodurch
Leichter gewonnen wird, so den sonstigen
Erscheinungen der Lokomotiven Zeit zu rasen
und diese Erscheinungen auch nicht und aus-
sagen sehr gemindert werden. Derartige
Wirkungen sind in den letzten
Jahren wegen ihrer günstigen Einflüsse
auf den rasigen Gaug der Maschinen in
großer Zahl zur Aufhebung gebracht wor-
den.

Die rasigsten und besten Lokomotiven
sind Mittel und werden daher ein-
fachen als eigentliche Erscheinungen
momental.

Die rasigsten und besten Lokomotiven
der Lokomotiven mit ihren verschiedenen Wis-
sungen auf die Gelaissenen kann man eine
Zuspülung der Lokomotive durch Zuspülungen
die Zuspülung mit den Maschinen erfolgen.
Es tritt ein solcher Zustand bei Hindernissen
auf den Maschinen, unregelmäßigkeiten in der
Gelaissenen, starken Widerstandswirkungen
der Maschinen - um so leichter nicht, je größer
die Widerstände und je geringer sie be-
lastet sind.

Es werden hier für je zwei verschiedene Messingen
verschiedene Versuche mit einem
Versuches- und anderer Belastung vor-
genommen.

Untersucht man in Berücksichtigung der
verschiedenen Punkte die 3 Messingen
einen Vergleich, so zeigen sich die überfüh-
renden Messen, wie Löffel, in einer Länge
von:

Gullung IV ^a	IV ^c	III
1770 ^{mm}	1776	1200 (finten überführend)
1928	1855	1150 (norm ")
bei einer Länge des totalen Kniffstanges		
von	4300	3900 - 4500 ^{mm}

Bei Gullung IV^a erfüllt der finter über-
führende Teil den Belastungsdruck und
einen Teil des Versuchsdruckes und ist für
den Versuchsdruck so bemessen, als bei den anderen
Gullungen. Es ist ferner zu bemerken, daß
Gullung IV^a bezüglich der von den fintern
überführenden Messen ungenügender
gebildet ist, als die anderen Messen, namentlich
als Gullung III. Der Griff ist nicht bezüglich
der feinsten überführenden Messen der Fall,
insoweit die feinsten angebrachten Messen
die Hand leicht nach jeder Seite um ca 650^{mm}
übertragen.

Gullung IV^a und IV^c besitzen verstell-
bare Enden und lassen in dieser

Lagerung Gullung II nach, welche mit
bestimmtem Versuchsdruck versehen ist. Der
genannte Versuchsdruck kann bei Gullung IV^c
durch Kniff-Lagerung mit dem Laster ersetzt
sein, wenn man, der Versuchsdruck
Gullung IV^a stellt, jedoch dieses Versuchsdruck-
mittel.

Wird die Versuchsdruck gegen feinsten
so haben Gullung III & IV^c in der Versuchs-
druck (Versuchsdruck 950^{mm} bzw. 1100) mit
IV^a ist von 1625^{mm} Versuchsdruck bezieht,
welche allerdings sehr stark belastet sind,
und die Größe des Versuchsdruckes weniger
bedeutend erscheinen läßt.

Probefestheit

Nach verschiedenen Untersuchungen und
Ergebnissen erscheint Gullung IV^a
in der allgemeinen Messung zu geringen
Längen geeignet und dieser weniger zu großen
Gefährlichkeiten geeignet, als die Gul-
lungen IV^c & III.

Über die Messen der zulässigen Gefährlich-
keit können die verschiedenen Messen jedoch
einen zusammenfassenden Überblick nicht
gewähren, zu diesem Zweck muß die
Mittelgröße der Versuchsdruck in Betracht gezogen
werden.

© Messen mit bestimmtem Versuchsdruck vor-
setzen sind bezgl. der Belastungsdrucke ungenügend
wie Messen mit einem festen Kniffstange -
der feinsten Messen Versuchsdruck. Diese feinst. beträgt
bei Gull. III 3984^{mm}.

Die Probefolgen mit herablaufendem neuen
 Kuffinen, welche im westlichen Grenzgebiet (1885)
 zwischen Kurlbrück und Haidelberg in Gegen-
 wand der untergeordneten Aufhebungsklasse
 vorzuziehen sind, zeigt es sich, daß
 mit Gattung IV^c (Kuffingattung mit dem
 Kurler) Gattung IV^a bis zu 80 km
 von Kurler bei vollständigem Gange
 sozial sind. Bei Gattung IV^a
 von der Gattung bis zu 70 km Gattung
 IV^c ebenfalls sozial, von hier an stellen
 sich stärkere Verschiedenheiten der Gattung
 ein und vor allem bei 80 km Gattung
 IV^c eine deutliche Gasse.

Es geht aus diesen Probefolgen, wie aus den
 früheren Untersuchungen hervor, daß
 Gattung IV^a zur Sozialung großer Ge-
 sellschafteigenheiten weniger geeignet ist
 als Gattung IV^c. Es wurden daher mit
 derselben ebenfalls Gattung IV^c bis
 zu 80 km vorzuziehen, das heißt mit Rück-
 sicht auf die zu erwartenden ungenügenden Zu-
 stände, die in unmittelbarer Nähe
 der im Gebiet befindlichen Kuffinen und
 Gattungen, welche nur zeitweise
 verbessert werden können, geboten, die
 Grenze der zulässigen Gattung IV^c
 möglichst niedriger zu verlegen, da
 mit auf unter ungenügenden Verhältnissen
 die Gefahr der Vererbung nicht gefördert wird.

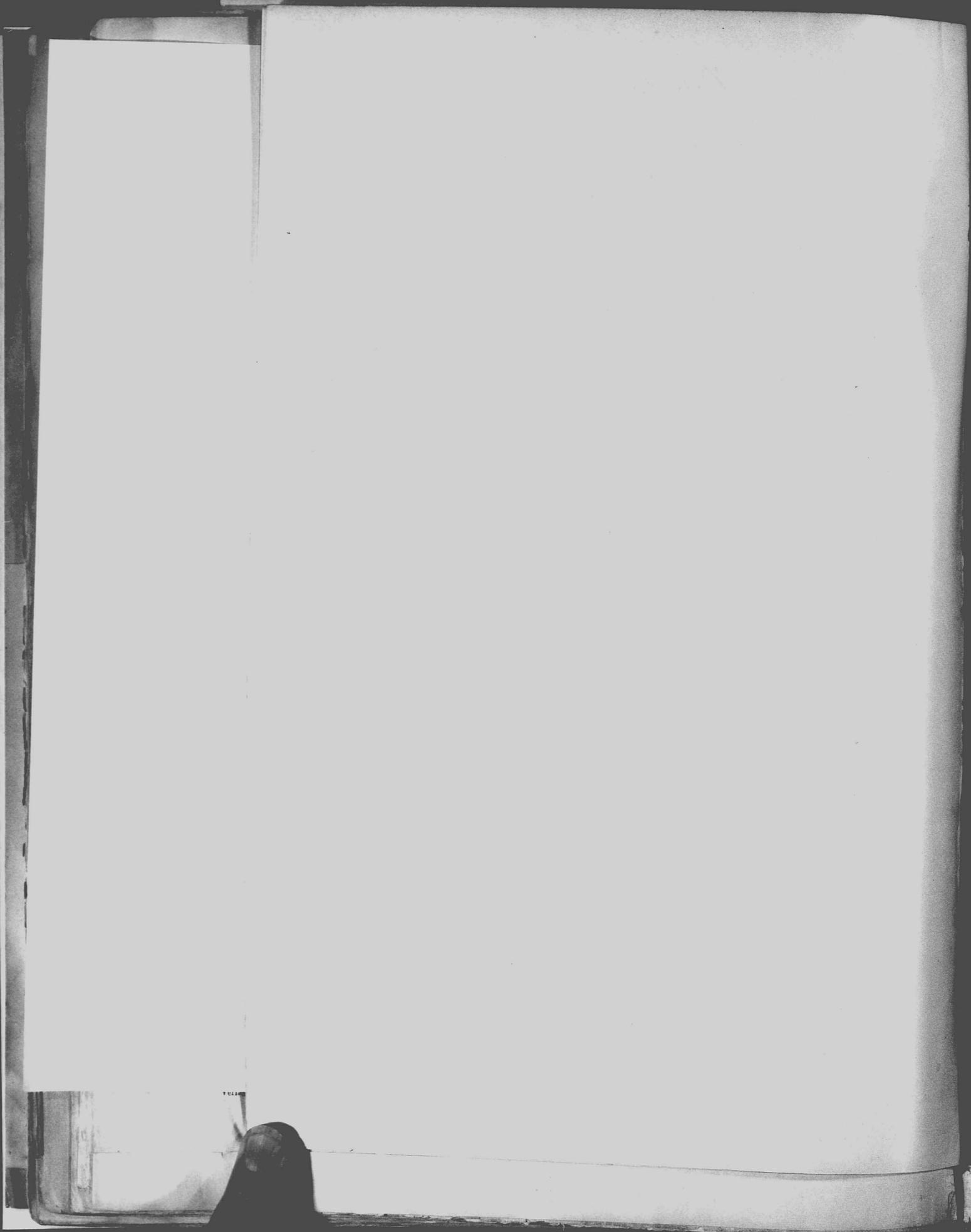
Weder die Gattung der Kuffinen von dem
 Gange werden nach Gattung IV^a keine
 Versuche unternommen.

Es hat sich jedoch herausgefunden, daß
 die für diesen Fall die Gattung IV^a nicht
 ungenügender liegen als bei der Gattung mit
 herablaufendem Kuffinen von dem
 Gang bei kaltem Gange der Kurler
 und somit sind in Folge der ungenügenden
 Kurlerstellungen eintratende Verschieden-
 heiten der Kuffinen von dem Gange
 nicht zu übersehen, so ist jedoch anzunehmen
 die Kuffinen der ungenügenden Gattung, wenn möglich
 bei Kurler Kuffingattung eine herablaufende
 Gattung auf die Gattung der Kuffinen über-

Es ist nun die vorstehenden Ergebnisse
 zusammenfassend zu sagen, so ergibt sich,
 daß Gattung IV^a zur Sozialung großer
 Gattungseigenheiten weniger geeignet ist, sie wird
 jedoch wegen ihrer günstigen Verhältnisse
 ungenügender, die Mischung der Gattung IV^a
 wenig vorteilhaft, zur Herabsetzung
 der Kuffinen bzw. Kuffinen bei ungenü-
 genden Gattungseigenheiten ganz zu vermeiden.

Kurler im September 1885
 (Prof. Engler)

Die Kuffinen sind bei
 bei Kurler Kuffingattung 27600 kg
 " Kurler Kuffinen 25550 kg.



Zur Berechnung des Eisenbahn-Oberbaues.

Von Fr. Engesser in Karlsruhe.

Eine genaue Ermittlung der Spannungen, welche in den Bahngleisen durch die Betriebslasten hervorgerufen werden, erscheint bei der verwickelten Natur der Aufgabe nicht wohl durchführbar. Ist man schon unter gewöhnlichen Verhältnissen bezüglich der Grösse und Wirkungsweise der äusseren Kräfte (Bettungsdruck, Stoskräfte der Fahrzeuge etc.) sowie der inneren Spannungen*) auf mehr oder minder zutreffende Annahmen angewiesen, so fehlt es vollends an einer sicheren Grundlage, um den unvermeidlichen Unregelmäßigkeiten in Ausführung und Unterhaltung der Gleise in richtiger Weise Rechnung zu tragen. Die Theorie muss sich daher darauf beschränken, statt der wirklichen Spannungen, gedachte Spannungen zu bestimmen, welche unter gewissen vereinfachten Voraussetzungen auftreten; sie liefert hiermit zwar keinen selbstständigen, immerhin aber einen Vergleichungsmaassstab für die Festigkeitsverhältnisse verschiedener Bauarten, und ermöglicht hierdurch, von im Betriebe erprobten Anordnungen Folgerungen auf das statische Verhalten neuer Bauweisen zu ziehen.

Um für genannten Zweck möglichst durchsichtige und handliche Formeln zu erhalten, erscheint es zulässig, von den einfachsten Voraussetzungen bezüglich der äusseren und inneren Kräfte auszugehen, und erforderlichen Falles an Stelle streng wissenschaftlicher Entwicklungen für die Ausführung ausreichende Schätzungsverfahren treten zu lassen. Die folgenden Formeln wurden vorstehenden Grundsätzen entsprechend aufgestellt und dürften durch ihre einfache Form (algebraische Funktionen) dem im Betriebe thätigen Ingenieur vielfach von Nutzen sein.

I. Langschwelen-Oberbauten.

1. Lothrechte Belastungen.

Die Belastung eines Stranges bestehe aus einer endlosen Reihe ruhender Radlasten P in gleichen Abständen a . Von dem Einflusse der Schienenneigung wird abgesehen und vorausgesetzt, die Lasten seien in der lothrechten Mittelebene des Stranges wirksam. Der Querschnitt des Stranges sei überall derselbe.

In Folge der Belastung geht die ursprünglich gerade Mittellinie des Stranges in eine Wellenlinie über, indem die Bettung unter den Rädern am stärksten, in den mittleren Zwischenpunkten am schwächsten zusammengepresst wird. Diese Zusammenpressungen y (Senkungen) sind abhängig von den Drücken p , welche von der Langschwelle auf die Längeneinheit der Bettung ausgeübt werden. (Fig. 18.)

Nach dem Vorgange Winkler's setzt man die Senkung y eines Punktes der Mittellinie in das gerade Verhältnis zum entsprechenden Drucke p der Längeneinheit,

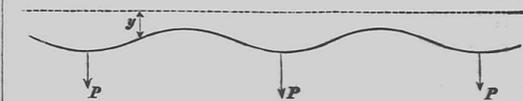
$$p = cy.$$

*) Bei den gespreizten Querschnittsformen des eisernen Oberbaues ist die Navier'sche Biegleichung nur unter Einschränkungen richtig. — Ferner gelten die Formeln der gewöhnlichen (statischen) Elasticitätslehre nur für den Ruhezustand des belasteten Körpers, nachdem die endgültige Formänderung bereits eingetreten ist, — welchen Zustand die Eisenbahngleise unmittelbar unter den Rädern rasch fahrender Züge keineswegs vollständig erreichen.

Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens. Neue Folge. XXV. Band. 3. Heft 1888.

Die Ziffer c hängt von der Breite b der Lagerfläche ab. Winkler setzt c in gerades Verhältnis zu b , $c = \gamma b$ also $p = \gamma by$, woraus sich der Druck auf die Flächeneinheit mit $\pi = p : b = \gamma y$ ergibt.

Fig. 18.



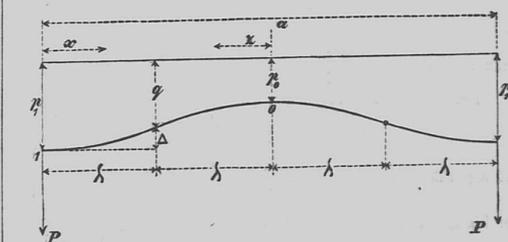
Die Ziffer γ wird als ein nur von der Beschaffenheit der Bettung abhängiger Werth angesehen und dementsprechend «Bettungswerthziffer» genannt.

Im Folgenden werden vorstehende Annahmen ihrer Einfachheit wegen im Wesentlichen beibehalten, obwohl dieselben nur annähernde Richtigkeit beanspruchen können. Abgesehen davon, dass sich die Schwellen auch der Quere nach durchbiegen und daher an den Seiten geringere Drücke auf die Bettung ausüben als in der Mitte (d. h. π nicht überall gleich), kommt weiter in Betracht, dass die Senkung y strenggenommen nicht nur von dem Drucke p des zugehörigen Punktes sondern auch von den Drücken der benachbarten Punkte abhängig ist. γ wird sich in Folge dessen mit der Lagerfläche ändern und nur annähernd als unveränderlich betrachtet werden dürfen.

(Ueber die Zahlenwerthe von γ siehe Anmerkung 1 am Schlusse des Aufsatzes.)

Führt man die Annahme γ unveränderlich und $c = by$ in die Rechnung ein, so erhält man die von Winkler aufgestellten Formeln*) (siehe Anmerkung 2), welche jedoch für regelmäßige Anwendung etwas un bequem sind. Einfachere Ausdrücke ergeben sich, unbeschadet der erforderlichen Genauigkeit, wenn man die Annahme macht, die elastische Wellenlinie bestehe aus einzelnen, unter einander gleichen Parabelbögen, bezw. der Bettungsdruck p lasse sich durch die Ordinaten derartiger Bögen darstellen. (Fig. 19.)

Fig. 19.



*) Eine genaue allgemeine Lösung der Aufgabe bei beliebiger Belastungsart und für unveränderliches c liefert die werthvolle Abhandlung Zimmermanns, Zeitschrift für Bauwesen 1887, und im Sonderwerke Berechnung des Eisenbahn-Oberbaues von Dr. H. Zimmermann, Organ 1888, Seite 81.

Schneidet man eine Welle von Rad zu Rad heraus, so hat man einen wagerecht eingespannten Träger von der Spannweite $a = 4\lambda$, dessen stetige Belastung durch folgende Ausdrücke sich darstellen lässt,

$$0 - \lambda; p = q + \Delta - \frac{\Delta x^2}{\lambda^2}$$

$$\lambda - 2\lambda; p = q - \Delta + \frac{\Delta z^2}{\lambda^2}$$

worin zur Abkürzung $q = \frac{P_1 + P_0}{2}$, $\Delta = \frac{P_1 - P_0}{2}$, $z = 2\lambda - x$ gesetzt ist.

P_1 bezeichnet den grössten Bettungsdruck unter einem Rade, P_0 den kleinsten Druck in der Mitte zwischen 2 Rädern.

Das Einspannungsmoment M_1 ist bekanntlich gleich dem Mittelwerthe sämtlicher Momente \mathfrak{M} , welche dem frei aufliegenden Träger entsprechen.

$$0 - \lambda; \mathfrak{M} = Ax - (q + \Delta) \frac{x^2}{2} + \frac{\Delta x^4}{12\lambda^2}$$

$$= 2q\lambda x - \frac{q x^2}{2} - \frac{\Delta x^2}{2} + \frac{\Delta x^4}{12\lambda^2}$$

$$\lambda - 2\lambda; \mathfrak{M} = 2q\lambda^2 - \frac{5}{6}\Delta\lambda^2 - \frac{p z^2}{2} + \frac{\Delta z^2}{2} - \frac{\Delta z^4}{12\lambda^2}$$

$$M_1 = \frac{1}{2\lambda} \int_0^\lambda \mathfrak{M} dx + \frac{1}{2\lambda} \int_0^\lambda \mathfrak{M} dz = \frac{4}{3} p \lambda^2 - \frac{5}{12} \Delta \lambda^2;$$

Zur Bestimmung der beiden Unbekannten, q und Δ , dienen die 2 Bedingungen, dass der Raddruck $P = \Sigma p$ sein, und die Senkung des Punktes 1 gegen Punkt 0 in geradem Verhältnisse zum Unterschiede 2Δ der Drücke stehen, d. h.

$$EJ(y_1 - y_0) = \int_0^{2\lambda} M(2\lambda - x) dx = EJ \frac{2\Delta}{c}$$

sein muss worin E = Elastizitätszahl, J = Trägheitsmoment des Strangs, $c = b\gamma$ ist.

Es ist nun

$$\int_0^{2\lambda} M(2\lambda - x) dx = 2M_1\lambda^2 - \int_0^\lambda \mathfrak{M}(2\lambda - x) dx - \int_0^\lambda \mathfrak{M}z dz$$

$$= \frac{2}{3} q \lambda^4 - \frac{61}{180} \Delta \lambda^4 = \text{rund } \frac{2}{3} q \lambda^4 - \frac{1}{3} \Delta \lambda^4.$$

$$\text{Aus } EJ \frac{2\Delta}{c} = \frac{2}{3} q \lambda^4 - \frac{1}{3} \Delta \lambda^4 \text{ folgt } \Delta = 2q \frac{1}{1 + 6 EJ/c\lambda^4}$$

und da nach der ersten Bedingung $q = \frac{P}{4\lambda}$ sein muss, so erhält man

$$\Delta = \frac{P}{2\lambda} \frac{1}{1 + 6 EJ/c\lambda^4} = \frac{P}{2\lambda(1 + \varrho)}$$

wenn zur Abkürzung $\frac{6 EJ}{c\lambda^4} = \varrho$ gesetzt wird.

Der grösste Bettungsdruck ist

$$P_1 = q + \Delta = \frac{P}{4\lambda} \frac{3 + \varrho}{1 + \varrho} = \frac{P}{a} \frac{3 + \varrho}{1 + \varrho} \quad (1)$$

auf die Flächeneinheit $\pi_1 = \frac{P_1}{b} = \frac{P}{ab} \frac{3 + \varrho}{1 + \varrho}$

der kleinste Druck ergibt sich zu $p_0 = q - \Delta = \frac{P}{4\lambda} \frac{\varrho - 1}{\varrho + 1}$

$$\text{auf die Flächeneinheit } \pi_0 = \frac{p_0}{b} = \frac{P}{ab} \frac{\varrho - 1}{\varrho + 1} \quad (2)$$

Die Formeln verlieren ihre Gültigkeit für $p_0 < 0$, d. h. für $\varrho < 1$ bzw. $\frac{6 EJ}{c\lambda^4} < 1$, da sich hierbei der Strang von der

Bettung abhebt. Der entsprechende Grenzwert des Radstandes

$$\text{ist } a_1 = 4\lambda_1 = 4\sqrt{\frac{6 EJ}{c}} \dots \dots \dots (3)$$

Die Grenzwerte für den grössten Druck π_1 ergeben sich für $\varrho = \infty$, d. h. $J = \infty$ oder $c = 0$, zu $\pi_1 = \frac{P}{ab}$ (d. h. die Last

vertheilt sich gleichmässig); für $\varrho = 1$, d. h. $\frac{6 EJ}{c\lambda^4} = 1$, zu

$$\pi_1 = \frac{2P}{a_1 b} = \frac{P}{2b} \sqrt{\frac{c}{6 EJ}}$$

π_1 wird um so grösser, je grösser die Radlast P und je kleiner das Trägheitsmoment J ist.

Um den Einfluss des Radstandes $a (= 4\lambda)$ auf die Grösse von π_1 kennen zu lernen, setzen wir $\frac{d\pi_1}{d\lambda} = 0$.

$$\pi_1 = \frac{P}{ab} \frac{3 + \varrho}{1 + \varrho} = \frac{P}{4b} \frac{3c\lambda^4 + 6 EJ}{c\lambda^5 + 6 EJ\lambda};$$

$\frac{d\pi_1}{d\lambda}$ liefert $c^2\lambda^8 - 8 EJc\lambda^4 + 12 E^2 J^2 = 0$, woraus sich für λ die folgenden 2 Werthe ergeben.

$$\lambda_1 = \sqrt[4]{\frac{6 EJ}{c}}, \quad a_1 = 4\sqrt[4]{\frac{6 EJ}{c}}$$

$$\text{und } \lambda_2 = \sqrt[4]{\frac{2 EJ}{c}}, \quad a_2 = 4\sqrt[4]{\frac{2 EJ}{c}} = 0,76 a_1$$

der Werth a_1 ist der gleiche wie der durch Gl. 3 bestimmte Grenzwert und entspricht einem Grösstwerthe von π_1 ; der Werth a_2 entspricht einem Kleinstwerthe von π_1 ; ausserdem liefert auch noch die Abscisse $a = 0$ einen grössten Werth von π_1 nämlich $\pi_1 = \infty$.

Für $a = a_1$ erhält man wie früher

$$\pi_1 = \frac{2P}{a_1 b} = \frac{P}{2b} \sqrt{\frac{c}{6 EJ}} \quad (3)$$

für $a = a_2$ ergibt sich $\pi_1 = \frac{1,5 P}{a_2 b} = \frac{1,97 P}{a_1 b}$

Hiernach ist π_1 für Radstände zwischen a_1 und a_2 nahezu unveränderlich. Für $a < a_2$ wächst π_1 mit abnehmendem a und erreicht für $a = 0$ den gedachten grössten Werth ∞ . Bei den theilweise entgegengesetzten Einflüssen von P und a auf den Werth des Bettungsdruckes π_1 ist es von vornherein fraglich, welche Maschinengattungen das grösste π_1 erzeugen, ob solche mit grossen Achsgewichten und grossen Radständen oder solche von entgegengesetzten Verhältnissen. In der Regel werden letztere bei sehr pressbarem, erstere bei sehr hartem Boden maßgebend sein; doch kann ein sicherer Aufschluss hierüber nur durch vergleichende Zahlenrechnungen gewonnen werden.

Das grösste Biegemoment findet unter einem Rade, d. h. im Punkte 1 statt,

$$M_1 = \frac{4}{3} q \lambda^2 - \frac{5}{12} \Delta \lambda^2 = \frac{P\lambda}{3} \left(1 - \frac{5}{8(1 + \varrho)} \right)$$

$$= \frac{P\lambda(3 + 8\varrho)}{24(1 + \varrho)} = \frac{Pa(3 + 8\varrho)}{96(2 + \varrho)} \quad (4)$$

Als Grenzwerte erhält man

für $\varrho = \infty$, d. h. $c = 0$ oder $J = \infty$, $M_1 = \frac{P\lambda}{3} = \frac{Pa}{12}$, entsprechend dem gleichförmig belasteten, wagerecht eingespannten Balken,

$$\text{für } \varrho = 1, M_1 = \frac{11}{48} P\lambda = \frac{11 P}{48} \sqrt[4]{\frac{6 EJ}{c}} \dots \dots \dots (5)$$

M_1 nimmt zu mit der Radlast P_1 dem Radstande a und mit ϱ , d. h. mit wachsendem Trägheitsmomente J und abnehmendem c (schmale Lagerfläche, pressbarer Boden).

Die Ergebnisse vorstehender Formeln stimmen mit denen der verwickelteren Formeln Winkler's fast vollständig überein.

Bei zweitheiligen Oberbauten ist, wenn man von der Reibung zwischen Schiene und Schwelle absieht, in vorstehenden Gleichungen $E'J' + E''J''$ statt EJ zu setzen, wobei sich $E'J'$ auf die Schiene, $E''J''$ auf die Langschwelle bezieht. — Andere Belastungsarten werden im Anhang behandelt.

Die Längsspannungen.

Ist das grösste Moment nach Gleichung 4 oder 5 berechnet, so ergibt sich die Spannung der äussersten Faser:

$$\text{bei eintheiligem Oberbaue } \sigma_1 = \frac{M_1}{W}$$

$$\text{bei zweitheiligem Oberbaue } \sigma_1' = \frac{M_1}{W' E' J' + E'' J''} \text{ (Schiene)} \quad (6)$$

$$\sigma_1'' = \frac{M_1}{W'' E' J' + E'' J''} \text{ (Schwelle)}$$

Die Trägheitsmomente J beziehen sich auf die vollen Querschnitte; bei den Widerstandsmomenten W sind etwaige Lochverschwächungen zu berücksichtigen.

Ist keine Lochverschwächung in Betracht zu ziehen, so wird $W' = \frac{J'}{e'}$, $W'' = \frac{J''}{e''}$, wo e' und e'' die Abstände der äussersten Fasern vom Schwerpunkte bezeichnen.

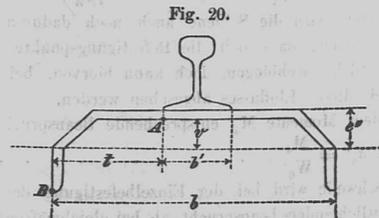
Kann ausserdem $E' = E''$ gesetzt werden, so vereinfachen sich die Formeln 6 zu

$$\sigma_1' = \frac{M_1 e'}{J' + J''} = \frac{M_1 e'}{J}$$

$$\sigma_1'' = \frac{M_1 e''}{J' + J''} = \frac{M_1 e''}{J} \quad (7)$$

Die Querspannungen der Langschwelle.

Die Langschwelle muss den von der Schiene empfangenen lothrechten Druck der Quere nach auf die Bettung vertheilen und wird hierbei von Biegemomenten angegriffen, deren grösster Werth in der Regel am Fussrande der Schiene liegt (Punkt A), Fig 20.



Die Grösse des Biegemomentes ist auf die Längeneinheit

$$M_2 = \pi_1 \left(\frac{b - b'}{8} \right)^2$$

wo π_1 aus Gleichung 1 zu entnehmen ist, b die Schwellenbreite, b' die Schienenbreite bezeichnen.

Bei einer Eisenstärke δ ist das entsprechende Widerstandsmoment $= \frac{1}{6} \delta^3$, somit grösste Querspannung $\sigma_2'' = M_2 : \frac{\delta^3}{6}$

$$= \frac{3\pi_1(b - b')^2}{4\delta^3} \dots \dots \dots (8)$$

Bei vorhandener Lochschwächung ist der Werth von σ_2'' entsprechend zu erhöhen.

Die in einem Punkte gleichzeitig herrschenden Quer- und Längsspannungen können bekanntlich in ihrer Wirkung (Dehnung der Fasern) durch gewisse Einzelspannungen ersetzt gedacht werden.

Die grössten >Ersatzspannungen< erhält man im Punkte A, und zwar für Dehnung der Längsfaser ($\sigma_1 = s + \frac{\sigma_2''}{4}$) und für Dehnung der Querspannung ($\sigma_2 = \sigma_2'' + \frac{s}{4}$)

darin ist

$$s = \text{Längsspannung im Punkte A} = \sigma_1'' \frac{v}{e''} = \frac{M_1 v}{J' + J''} \quad (10)$$

$$v = \text{Abstand des Punktes A von der Schwerpunktsachse (Fig. 20).}$$

$$\sigma_2'' = \text{Querspannung nach Gleichung 8.}$$

Eine wesentliche Minderung der Querspannungen und somit auch der Ersatzspannungen tritt ein, wenn die Langschwelle durch geeignete Mittel in der Querrichtung versteift wird, entweder durch Querwände oder durch steife Schwellensättel in Verbindung mit Querverbindungen. Wenn nun auch die hierbei auftretenden Querspannungen sich nicht genau bestimmen lassen, so kann doch bei nicht zu grossem Abstände der Versteifungen angenommen werden, dass die grösste Ersatzspannung im Punkte A unter die grösste Längsspannung im Punkte B herabsinkt, namentlich auch mit Rücksicht auf den später noch zu behandelnden Einfluss der wagerechten Kräfte.

Schiefer Lastangriff.

Stimmt die Kegelform des Radkranzes nicht mit der Schienenneigung überein, so wirkt die Last schief; diese ungünstige Wirkung kann durch die Schiefstellung der Schiene noch vermehrt werden. Liegt die Verschiebung des Lastangriffes bei der Mehrzahl der Räder nach einer Seite hin, so entsteht ungleiche Pressung der Bettung und dementsprechend Aenderung der Schienenneigung. Zur Vermeidung genannten Uebelstandes werden beide Stränge durch steife, jedoch keinen Druck auf die Bettung übertragende Querglieder verbunden, welche durch Aufnahme der Momente des schiefen Lastangriffes eine nahezu gleichmässige Pressung der Bettung sichern. Die gleichzeitig im Gestänge auftretenden Verdrehungsspannungen ziehen wir nicht weiter in Betracht, da sie verhältnissmässig gering sind und ihre Grösstwerthe in anderen Punkten erreichen, als die früher betrachteten Hauptspannungen.

2. Wagerechte Belastungen.

Die wagerechten Belastungen H des Stranges bestehen, wenn man von der Radreibung in der Längsrichtung, von der Fliehkraft in gekrümmten Strecken und von der Einwirkung des Windes absieht, in den Seitenstössen der bewegten Fahrzeuge. Dieselben sind um so stärker, je grösser die Geschwindigkeit v ist, und in je schlechterem Zustande sich Bahn und Fahrzeuge befinden. Unter sehr ungünstigen Verhältnissen können dieselben die Grösse der lothrechten Lasten P nahezu erreichen, während sie bei regelrechtem Betriebe und guter Unterhaltung weit unter

diesem Maße bleiben, wie aus der Betriebssicherheit der alten Holzschwellengleise gefolgert werden muss. Bei Hauptbahnen dürfte es genügen, als gewöhnlich auftretende Grösse von H, je nach der Zuggeschwindigkeit 0,15 bis 0,25 P in Rechnung zu stellen. Bei Nebenbahnen nimmt H einerseits wegen der geringeren Geschwindigkeit ab, andererseits wegen der weniger sorgfältigen Unterhaltung zu; schätzungsweise kann man annehmen $H = 0,003 v P$, wenn v die Geschwindigkeit in Stundenkm bezeichnet.

Für die Aufstellung geeigneter Formeln diene folgendes Näherungsverfahren, wobei vorausgesetzt wird, dass ein von einer Radreihe besetzter Strang durch ein mittleres Rad P mit der Kraft $H = \beta P$ winkelrecht zur Mittelebene gestossen werde.

Sehen wir vorerst von Querverbindungen zwischen beiden Strängen ab, so ist die hauptsächlich widerstehende Kraft die Reibung zwischen dem gestossenen Strange und der Bettung. Setzt man den Bodendruck annähernd gleichbleibend $p = \frac{P}{a}$, worin a = Radstand, so ist die grösste Reibung für die Längeneinheit $r = \mu p = \frac{\mu P}{a}$, wenn μ die Reibungsziffer bezeichnet.

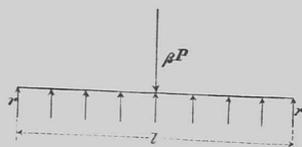
Auf die Länge l ist die Reibung $R = rl = \frac{\mu Pl}{a}$; es würde

somit eine Länge $l = \beta P : \frac{\mu P}{a} = \frac{\beta a}{\mu}$ genügen, um den Stoss βP aufzuheben.

Wäre das Stück l ohne Verbindung mit den anstossenden Strecken, so hätte dasselbe in der Mitte das grösste Moment auszuhalten (Fig. 21)

$$M = \frac{rl^2}{2} = \frac{\beta^2 Pa}{8\mu} = \frac{\beta^2 Pa}{6} \text{ für } \mu = \frac{3}{4}$$

Fig. 21.



Wäre l an den Enden fest eingespannt, so wäre das Moment in der Mitte $M = \frac{\beta^2 Pa}{12\mu} = \frac{\beta^2 Pa}{9}$.

In Wirklichkeit wird sich der Strang in einem mittleren Zustande befinden, so dass sich annähernd setzen lässt

$$M_3 = \frac{\beta^2 Pa}{8} = 0,005 Pa \text{ für } \beta = 0,2 \quad (11)$$

Vorstehende Formel kann auch für den Fall angewandt werden, dass zwar Querverbindungen vorhanden, dass deren Entfernung f jedoch grösser, als der oben berechnete Werth von l ist. Es wird dies in der Regel zutreffen, da sich z. B. für $\beta = 0,25$ als Grenzwert $f = \frac{a}{3}$ ergibt.

Für $l > f$ würde man in ähnlicher Weise als Näherungswert $M_3 = \frac{Pf}{6,3} \left(\beta - \frac{f}{3a} \right)$ annehmen können. (12)

Die Beanspruchung der äussersten Faser ergibt sich bei eintheiligem Oberbaue zu $\sigma_3 = \frac{M_3}{W_0}$, wo W_0 das zugehörige Widerstandsmoment bezeichnet. (13)

Bei zweitheiligem Oberbaue erhält man für die Schwelle

$$\sigma_3'' = \frac{M_3}{W_0''} = \frac{E' J_0''}{E'' J_0''} \quad (14)$$

Kann $E' = E''$ gesetzt werden, und ist bei W_0'' keine Lochverschwächung zu berücksichtigen, so ist $W_0'' = \frac{2 J_0''}{b}$, worin b = Schwellenbreite

$$\sigma_3'' = \frac{M_3 b}{2(J_0'' + J_0''')} = \frac{M_3 b}{2 J_0''} \quad (15)$$

Für die Schiene ergibt sich in gleicher Weise

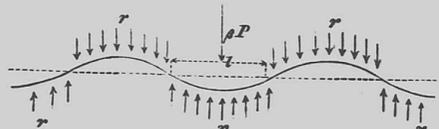
$$\sigma_3' = \frac{M_3}{W_0'} = \frac{E' J_0'}{E'' J_0''} \quad (16)$$

$$\text{bzw. } \sigma_3' = \frac{M_3 b'}{2(J_0' + J_0'')} = \frac{M_3 b'}{2 J_0'}$$

Bei Aufstellung der Gleichungen 14—17 war stillschweigend vorausgesetzt worden, dass Schiene und Schwelle die gleiche seitliche Durchbiegung erleiden, wie dies z. B. bei Anliegen des Schienenfusses an einer Längsrippe der Schwelle der Fall ist.

Wird jedoch die Schiene nur in einzelnen Punkten (Entfernung = l) mit der Schwelle verbunden, so wird sie durch wagerechte Kräfte, welche zwischen den Befestigungspunkten einwirken, gegen die Schwelle durchgebogen. Das entsprechende Biegemoment ist nach den Regeln des durchgehenden Trägers auf unendlich vielen Stützen gleich $0,17 Hl = 0,17 \beta Pl$. Dem entgegen wirkt die Reibung zwischen Schiene und Schwelle (Fig. 22) $r = \mu p$, deren Moment $\frac{r Pl^2}{8} = \frac{\mu P l^2}{8a}$ beträgt.

Fig. 22.



Somit ist das ganze Moment

$$M_4 = 0,17 \beta Pl - \frac{r Pl^2}{8a} = Pl \left(0,17 \beta - \frac{1}{48a} \right) \text{ für } r = \frac{1}{6} \quad (18)$$

Ausserdem wird die Schiene auch noch dadurch in Anspruch genommen, dass sich die Befestigungspunkte mit der Schwelle seitlich durchbiegen, doch kann hiervon, bei der Geringfügigkeit dieses Einflusses abgesehen werden.

Die dem Momente M_4 entsprechende Beanspruchung der Schiene ist $\sigma_4' = \frac{M_4}{W_0'}$ (19)

Die Schwelle wird bei der Einzelbefestigung der Schiene nicht wesentlich anders beansprucht, als bei gleichmässiger Durchbiegung von Schwelle und Schiene; es können daher auch hier die Gleichungen 14 und 15 benutzt werden.

Gesamt-Beanspruchungen.

Schiene. $\sigma' = \sigma_1' + \sigma_3'$ (Gl. 6, 7, 16, 17) (20)

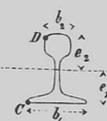
wenn Schiene und Schwelle gleichmässig durchbiegen.

$\sigma' = \sigma_1' + \sigma_4'$ (Gl. 6, 7, 19) (21)

wenn die Schiene nur in einzelnen Punkten befestigt ist.

Von den beiden in Betracht kommenden ungünstigsten Punkten des Querschnittes C und D, liefert Punkt C (Fig. 23) des Schienenfusses bei den üblichen Querschnittsformen die grössere Spannung.

Fig. 23.



Schwelle. Für den äussersten Punkt B erhält man (Fig. 20)

$$\sigma'' = \sigma_1'' + \sigma_3'' \text{ (Gl. 6, 7, 14, 15)} \quad (22)$$

Sofern der Querschnitt nicht genügend versteift wird, kann auch die Beanspruchung des Punktes A in Betracht kommen

$$(\sigma'') = s + \frac{\sigma_2''}{4} + \sigma_3'' \frac{b'}{b} \text{ (Gl. 8, 10, 14, 15)} \quad (23)$$

(Ersatzspannung für die Längsfaser)

$$\text{und } (\sigma'') = \frac{s}{4} + \sigma_2'' + \frac{\sigma_3'' b'}{b} \quad (24)$$

(Ersatzspannung für die Quersfaser).

Stiefe Querverbindungen.

Da die wagerechten Stösse nicht in der gleichen Ebene wirken, wie die widerstehenden Reibungskräfte, so bilden sich Drehmomente $M = Hh = \beta Ph$, (h = Höhe des Kraftangriffes über Schwellenunterkante), welche durch steife Querverbindungen aufgehoben werden müssen. Schätzt man ferner das Moment, welches durch den früher erwähnten, schiefen Angriff der lotrechten Lasten hervorgerufen werden kann, auf etwa $0,2 P b_1$, (b_1 = Schienenkopfbreite), so ist das grösste Biegemoment, welches auf eine Querverbindung entfällt,

$$M = P(h\beta + 0,2 b_1) \quad (25)$$

Da die Querverbindung ausserdem noch etwa ein Drittel der wagerechten Kraft auf den andern Strang überträgt, so ist die grösste Spannung derselben $\sigma = \frac{M}{W} + \frac{\beta P}{3F}$ (26)

Eine Aenderung im Bettungsdrucke tritt hierbei nur in geringem Maße auf, so dass dieselbe vernachlässigt werden kann. Das gleiche darf bezüglich der im Gestänge entstehenden Verdrehungsspannungen geschehen.

Die Form der Querverbindungen ist derart vorausgesetzt, dass eine nennenswerthe Druckübertragung auf die Bettung durch dieselben nicht erfolgen kann. Querverbindungen in Form von Querschwellen werden, als veraltet, nicht weiter in Untersuchung gezogen.

Was die Grösse der wagerechten Kraft H anbelangt, so erscheint es geboten, bei Berechnung der Querverbindungen grössere Werthe als früher bei dem Gestänge einzuführen, da aussergewöhnliche Seitenstösse hier weit stärker ins Gewicht fallen, als dort, wo die Hauptbeanspruchungen durch lotrechte Lasten hervorgerufen werden. Es dürfte rätlich sein, für H etwa den doppelten Werth anzunehmen, so dass man erhält

$$M = P(2h\beta + 0,2 b_1) \text{ und } \sigma = \frac{M}{W} + \frac{2\beta P}{3F} \quad (25^*) (26^*)$$

wobei β die früher angegebenen Werthe beibehält.

Bezüglich der Schienenbefestigungen wird auf IIc verwiesen.

II. Querschwellen-Oberbauten.

a) Querschwellen.

1. Lotrechte Belastungen.

Sieht man vorerst von dem Einflusse der Schwellendurchbiegung ab, so vertheilt sich der Druck gleichmässig auf die Bettung und beträgt

$$\text{auf die Längeneinheit } p = \frac{2 P_1}{u} \quad (27)$$

Flächeneinheit $\pi = \frac{p}{b} = \frac{2 P_1}{b u}$ (27)

wenn u die Länge des unterstopften Theiles der Schwelle, P_1 den von der Schiene auf die Schwelle ausgeübten Druck bezeichnet.

Fig. 24.



Das Moment am äusseren Schienenrande (Punkt A Fig. 24)

$$\text{ist } M_a = \frac{p t^2}{2} = \frac{P_1 t^2}{u} \quad (28)$$

das Moment in Schwellenmitte

$$M_0 = P_1 \left(\frac{t_1 - t}{2} \right) \quad (29)$$

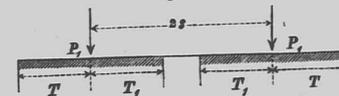
M_0 wird gleich M_a für $t^2 = \frac{u}{2} (t_1 - t) = (b' + t_1 + t) (t_1 - t)$

d. h. für $t_1 = -\frac{b'}{2} + \sqrt{2t^2 + b't + \frac{b'^2}{4}}$, angenähert $t_1 = t\sqrt{2}$

Für grössere Werthe von t_1 ist M_0 , für kleinere ist M_a massgebend.

Um den Einfluss der Schwellendurchbiegung zu berücksichtigen wenden wir folgendes Näherungsverfahren an, wobei in erster Linie der Fall, dass die Schwelle in der Mitte nicht unterstopft ist, in Betracht gezogen werden soll. Der Schienen- druck P_1 werde vorerst in einem Punkte vereinigt angenommen und sodann die Länge der unterstopften Strecke durch die Bedingung bestimmt, dass die Berührende der elastischen Linie unter dem Lastpunkte P_1 wagerecht ist. Das Ergebnis wird von der Wirklichkeit nicht wesentlich abweichen, wenn zu diesem Zwecke ein gleichmässiger Bodendruck $p = \frac{P_1}{T + T_1}$ in die Rechnung eingeführt wird (Fig. 25). Man erhält sodann

Fig. 25.



Moment im Lastpunkte $M_1 = \frac{p T^2}{2}$

Moment für die Strecke $0 - T_1$, $M = p T_1 x - \frac{p x^2}{2} - M_1$

$$= p T_1 x - \frac{p x^2}{2} - \frac{p T^2}{2}$$

$T_1 - s$, $M = p \frac{T_1^2 - T^2}{2}$

2*

Soll nun die Berührende der elastischen Linie im Lastpunkte wagerecht sein, so muss folgende Gleichung erfüllt werden

$$\int_0^T M dx = p \int_0^T \left(T_1 x - \frac{x^2}{2} - \frac{T^2}{2} \right) dx + p \int_{T_1}^s \frac{T_1^2 - T^2}{2} dx$$

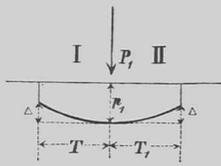
$$= p \left[\frac{-T_1^3}{6} + \frac{T_1^2 s}{2} - \frac{T^2 s}{2} \right] = 0$$

Man erhält für $T = 37 \quad 40 \quad 45 \quad 50 \quad 55 \text{ cm}$
 $T_1 = 41 \quad 44 \quad 51 \quad 58 \quad 65 \text{ cm}$

wenn normale Spurweite, $2s = 150$, vorausgesetzt wird.

Der Bodendruck p nimmt nun vom Lastpunkte aus nach beiden Seiten hin ab. Wir setzen annähernd diese Abnahme in gerades Verhältnis zu den Ordinaten zweier Parabeln, welche unter dem Lastpunkte wagerechte Berührende besitzen und für $x = T$ und $x = T_1$ gleiche Abnahme Δ aufweisen. Es ist dann

Fig. 26.



für die Strecke I (Fig. 26) $p = p_1 - \frac{\Delta x^2}{T^2}$

II $p = p_1 - \frac{\Delta x^2}{T_1^2}$

Strecke I (Fig. 26) $M = \int_x^T p x dx - x \int_x^T p dx$

$$= \int_x^T \left(p_1 - \frac{\Delta x^2}{T^2} \right) x dx - x \int_x^T \left(p_1 - \frac{\Delta x^2}{T^2} \right) dx$$

$$= \frac{p_1 T^2}{2} + \frac{p_1 x^2}{2} - p_1 x T - \frac{\Delta T^2}{4} + \frac{\Delta x T}{3} - \frac{\Delta x^4}{12 T^2}$$

für $x = 0$ $M_1 = \frac{p_1 T^2}{2} - \frac{\Delta T^2}{4}$

Zur Bestimmung von Δ dient die Bedingung, dass die Senkung des Lastpunktes gegenüber dem äussersten Punkte in geradem Verhältnis zum Druck-Unterschiede Δ stehen muss.

$$E'' J'' \delta = \frac{E'' J'' \Delta}{c} = \int_0^T M (T-x) dx = \frac{p_1 T^4}{8} - \frac{13}{180} \Delta T^4;$$

In Verbindung mit $p_1 = \left(p_1 - \frac{\Delta}{3} \right) (T + T_1) = \left(p_1 - \frac{\Delta}{3} \right) \frac{u}{2}$

folgt hieraus $p_1 = \frac{2 P_1}{u} \left(1 + \frac{1}{\frac{24 E'' J''}{c T^4} + \frac{11}{15}} \right) = \frac{2 P_1}{u} (1 + \varphi)$ (30)

wenn man $\frac{1}{\frac{24 E'' J''}{c T^4} + \frac{11}{15}}$ mit φ bezeichnet. (31)

Ferner ergibt sich $\Delta = \frac{2 P_1}{u} \cdot 3 \varphi = \frac{6 P_1 \varphi}{u}$

$$M_1 = \frac{p_1 T^2}{2} - \frac{\Delta T^2}{4} = \frac{P_1 T^2}{u} \left(1 - \frac{\varphi}{2} \right) \quad \dots (32)$$

Die grösste Pressung ist hiernach $(1 + \varphi)$ mal, das grösste Moment $\left(1 - \frac{\varphi}{2} \right)$ mal so gross, wie bei gleichmässiger Druckvertheilung.

Die Gleichungen verlieren ihre Gültigkeit sobald $\Delta > p_1$ wird. An der Grenze ist $\Delta = p_1$, d. h. $3 \varphi = 1 + \varphi$; $\varphi = \frac{1}{2}$; $\frac{24 E'' J''}{c T^4} + \frac{11}{15} = 2$, woraus der Grenzwert $T_0 = \frac{4}{3} \sqrt[4]{\frac{6 E'' J''}{c}}$ folgt. Bei grösserem T hebt sich der äussere Theil

$$\left(= T - \frac{4}{3} \sqrt[4]{\frac{6 E'' J''}{c}} \right)$$

vom Boden ab und wird unwirksam. Man erhält die entsprechenden Werthe von p_1 und M_1 , wenn man die Grösse u für $T_0 = \frac{4}{3} \sqrt[4]{\frac{6 E'' J''}{c}}$ berechnet, und sodann in Gleichung 30) und 32) $\varphi = \frac{1}{2}$ setzt.

$$p_1 = \frac{3 P_1}{u} \quad \dots \dots \dots (30^a)$$

$$M_1 = \frac{3 P_1 T_0^2}{4 u} = \frac{P_1 T_0^2}{4} \quad \dots \dots \dots (32^a)$$

d. h. die grösste Pressung ist 1,5 mal, das grösste Moment $\frac{3}{4}$ mal so gross, wie bei gleichmässiger Druckvertheilung.

Betrachten wir nun den Fall, dass P_1 nicht in einem Punkte, sondern über die Breite des Schienenfusses vertheilt auf die Schwelle wirkt, so können auch hier die Werthe von p_1 und M_1 (Moment am Schienenrande) annähernd aus denen bei gleichmässiger Druckvertheilung durch Multiplikation mit $(1 + \varphi)$ bzw. $\left(1 - \frac{\varphi}{2} \right)$ erhalten werden. Für p_1 ist somit Gleichung 30), für M_1 die Gleichung

$$M_1 = \frac{P_1 t^2}{u} \left(1 - \frac{\varphi}{2} \right) \quad \dots \dots \dots (33)$$

anzuwenden, worin $u =$ Länge der unterstopften Strecke $= 2(T + T_1)$ ist.

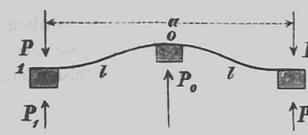
Bei vollständig unterstopften Querschwellen würde eine der bisherigen ähnliche Behandlungsweise zu umständliche Ausdrücke für die Anwendung ergeben. Es kommt noch hinzu, dass auch bei vollständig unterstopften Querschwellen eine gleichmässige Lagerung derselben keineswegs vorhanden ist, indem die mittlere Strecke weniger fest unterschlagen und die Bettung daselbst weniger dicht ist, dass daher auch das schärfste Rechenverfahren bei der Annahme γ überall gleich nur annähernde Ergebnisse liefern würde. Zu einfachen, für die Anwendung ausreichenden Ausdrücken gelangt man durch die Betrachtung, dass die wahren Werthe von p und M zwischen zwei Grenzwerten liegen müssen, welche $u = 2(T + T_1)$ und $u = L$ (Schwellenlänge) entsprechen. Schätzungsweise setzen wir für Normalspur $u = L - 20 \text{ cm}$ bis $u = L - 10$, und erhalten dann p_1 und M_1 aus den früheren Gleichungen. Dieses Verfahren ist etwa bis zu $L = 270 \text{ cm}$ anwendbar. Das Moment M_0 in Schwellenmitte ist unter gewöhnlichen Verhältnissen weniger gefährlich als M_1 und braucht daher nicht weiter in Betracht gezogen zu werden.

Was den Druck P_1 der Schiene auf die Schwelle anbelangt, so ist derselbe bei den üblichen Radständen a und Schwellenentfernungen l kleiner als der volle Raddruck P , in Folge der Druckvertheilung durch die steife Schiene.

Zur Ermittlung von P_1 setzen wir eine endlose Reihe ruhender Radlasten P voraus, deren Abstand a einmal gleich $2l$, ein andermal gleich $1,5l$ sein möge. Im ersteren Falle ist jeweils die zweite Schwelle durch ein Rad belastet. (Fig. 27.) Schneidet man ein Stück Schiene von Rad zu Rad heraus, so hat man einen wagerecht eingespannten Träger von der Länge $a = 2l$, welcher in der Mitte durch den vorläufig noch unbe-

kannten Schwellengegendruck P_0 belastet ist. Der Einfachheit wegen nehmen wir an, P_0 und P_1 wirkten als Einzelkräfte in

Fig. 27.



Schwellenmitte. Die Hebung des Punktes 0 gegen Punkt 1 ist sodann $\frac{P_0 l^3}{24 E' J'}$ wovon sich E' und J' auf die Schiene beziehen, und kann in geradem Verhältnisse zum Unterschiede der Schwellenbelastungen angenommen werden, also

$$\frac{P_0 l^3}{24 E' J'} = \frac{P_1 - P_0}{C}$$

da $P = P_0 + P_1$ ist, folgt hieraus

$$P_1 = P \left(1 - \frac{1}{2 + \frac{C l^3}{24 E' J'}} \right)$$

$$= P \left(1 + \frac{C l^3}{24 E' J'} \right) : \left(2 + \frac{C l^3}{24 E' J'} \right) \quad \dots (34)$$

die Verhältniszahl C ist nach ihrer Erklärung gleich $P_1 : y_1$, oder da $y_1 = \frac{\pi_1}{\gamma}$, $C = \frac{P_1 \gamma}{\pi_1} = \frac{P_1 c}{\pi_1}$ (35)

Bei gleichmässiger Lastvertheilung durch die Querschwellen ist $P_1 = \frac{P_1 u}{2} = \frac{\pi_1 b u}{2}$, also $C = \frac{c u}{2} = \frac{\gamma b u}{2}$ (35^a)

Bei Berücksichtigung der Schwellendurchbiegung erhält man $C = \frac{c u}{2(1 + \varphi)} = \frac{\gamma b u}{2(1 + \varphi)}$ (35^b)

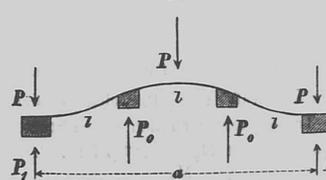
hierin ist $\gamma =$ Bettungsziffer, $u =$ unterstopfte Länge der Querschwellen, $b =$ Schwellenbreite, $\varphi =$ Werth der Gleichung 31.

Besitzt der Radstand den Werth $a = 1,5l$, so liefert die Betrachtung eines eingespannten Trägers von der Spannweite $a = 3l$, welcher durch $2 P_0$ und $-P$ belastet ist, (Fig. 28)

$$P_1 = \frac{3}{4} P \left(1 - \frac{2}{18 + \frac{C l^3}{E' J'}} \right)$$

$$= P \left(12 + \frac{3 C l^3}{4 E' J'} \right) : \left(18 + \frac{C l^3}{E' J'} \right) \quad \dots (36)$$

Fig. 28.



Gleichung 34 gibt als Grenzwerte für $J' = 0$ $P_1 = P$
 $J' = \infty$ $P_1 = \frac{1}{2} P$

Gleichung 36 gibt als Grenzwerte für $J' = 0$ $P_1 = \frac{3}{4} P$
 $J' = \infty$ $P_1 = \frac{2}{3} P$

Für Zwischenwerthe von J' liefert je nach den Verhältnissen Gleichung 34 oder 36 grössere Werthe von P_1 ; bei den üblichen Verhältnissen in der Regel Gleichung 36.

Gleichung 34 und 36 lassen sich auch bei Holzschwellen anwenden, wenn man statt $\frac{1}{C}$ die Grösse $\frac{1}{C} + \frac{1}{C_1}$, bzw. statt C

die Grösse $\frac{C C_1}{C + C_1}$ einführt. C_1 giebt den Einfluss der Holz-zusammenpressung unter dem Schienendrucke an, und kann annähernd gesetzt werden: $C_1 = \gamma_1 F_1$, wo $F_1 =$ Schienenlagerfläche und $\gamma_1 =$ Lagerwerthziffer ist, welche nach Weber's Versuchen im Mittel 70 auf 1 qcm beträgt.

Die dem grössten Momente (Gleichung 28, 29, 33) entsprechende Spannung der äussersten Faser ist nun

$$\sigma_1'' = \frac{M}{W''} \quad \dots \dots \dots (37)$$

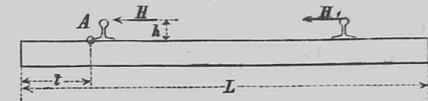
wo im Widerstandsmomente W'' eine etwaige Lochschwächung zu berücksichtigen ist.

Die Querspannungen und Ersatzspannungen der Querschwellen sind in gleicher Weise zu berechnen, wie bei den Langschwellen (Gleichung 8, 9, 10). Bei den üblichen Querschnittsabmessungen fallen dieselben jedoch geringer aus, als die Längsspannung der äussersten Faser (Gleichung 37) und bedürfen somit selten einer besonderen Berücksichtigung.

2. Wagerechte Belastungen.

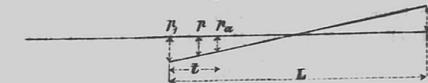
Dadurch dass die wagerechten Kräfte in der Höhe h über den Schwellen wirken, entstehen Momente, welche für eine stossende Achse $M = (H + H_1) h = Ph (\beta + \mu)$ (Fig. 29) betragen

Fig. 29.



worin μ die Reibungwerthziffer für Eisen auf Eisen $\left(= \frac{1}{7} \right)$ bedeutet. Ein solches Moment M muss von einer einzigen Querschwellen aufgenommen werden, da bei den üblichen Verhältnissen eine nennenswerthe Unterstützung durch die Nachbarschwellen nicht stattfindet.

Fig. 30.



Näherungsweise kann gesetzt werden (Fig. 30)

$$\text{Bettungsdruck } p_1 = \frac{6 M}{L^2}; \quad p_a = \frac{\sigma M}{L^2} \left(1 - \frac{2t}{L} \right);$$

$$\text{Mittlerer Druck } p = \frac{6 M}{L^2} \left(1 - \frac{t}{L} \right)$$

$$\text{Moment im Punkte A (Fig. 29) } M_2 = \frac{p t^2}{2} = 3 M \left(1 - \frac{t}{L} \right) \frac{t^2}{L^2}$$

$$= 3 Ph (\beta + \mu) \left(1 - \frac{t}{L} \right) \frac{t^2}{L^2} \quad \dots \dots \dots (38)$$

Die entsprechende Spannung ist $\sigma_2'' = \frac{M_2}{W''} \quad \dots \dots \dots (39)$

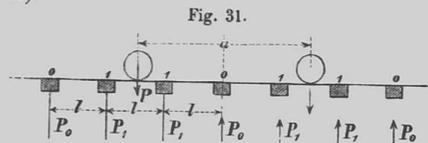
Gesamt-Beanspruchung der Querschwellen.

$$\sigma'' = \sigma_1'' + \sigma_2'' \text{ (Gleichung 37 und 39) } \dots (40)$$

b) Schiene.

1. Lothrechte Belastungen.

Die Entfernung der Räder des Belastungszuges sei $a = 3l$. Ein Schienenstück von genannter Länge kann als eingespannter Träger mit den Belastungen $P, -P_1 - P_1$ betrachtet werden (Fig. 31).



Die Schwellengegendrücke P_0 und P_1 werden vorerst in Schwellenmitte vereinigt angenommen.

Man hat nun $P_0 = P - 2P_1$; Spannungsmoment

$$M_0 = \frac{3Pl}{8} - \frac{2P_1l}{3}$$

Zur Bestimmung von P_1 ist die Senkung des Punktes 1 gegen Punkt 0 in geradem Verhältnisse zum Unterschiede der Drücke in beiden Punkten anzusetzen (Fig. 31)

$$E'J'(y_1 - y_0) = \frac{5Pl^3}{48} - \frac{P_1l^3}{6} = \frac{E'J'(P_1 - P_0)}{C}$$

worin C aus Gleichung 35 zu entnehmen ist.

Man erhält

$$P_1 = \frac{P}{3} \left(\frac{144 E'J'}{C l^3} + 15 \right) : \left(\frac{144 E'J'}{C l^3} + 8 \right) = \frac{P 8 \psi + 5}{8 3 \psi + 1}$$

worin $\frac{6 E'J'}{C l^3} = \psi$ gesetzt wurde. (41)

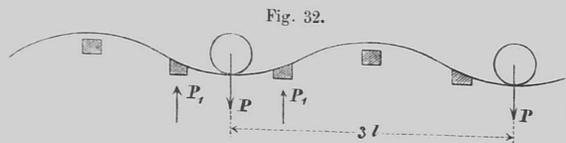
$$M_0 = \frac{3Pl}{8} - \frac{2}{3} P_1 l = \frac{Pl(11\psi - 1)}{24(3\psi + 1)}$$

Moment in der Mitte $M_1 = -M_0 + \frac{3Pl}{4} - P_1 l$

$$= \frac{Pl}{24} \left(\frac{19\psi + 4}{3\psi + 1} \right) = \frac{Pl}{72} \left(19 - \frac{7}{3\psi + 1} \right) \dots (42)$$

Vorstehende Gleichungen verlieren ihre Gültigkeit, sobald $P_0 < 0$ wird. Nun ist $P_0 = P - 2P_1 = P \frac{4\psi - 1}{12\psi + 4}$, wird also gleich Null für $\psi = \frac{1}{4}$. Bei kleinerem ψ hebt sich, wenn man wie bisher vom Eigengewichte des Oberbaues absieht, die Mittelschwelle vom Boden ab. Man erhält für diesen Fall (Fig. 32)

$$P_1 = \frac{P}{2}; M_1 = \frac{5Pl}{24} \dots (42a)$$



Die Grenzwerte von M_1 sind:

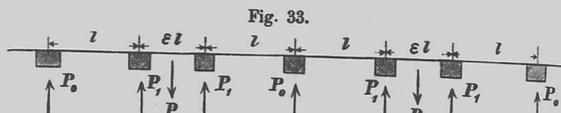
für $\psi = \infty$ $M_1 = \frac{19}{72} Pl = 0,264 Pl$

für $\psi = \frac{1}{4}$ $M_1 = \frac{5Pl}{24} = 0,208 Pl$

Die Spannung in der äussersten Faser beträgt

$$\sigma_1' = \frac{M_1}{W'} \dots (43)$$

Das Moment, welches die Laschen auszuhalten haben setzen wir näherungsweise gleich dem Momente, welches die ungestosene Schiene unter sonst gleichen Verhältnissen erleiden würde. (Siehe hierüber Anmerkung 3.)



Legt man der Berechnung die Schwelleneintheilung und Laststellung der Fig. 33 zu Grunde, so erhält man ähnlich wie oben

$$M_0 = \frac{2 + \epsilon}{8} Pl - P_1 \frac{l(1 + \epsilon)}{2 + \epsilon}$$

$$P_1 = \frac{P}{3} \left(\psi + \frac{2 + 3\epsilon}{8} \right) : \left(\psi + \frac{1 + 2\epsilon}{6 + 3\epsilon} \right)$$

Moment unter dem Rade

$$m_1 = \frac{Pl}{8} \left[2 + \epsilon - \frac{8\psi + 2 + 3\epsilon}{(6 + 3\epsilon)\psi + 1 + 2\epsilon} \right] \dots (44)$$

Formel 44 wird ungültig für $P_0 = 0$ d. h. für $\psi = \frac{3\epsilon^2}{4(2 + \epsilon)}$

Für kleinere ψ ist $P_1 = \frac{P}{2}; m_1 = \frac{Pl}{8} \frac{4 + \epsilon}{2 + \epsilon} \dots (45)$

Bezeichnet man das Widerstandsmoment beider Laschen mit w , so ist die grösste Spannung derselben $\sigma_1 = \frac{m_1}{w} \dots (46)$

Aus Gleichung 44 erhält man beispielsweise für $\psi = 1$ und $\epsilon = 0,6$ den Werth $m_1 = 0,178 Pl$, während das Moment in einem Mittelfelde von der Länge l unter sonst gleichen Verhältnissen den Werth $M_1 = 0,24 Pl$ besitzt. Das Verhältnis $m_1 : M_1$ ist somit rund $\frac{3}{4}$. Da die Lagerung der Schiene auf den Schwellen nicht in einem Punkte sondern auf eine gewisse Breite stattfindet, fallen die Biegemomente tatsächlich etwas geringer aus, als vorstehend berechnet. Man kann diesem Umstände genau genug dadurch Rechnung tragen, dass man in den Formeln 42, 42a und 44 unter l die Stützweite der Schiene versteht (etwa = Entfernung der Schwellenmittel verkleinert um die halbe Länge der Lagerfläche).

Für Holzschwellen ist in Gleichung 41 $\frac{1}{C} + \frac{1}{C_1}$ statt $\frac{1}{C}$ einzuführen.

2. Wagerechte Belastungen.

Die wagerechte Kraft $H = \beta P$, welche in der Mitte eines durchlaufenden Trägers mit unendlich vielen Stützen wirkt, erzeugt daselbst ein Moment $M_2 = 0,17 \beta Pl \dots (47)$

welchem die Spannung $\sigma_2' = \frac{M_2}{W_0'}$ entspricht; (48)

darin bezieht sich das Widerstandsmoment W_0' auf die lothrechte Schwerpunktsachse. Für die Berechnung der Laschen erhält man als Moment zwischen den Stösschwellen

$$m_2 = \frac{\beta Pl \epsilon}{8} \left(1 + \frac{1,73}{1,73 + 3\epsilon} \right) \dots (49)$$

die zugehörige Spannung ist $\sigma_2 = \frac{m_2}{w_0} \dots (50)$

Unter l ist in vorstehenden Formeln die Stützweite in wagerechter Beziehung zu verstehen, welche sich bei Verwendung von Unterlagsplatten mit Randleisten ziemlich erheblich geringer als die Entfernung der Schwellenmittel ergibt. Bei Stuhlschienen kommt hinzu, dass die Schiene als theilweise eingespannt betrachtet werden kann, so dass M_2 einen mittleren Werth zwischen Gleichung 47 und $M_2 = \frac{\beta Pl}{8}$ annimmt.

Gesamt-Beanspruchungen:

Schiene $\sigma' = \sigma_1' + \sigma_2'$ (Gleichung 43 und 48) . . . (51)

Lasche $\sigma = \sigma_1 + \sigma_2$ (Gleichung 46 und 50) . . . (52)

Je nach der Querschnittsform können die grössten Spannungen entweder im Fusse oder im Kopfe der Schiene auftreten; bei den in Deutschland üblichen Schienenquerschnitten ist meist der Schienenfuss am ungünstigsten beansprucht.

Stellt man die Bedingung, dass Kopf und Fuss gleiche grösste Spannungen erleiden sollen, so ergibt sich hierfür folgende Höhenlage des Schwerpunktes (Fig. 23).

Für den Kopf ist $\sigma_2 = \frac{M e_2}{J} + \frac{m b_2}{2i}$

< > Fuss $\sigma_1 = \frac{M e_1}{J} + \frac{m b_1}{2i}$

darin bedeutet:

- M das Moment der lothrechten Lasten,
- J das zugehörige Trägheitsmoment,
- m das Moment der wagerechten Lasten,
- i dazugehöriges Trägheitsmoment.

Aus $\sigma_1 = \sigma_2$ folgt $e_2 - e_1 = \frac{b_1 - b_2 m J}{2 M i} \dots (53)$

Für $b_1 = b_2$ erhält man das selbstverständliche Ergebnis $e_2 = e_1$ (Stuhlschienen).

Bei breitfüssigen Schienen, wo $b_1 > b_2$, ist $e_2 > e_1$ d. h., der Schwerpunkt muss der Unterkante näher liegen.

Gleichung 53 kann man auf folgende Form bringen

$$1 - \epsilon = (1 - \beta) \frac{\sigma_1''}{\sigma_2''} \dots (54)$$

worin $\epsilon = \frac{e_1}{e_2}$; $\beta = \frac{b_2}{b_1}$; $\sigma_2'' =$ Spannung des Kopfes durch das lothrechte Moment, $\sigma_1'' =$ Spannung des Fusses durch das wagerechte Moment.

Beispielsweise ergibt sich für $\sigma_2'' = 900 \text{ kg}$, $\sigma_1'' = 600 \text{ kg}$, $\beta = 0,6$ $1 - \epsilon = 0,27$, $\epsilon = 0,73$.

Für $e_1 + e_2 = 13,0$ folgt hieraus $e_1 = 7,5 \text{ cm}$ $e_2 = 5,5 \text{ cm}$.

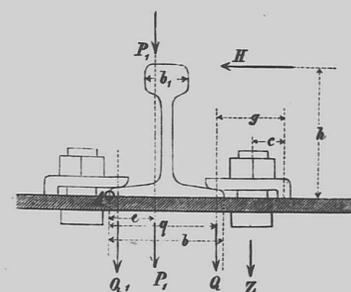
Der Schwerpunkt muss somit 1 cm unterhalb der Mitte liegen, wenn bei den gemachten Annahmen Kopf und Fuss gleiche grösste Spannungen erleiden sollen.

c) Schienenbefestigungen.

Die Befestigung der Schienen auf den Schwellen muss stark genug sein, um der in der Höhe h über den Schwellen wirkenden wagerechten Kraft H , welche durch ein Drehmoment Hh in Verbindung mit einer in Schwellenoberkante wirkenden Kraft H sich ersetzen lässt, Widerstand leisten zu können.

Von den verschiedenen Befestigungsarten soll im Folgenden nur die gewöhnliche Klemmplattenbefestigung näher betrachtet werden (Fig. 34).

Fig. 34.



Die Beanspruchung der Befestigungstheile hängt wesentlich von der Ausführung der Verbindung ab, d. h. von der Frage, ob die Schraubenbolzen mit oder ohne Spannung eingesetzt wurden. Legt man letzteren Fall zu Grunde, so ergibt das Gleichgewicht der Drehmomente um den äusseren Schienenrand (A Fig. 34)

$$(Hh - P_1 e) = Qq, \quad Q = \frac{Hh - P_1 e}{q}$$

wenn man den Einfluss des äusseren Klemmplättchens vernachlässigt, mit P_1 den Druck zwischen Schiene und Rad, mit Q den Druck zwischen Schiene und innerem Klemmplättchen bezeichnet und annimmt, dass eine Befestigung das ganze Drehmoment aufzunehmen habe.

Der Zug im Schraubenbolzen ist, Beanspruchung in der Mittellinie vorausgesetzt, $Z = \frac{Qg}{c}$.

Mit Rücksicht auf Achsentlastungen ist $P_1 = \sim 0,7 P$, worin P die Radlast bedeutet, zu setzen; $e = \sim \frac{b}{2} - 0,2 b_1$. Um besonders starken Seitenstössen Rechnung zu tragen soll $H = 2 \beta P$ gesetzt werden, worin β die früher angegebenen Werthe besitzt.

Der Zug im Schraubenbolzen wird dann

$$Z = \frac{P(2\beta h - 0,7e)g}{qc} \dots (55)$$

Bolzenspannung im Gewinde $\sigma = \frac{Z}{F_1} \dots (56)$

$F_1 =$ Querschnitt im Gewinde.

Die in Schwellenoberkante versetzte wagerechte Kraft H wird durch die Reibung R zwischen Schiene und Schwelle aufgenommen, so lange $H < R$. Für $H > R$ tritt der äussere Bolzen in Wirksamkeit und erhält eine Schubkraft $T = H - R$.

R ist bei fest angezogenen Schraubenbolzen so gross, dass auf den Bolzen gar keine oder nur eine geringe Schubkraft entfällt; zur Sicherheit möge jedoch die Zugspannung der Bolzen bei Berechnung von R vernachlässigt werden, so dass $R = \mu P_1$ etwa $= 0,1 P$

$$T = H - R = (2\beta - 0,1) P \text{ wird. } \dots (57)$$

Die Schubspannung im Bolzen ist dann

$$\tau = \frac{T}{F} = \frac{(2\beta - 0,1) P}{F} \dots (58)$$

worin F den vollen Bolzenquerschnitt bezeichnet.

Anhang.

Bei Aufstellung der Formeln für Langschwelenbauten war als Normalbelastung eine unbegrenzte Reihe von gleichschweren Rädern in gleichen Entfernungen a vorausgesetzt worden. Es können jedoch während des Betriebes Belastungsarten auftreten, welche noch grössere Biegemomente im Strange hervorrufen, wie dies z. B. unter stark belasteten Vorderrädern einer begrenzten Radreihe oder von Radgruppen der Fall ist.

Setzt man als Belastung eine Reihe gleichartiger, regelmäßiger Radgruppen voraus, wobei die Zahl der Räder in einer Gruppe $= n$, die Radentfernung innerhalb der Gruppe $= a$, die Länge der Zwischenstrecke $= 4\lambda_1$, so würde man unter der Annahme, dass die Senkung y bzw. der Bodendruck p innerhalb der Radgruppe durch die Ordinaten einer wagerechten Geraden, in der Zwischenstrecke durch kongruente Parabelstücke dargestellt werden könne, ähnlich wie früher erhalten,

$$4\lambda_1 = 4 \sqrt[4]{\frac{6 EJ}{c}} = 4 \sqrt[4]{\frac{6 EJ}{b\gamma}} \dots (59)$$

falls die Senkung im Punkte o (Fig. 36) der Langschwelle grade gleich Null wird.

Fig. 36.



Ferner ergibt sich der Bodendruck im Punkte 1 zu

$$p_1 = \frac{Pn}{2\lambda_1 + (n-1)a} \dots (60)$$

das Moment im Punkte 1 zu

$$M_1 = 11 P \lambda_1^2 \left[48 \frac{\lambda_1}{n} + 24 \frac{n-1}{n} a \right] \dots (61)$$

Für $n = 1$ erhält man die frühere Gleichung 5,

$$M_1 = \frac{11 P \lambda_1^2}{48}, \text{ und } p_1 = \frac{P}{2\lambda_1} \dots (62)$$

für $n = 4$, $M_1 = \frac{11 P \lambda_1^2}{12\lambda_1 + 18a}$, $p_1 = \frac{4P}{2\lambda_1 + 3a}$;

Ist $a = 2\lambda_1$, so wird für jedes n : $M_1 = \frac{11 P \lambda_1^2}{48}$.

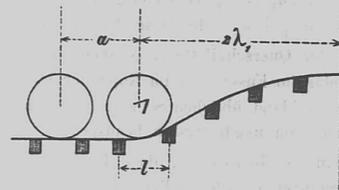
Für $n > 1$ und wachsende λ_1 liefert Gleichung 61 zu grosse Werthe von M_1 in Folge der hier nicht mehr ganz zutreffenden Annahme über die Gestalt der durchgebogenen Schiene. Es erscheint daher angezeigt, von dem Gebrauche der Formeln für $n > 1$ abzusehen und allgemein zur Ermittlung der unter einem Vorderrade eintretenden Verhältnisse Gleichung 62 anzuwenden, während die früher entwickelten Formeln 1 und 4 für den Belastungszustand unter einem Mittelrade beibehalten werden sollen.

Zu bemerken ist, dass sich Gleichung 62 gegenüber den Aenderungen von γ und J weit empfindlicher erweist, als Gleichung 4.

Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens. Neue Folge. XXV. Band. 4. Heft 1888.

In ähnlicher Weise können auch die Schienen von Querschwellenoberbauten durch die Vorderräder stärker beansprucht werden, als bei der früher angenommenen Belastungsweise (Fig. 37). Denkt man sich, um den fraglichen Fall

Fig. 37.



auf den vorhergehenden zurückzuführen, die Querschwellen durch Langschwelen von gleicher wirksamer Druckfläche ersetzt, so ergibt sich für letztere eine Breite $b' = \frac{bu}{2l}$ wenn man gleichmässige Druckvertheilung auf die unterstopfte Länge u der Querschwellen voraussetzt. Nimmt man auf die Durchbiegung der Querschwellen Rücksicht, so ist zu setzen $b' = \frac{bu}{2l(1+\varphi)}$, wo die Ziffer φ aus Gleichung 31, Seite 104 zu entnehmen ist.

Die Länge der Zwischenstrecke $4\lambda_1$ folgt dann aus Gleichung 59 zu $4\lambda_1 = 4 \sqrt[4]{\frac{12 EJl(1+\varphi)}{bu\gamma}} \dots (63)$

welche Gleichung man auch schreiben kann

$$4\lambda_1 = 4 \sqrt[4]{\frac{6 EJl}{c}} = 4l \sqrt[4]{\psi} \dots (63^a)$$

da nach Gleichung 35^b, $C = \frac{\gamma bu}{2(1+\varphi)}$ und nach Gleichung 41,

$$\psi = \frac{6 EJ}{C^3}$$

Das Moment M_1 unter dem Vorderrade 1 unterscheidet sich von dem entsprechenden Werthe M_1' der bezüglich der Druckfläche gleichwerthigen Langschwelle hauptsächlich dadurch, dass die Bodendrucke bei letzterer stetig vertheilt sind, während sie beim Querschwellenbau nur streckenweise, bzw. in einzelnen Punkten vereinigt wirken. Hierdurch wird M_1 grösser als M_1' . Der Mehrbetrag kann näherungsweise von der Grösse $p_1 l^2$ abhängig gemacht, also $= \alpha p_1 l^2$, gesetzt werden. Für $n = 1$ ergeben die Gleichungen 62: $M_1' = \frac{11 P \lambda_1^2}{48}$ und $p_1 = \frac{P}{2\lambda_1}$, somit

$$M_1 = \frac{11 P \lambda_1^2}{48} + \frac{\alpha P l^2}{\lambda_1}$$

Die Werthziffer α ist aus der Bedingung zu bestimmen, dass für $\lambda_1 = \frac{1}{4} \cdot 3l$ das Moment nach Gleichung 42^a (S. 106) $M_1 = \frac{5 Pl}{24}$ sein muss.

Hieraus ergibt sich $\alpha = \frac{1,31}{48}$, also

$$M_1 = \frac{P}{48} \left(11 \lambda_1 + 1,31 \frac{l^2}{\lambda_1} \right) \dots (64)$$

$$= \frac{Pl}{48} \left(11 \sqrt[4]{\frac{6 EJ l}{c}} + 1,31 \sqrt[4]{\frac{c l^3}{6 EJ}} \right)$$

Gleichung 64 ist anzuwenden, so lange $\lambda_1 > \frac{3}{4} l$; für kleinere λ_1 tritt Gleichung 42^a an ihre Stelle.

Das Moment m_1 zwischen 2 Stosswellen vom Abstände ϵl wird geringer als das für überall gleiche Schwellenentfernung 1 entwickelte Moment M_1 der Gleichung 64, erstens weil die Schiene hier weniger weit frei liegt und zweitens, weil die enger liegenden Stosswellen bei gleicher Grundfläche grösseren Widerstand gegen Einpressen bieten und daher einen grösseren Theil der Radlast aufnehmen, als im früheren Falle. Mit Rücksicht auf ersteren Punkt ist in Gleichung 64 ϵl statt 1 einzusetzen. Dem zweiten Punkte soll dadurch Rechnung getragen werden, dass statt $\frac{11 P \lambda_1}{48}$ die Grösse $(P-T) \frac{11 \lambda_1}{48}$ eingeführt wird,

wo T schätzungsweise $= \alpha \cdot (1-\epsilon) \frac{Pl}{\lambda_1}$ angenommen werden kann.

Es ergibt sich hieraus

$$m_1 = P \left(\frac{11}{48} \lambda_1 + \frac{1,31 \epsilon^2 l^2}{48 \lambda_1} - \frac{\alpha (1-\epsilon) 11 l}{48} \right)$$

Die Werthziffer α ist derart zu bestimmen, dass im Grenzfall die Zahlenwerthe der Gleichung 45 (Seite 106) erscheinen. Innerhalb der Grenzen der Anwendung, d. h. von $\epsilon = 0,5$ bis $\epsilon = 1$, kann $\alpha = 0,34$ gesetzt werden, somit

$$m_1 = \frac{P}{48} \left(11 \lambda_1 + \frac{1,31 \epsilon^2 l^2}{\lambda_1} - 3,74 (1-\epsilon) l \right) \dots (65)$$

Mit wachsendem λ_1 wächst auch das Verhältnis $m_1 : M_1$; für $\lambda_1 = \infty$, d. h. $J = \infty$ oder $\gamma = 0$ wird $m_1 : M_1 = 1$.

Bei den üblichen Verhältnissen ist λ_1 selten grösser als $\sim 1,2l$ hiefür wird $\frac{m_1}{M_1} = \text{rund } 0,85$, wenn $\epsilon = 0,6$.

Anmerkung 1. Ueber die Zahlenwerthe von c bzw. γ sind nur spärliche Angaben vorhanden. Dieselben stützen sich in der Hauptsache auf die Versuche Weber's (Stabilität des Eisenbahngefüges, 18. Versuchsreihe), wonach Holzschwellen von 0,214 m mittlerer Breite durch Achslasten von 12 Tonnen mindestens 0,05 cm, höchstens 0,65 cm in die Bettung eingedrückt wurden. Unter der Annahme, dass die Schwellen gleichmässig unterschlagen waren, werden hieraus die Grenzwerte $\gamma = 3,7$ und $\gamma = 45$ berechnet. Hierbei ist jedoch auf den Einfluss der Lastübertragung durch die Schiene keine Rücksicht genommen, welcher mindestens zu 25 % geschätzt werden darf, so dass die entsprechenden Grenzwerte von γ jedenfalls nicht über 3 und 33 steigen.

Vorstehende Ergebnisse sind gewissermassen nur als Nebenergebnisse der Versuche über die Pressbarkeit der Holzschwellen erhalten worden; es fehlt daher jede besondere Angabe über Art und Zustand der Bettung, so dass ein Urtheil über den Einfluss dieser Umstände auf die Zahlenwerthe von γ , sowie eine Erklärung der so bedeutenden Verschiedenheit der Grenzwerte nicht möglich ist.

Hoffmann führt in seiner Schrift »der Langschwelenbau der Rheinischen Eisenbahn« als Ergebnis von Ermittlungen der Rheinischen Bahn für γ den Werth 16 an, ohne jedoch nähere Angaben über die begleitenden Umstände beizufügen.

In Glaser's Annalen 1882 veröffentlicht Haarman Versuchsergebnisse über die Senkungen verschiedener Oberbauten unter der Einwirkung zweiachsiger Fahrzeuge von 15 Tonnen

Achsbelastung. Die Bettung bestand aus feinkörnigem, mit etwas Thon durchsetztem Sande. Das Gleis war vor dem Befahren zweimal sorgfältig durchgestopft worden. Auf Grund der mitgetheilten Beobachtungen ergeben sich als annähernde Mittelwerthe

$$\gamma = 1,7 \text{ für das erstmalige Befahren,} \\ = 3 \text{ nach zwanzigmaligem Befahren.}$$

Zimmermann theilt im Centralblatte d. Bauverw. 1887 mit, dass nach den auf den Reichseisenbahnen angestellten Beobachtungen $\gamma = 3$ für Kiesbettung ohne Packlage und $\gamma = 8$ für Kiesbettung mit Packlage zu setzen sei.

Wir nehmen vorläufig für γ folgende Grenzwerte an:

$$\gamma = 3 \text{ (Bettung aus Sand),} \\ \gamma = 30 \text{ (Bettung aus härtestem Schotter, bester Zustand).}$$

Als allgemeinen Mittelwerth setzen wir $\gamma = 8$.

Bei gefrorenem Boden tritt im Allgemeinen eine Erhöhung des Werthes von γ ein, worüber jedoch Beobachtungen vollständig fehlen.

Zu bemerken ist noch, dass auch die Schwellenform von Einfluss auf c ($= b\gamma$) ist, insofern bei solchen Querschnitten, welche nur schwer oder gar nicht gleichmässig unterstopft werden können, nur ein Theil der Breite b in Wirksamkeit tritt, welcher in jedem einzelnen Falle schätzungsweise in die Rechnung einzuführen ist.

Anmerkung 2. Die genauen Formeln Winkler's für Langschwelen lauten:

$$p_1 = \frac{Pk e^{2kl} - e^{-2kl} + 2 \sin 2kl}{2 e^{2kl} + e^{-2kl} - 2 \cos 2kl} \\ p_0 = \frac{Pk (e^{kl} + e^{-kl}) \sin kl + (e^{kl} - e^{-kl}) \cos kl}{e^{2kl} + e^{-2kl} - \cos 2kl} \\ M_1 = \frac{P e^{2kl} - e^{-2kl} - 2 \sin 2kl}{4k e^{2kl} + e^{-2kl} - 2 \cos 2kl} \dots (A)$$

wo $k = \sqrt[4]{\frac{\gamma b}{4 EJ}}$, $l = \text{halber Radstand} = \frac{a}{2}$

Für $p_0 < 0$ verlieren die Formeln ihre Gültigkeit.

Als Näherungswerte giebt Winkler

$$p_1 = \frac{P}{2} \sqrt[4]{\frac{\gamma b}{4 EJ}} \\ M_1 = \frac{P}{4} \sqrt[4]{\frac{EJ}{\gamma b}} \dots (B)$$

wobei der Gültigkeitsbezirk dieser Formeln zwischen

$$l = \sqrt[4]{\frac{\gamma b}{4 EJ}} \text{ und } l = 2,356 \sqrt[4]{\frac{\gamma b}{4 EJ}}$$

liegt; dieselben stimmen mit den Gleichungen 3^a und 5 (Seite 100), welche sich auf den Grenzwert $\varphi = 1$ beziehen, in der Form vollständig überein und unterscheiden sich von jenen nur durch etwas abweichende Werthziffern. Es geht hieraus hervor, dass die Winkler'schen Formeln B nicht sowohl Näherungswerte der Formeln A für beliebigen Radstand $2l$, als für den Grenzwert $p_0 = 0$ darstellen. Sie sind hiefür an keine Gültigkeitsgrenzen gebunden. Nach dem im Anhang gesagten, verdient die Formel B zur Berechnung des grössten Momentes den Vorzug vor der entsprechenden Formel A.

Anmerkung 3. Bei Aufstellung der Gleichungen 44—46 (Seite 106) war angenommen worden, dass die Laschen dasselbe grösste Moment auszuhalten haben, wie die ungestossene Schiene unter sonst gleichen Verhältnissen. Es setzt dies voraus, dass innerhalb der Stossverbindung Schiene und Lasche gleich grosse Durchbiegungen erleiden, und dass von dem Einflusse des vergrösserten Trägheitsmomentes abgesehen wird.

Berücksichtigt man letzteren Einfluss, so erhält man für den gewöhnlichen Fall, dass die Laschen über das ganze Feld ϵl reichen, in ähnlicher Weise wie früher, Moment in Feldmitte

$$m_1 = \frac{P_1}{8(2 + \epsilon v)} \left[4 + 4\epsilon + \epsilon^2 v - \frac{8\psi(2 + \epsilon v) + 4 + 8\epsilon v + 3\epsilon^2 v}{3\psi(2 + \epsilon v) + 1 + 2\epsilon v} \right] \quad (66)$$

Hierin bezeichnet v das Verhältnis $J' : (J' + i)$, wo $i =$ Vergrösserung des Trägheitsmomentes der ganzen Verbindung gegenüber dem der Schiene (J') ist. Bei Vernachlässigung der Reibung zwischen Schiene und Lasche wird $i =$ Trägheitsmoment beider Laschen.

Setzt man $v = 1$, so erhält man wieder Gleichung 44. Für $v = 1$ ergeben sich Werthe von m_1 , welche die der Gleichung 44 übertreffen.

Die Voraussetzung gleicher Durchbiegung, bzw. gleicher Krümmung, von Schiene und Laschen ist nun, auch bei der besten Laschenanordnung, niemals vollkommen erfüllt, da hierzu im Allgemeinen die Wirkung unendlich grosser Kräfte an den Laschen- und Schienenenden erforderlich wäre, welchen das Material keinen Widerstand leisten könnte. Die Laschen und Schienen werden vielmehr durch das Bestreben, die widerstrebenden Glieder der Verbindung in die Krümmung der Nachbartheile zu zwingen, Einpressungen in lothrechter Richtung erleiden, so dass trotz fester Anlage der Laschen eine Gleichheit der Durchbiegung bzw. Krümmung beider Achsen an den Schienenenden und Laschenenden nicht mehr stattfindet. In Folge dessen fällt der wahre Werth des Laschenmomentes m_1 kleiner aus, als obige Gleichung 66 angiebt, so dass es in der Regel genügen dürfte, die kleineren Werthe der Gleichung 44 für die Anwendung zu gebrauchen.

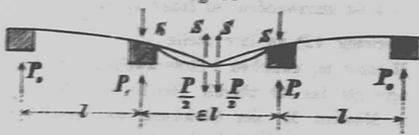
Ist die Laschenverbindung mangelhaft, findet namentlich im unbelasteten Zustande keine vollkommene Berührung zwischen Schiene und Lasche statt, so ist die Beanspruchung der Lasche geringer als vorstehend berechnet und kann im Grenzfall bis auf Null sinken. Einen oberen theoretischen Grenzwert derselben erhält man unter der Annahme, dass Schiene und Laschen sich nur in der Laschenmitte oben, und an den Laschenenden unten berühren, und dass eine wagerechte Reibung an den Anlageflächen nicht auftritt.

Besitzt die Lasche die Länge des Feldes ϵl , und sind Schwellentheile und Laststellung die gleichen wie früher, so ändert die Betrachtung des auf Schwelle o wagerecht eingelegten Schienenstückes (Fig. 38), Moment auf Schwelle 1

$$M_1 = \left(\frac{P}{2} - S \right) \frac{\epsilon l}{2}; M_0 = M_1 + \left(\frac{P}{2} - P_1 \right) l,$$

wenn man mit S den Druck der Laschenenden auf die Schiene bezeichnet. Die Senkung von Schwelle 1 gegen Schwelle o ist

Fig. 38.



$$E'J'\delta_1 = \frac{(P_1 - P_0)E'J'}{C} = \frac{l^2}{6}(2M_0 + M_1)$$

woraus in Verbindung mit $P = P_0 + 2P_1$ erhalten wird:

$$P_1 = \frac{P(\psi + 1 + 0,75\epsilon)}{3\psi + 2} = \frac{1,5\epsilon \cdot S}{3\psi + 2}$$

wenn man wie früher $\frac{6E'J'}{Cl^2} = \psi$ setzt.

Ähnlich ergibt sich die Senkung des Schienenendes gegen Schwelle o

$$E'J'\delta_2 = \frac{l^2}{6} [M_0(2 + 1,5\epsilon) + M_1(1 + 1,5\epsilon + 0,5\epsilon^2)]$$

Durchbiegung der Lasche $e i \delta = \frac{S\epsilon^3 l^3}{24}$, wo e und i Elastizitätsmodul und Trägheitsmoment der Lasche bezeichnen.

Da $\delta = \delta_2 - \delta_1$, erhält man mit $\frac{EJ}{ei} = \gamma$,

$$P_1 = \frac{P(3 + 3\epsilon + 0,5\epsilon^2)}{6} - \frac{S(6\epsilon + \epsilon^2 + \epsilon^2\eta)}{6}$$

Durch Gleichsetzen der zwei Werthe von P_1 ergibt sich schliesslich

$$m_1 = \frac{S\epsilon l}{2} = \frac{Pl}{2} \frac{1,5\epsilon + \epsilon^2 + \psi(3 + 9\epsilon + 1,5\epsilon^2)}{3 + 2\epsilon(1 + \eta) + \psi(18 + 3\epsilon(1 + \eta))} \quad (67)$$

Gleichung 67 liefert zu grosse Werthe, da die zu Grunde liegenden ungünstigen Voraussetzungen bei den üblichen Anordnungen nicht eintreten können.

Für $\psi = 1$ und $\epsilon = 0,6$ ergeben die Gleichungen 44, 66 und 67 folgende Werthe:

Gleichung 44: $m_1 = 0,178 Pl$; $m_1 : M_1 = 0,75$
 < 66: $v = 0,5$; $m_1 = 0,196 Pl$; $m_1 : M_1 = 0,82$
 < 67: $\eta = 1$; $m_1 = 0,189 Pl$; $m_1 : M_1 = 0,79$

Das Moment der freien Schiene wurde hierbei nach Gleichung 42 $M_1 = 0,24 Pl$ gesetzt.

Berücksichtigt man auch bezüglich der wagerechten Kräfte die Verstärkung des Trägheitsmomentes innerhalb der Stossverbindung, so erhält man statt Gleichung 49 folgende Gleichung:

$$m_2 = \frac{\beta P \epsilon l}{8} \left(1 + \frac{1,73}{1,73 + 3\epsilon v} \right) \quad (68)$$

Bei der Annahme, dass Laschen und Schienen nur in Laschenmitte und an den Laschenenden in Berührung sind, ergibt sich $m_2 = \frac{\beta P \epsilon l}{4} \left(1 - \frac{\epsilon \eta}{1,73 + \epsilon(1 + \eta)} \right) \quad (69)$

Für $\epsilon = 0,6$, $v = 0,5$, $\eta = 1$ liefern die Gleichungen 49, 68 und 69 folgende Werthe:

Gleichung 49: $m_2 = 0,11 \beta Pl$; $m_2 : M_2 = 0,65$
 < 68: $m_2 = 0,124 \beta Pl$; $m_2 : M_2 = 0,73$
 < 69: $m_2 = 0,12 \beta Pl$; $m_2 : M_2 = 0,70$

wobei nach Gleichung 47 $M_2 = 0,17 \beta Pl$.

Das Verhältnis der Widerstandsmomente von Laschen und Schiene in abgenutztem Zustande $w : W$ muss bei gleichem Materiale mindestens so gross sein, wie das Verhältnis der Angriffsmomente $m : M$. Der Einfachheit wegen kann man für die vollen Querschnitte $w : W = m : M$ setzen, wobei die Laschen

etwas stärker ausfallen als unbedingt erforderlich, wenn man nicht überhaupt vorzieht, $w = W$ anzunehmen.

Bei Langschwellenbauten führt die Annahme, dass die Laschenverbindung und der freie Strang annähernd gleiche grösste Momente auszuhalten haben auf die Forderung $w = W$. Nur wenig grössere Werthe des Laschenmomentes m_1 erhält man unter der allzu ungünstigen Voraussetzung, dass die Laschen den Strang nur in ihrer Mitte und an den Enden berühren.

Fig. 39.



Bei vorkizzirter Laststellung (Fig. 39) ist die Senkung von Punkt 1 des Stranges gegen Punkt 2

$$EJ\delta = c \cdot \text{tg } \alpha + \int_0^c Mx dx,$$

wo $\alpha =$ Tangente im Punkte 2 ist.

Nimmt man an, dass die Bodenpressungen durch die Stossverbindung nicht wesentlich geändert werden, bezeichnet mit m das Moment eines von P bis P frei aufliegenden Trägers in Folge der Bodenpressungen, mit S den Druck der Laschenenden auf den Strang, so wird $\text{tg } \alpha = \int_0^{2\lambda} m dx - \int_0^c m dx - \int_c^{2\lambda} S \cdot c \cdot dx$, $\int_0^c Mx dx = \int_0^c m dx - \frac{Sc^3}{3}$. Setzt man ferner innerhalb der Integrale \int_0^c annähernd $m = \frac{Px}{2} - \frac{P_1 x^2}{2}$, wo $P_1 =$ Maximaldruck im Punkte 1, so erhält man

$$EJ\delta = c \int_0^{2\lambda} m dx - \frac{Pc^3}{12} + \frac{P_1 c^4}{24} - S \left(2c^2 \lambda - \frac{2c^3}{3} \right).$$

Andererseits ist für die Laschen $\delta = \frac{Sc^3}{3ei}$ oder

$$EJ\delta = \frac{Sc^3 EJ}{3ei} = \frac{Sc^3 \eta}{3}$$

Durch Gleichsetzen beider Ausdrücke für $EJ\delta$ ergibt sich

$$m_1 = Sc = \frac{\int_0^{2\lambda} m dx - \frac{Pc^2}{12} + \frac{P_1 c^3}{24}}{2\lambda - \frac{2c}{3} + \frac{c\eta}{3}}$$

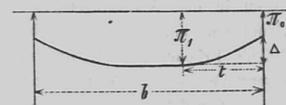
Nun ist, wenn M_1 das Moment im ungestossenen Strange bezeichnet, $M_1 = \frac{1}{2\lambda} \int_0^{2\lambda} m dx$. Setzt man ferner, einem Vorderrade entsprechend $\lambda = \lambda_1$, $P_1 = \frac{P}{2\lambda_1}$, so erhält man schliesslich

$$m_1 = \frac{M_1 2\lambda_1 - \frac{Pc^2}{12} + \frac{Pc^3}{48\lambda_1}}{2\lambda_1 - \frac{2c}{3} + \frac{c\eta}{3}} = M_1 + \frac{c}{8} \frac{8M_1(2 - \eta) - Pc \left(2 - \frac{c}{2\lambda_1} \right)}{6\lambda_1 - c(2 - \eta)} = \frac{P}{16} \frac{22\lambda_1^3 - 4c^2\lambda_1 + c^3}{(6\lambda_1 - 2c + c\eta)\lambda_1} \quad (70)$$

da $M_1 = \frac{11 P \lambda_1}{48}$

Anmerkung 4. Wie schon eingangs hervorgehoben wurde, findet in Folge der Querbiegung der Langschwelle keine vollständig gleichmässige Druckvertheilung der Quere nach statt. Sind keine Versteifungen des Querschnitts durch Querwände u. s. w. vorhanden, so lassen sich die einschlägigen Verhältnisse in folgender Weise ermitteln. Wir nehmen an, die elastische Linie, bzw. die Belastungcurve, bestehe aus einer Geraden auf Schienenfussbreite b' (Fig. 20, Seite 101) und tangential daran anschliessenden Parabelbögen (Fig. 40). Ähnlich wie bei der Längsdurchbiegung

Fig. 40.



der Querschwelle erhält man, wenn mit p_1 der Gesamtdruck auf die Längeneinheit bezeichnet wird, $p_1 = \pi_1 b - \frac{2}{3} \Delta t$, Durchbiegung $EJ\delta = \frac{\pi_1 t^4}{8} - \frac{13}{180} \Delta t^4 = \frac{EJ\Delta}{7}$, wo $J =$ Trägheitsmoment der Längeneinheit $= \frac{\delta^3}{12}$.

Aus beiden Gleichungen folgt

$$\pi_1 = \frac{P_1}{b} \left(1 + \frac{1}{12b} \left(\frac{EJ}{\gamma t^4} + \frac{13}{180} - \frac{t}{12b} \right) \right) = \frac{P_1}{b} (1 + \varphi)$$

$$\text{wo } \varphi = \frac{12b}{t} \left(\frac{EJ}{\gamma t^4} + \frac{13}{180} - \frac{t}{12b} \right)$$

$$\Delta = \frac{1,5 P_1 \varphi}{t}; M_a = \frac{P_1 t^2}{2b} \left(1 - \varphi \left(\frac{0,75b}{t} - 1 \right) \right).$$

Für Metallstärke $\delta = 1$, $\epsilon = 2000000$, $t = \frac{b}{3} = 10$ folgt hieraus,

wenn $\gamma = 30$: $\varphi = 0,045$, $\pi_1 = \frac{P_1}{b} \cdot 1,045$,

$$M_a = \frac{P_1 t^2}{2b} \cdot (1 - 1,25\varphi) = \frac{P_1 t^2}{2b} \cdot 0,944$$

wenn $\gamma = 3$: $\varphi = 0,005$, $\pi_1 = \frac{P_1}{b} \cdot 1,005$,

$$M_a = \frac{P_1 t^2}{2b} \cdot (1 - 1,25\varphi) = \frac{P_1 t^2}{2b} \cdot 0,994.$$

Ist wie gewöhnlich der Querschnitt in geeigneten Abständen versteift, so wird der Einfluss der Querbiegung der Schwelle auf die Druckvertheilung noch weniger fühlbar und kann unter normalen Verhältnissen, d. h. wenn $\frac{\delta}{b}$ nicht zu klein ist, vernachlässigt werden.

Der Grenzwert von b , über welchen hinaus eine Verbreiterung der Langschwelle ohne Wirkung bleibt, wird, falls keine Querschnittsversteifungen vorhanden sind, aus der Gleichung $\Delta = \pi_1$ erhalten. Es ergibt sich $\varphi = \frac{1}{1,5 \frac{b}{t} - 1}$, somit

$$\frac{1}{12 \frac{b}{t} \left(\frac{EJ}{\gamma t^4} + \frac{13}{180} - \frac{t}{12b} \right)} = \frac{1}{1,5 \frac{b}{t} - 1}$$

$$t = \sqrt[4]{\frac{360 EJ}{19\gamma}} = \frac{4}{3} \sqrt[4]{\frac{6 EJ}{\gamma}}; b = b' + 2t = b' + \frac{8}{3} \sqrt[4]{\frac{6 EJ}{\gamma}} = b' + \frac{8}{3} \sqrt[4]{\frac{E\delta^3}{2\gamma}}$$

für $b' = 10$ und $\delta = 1$, $\gamma = 30$ folgt hieraus als Grenzwert $b = 46$ cm; für $\gamma = 3$, $b = 74$ cm.

Anmerkung 5. Der Einfluss der Geschwindigkeit bzw. der Bewegung der Fahrzeuge auf die Spannungen bei lothrechter Belastung äussert sich in mannigfacher Weise.

- In Folge der störenden Bewegungen der Maschine treten Schwankungen in den Achsbelastungen ein, welche in aussergewöhnlichen Fällen bei dreiachsigen Maschinen augenblickliche Erhöhungen des Raddruckes P bis zu 100% hervorrufen können. Weit geringer sind die Verstärkungen von P, welche bei arbeitender Maschine durch die geneigte Lage der Schubstange verursacht werden.
- Bei Mängeln der Gleise oder der Fahrzeuge üben die Räder lothrechte Stösse auf das Gleis aus, deren Stärke mit der Geschwindigkeit zunimmt.
- Ist das Gleis, wie bei Querschwellenbau, nur streckenweise unterstützt, so durchlaufen die Räder Wellenlinien, wodurch theils positive, theils negative Fliehkräfte in lothrechter Ebene entstehen.
- Die Raschheit, mit welcher die Lastenwirkung eintritt, nimmt mit der Geschwindigkeit zu, die Zeitdauer der Einwirkung dagegen ab. Es kann sich in Folge dessen bei rasch bewegter Last ein stetiger Spannungs- bzw. Formänderungszustand im Gestänge nicht herstellen. Die wirklich auftretenden Formänderungen werden in der Regel unter denjenigen gleich grosser, ruhender Belastungen bleiben.

Ob im Gesamten die Geschwindigkeit mehr oder minder auf die lothrechten Beanspruchungen einwirkt, hängt namentlich von dem Zustande der Gleise und der Fahrzeuge ab. Bei gutem Zustande derselben dürfte nach Weber's Versuchen (Stabilität des Gefüges etc. S. 231) eine Erhöhung der Beanspruchungen nicht eintreten; die auf Seite 227 mitgetheilten Ergebnisse Barlow's lassen sogar innerhalb gewisser Grenzen eher auf eine Minderung bei wachsender Geschwindigkeit schliessen.

Selbstverständlich werden mit Rücksicht auf die wagerechten Stösse die rasch bewegten Fahrzeuge stets den ungünstigeren Gesamt-Einfluss auf das Gleis ausüben.

Beispiele.

Langschwellenbau nach Hilf (Fig. 41).

Lothrechte Belastungen.

Schiene $J' = 539$ cm⁴ $W' = 98$ cm³ (neuer Zustand)
 Schwelle $J'' = 108$ cm⁴ $W'' = 60$ cm³ (Kopf unverschwächt)
 $J = 647$ cm⁴ $W = 49$ cm³ (Kopf verschwächt)
 $W = 26$ cm³ (Fuss)
 $E' = E'' = E = 2000000$; $P = 7000$ kg. Kleinster Radstand $a = 130$ cm. $\lambda = \frac{a}{4} = 32,5$ cm. Die grössten Momente (Längsspannungen) finden unter einem Vorderrade (siehe

Anhang), die grössten Bodendrucke und Querspannungen unter einem Mittelrade statt.

Die Rechnung wird für die 2 Grenzwerte $\gamma = 30$ und $\gamma = 3$ durchgeführt, um den Einfluss von γ darzulegen.

Oberer Grenzwert $\gamma = 30$, bzw. $c = b\gamma = 30 \cdot 30 = 900$.

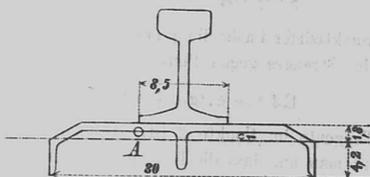
Mittelrad. $e = \frac{6 EJ}{c\lambda^4} = \frac{6 \cdot 2000000 \cdot 647}{900 \cdot 32,5^4} = 7,7$.

Grösster Bodendruck nach Gleichung 1 (Seite 100)

$$\pi_1 = \frac{P(3+e)}{ab(1+e)} = \frac{7000(3+7,7)}{130 \cdot 30(1+7,7)} = 2,21 \text{ kg.}$$

Zugehörige Senkung $y_1 = \pi_1 \cdot \gamma = \frac{2,21}{30} = 0,07$ cm.

Fig. 41.



Querspannung im Punkte A der Schwelle (Fig. 41) nach Gleichung 8 (Seite 101)

$$\sigma_2'' = \frac{3\pi_1(b-b')^2}{4\delta^2} = \frac{3 \cdot 2,21 \cdot (30-8,5)^2}{4 \cdot 0,8^2} = 1197 \text{ kg.}$$

Die gleichzeitig im Punkte A auftretende Längsspannung erhält man auf folgende Weise.

Nach Gleichung 4 (Seite 100) ist

$$M_1 = \frac{P\lambda(3+8e)}{24(1+e)} = \frac{7000 \cdot 32,5(3+8 \cdot 7,7)}{24(1+7,7)} = 70380 \text{ cmkg}$$

Spannung in der äussersten Faser des Schwellenkopfes nach Gleichung 6 (Seite 101) $\sigma_1'' = \frac{70380 \cdot 108}{49 \cdot 647} = 239$ kg.

Längsspannung im Punkte A nach Gleichung 10 (Seite 101)

$$s = \sigma_1'' \frac{v}{e''} = 239 \cdot \frac{1,0}{1,8} = 132 \text{ kg (vergl. Fig. 20 und 41)}$$

Vorderrad. Nach Gleichung 59 ist

$$\lambda_1 = \sqrt[4]{\frac{6 EJ}{c}} = \sqrt[4]{\frac{6 \cdot 2000000 \cdot 647}{900}} = 54 \text{ cm.}$$

Bodendruck nach Gleichung 62

$$\pi_1 = \frac{P_1}{b} = \frac{P}{2b\lambda_1} = \frac{7000}{2 \cdot 30 \cdot 54} = 2,16 \text{ kg.}$$

Moment nach Gleichung 62 (oder Gleichung 5)

$$M_1 = \frac{11}{48} P \lambda_1 = \frac{11 \cdot 7000 \cdot 54}{48} = 86600 \text{ cmkg.}$$

Grösste Spannung der Schiene nach Gleichung 6

$$\sigma_1' = \frac{M_1 J'}{W' J' + J''} = \frac{86600 \cdot 539}{98 \cdot 647} = 735 \text{ kg.}$$

Grösste Spannung der Schwelle im Fusse

$$\sigma_1'' = \frac{M_1 J''}{W'' J' + J''} = \frac{86600 \cdot 108}{26 \cdot 647} = 553 \text{ kg.}$$

Grösste Spannung der Schwelle im Kopfe

$$\sigma_1'' = \frac{86600 \cdot 108}{49 \cdot 647} = 294 \text{ kg.}$$

Längsspannung im Punkte A (Fig. 20 u. 41) nach Gleichung 10

$$s = \sigma_1'' \frac{v}{e''} = 294 \cdot \frac{1,0}{1,8} = 163 \text{ kg.}$$

Querspannung im Punkte A nach Gleichung 8

$$\sigma_2'' = \frac{3\pi_1(b-b')^2}{4\delta^2} = \frac{3 \cdot 2,16 \cdot (30-8,5)^2}{4 \cdot 0,8^2} = 1170 \text{ kg.}$$

Für den unteren Grenzwert $\gamma = 3$, bzw. $c = b\gamma = 30 \cdot 3 = 90$, erhält man ähnlich

Mittelrad $e = 77$; $\pi_1 = 1,84$ kg; $y_1 = 0,61$ cm.

Querspannung im Punkte A der Schwelle $\sigma_2'' = 996$ kg

Längsspannung $s = 142$ kg

Vorderrad $\lambda_1 = 96,4$ cm; $\pi_1 = 1,21$ cm; $M_1 = 154640$ cmkg.

Grösste Spannung der Schiene $\sigma_1' = \frac{154640 \cdot 539}{98 \cdot 647} = 1315$ kg.

Grösste Spannung der Schwelle, Fuss,

$$\sigma_1'' = \frac{154640 \cdot 108}{26 \cdot 647} = 990 \text{ kg.}$$

Grösste Spannung der Schwelle, Kopf,

$$\sigma_1'' = \frac{154640 \cdot 108}{49 \cdot 647} = 526 \text{ kg.}$$

Längsspannung im Punkte A der Schwelle $s = 525 \cdot \frac{1,0}{1,8} = 290$ kg.

Querspannung im Punkte A der Schwelle

$$\sigma_2'' = \frac{3 \cdot 1,21 \cdot (30-8,5)^2}{4 \cdot 0,8^2} = 655 \text{ kg.}$$

Wagerechte Belastungen.

Schiene $J_0' = 85$ cm⁴ $W_0' = 20$ cm³
 Schwelle $J_0'' = 2906$ cm⁴ $W_0'' = 194$ cm³ (unverschwächt)
 $= 188$ cm³ (verschwächt).

Nach Gleichung 11 ist für $\beta = 0,2$, $M_3 = 0,005$ Pa = $0,005 \cdot 7000 \cdot 270 = 9450$ cmkg, wenn man für a einen möglichst grossen Werth einführt.

Nach Gleichung 14 Spannung der Schwelle

$$\sigma_3'' = \frac{M_3 J_0''}{W_0'' J_0' + J_0''} = \frac{9450 \cdot 2906}{188(2906+85)} = \text{rund } 50 \text{ kg.}$$

Für die Schiene, welche nur alle 80 cm mit der Langschwelle verbunden ist, liefert Gleichung 18

$$M_4 = P l \left(0,17\beta - \frac{1}{48 \cdot a} \right) = 7000 \cdot 80 \left(0,17 \cdot 0,2 - \frac{80}{48 \cdot 270} \right) = 15568 \text{ cmkg.}$$

Zugehörige Spannung $\sigma_4' = \frac{M_4}{W_0'} = \frac{15568}{20} = 778 \text{ kg.}$

Gesamt-Spannungen.

	$\gamma = 30$	$\gamma = 3$	
Schiene, Gleichung 21	$\sigma' = \sigma_1' + \sigma_4' = 735 + 778 = 1513$	$1315 + 778 = 2093$ kg	(Vorderrad)
Schwelle, Fuss, Gleichung 22	$\sigma'' = \sigma_1'' + \sigma_3'' = 553 + 50 = 603$	$990 + 50 = 1040$ kg	<
Punkt A, Längsfaser, Gl. 23	$(\sigma'') = s + \frac{\sigma_2''}{4} + \frac{\sigma_3''}{b} = 163 + \frac{1170}{4} + 50 \cdot \frac{8,5}{30} = 469$	$290 + \frac{655}{4} + 50 \cdot \frac{8,5}{30} = 468$ kg	<
Punkt A, Quersfaser, Gl. 24	$(\sigma') = \frac{s}{4} + \sigma_2'' + \frac{\sigma_3''}{4} \frac{b'}{b} = \frac{132}{4} + 1197 + \frac{50 \cdot 8,5}{4 \cdot 30} = 1233$	$\frac{142}{4} + 996 + \frac{50 \cdot 8,5}{4 \cdot 30} = 1035$ kg	(Mittelrad)
Bodendruck	$\pi_1 = 2,21$	1,84 kg	<
Senkung	$y_1 = 0,07$	0,61 cm	<

Sofern ausreichende Querschnittsversteifungen vorhanden sind, fallen die Spannungen im Punkte A ausser Betracht, wodurch die Rechnung wesentlich abgekürzt wird.

Ein Vergleich der für $\gamma = 30$ und $\gamma = 3$ erhaltenen Spannungswerte zeigt, dass mit wachsendem γ die Spannungen von Schiene und Schwellenfuss, sowie die Senkung y abnehmen, dass dagegen die Querspannung der Schwelle sowie der Bodendruck zunehmen. Sehr pressbare Bettung erfordert somit grössere Trägheitsmomente, wenig pressbare Bettung grössere Metallstärke des Schwellenkopfes.

Querschwellensystem der Badischen Bahn.

Schwellen. Hilf, ohne Mittelrippe, Breite 22 cm, Höhe 6 cm, Schwerpunkt 1,6 cm unter Oberkante und 4,4 cm über Unterkante

$J'' = 56,7$ cm⁴; $W'' = 35,4$ cm³ (Kopf), $= 13$ cm³ (Fuss)
 $L = 224$ cm; $T = 37$ cm; $t = 32$ cm; $u = L - 20 = 224 - 20 = 204$ cm bei vollständiger Unterstopfung.

Für den Grenzwert $\gamma = 30$ wird $c = b\gamma = 22 \cdot 30 = 660$.

Nach Gleichung 31 ist

$$\varphi = 1 : \left(\frac{24 EJ}{c T^4} + \frac{11}{15} \right) = 1 : \left(\frac{24 \cdot 2000000 \cdot 56,7}{660 \cdot 37^4} + \frac{11}{15} \right) = 0,34$$

Nach Gleichung 35^b

$$C = \frac{c u}{2(1+\varphi)} = \frac{660 \cdot 204}{2(1+0,34)} = \text{rund } 50000$$

$$\text{Gleichung 36, } P_1 = P \left(12 + \frac{3 C l^3}{4 E' J'} \right) : \left(18 + \frac{C l^3}{E' J'} \right)$$

$E' = 2000000$, $J' = 1000$ (neue Schiene); $l = 90$ (Schwellenentfernung).

$$\frac{C l^3}{E' J'} = \frac{50000 \cdot 90^3}{2000000 \cdot 1000} = \text{rund } 18$$

$$P_1 = 7000 \left(12 + \frac{3}{4} \cdot 18 \right) : (18 + 18) = 7000 \cdot 0,708 = \text{rund } 4960 \text{ kg}$$

$$\text{Gleichung 30, } p_1 = \frac{2 P_1 (1+\varphi)}{u} = \frac{2 \cdot 4960 \cdot 1,34}{204} = 65 \text{ kg}$$

$$\text{Bodendruck auf 1 qcm } \pi_1 = \frac{p_1}{b} = \frac{65}{22} = 2,95 \text{ kg}$$

$$\text{Senkung } y_1 = \pi_1 : \gamma = \frac{2,95}{30} = 0,1 \text{ cm}$$

$$\text{Gleichung 33, } M_a = \frac{P_1 t^2}{u} \left(1 - \frac{\varphi}{2} \right) = \frac{4960 \cdot 32^2}{204} \left(1 - \frac{0,34}{2} \right) = 24900 \cdot 0,83 = 20670 \text{ cmkg}$$

$$\text{Gleichung 37, } \sigma_1'' = \frac{M_a}{W''} = \frac{20670}{13} = 1590 \text{ kg}$$

Das Moment der wagerechten Kräfte ist nach Gleichung 38 für $\beta = 0,2$

$$M_2 = 3 \cdot P \cdot h (\beta + \mu) \left(1 - \frac{t}{L} \right) \frac{t^2}{L^2} = 3 \cdot 7000 \cdot 12 \left(0,2 + \frac{1}{7} \right) \left(1 - \frac{32}{224} \right) \frac{32^2}{224^2} = 1510 \text{ cmkg}$$