

sich der Stofs dadurch im ganzen zu viel oder zu wenig senkt. Die Hauptstoswirkung wird aber die Unstetigkeit an den Schienen-Enden, namentlich die verschiedene Höhenlage der Schienen-Enden im Augenblicke des Befahrens hervorrufen. Bei den jetzt üblichen Stosverbindungen, die sich alle bald abnutzen, sind bald verhältnismäßig grofse Bewegungen der Schienen-Enden möglich.

Die in der That sehr günstige Wirkung einer Schienen-Ueberblattung liegt ganz gewiss nicht in der Ueberbrückung der Stosfläche, sondern in der Ausgleichung der Unstetigkeiten der Schienenlauffläche durch die über die Stosmitte bei *a* (Abb. 2) nach beiden Seiten überstehenden Halbschienen. Das Rad des Fahrzeuges stöfst nicht wie bei dem stumpfen Stos bei *a* auf einen vorstehenden Schienenkopf, sondern wird bei *b* von einer Schiene sanft auf die andere geleitet. Zur Erzielung dieser Wirkung muß die Ueberblattung eine gewisse Länge haben, darf



Abb. 2.

also nicht ganz kurz gemacht werden, da sonst die Verhältnisse des stumpfen Stoses Platz greifen. Bei guter Verlaschung oder bei irgend einer Vorrichtung, welche die Schienen-Enden in genau gleicher Höhe festzuhalten imstande ist (am besten vielleicht kräftige Laschen, sowie nahe Lage der Stossschwellen und Kupplung derselben, also Doppelschwelle) wird aber auch der viel einfachere stumpfe Stos ohne nachtheilige Stoswirkungen befahren werden.

Zum Schluß noch eine kurze Bemerkung. Es ist auf der Bahn von Köln nach Düren die Beobachtung gemacht worden, daß die sonst gewöhnlichen Stoswirkungen ausblieben, als das Gleis bei Frostwetter mit Glatteis befahren wurde, die Lücken also mit Eis ausgefüllt waren. Diese Beobachtung spricht scheinbar dafür, daß die Lücken die Ursache der Stöße waren, mir scheint sie aber gerade ein weiterer Beweis für die Unschädlichkeit der Stosflächen zu sein und ihre Erklärung darin zu finden, daß bei Frostwetter mit Glatteis die Laschen und Schienen-Unterstützungen an den Stößen festgefroren waren und die Schienen dadurch in der Lage erhalten wurden, bei der Stoswirkung überhaupt nicht entstehen. Das Eis in den Lücken konnte das Einsinken der schweren Fahrzeuge jedenfalls nicht aufhalten, dazu war seine Festigkeit zu gering.

Köln, im Juni 1892.

F. A. Gelbecke.

Ueber den Werth der Belastungsproben eiserner Brücken. In Nr. 19 dieses Blattes (S. 197) wird der Versuch gemacht, an der Hand statistischer Angaben die Nützlichkeit und Nothwendigkeit regelmäßiger Belastungsproben von eisernen Brücken zu erweisen. Als hauptsächlichste Beweisstücke dienen die in erster Reihe genannten drei Brücken von 72 m, 12 m und 26,27 m Stützweite, bei welchen neben sonstigen näheren Untersuchungen namentlich die Ergebnisse der Belastungsproben in den Jahren 1883 und 1884 maßgebend für den Umbau bzw. für die Verstärkung der Eisenconstruction gewesen sein sollen. Diese drei Brücken sind offenbar, da sie nach Spannweite und Datum genaue Uebereinstimmung zeigen, die Offenburger Kinzigbrücke, die Möhlinbachbrücke und die Glassträgerbrücke der Badischen Staatsbahn, deren Beobachtung, Untersuchung und Belastungsprobe s. Zt. von Unterzeichnetem vorgenommen wurde. Nun haben gerade bei diesen Brücken die statische Berechnung und die Untersuchung des baulichen Zustandes schon für sich allein die Unzulänglichkeit der Eisenconstruction gegenüber den derzeitigen gesteigerten Belastungen nachgewiesen; die vorgenommene Belastungsproben haben lediglich die schon vorher gewonnene Erkenntnis bestätigt. Bei der Offenburger Kinzigbrücke lag insofern noch ein besonderer Fall vor, als die Hauptträger s. Zt. (im Jahre 1852) an den Enden verankert worden waren, um eine Einspannung herzustellen. Da die Wirksamkeit derartiger künstlicher Vorrichtungen in hohem Maße von der Art der Anbringung abhängig ist, und sich deren Beurtheilung daher der Rechnung entzieht, so erschien es wünschenswerth, durch den Versuch den Grad der Einspannung festzustellen, obschon sich auch unter den günstigsten Voraussetzungen die Construction als nicht mehr ausreichend erwies. Eine sorgfältige Aufnahme der gesamten Durchbiegungslinie liefs erkennen, daß dieselbe vollständig mit der eines frei aufliegenden Trägers übereinstimmte, von einer Wirksamkeit der Verankerung somit keine Rede sein konnte. In derartigen besonderen Fällen wird allerdings nur der Versuch (d. h. eine einmalige Belastungsprobe) den gewünschten Aufschluß geben können; für die Nothwendigkeit, ganz allgemein regelmäßig wiederholte Belastungsproben anzustellen, kann jedoch das vorliegende Beispiel nicht im mindesten angeführt werden. Ebenso wenig erscheinen die übrigen mitgetheilten Beispiele beweiskräftig. Jedem Kenner der einschlägigen Verhältnisse ist es ohne weiteres klar, daß die Mangelhaftigkeit der bestehenden Constructionen entweder schon vor der Belastungsprobe bekannt sein

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.

Für den nichtamtlichen Theil verantwortlich: O. Sarrazin, Berlin. Druck von J. Kerskes, Berlin.

mußte, oder durch Rechnung oder eingehende Untersuchung leicht hätte erkannt werden können. Im übrigen verweise ich auf die treffenden Ausführungen in Nr. 25 dieses Blattes, denen ich mich vollständig anschließe.

Wenn nun auch eine Aenderung der bestehenden Vorschriften über die Vornahme von Belastungsproben bei Brücken von mittlerer und großer Spannweite wohl kaum in der nächsten Zeit erreicht werden dürfte, so muß aber andererseits ganz entschieden dagegen Verwahrung eingelegt werden, daß die Belastungsproben auch auf die kleinsten Bauwerke, bis zu 2 m Stützweite, ausgedehnt werden. Ein derartiges Verfahren ist nicht nur nutzlos, sondern auch insofern geradezu schädlich, als es Zeit, Arbeitskräfte und Geldmittel für wirklich nutzbringende Arbeiten vorwegnimmt, abgesehen davon, daß auf verkehrsreichen Strecken u. a. auch Störungen und Gefährdungen des Betriebs hierdurch verursacht werden können.

Karlsruhe, im Juni 1892.

Fr. Engesser.

Ueber Pflasterfugen-Ausgufsmasse. In Nr. 22 (Seite 215) des Jahrgangs 1891 dieser Zeitschrift theilte ich unter anderem die Antworten mit, welche auf eine Anfrage bezüglich der Wirkung von Asphaltstämpfen auf Rosen von den verschiedensten Stellen eingegangen waren, darunter auch das Gutachten, das Dr. Wilh. Jännicke seiner Zeit auf Grund mikroskopischer Untersuchung der beschädigten Blätter und Einsichtnahme des Thatbestandes an Ort und Stelle abgegeben hatte. Die Sache war damit für genannten Herrn nicht erledigt, sondern wurde in Gemeinschaft mit Herrn H. Alten weiter verfolgt; die vorläufigen Ergebnisse dieser Untersuchung sind in der „Botanischen Zeitung“ (1891 Nr. 12) veröffentlicht. Nach Ausführung dessen, was bereits in dem erwähnten früheren Gutachten enthalten war, wurde von demselben Herrn auf dem Wege des Versuches der Beweis erbracht, daß die Asphaltstämpfe wirklich Ursache der Schädigung bzw. der Bräunung der Rosenblätter sind. Von dem bei der Strafsenherstellung zur Verwendung kommenden Material wurde nämlich eine Probe im geschlossenen Kölbchen erhitzt, die entstehenden Dämpfe in Wasser geleitet und mit diesem Rosenblätter besprengt. Es stellte sich in kurzer Zeit die Bräunung der Blattoberfläche ein, und bei mikroskopischer Betrachtung zeigte sich die kennzeichnende Färbung bzw. Fällung des Inhalts der Oberhautzellen.

Es war von ersterwähntem Herrn weiter vermuthet worden, daß der wirksame Bestandtheil der Asphaltstämpfe Eisen sei, da sowohl im Asphalt als auch in der auf beschriebene Weise hergestellten Flüssigkeit sich reichliche Mengen dieses Stoffes nachweisen liefsen und derselbe ja bekanntlich mit Gerbstoff, von dessen Anwesenheit in der Oberhaut das Auftreten der Bräunung als abhängig erkannt wurde, Färbungen bzw. Fällungen erzeugt. Durch Versuche gelang früher der Nachweis nicht, daß gelöste Eisensalze in das Blatt eindringen, also Eisen wirklich Ursache der Schädigung war. Es ist dies jetzt gelungen, und zwar wurden Rosenblätter mit Eisenchlorür, mit schwefelsaurem Eisenoxydul sowie mit in Wasser aufgeschwemmtem metallischem Eisen in fein vertheilter Form, sogenanntem ferrum reductum, bestrichen. In allen Fällen traten an den benetzten Stellen nach kurzer Zeit braune oder schwarze Färbungen auf, und bei mikroskopischer Betrachtung zeigte sich die bekannte Veränderung des Inhalts der Oberhautzellen.

Es ist somit kein Zweifel mehr, daß Eisen die Bräunung der Blätter verursacht hat. Dasselbe wurde im Asphalt analytisch nachgewiesen und sein Uebergang mit den Asphaltstämpfen sowie sein Eindringen in das Rosenblatt durch den Versuch festgestellt. In welcher Form das Eisen in den Dämpfen enthalten war, kann hier unberücksichtigt bleiben; jedenfalls steht fest, daß das in den Asphaltstämpfen enthaltene Eisen eine nachtheilige Wirkung auf Rosen und weiterhin Pflanzen mit gerbstoffhaltiger Oberhaut zeigt.

In letzter Zeit wird hier als Pflasterfugen-Ausgufsmasse ein sogenannter Pflasterkitt von einer Stuttgarter Firma mit Erfolg verwendet, der sich gut verarbeiten läßt und bis jetzt weder glasartig oder spröde, noch — bei starker Sonnenhitze — flüssig geworden ist. Frankfurt a. M., im Juni 1892.

Dehnhardt.

Unter der Bezeichnung „Ordner für Bausachen“ hat Sönneckens Verlag eine Heftmappe für Schriftstücke, Drucksachen usw., insbesondere für die Zwecke bautechnischer Büros, eingeführt. Die Mappe ist zu diesem Behufe durch stärkere Blätter, auf denen seitlich in stufenförmiger Anordnung die einzelnen Anschlagtitel aufgedruckt sind, in 21 Abtheilungen eingetheilt. Diese Einrichtung bietet die Möglichkeit, jeden Brief, jede Rechnung, jeden Voranschlag sofort an den richtigen Platz zu legen und aufzufinden; überdies befinden sich alle zu einem Bau gehörenden Schriftstücke in größter Uebersichtlichkeit in einem Bande zusammen. Die Art der Befestigung gestattet sicheres Einheften der Schriftstücke in die Mappe, leichte Entnahme aus derselben und bequemes Blättern.

Vorschriften über den Bau und die Prüfung eiserner Brücken.

In Z. 1892 Heft 23 S. 659 werden die neuen französischen Vorschriften vom 29. August 1891 über den Bau und die Prüfung eiserner Brücken im Auszug mitgeteilt und daran die Bemerkung geknüpft, daß Deutschland in dieser Beziehung, namentlich was die beim Entwurf zu Grunde zu legenden einheitlichen Annahmen für Belastungen und zulässige Inanspruchnahme betrifft, von den meisten fremdländischen Staaten, besonders von Oesterreich und Frankreich, längst überholt worden sei.

Diese Behauptung steht mit Rücksicht darauf, daß die Regelung der fraglichen Angelegenheit in erster Linie Sache der einzelnen Bundesstaaten ist, mit den Thatfachen nicht ganz im Einklang. Im Gegentheil dürften gerade in Deutschland derartige eingehende Bestimmungen zum erstenmal aufgestellt worden sein. Bereits im Jahre 1884 wurden von der Badischen Staatsbahnverwaltung Vorschriften über die bei der Berechnung eiserner Brücken anzunehmenden Belastungen, Spannungszahlen und Rechnungsverfahren erlassen, deren hauptsächlichste Punkte in Z. 1889 S. 324 veröffentlicht worden sind. Diese Vorschriften sind trotz ihrer früheren Entstehungszeit in manchen Angaben über Knicksicherheit, den Einfluss der Verkehrslast, die Berücksichtigung außerordentlicher Belastungen u. a. m. Hinsichtlich der Nebenspannungen ist darin festgesetzt, daß diese für gewöhnlich nicht besonders berücksichtigt werden sollen, da ihnen bereits im allgemeinen durch entsprechende Wahl der Spannungszahlen Rechnung getragen ist. Nur in solchen Fällen, wo außergewöhnlich hohe Nebenspannungen zu erwarten sind, sollen die Spannungszahlen schätzungsweise erniedrigt werden. Die französischen Bestimmungen gehen in dieser Beziehung einen Schritt weiter, indem sie in allen Fällen die rechnungsmäßige Bestimmung der Nebenspannungen verlangen, ohne jedoch nähere Vorschriften über Umfang und Art der Rechnung zu geben. Bei der großen Mannigfaltigkeit der Nebenspannungen, der Schwierigkeit und Umständlichkeit ihrer Berechnung, der Unsicherheit der Rechnungsgrundlagen usw. kann man sich von einem derartigen Vorgehen keinen besonderen Erfolg versprechen. Es steht vielmehr zu erwarten, daß in Zukunft noch ungleichartigere Konstruktionen entstehen werden als bisher, abgesehen davon, daß die rechnerische Arbeit ganz unverhältnismäßig erhöht und ihre Revision an der Zentralstelle wesentlich erschwert wird. Ich verweise in dieser Hinsicht auf die Ausführungen

in Z. 1888 S. 813 und auf das nächstens bei J. Springer erscheinende Werk: Die Zusatzkräfte und Nebenspannungen eiserner Fachwerkbrücken, in welchem die wesentlichsten Nebeneinflüsse im Zusammenhang dargestellt werden.

Was die Ueberwachung und Unterhaltung der eisernen Brücken anbelangt, so wurden hierüber von der Badischen Staatsbahnverwaltung bereits im Jahre 1883 eingehende Bestimmungen aufgestellt, mit denen die französischen fast vollständig übereinstimmen. Für jedes Bauwerk wird ein besonderes Beobachtungsheft angelegt, welches enthält:

- 1) Namen und Ortsbezeichnung des Bauwerkes;
- 2) kurze Beschreibung der Konstruktionsverhältnisse mit Skizzen und Angabe der Hauptmaße, Gewicht des Eisenwerkes, Art der Querverbindungen, der Auflagerung, des Anstriches;
- 3) wichtige Angaben aus der Baugeschichte, Namen der ausführenden Firma, Bezugsort des Materials, Angaben über dessen Qualität, Tag der Inbetriebsetzung;
- 4) statische Berechnung und ev. Berechnung der elastischen Durchbiegung bei Brücken von mehr als 15 m Weite; ferner in chronologischer Ordnung:
- 5) die Ergebnisse der Revisionen;
- 6) die Ergebnisse der Durchbiegungsmessungen;
- 7) die Angaben über die vorgenommenen Nacharbeiten und Abänderungen.

Die statischen Berechnungen sollen im allgemeinen nach den oben angegebenen Grundsätzen in der üblichen Weise, ohne Berücksichtigung der Nebenspannungen erfolgen.

Um hierbei die wünschenswerte Gleichartigkeit zu erzielen, sind für die gewöhnlichen Fälle Rechnungsbeispiele beigefügt. So lange die berechneten Beanspruchungen innerhalb bestimmter Grenzen, gewöhnlich 900 kg/qcm bei Hauptträgern, bleiben, und die Art der Konstruktion sowie der bauliche Zustand zu besonderen Bedenken keinen Anlass geben, werden weitere Rechnungen nicht angestellt. Sind jedoch diese Bedingungen nicht erfüllt, so wird eine schärfere Berechnung an der Zentralstelle ausgeführt. Hierfür sind mit Recht keine besonderen Normen aufgestellt; es ist Sache des betreffenden Ingenieurs, die Rechnung dem jeweiligen Stande der Theorie entsprechend auszuführen und auf Grund des Ergebnisses das Urteil über Beibehaltung, Verstärkung oder Entfernung des Eisenwerkes abzugeben.

Karlsruhe im Juni 1892.

Fr. Engesser.

Ueber die Schwingungsdauer eiserner Brücken.

In den meinem Aufsatz in Nr. 26 der Zeitschrift beigefügten Bemerkungen hält Herr Prof. Steiner seine Berechnungsweise der Schwingungsdauer der Mönchensteiner Brücke aufrecht, indem er insbesondere den beschleunigenden Einfluss der Längsverbandstreben und der Fahrbahn-Längsträger hervorhebt. Ein derartiger Einfluss ist zwar unzweifelhaft vorhanden, doch ist er nur gering und tritt fast vollständig hinter dem entgegengesetzt wirkenden, außer Betracht gelassenen Einfluss der Hauptträgerstreben zurück, wie dies aus der nachstehenden Untersuchung hervorgehen dürfte. Da nach den Ausführungen auf Seite 387 die Schwingungsdauer proportional der Quadratwurzel aus der Durchbiegung gesetzt werden kann, genügt es, den Einfluss der in Frage kommenden Glieder auf die Durchbiegung darzulegen.

Die Längsverbandstreben wirken nur dann verkleinernd auf die Durchbiegung der Hauptträger, wenn das Strebensystem statisch unbestimmt ist, wenn also beide Kreuzstreben gleichzeitig zur Wirkung gelangen. Dies ist bezüglich der Streben des oberen Verbands nur dann der Fall, wenn sie ausreichendes Trägheitsmoment gegen Ausknicken besitzen, was bei der Mönchensteiner Brücke (Winkel 8.8.1) nur in beschränktem Maße der Fall gewesen sein dürfte. Aber auch von letzterem Umstande abgesehen ist der Einfluss der Längsverbandstreben nur sehr geringfügig. Bei einem Querschnitt der Streben $=f$, einem Winkel derselben mit den Gurten $=\alpha$, einer Spannung der Gurten im Mittel $=\sigma$, ist annähernd (d. h. noch zu günstig) die Strebenkraft $=f \cos^2 \alpha \cdot \sigma$, und deren Componente in der Gurtrichtung $=f \cos^3 \alpha \cdot \sigma$, was einer Querschnittsvermehrung der Gurtung um $f \cos^3 \alpha$ gleichkommt.

Bei der Mönchensteiner Brücke war $f = 15 \text{ cm}^2$, $\cos \alpha = 0.6$, somit Querschnittsvermehrung $= 15 \cdot 0.6^3 = 3.2 \text{ cm}^2$, was einem mittleren Gurtquerschnitt von 160 cm^2 gegenüber eine Verstärkung von nur 2 Prozent bedeutet. Der günstige Einfluss der Fahrbahn-Längsträger auf die Durchbiegung ist ebenfalls äußerst gering und kommt in unserem Falle schon deswegen kaum in Betracht, weil die Längsträger bei jedem Querträger unterbrochen sind und nur durch die Vermittlung weniger Nietköpfe Längskräfte übertragen können. Wenn die Längsträger continuirlich durchliefen, so wäre ihre Wirksamkeit zwar größer, aber immer noch sehr gering, da sie die Gurtungen nur soweit unterstützen, als sie Längskräfte durch Vermittlung der schmalen Querträger empfangen können. Eine genaue Behandlung dieses Falles wird in einem demnächst bei J. Springer in Berlin erscheinenden Werke über die Zusatzkräfte und Nebenspannungen der Fachwerkbrücken erfolgen. Hier soll nur eine kurze Näherungsrechnung, welche jedenfalls zu günstige Resultate liefert, angestellt werden.

Wenn ein Querträger sich an den Angriffsstellen der Längsträger um den Betrag δ seitlich durchbiegt, so überträgt er hiebei

eine Längskraft $P_1 = \frac{6 E J b \delta}{a^3 (\alpha + 2m)}$ (bei eingespannten Enden),

bzw. $P_2 = \frac{6 E J \delta}{a^2 (2\alpha + 3m)}$ (bei freien Enden)*. Hierin bedeutet E den Elasticitätsmodul $= 2000000$, b die Querträgerlänge $= 470 \text{ cm}$,

*) Die geringen, sich zum Theil compensirenden Einflüsse der Schubkräfte und der Längsträgersteifigkeit sind hiebei vernachlässigt.

m den Längsträgerabstand $= 170 \text{ cm}$, $\alpha = \frac{b-m}{2} = 150 \text{ cm}$,

J das seitliche Trägheitsmoment $= 1640 \text{ cm}^4$. Es wurden hiebei beide Querträgergurtungen berücksichtigt, obgleich die obere nicht in fester Verbindung mit den Hauptträgergurten steht und daher keine nennenswerthen Verbiegungen erleidet. In Wirklichkeit wird der Querträger einen mittleren Zustand zwischen vollkommener Einspannung und freier Lagerung einnehmen, so daß man die

übertragene Längskraft setzen kann $P = \frac{1}{2} (P_1 + P_2)$. Nach Ein-

führung der Zahlenwerthe ergibt sich $P_1 = \frac{E \delta}{300}$ und $P_2 = \frac{E \delta}{1600}$.

Nun ist im Mittel für die sechs Querträger einer Brückenhälfte

$\delta = \frac{1}{2} \cdot \frac{\sigma l}{2} = \frac{\sigma l}{4 E}$, somit die insgesamt übertragene Längskraft

$P_1 = \frac{6 \sigma l}{300 \cdot 4} = \frac{\sigma l}{200} = \frac{\sigma \cdot 4200}{200} = 21 \sigma$, $P_2 = \frac{\sigma l}{1050} = 4 \sigma$,

bzw. $P = \frac{1}{2} (P_1 + P_2) = \text{rund } 12 \sigma$. Dem entspricht ein Quer-

schnittszuwachs der unteren Gurtung von 12 cm^2 , oder beider Gurtungen von 6 cm^2 , somit eine Verstärkung der 160 cm^2 starken Gurtquerschnitte um 4%.

Im Ganzen wird hiernach, trotz der viel zu günstigen Rechnungsannahmen, die Durchbiegung durch die Längsverbandstreben und die Längsträger nur um $2 + 4 = 6\%$ vermindert, während sie durch die Hauptträgerstreben um circa 45% erhöht wird. Der letztere Einfluss ist daher der weitaus überwiegende. Hätte man nur das halbe Trägheitsmoment der Querträger (was der Wirklichkeit besser entspräche) in Rechnung gezogen, so wäre die Durchbiegungsminderung nur $= 2 + 2 = 4\%$ erhalten worden.

Mit dem gefundenen theoretischen Ergebnisse, daß der die Durchbiegung vergrößernde Einfluss der Hauptträgerstreben den entgegengesetzten der Längsverbände und der Längsträger weit überwiegt, stimmen nun auch die zahlreichen von mir angestellten Durchbiegungsmessungen und sämtliche in der Literatur veröffentlichten Angaben überein. Beispielsweise sei auf die in der Zeitschrift für Baukunde 1879, Seite 595 veröffentlichten Ergebnisse der Durchbiegungsmessungen an den Rheinbrücken bei Neuenburg und Hünningen verwiesen, wo die Durchbiegungen rund 40% mehr betragen als beim entsprechenden massiven Balken.

Die Schlussbemerkung von Herrn Prof. Steiner, daß die Schubspannungen im Stehblech von Blechträgern die Durchbiegung vermehren, könnte den Anschein erwecken, als hätte ich diesen Umstand in meinem Aufsatz übersehen. Ich habe jedoch ausdrücklich auf Seite 387 auf diese Deformationen hingewiesen. Nebenbei gesagt, erhält man, ob nun die fraglichen Deformationen berücksichtigt oder vernachlässigt werden, das gleiche von mir abgeleitete Resultat, daß nämlich ein Balken constanten Querschnitts, unter einer gleichmäßigen Belastung P , $\sqrt{2}$ mal so rasch schwingt, wie unter einer in der Mitte concentrirten Last P .

Carlsruhe, den 16. Juni 1892.

Fr. Engesser.

INHALT: Preisbewerbung um die Riebeck-Stiftung in Halle a. S. (Schluss). — Zur Theorie des Baugrundes. — Vermischtes: Reiseprämien für Kgl. Reg.-Baumeister und Kgl. Reg.-Bauführer in Preußen. — Abgeordn.-Versamml. des Verbandes Deutsch. Arch.- u. Ing.-Vereine. — Wettbewerb um eine evang. Kirche in Prüm. — Wettbewerb für Pläne zu einem Rathaus für Elberfeld. — Wettbewerb für Pläne zu einem Bahnhofs-Empfangsgebäude in Luzern. — Ausstellung für Maltechnik in München.

[Alle Rechte vorbehalten.]

Die Preisbewerbung um die Riebeck-Stiftung in Halle a. S.

(Schluss.)

Der andere gleichfalls mit einem ersten Preise bedachte Entwurf des Architekten Engel in Berlin zeigt in seiner Lösung 2 eine sehr werden diese Altane nicht ausreichend ersetzt; auch würden die einfenstrigen Zimmer der Pflöglinge, vor denen sich diese Austritte

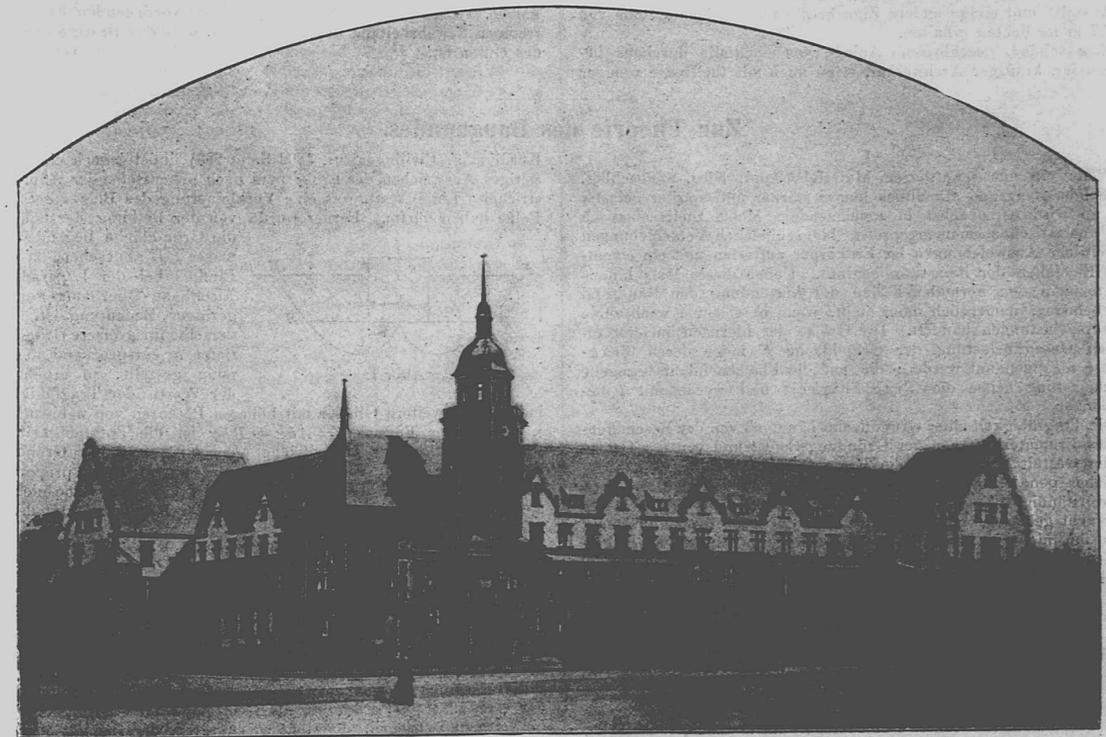


Abb. 3. Entwurf von Engel in Berlin. (Ein erster Preis.)

gute Grundrifsgestaltung. Man erhält diese Lösung, wenn man sich den in Abb. 4 dargestellten Grundrifs (Lösung 1) derart umgewandelt denkt, daß der längere Flügel an die östliche Nebenstraße und der kürzere Flügel mit dem Querbau an die Lutherstraße zu liegen kommt. Bei dieser Umgestaltung würden sich (wie bei Lösung 1) fast alle Zimmer der Pflöglinge in die günstigste Lage nach Osten und Süden bringen lassen. Ebenso sind alle übrigen Räumlichkeiten, mit Ausnahme jedoch der Inspectorwohnung, sehr gut gelegen und ausgebildet. Mängel des Entwurfes sind die gewendelte, für alte Leute unzuweckmäßige Haupttreppe, die ungünstige Lage der Inspectorwohnung hinter dem Speisesaal, die nicht genügende Betonung des Haupteinganges und vor allem das Fehlen von bedeckten Altanen im obersten Stockwerk. Durch die schmalen, offenen, übrigens auch architektonisch nicht günstigen Austritte im obersten Stockwerk

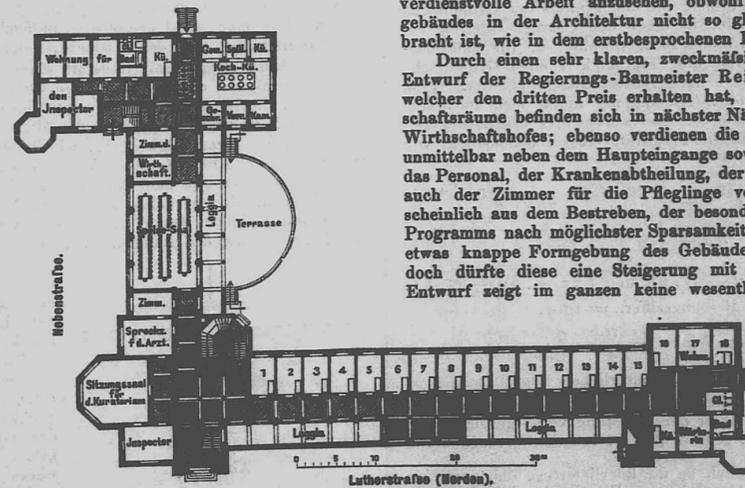


Abb. 4. Entwurf von Engel in Berlin. Erdgeschoss.

befinden, durchweg in wenig zweckmäßiger Weise Glashüren erhalten müssen. Im ganzen ist der Entwurf aber als eine sehr verdienstvolle Arbeit anzusehen, obwohl das Gepräge eines Stiftsgebäudes in der Architektur nicht so glücklich zum Ausdruck gebracht ist, wie in dem erstbesprochenen Entwurf.

Durch einen sehr klaren, zweckmäßigen Grundrifs ist auch der Entwurf der Regierungs-Baumeister Reimer u. Körte in Berlin, welcher den dritten Preis erhalten hat, ausgezeichnet. Die Wirtschaftsräume befinden sich in nächster Nähe eines günstig gelegenen Wirtschaftshofes; ebenso verdienen die Lage des Inspectorbureaus unmittelbar neben dem Haupteingange sowie die der Wohnungen für das Personal, der Krankenabtheilung, der Loggien und größtentheils auch der Zimmer für die Pflöglinge volle Anerkennung. Augenscheinlich aus dem Bestreben, der besonders betonten Forderung des Programms nach möglicher Sparsamkeit gerecht zu werden, ist etwas knappe Formgebung des Gebäude-Außern hervorgegangen, doch dürfte diese eine Steigerung mit Leichtigkeit zulassen. Der Entwurf zeigt im ganzen keine wesentlichen Mängel, bietet aber

andererseits auch nicht in dem Maße Eigenartiges, wie beispielsweise die zum Ankaufempfohlene Arbeit von Spalding u. Grenander. Dieser Entwurf zeigt eine überaus glückliche Betonung des malerischen Elementes in der Architektur. Durch

die vorgeschobene Lage des Gärtner-(Pfortner-) Häuschens, die reizvolle Verschiedenheit in der Ausgestaltung der nach der Westseite gelegenen Giebel, durch die malerische Wirkung einiger an Nürnberger

Beispiele erinnernder Erkeranlagen sowie durch die wechsellöbliche Gruppierung der einzelnen Gebäudetheile gewährt der Plan ein bezeichnendes Architekturbild von hohem Kunstwerthe. Leider weist der Grundriß neben großen Vorzügen auch nicht unerhebliche Mängel auf; auch hat ein Theil des Gebäudes bestimmungswidrig die Höhe von 2 1/2 statt 2 Obergeschossen erhalten, was außer der Unbequemlichkeit für die Pflöge zur Folge haben würde, daß die Dienst- räume für den Inspector (zugleich Sitzungsräume für das Curatorium der Anstalt) und einige andere Zimmer die unzureichende Höhe von nur 2,7 m im lichten erhalten.

Eine schöne, geschlossene Anlage von ebenfalls durchaus be- zehrender, kräftiger Architektur, wenn auch mit teilweise weniger

gelungener Grundrissausbildung, bietet der gleichfalls zum Ankauf empfohlene Entwurf, der den erst vor wenigen Wochen aus dem Leben geschiedenen Regierungs-Baumeister Wilhelm Möller zum Verfasser hat. Weitere charakteristische, zum Theil vortreffliche Architekturleistungen weisen auch die Entwürfe mit den Kennworten „Dem Alter zur Freude“, „Stiftung“, „Feierabend“, „Licht und Luft“, ferner „Es muß besser gehen“, („Flammendes Herz“), „So“, „Klöster- lich“ und andere mehr auf. Wenn sie nicht weiter zur Geltung kamen, so liegt dies nur an der auch im vorliegenden Falle eingetretenen Bewahrheitung des alten Satzes, daß das Bessere der Feind des Guten ist.

Zur Theorie des Baugrundes.

Wenn ein aus schützbarem Material (Sand, Kies, Steinschlag) bestehender Baugrund allmählich immer stärker und stärker belastet wird, so wird er zunächst in zunehmendem Maße theils elastisch theils unelastisch zusammengedrückt, bis schließlich Verschiebungen und seitliche Ausweichungen im Erdkörper auftreten und ein eigent- liches Einsinken der Belastung beginnt. Ueber dieses Maß hinaus wird man in den normalen Fällen der Anwendung des Baugrunds nicht belasten, namentlich dann nicht, wenn es sich um wechselnde Verkehrsbelastungen handelt. Die Größe der hiernach äußerst zu- lässigen Gesamtbelastung der Grundfläche *F* möge deren Trag- kraft (= *T*) genannt werden; die auf die Flächeneinheit bezogene Grenzbelastung heiße die Tragfähigkeit und werde mit *t* be- zeichnet.

Die Tragfähigkeit einer Grundfläche hängt ab von der Beschaffen- heit des Erdmaterials, von der Gründungstiefe *t* und von der Größe und der Gestalt der Grundfläche *F*.

Ueber den letztgenannten Einfluss fehlen zuverlässige Angaben fast vollständig. In der Anwendung*) wird er fast durchgehends außer acht gelassen, und auch die meisten theoretischen Formeln ziehen ihn nicht in Betracht. So giebt Rankine für die Tragfähig- keit den nur von der Gründungstiefe *h* und dem Material (Reibungs- winkel *q*, spezifisches Gewicht *γ*) abhängigen Werth

$$t = h\gamma \left(\frac{1 + \sin q}{1 - \sin q} \right)^2$$

Das Gleiche ist bei der Formel von Jankowski der Fall:

$$t = 2h\gamma \cdot \frac{45 + q}{2} : \frac{45 - q}{2}$$

Im Gegensatz hierzu führt schon Hagen in seinem Wasserbau, 1. Theil, an, daß die Tragkraft in höherem Maße als die Größe der Grundfläche zunehme, oder mit anderen Worten, daß die Trag- fähigkeit mit wachsender Grundfläche erhöhe werde, ohne jedoch eine nähere Begründung durch Rechnung oder Versuch beizufügen.

Die erste theoretische Formel, die den Einfluss der Grundfläche berücksichtigt, giebt Schwedler in einer den eisernen Oberbau be- treffenden Abhandlung vom Jahre 1882, woselbst er für cohesion- loses, reibungsfähiges Material die Tragfähigkeit einer Grundfläche von constanter Breite *b* und unbegrenzter Länge ableitet. Eine Wiedergabe dieser werthvollen Abhandlung findet sich im Jahr- gang 1891 dieses Blattes, Seite 90. Bei senkrechter centrischer Be- lastung erhält Schwedler für die Tragkraft eines Flächenstückes von der Länge *l*:

$$T = bt = \frac{b^2\gamma \cdot e^{3q\alpha} \cdot e^{3q\pi} + e^{-3q\pi}}{8 \cdot \sin^3\alpha} + \frac{3bh\gamma \cdot e^{2q(\frac{\pi}{2} + \alpha)}}{8 \cdot \sin^2\alpha}$$

oder abgekürzt $T = A \cdot b^2\gamma + B \cdot bh$ und $t = A \cdot b\gamma + B \cdot h\gamma$.

Hierin bezeichnet *q* die Reibungsziffer, = $\tan q$.

α einen Winkel = $\frac{\pi}{4} - \frac{q}{2}$.

e die Basis der natürlichen Logarithmen.

Bei der Aufstellung vorstehender Formel wurde ein einseitiges Ausweichen des Erdkörpers unter der Belastung vorausgesetzt (siehe Abb. 17, Seite 95 des Jahrg. 1891 d. Bl.). Nach den Versuchen von

*) Man hält sich gewöhnlich an die überlieferten, den normalen Fällen der Hochbaupraxis entsprechenden Werthe der Tragfähigkeit, die unabhängig von *F* angegeben werden. Die Anwendung derselben auf wesentlich anders geartete Verhältnisse führt jedoch zu unzu- treffenden Ergebnissen. Das Gleiche ist der Fall, wenn man die durch Versuche im kleinen gewonnenen Werthe ohne weiteres auf die größeren Verhältnisse der Ausführung übertragen will.

Kurdjümoß (Civilingenieur, 1892 Seite 293) findet jedoch ein doppel- seitiges Ausweichen des Erdkörpers nach nebenstehender Abb. 1 (ge- strichelte Linie) statt, was eine Verkleinerung des Beiwertes *A* zur Folge haben dürfte. Ferner wurde

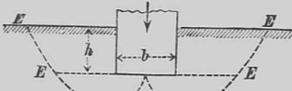


Abb. 1.

von der Reibung der höher als die Grundfläche liegenden Erd- masse *EE* abgesehen, da dieser Einfluss bei der Lagerung des Eisenbahn-Oberbaues von sehr geringer Bedeutung ist. Wird derselbe für größere Gründungs- tiefen *h* entsprechend in Rech- nung gestellt, so erhöht sich der Werth der Tragfähigkeit *t*, indem noch weitere Glieder mit höheren Potenzen von *h* hinzutreten.

Nach der Formel $t = A\gamma + B\gamma h$ ist die Tragfähigkeit eine lineare Function der Grundfläche ($F = b \cdot l$) und der Gründungs- tiefe *h*. Für $h = 0$ wird $t = A\gamma$ und nimmt somit proportional der Grundfläche zu. Selbstverständlich ist diese Zunahme nicht un- beschränkt und findet ihre Grenze an der Druckfestigkeit der ein- zelnen Kies- und Sandkörner.

Für den Grenzfall einer vollkommenen Flüssigkeit erhält man $q = 0$, $A = 0$ und $t = 0,75h\gamma$, während der richtige Werth bekannt- lich $t = h\gamma$ lautet. Die Formel liefert somit für sehr kleine Rei- bungswinkel *q* zu geringe Werthe der Tragfähigkeit *t*. Für größere Werthe von *q* dürfte sich nach dem oben Gesagten dieses Verhältnis zum Theil umkehren. Ein sicherer Aufschluss über die Abhängigkeit der Tragfähigkeit von *h* und *F* kann nur durch eingehende, sorg- fältige Versuche gewonnen werden. Ausser dem Einfluss der Größe der Grundfläche wäre hierbei auch derjenige der Gestalt der Fläche in Betracht zu ziehen. Es steht zu erwarten, daß bei gleichgroßem Inhalte kreisförmige und geviertförmige Grundflächen die größte Tragfähigkeit aufweisen werden. Bezüglich der Tragfähigkeit von Grundflächen beliebiger Gestalt kann der allgemeine Satz aufgestellt werden, daß sich dieselbe bei gleichmäßiger Aenderung sämtlicher Abmessungen (auch der Gründungstiefe *h*) im gleichen Verhältnis ändert. Für eine *n*mal größere Grundfläche erhöhen sich hiernach die Tragfähigkeit auf den $\sqrt[n]{n}$ -fachen und die Tragkraft auf den *n*· $\sqrt[n]{n}$ -fachen Betrag. Im Grenzfall einer reibungslosen Flüssigkeit ist die Richtigkeit dieses Satzes ohne weiteres ersichtlich.

Wenn die Belastung schief gegen die Grundfläche gerichtet ist, und ihre Mittelkraft außerhalb der Mitte angreift, tritt eine Ver- minderung der Tragfähigkeit ein, wie in der erwähnten Abhandlung von Schwedler (Abb. 18, Seite 95) näher dargelegt. Auf diesen Um- stand ist insbesondere bei Stützmauern, bei den Zwischenpfeilern von Gewölben und Bogenbrücken zu achten. Wesentlich günstiger liegen die Verhältnisse bei den Widerlagern von Bogenbrücken, da hier die Hinterfüllung den Baugrund auf der sonst gefährdeten Seite be- lastet und gegen Ausweichen sichert; die Tragkraft ist hier im allgemeinen größer als bei den Endpfeilern von Balken- brücken unter sonst gleichen Verhältnissen.

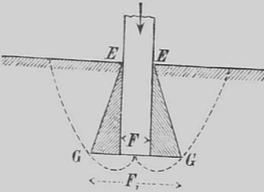


Abb. 2.

Bei gewissen Gründungs- arten (Versenken von Brunnen, Senkkasten usw.) treten infolge der Herstellungsweise Reibungs- kräfte an den Seiten des Bau- werks auf, durch welche die Grundfläche mehr oder minder entlastet und deren nominelle Tragfähigkeit erhöht wird. Es wird gewissermaßen dem Bauwerk ein Erdkörper *EEGG* (Abb. 2) hinzu- gefügt und dadurch dessen Grundfläche von *F* auf *F*₁ vergrößert. Eine theoretische Behandlung dieser Verhältnisse ist zur Zeit nicht durchführbar.

II.
Außer der Tragfähigkeit des Baugrundes kommt in vielen Fällen der Anwendung auch die Größe der Senkung unter der aufgebracht Belastung in Betracht, wobei es sich selbstverständlich nur um Be- lastungen, die unterhalb der Tragfähigkeit bleiben, handelt. In der Regel nimmt man an, daß sich der Baugrund hinsichtlich der Senkung ebenso wie eine vollkommene Flüssigkeit verhalte, d. h. daß die Senkung δ eines Punktes der Grundfläche und dessen spezifische Belastung *p* in constantem Verhältnis zu einander stehen, $p = c\delta$. Auf dieser Annahme beruhen die neueren Theorien des Eisenbahn-Oberbaues. Daß diese Annahme der Wirklichkeit nicht völlig entspricht, wurde von dem Verfasser bereits im Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens (1888 Heft 3) hervorgehoben. Die Senkung eines belasteten Grundflächenpunktes ist nicht nur von seiner eigenen Belastung, sondern auch von der der übrigen Punkte abhängig; man wird daher verschiedene Senkungen je nach Größe und Gestalt der belasteten Grundfläche erhalten, und zwar wird bei gleicher spezifischer Belastung *p* die Senkung δ im allgemeinen um so größer werden, je größer die Grundfläche ist; die Bettungsziffer *c* (= $p : \delta$) kann somit keine Constante sein. Im folgenden möge auf diesen Punkt etwas näher eingegangen werden. Vorausgesetzt wird ein gleichartiger Baugrund von unbeschränkter Ausdehnung und ebener Oberfläche ($h = 0$); die Verdrückungen des Erdkörpers seien ausschließlich elastische. Denken wir uns nun ein Flächenstück *f* durch die Last *P* belastet, so wird sich infolge der Reibung und Cohäsion des Materials der Druck mit wachsen- der Tiefe *z* auf immer größere Flä- chen *f*_z ausbreiten.*) Die Linien *AC* und *BD* der Abb. 3 mögen die Be- grenzung des durch die Belastung auf Druck beanspruchten Erdkörpers darstellen, wobei sich die Last *P* im allgemeinen ungleichmäßig über *f*_z vertheilt. (Siehe hierüber die Versuche von Kick und Steiner, Handbuch der Ingenieurwissenschaften, der Brückenbau, II.)

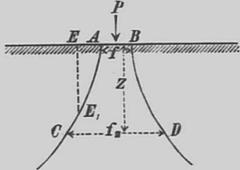


Abb. 3.

Infolge der Zusammenpressung des Erdkörpers *ABCD* senkt sich die gesamte Oberfläche und nicht nur die belastete Fläche *AB*, und zwar ist die Senkung eines beliebigen außerhalb gelegenen Punktes *E* gleich der Senkung des lothrecht darunter befindlichen Punktes *E*₁. Die genaue Gestalt der Begrenzungsfläche *ABCD* und der zugehörigen Senkungsfläche kann theoretisch wohl kaum ermittelt werden. Bei kreisrunder Belastungsfläche *f* ist die Senkungsfläche naturgemäß eine Umdrehungsfläche, die sich asymptotisch der ursprünglichen Ebene nähert. In Abb. 4 ist die mathematische Gestalt der Meridianlinie für eine unendlich kleine Belastungsfläche *f* dar- gestellt, die sich annähernd durch eine Gleichung $y = y_0 : (1 + \alpha x^2)^n$ wiedergeben läßt.

Für eine Last *P* = 1 stellt die Senkungsfläche gleichzeitig die

*) Der Druck auf die Flächeneinheit nimmt demgemäß mit wachsender Tiefe ab. Aus den Beobachtungen, die Schubert über die Zusammenpressungen des Erdkörpers unter Eisenbahngleisen anstellte (Zeitschrift für Bauwesen, 1891 Seite 78), kann man die spezifischen Zusammenpressungen ϵ und die zugehörigen Drücke σ auf folgende Weise erhalten. Die Beobachtungswerte η stellen je- weils die Zusammenpressungen des gesamten unterhalb des be- treffenden Punktes gelegenen Erdkörpers dar. Man hat daher

$$\eta = \int_z^\infty \epsilon dz, \quad \epsilon = \frac{d\eta}{dz} \quad \text{und} \quad \sigma = E \epsilon = E \frac{d\eta}{dz}, \quad \text{wo } E = \text{Elasticitäts- modül.}$$

Die Drücke σ in verschiedenen Tiefen verhalten sich hier- nach nicht wie die Größen η , sondern wie deren Differential- quotiente $\frac{d\eta}{dz}$.

Für eine der mitgetheilten Beobachtungsreihen ergibt sich beispielsweise für

<i>z</i> = 0	0,04	0,25	0,5	0,75	1	1,5	2 m
η = 1,28	1,066	0,938	0,768	0,569	0,427	0,329	0,229 mm
ϵ = 0,0084	0,0019	0,00064	0,00042	0,00026	0,00022	0,00020	0,00018
σ = 2,0	0,46	0,154	0,1	0,06	0,053	0,048	0,043 kg/qcm.

Hierbei wurde nach dem Vorgang Schuberts für $z = 0$ der Druck σ_0 schätzungsweise zu 2 kg angenommen. Unter der gleichen Annahme erhält man den Elasticitätsmodul *E* des Materials zu $\sigma_0 : \epsilon_0 = 2 : 0,0084 = 240 \text{ kg/qcm}$ und die Bettungsziffer *c* zu $\sigma_0 : \eta_0 = 2 : 0,128 = 15,6$ auf qcm bezogen. Vorstehende Zahlen können selbstverständ- lich keinen Anspruch auf allgemeine Geltung machen; abgesehen davon, daß zuverlässige Ergebnisse nur auf Grund einer großen An- zahl von Beobachtungen gewonnen werden können, kommt hier ins- besondere noch die Schwierigkeit hinzu, für σ_0 den richtigen Werth einzuführen.

Einflussfläche dar, d. h. die Strecke *BB*₁ giebt nicht nur die Senkung des Punktes *B* durch eine in *O* wirkende Last *P* = 1 an, sondern auch die Senkung des Punktes *O* durch eine in *B* wirkende Last *P* = 1. Mit Hilfe der Einflussfläche kann nun in bekannter Weise die Senkung eines beliebigen Punktes *C* einer beliebig belasteten

Fläche *F* (Abb. 5) bestimmt werden, $\delta = \int_0^F p \cdot dF \cdot y$. Für eine gleich- mäßige Belastung *p* wird $\delta = p \int_0^F y dF = p \cdot J$, worin *J* den Inhalt

des Prismas *AA*₁*BB*₁ (Abb. 4) bezeichnet, dessen Grundfläche = *F*; der betrachtete Punkt *C* liegt hierbei in der Achse *OO*₁ der Einfluss- fläche.

Vorstehende Gleichung kann nun zwar, wegen man- gelnder Kenntniss der Einflussfläche ($y = f(x)$), im be- sonderen Falle nicht zur zahlenmäßigen Bestimmung der Senkung δ benutzt werden; doch lassen sich aus derselben folgende allgemeine Sätze herauslesen.

1. Die einzelnen Punkte einer gleichmäßig belasteten Grund- fläche senken sich ungleich, und zwar die in der Mitte stärker als die am Rande, da ihre zugehörigen Prismen größere Körper-Inhalte *J* besitzen. Handelt es sich um sehr große Flächen *F*, welche bis zu denjenigen Theilen der Einflussfläche, wo *y* nahezu = 0, reichen, so senken sich die Punkte des Umfanges im allgemeinen nur halb so viel wie die der Mitte. Die Senkung eines Eckpunktes ist bei einem rechtwinkligen Eck gleich dem vierten Theil der Senkung eines mitt- leren Punktes, bei einem Eckwinkel von α Grad = $\alpha : 360$ von dieser Senkung. Die äußeren Punkte sind hiernach gegen Einsenkungen widerstandsfähiger als die inneren. Hieraus erklärt sich auch die geringere Senkung von Eisenbahnquerschwellen an den Enden gegen- über den theoretischen Werthen (vgl. die Versuche von Häntzschel, Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens, 1889 Heft 4), wobei übrigens unter Umständen auch noch eine stärkere Unterstopfung der Schwellen-Enden zur Wirkung gelangt sein kann.

2. Die Senkungen ähnlicher Grundflächen nehmen mit deren Größe zu. Bei *n*-fachem Gesamtdruck muß daher die Grundfläche mehr als die *n*-fache Größe erhalten, wenn die Senkungen die gleichen bleiben sollen. Ferner ist hieraus ersichtlich, daß die Bettungs- ziffer ($c = p : \delta$) mit wachsender Grundfläche abnehmen muß. Aus diesem Grunde wurde vom Verfasser schon im Jahre 1888 die Formel $c = \alpha + \frac{\beta}{b}$ für die Bettungsziffer von Eisenbahnschwellen auf- gestellt, wo *b* die Breite der in Frage stehenden Eisenbahnschwelle bezeichnet. Die Richtigkeit des Satzes, daß die Bettungsziffer *c* mit wachsender Schwellenbreite abnimmt, geht aus den oben erwähnten Versuchen von Häntzschel hervor. Dieselben ergaben

für Kiesbettung auf Packlage $b = 30 \text{ cm}, c = 9; b = 12, c = 15,$
für Kleinschlag-u. Schlackenbettung $b = 30 \text{ cm}, c = 5; b = 24, c = 6,$
für Kiesbettung $b = 30 \text{ cm}, c = 3; b = 24, c = 4.$

Die für Kiesbettung gemachten Angaben dürften, nebenbei ge- sagt, nicht ganz zutreffend sein. Unter keinen Umständen kann die Bettungsziffer stärker zunehmen als die Breite abnimmt, da sonst bei gleichbleibender Gesamtlast eine schmale Schwelle weniger einsinken würde als eine breite, was offenbar unmöglich ist. Vermuthlich waren die Verhältnisse der Beobachtungsstrecken nicht ganz gleich- artig.

Auch die in der Deutschen Bauzeitung 1881 S. 403, angeführten Angaben zeigen, daß die Bettungsziffer mit der Größe der Grund- fläche abnimmt. Bei einer Grundfläche von 6,25 Quadratfuß betrug die Bettungsziffer nur noch den 3,8 Theil des Werthes bei einer Grundfläche von 1 Quadratfuß.

3. Bei gleicher Größe aber verschiedener Gestalt der Grund- flächen fallen die Senkungen um so größer aus, je gedrängter die Grundflächenform ist. Am größten ist die Senkung bei einer Kreis- fläche, am kleinsten bei Ringflächen oder bei Grundflächen, die aus einzelnen getrennten Stücken bestehen.

Gewöhnlich liegen die Verhältnisse derart, daß es sich nicht, wie bisher angenommen, um eine gleichmäßige Belastung *p* der Grund- fläche handelt, wobei sich deren einzelne Punkte ungleich senken, sondern daß mit Rücksicht auf die unveränderliche Grundfläche des Belastungskörpers eine gleichmäßige Senkung sämtlicher Punkte vorgeschrieben ist. Hierbei erhalten die einzelnen Punkte ungleiche Drucke, und zwar werden die Punkte des Umfanges, insbesondere

die Eckpunkte, stärker gedrückt als die mittleren Punkte. Annähernd kann man den Druck p eines Punktes x setzen $p = \frac{P_m \delta_m}{\delta}$, wo P_m = mittlerer Druck, δ = Senkung des betreffenden Punktes, wenn sämtliche Punkte mit P_m belastet wären, δ_m = Mittelwerth aller δ = Senkung der Grundfläche. (Siehe Abbildung 6.)

In ähnlicher Weise können die Drucke p bei excentrischer Belastung ermittelt werden, wobei die Senkungen δ den Ordinaten einer geneigten Ebene entsprechen. Auch hier müssen die äußeren Punkte größere Drucke aufnehmen, als nach dem üblichen Rechnungsverfahren sich ergibt.

Um die in Frage stehenden Verhältnisse nach allen Seiten hin klar zu stellen, bedarf es vor allem noch der Ausführung eingehender und zuverlässiger Versuche!

III.

Für die zulässige Belastung k eines Baugrunds ist in erster Linie dessen Tragfähigkeit t maßgebend; k muß zur Sicherheit, je nach den besonderen Verhältnissen des Einzelfalles, entsprechend weit unterhalb t bleiben. Die Größe der Senkungen δ ist an und für sich nur von geringer Bedeutung. Sie kommt nur dort in Betracht,

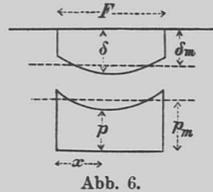


Abb. 6.

Vermischtes.

Ertheilung von Reiseprämien an Königl. Regierungs-Baumeister und Königl. Regierungs-Bauführer in Preußen. In Anerkennung der im Prüfungsjahr vom 1. April 1892/93 bei Ablegung der zweiten Haupt- (Baumeister-) Prüfung für den Staatsdienst im Baufache dargelegten tüchtigen Kenntnisse und Leistungen sind von dem Herrn Minister der öffentlichen Arbeiten auf unseren Vorschlag den fünf Königl. Regierungs-Baumeistern Hermann Muthesius aus Gr. Neuhausen, Großherzogthum Sachsen, Ludwig Burgmeister aus St. Johann a. Saar, Hermann Promies aus Gr. Rodensleben, Kreis Wolmirstedt, Hubert Hentrich aus Aachen und Robert Pfeil aus Wiesbaden Prämien von je 1800 Mark zur Ausführung größerer Studienreisen behufs Förderung ihrer weiteren Ausbildung für ihren Beruf bewilligt worden.

Ferner wurden den fünf Königl. Regierungs-Bauführern Albert Erbe aus Weilburg a. d. Lahn, Karl Hüter aus Borgholzhausen i. Westf., Paul Schlodtmann aus Bremen, Karl Mügge aus Hitzum, Regierungsbezirk Osnabrück, und Georg Benoit aus Wesel, welche sich bei der ersten Haupt- (Bauführer-) Prüfung für den Staatsdienst im Baufache im Prüfungsjahre vom 1. April 1892/93 durch besonders tüchtige Leistungen ausgezeichnet haben, von dem Herrn Minister der öffentlichen Arbeiten Prämien von je 900 Mark zwecks Ausführung einer Studienreise zuerkannt.

Königliches technisches Ober-Prüfungs-Amt.

Die diesjährige Abgeordneten-Versammlung des Verbandes deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine wird am 23. September in Münster zusammentreten. Die Tagesordnung umfaßt im geschäftlichen Theile: Aufnahme des Bromberger Architekten- und Ingenieur-Vereins, Mitglieder-Verzeichnisse, Abrechnung für das Jahr 1892, Voranschlag für 1894, Abrechnung über das Semper-Denkmal, Bericht über die litterarischen Unternehmungen des Verbandes, Verbreitung und Bezug der Verbands-Mittheilungen, Erwerb der Rechte einer juristischen Person für den Verband, Wanderversammlungen 1894 und 1896. Der wissenschaftliche Theil der Tagesordnung enthält: Aufstellung neuer Berathungsgegenstände für 1893/94, Denkschrift über die Rauchbelästigung in großen Städten, das Werk „Die natürlichen Bausteine Deutschlands“, Sammlung von Erfahrungen über die Feuersicherheit der Bauconstructions, Feststellung der Regen-Niederschläge in Deutschland, Normalbedingungen für die Lieferung von Eisenconstructions und Sammlung von Erfahrungen über das Verhalten des Flußeisens, Neuauflage des deutschen Normalprofilbuches für Walzeisen, Entwicklungsgeschichte des deutschen Bauernhauses, Zonen-Bauordnung, Verkopplung städtischer Grundstücke, Ausschlag auf Ziegelmauerwerk, Grundsätze für das Verfahren bei öffentlichen Wettbewerben, endlich Bethheiligung des Verbandes an der Ausstellung in Chicago.

In dem Wettbewerbe um eine Kirche für die evang. Gemeinde in Prüm, R.-B. Trier, der unter den Mitgliedern des Berliner Architekten-Vereins ausgeschrieben war (vgl. S. 228 d. J.) und zu welchem 6 Entwürfe eingegangen sind, sind von dem Beurtheilungs-Ausschusse des Vereins dem Entwürfe des Kgl. Reg.-Baumeisters K. Wilde in Berlin der I. Preis, der Arbeit des Kgl. Reg.-Baumeisters Müsiggbrodt

wo ungleiche Senkungen sich herzustellen suchen, denen sich das Bauwerk nur durch besondere Formänderungen oder Spannungen anschmiegen kann. Je größer die Unterschiede der Einzelsenkungen sind, desto näher liegt die Gefahr unzulässiger Formänderungen oder von Rissen. Die Grundfläche des Bauwerks ist daher derart anzuordnen, daß die Unterschiede der Senkungen unter einem bestimmten, dem Einzelfalle angepaßten Maße bleiben. Die absoluten Werthe der Senkungen sind hierbei ohne Belang. Nur in solchen Fällen, wo die Senkungsunterschiede sich der Rechnung entziehen (z. B. bei Ungleichmäßigkeit des Baugrunds), ist es erforderlich, die absoluten Werthe in Betracht zu nehmen und sie so niedrig zu halten, daß auch die größtmöglichen Werthe der Senkungsunterschiede keine unzulässige Größe erreichen können.

Zum Schluß möge noch einmal ausdrücklich auf das verschiedenartige Verhalten der Grundflächengröße bezüglich der Tragfähigkeit und der Senkung hingewiesen werden. Bei einer Steigerung der Gesamtbelastung auf das n -fache genügt es, um die gleiche Sicherheit gegen Ueberschreitung der Tragfähigkeit einzuhalten, wie bisher die Grundfläche in einem geringeren Maße zu vergrößern, $F_n < n \cdot F$, da nach I. die Tragfähigkeit mit der Größe der Grundfläche wächst. Soll jedoch die Senkung δ die gleiche bleiben wie bisher, so ist hierzu im allgemeinen eine Grundfläche $F_n > n \cdot F$ erforderlich, da nach II. die Senkungen bei gleichen Einheitsbelastungen mit der Größe der Grundfläche zunehmen.

Karlsruhe, im April 1893.

Fr. Engelfser.

in Berlin der II. Preis und dem Entwürfe des Architekten O. Hoffmann in Friedenau ein Vereinsandenken zuerkannt worden.

Ein Preisausschreiben von aufsergewöhnlicher Bedeutung, und zwar zur Erlangung von Plänen für ein neues Rathhaus, hat die Stadt Elberfeld an die deutschen und deutsch-österreichischen Architekten erlassen. Wir verweisen zunächst auf die Bekanntmachung im Anzeiger der vorigen Nummer und behalten uns vor nach Einsicht in das Programm auf die Sache näher zurückzukommen.

Zur Erlangung von Entwürfen für das Empfangsgebäude des Personenbahnhofes Luzern eröffnet die Schweizerische Centralbahn einen allgemeinen Wettbewerb. Die Bahnhofanlage ist Kopfstation mit einem Stirn-Bahnsteig und fünf Zungensteigen, zwischen denen noch vier Gepäcksteige liegen. Die Raumforderungen an das in unmittelbarer Nähe des Vierwaldstädter Sees zu errichtende Gebäude sind die für eine derartige Anlage üblichen; besonderer Werth wird auf zweckmäßige Raumeintheilung und ungehinderten Verkehr der Reisenden gelegt. Nur für den 15 m breiten Kopfsteig wird eine Eisenconstruktion verlangt, die Ueberdachungen der Längsteige sind in den Entwurf nicht aufzunehmen. Baumaterial und Baustil sind freigestellt; die Kosten, welche nach dem Gebäudeinhalte zu überschlagen sind, dürfen den Betrag von 650 000 Franken nicht übersteigen. Dem Preisgericht, welches aus den Architekten Auer in Bern, Ed. Vischer in Basel und Schmid-Kerez in Zürich sowie aus den Ingenieuren, Directoren der S. C. B. in Basel Flury und Mast besteht, sind 6000 Franken zur Ertheilung von drei Preisen zur Verfügung gestellt. Einzuzureichen sind die im Maßstab 1:200 darzustellenden Pläne bis zum 15. November d. J. abends 6 Uhr an das Directorium der Schweizerischen Centralbahn in Basel.

Ausstellung für Maltechnik in München. Die „Deutsche Gesellschaft zur Beförderung rationaler Malverfahren“ (vgl. Jahrg. 1890 S. 64 d. Bl.) eröffnete am 20. d. M. im Königl. Glaspalaste in München ihre Ausstellung. Der Zweck der Ausstellung, die verschiedenen Arten der Maltechnik alter und neuer Zeit vorzuführen, ist, soweit der beschränkte Raum es gestattet, in gelungener Weise zur Ausführung gebracht und wird jedenfalls eine ganze Reihe von nutzbringenden Anregungen zur Folge haben, sodafs Künstler und Laien sich über die Haltbarkeit und Eigentümlichkeiten der einzelnen Verfahren und Materialien aufs beste unterrichten können. Der künstlerische Theil der Ausstellung enthält in einem vom Professor v. Lenbach als Künstlerwerkstatt hergerichteten Saal, in welchem auch praktische Versuche angestellt werden, hervorragende Meisterwerke besonders mittelalterlicher Kunst aus Privatbesitz sowie aus Staatssammlungen. Das anstossende Cabinet zeigt die Entwicklungsgeschichte der Technik von Maler Ernst Berger: ägyptische, griechische und römische Technik bis zur byzantinischen Zeit. In der Abtheilung für Glasmalerei sind alte Glasmalereien und die Entstehung solcher von Anfang bis zur Fertigstellung vorgeführt; das Gleiche gilt von der Porcellanmalerei. Unter den Materialien interessiren in erster Linie die von Professor Groth von der Mineralogischen Sammlung des Staates ausgestellten Mineralien, welche Beziehung auf die Maltechnik haben, wie überhaupt die Technik der Malerei bis in die Einzelheiten mit allen Arten von Verfahren, Materialien und Geräthen vollständig vertreten ist.

Ueber die Quersteifigkeit eiserner Brücken.

In einem erst vor kurzem zu meiner Kenntniss gelangten Vortrage (Civilingenieur 1892, S. 55) bespricht Herr Dr. Föppl, von dem Einsturze der Mönchensteiner Brücke ausgehend, die Quersteifigkeit der eisernen Brücken. Da es sich hierbei um Darlegungen allgemeineren Charakters handelt, möge es gestattet sein, noch nachträglich auf den Inhalt des Vortrages näher einzugehen. Das wesentlich Neue desselben besteht in dem Satze, dass die Hauptveranlassung zu den bekannten Seitenschwingungen der eisernen Brücken in der unsymmetrischen Deformation des oberen Längsverbandes zu suchen sei, und nicht, wie bisher allgemein angenommen, in den Seitenstößen der Fahrzeuge. „Letztere wirkten zwar zweifellos bis zu einem gewissen Grade mit; es müsse jedoch noch nach einer anderen ausschlaggebenden Ursache gesucht werden, die die beobachteten beträchtlichen Schwanungen, namentlich des Obertheils, erkläre. Diese Ursache sei in völlig einwandfreier Weise gefunden und bestehe in der vorerwähnten Deformation, d. h. in der durch die lothrechten Lasten hervorgerufenen Drehung des oberen Längsverbandes (Windbalkens) um eine lothrechte Achse.“

Ein triftiger Grund, warum die Seitenstöße für sich allein zur Erklärung der Seitenschwingungen nicht hinreichen sollten, ist nicht angegeben. Andererseits zeigt aber die Betrachtung der den Beobachtungen zu Grunde liegenden Verhältnisse, dass in der grossen Mehrzahl der Fälle die angegebene neue Erklärung überhaupt keine Anwendung finden kann. Es handelt sich meistens entweder um untere Längsverbände, wo die Deformationen der betreffenden oberen Verbände selbstverständlich gar keine Rolle spielen, oder um symmetrisch angeordnete obere Verbände mit steifen oder künstlich angespannten Kreuzstreben, wo jeglicher Grund zu einer unsymmetrischen Deformation (Drehung beziehungsweise Schiefstellung) entfällt und somit auch der angegebene Erklärungsversuch gegenstandslos wird. In allen diesen Fällen werden die Seitenschwingungen ausschliesslich durch die Seitenstöße hervorgerufen; letztere sind daher unzweifelhaft als die wesentliche und für sich allein hinreichende Ursache der Seitenschwingungen unter der Verkehrslast¹⁾ zu bezeichnen.

Eine unsymmetrische Deformation des oberen Längsverbandes kommt nur in wenigen Sonderfällen in Betracht und ist daher für die Erklärung eines allgemeinen Vorganges unzureichend. Sie ist keine wesentliche und noch viel weniger eine ausschlaggebende Ursache der Seitenschwingungen, sondern nur eine sekundäre Erscheinung von nebensächlicher Bedeutung, mit welcher die beobachteten Seitenschwingungen nicht viel zu thun haben.

Des theoretischen Interesses wegen möge im Folgenden etwas näher auf die bei unsymmetrischen oberen Längsverbänden auf-

tretenden Deformationserscheinungen eingegangen werden; es wird hierbei ein System nach Fig. 1 mit steifen Streben und Querriegeln vorausgesetzt. Herr Dr. Föppl giebt für die Differenz der seitlichen Verschiebung zweier benachbarter Knotenpunkte den Betrag $\Delta y = \sigma f^2 : E b$, woraus für konstante Gurtspannung σ ein konstanter Drehungswinkel der Gurtstäbe $\alpha = \Delta y : f = \sigma f : E b$ folgt. Er nimmt hierbei an, dass die Querriegel und Diagonalen des Längsverbandes, windstilles Wetter vorausgesetzt, ganz ohne Spannung seien. Dies trifft jedoch in unserem Falle nicht zu, wo



Fig. 1.

es sich um eine Brücke mit zwei Hauptträgern, zwei Längsverbänden, mindestens zwei Querverbänden und vier Auflagern handelt, da ein derartiges räumliches System im Allgemeinen statisch unbestimmt ist. Die Formänderungen der einzelnen Stäbe sind nicht von einander unabhängig; die Deformation des oberen Längsverbandes kann sich nicht herstellen, ohne Widerstand bei den übrigen Gliedern zu finden und dementsprechend zusätzliche Spannungen und Dehnungen in denselben hervorzurufen. Insbesondere leisten die Querverbände der angestrebten Ausbiegung Widerstand, wodurch in den Querriegeln und Diagonalen des Längsverbandes auch bei windstillem Wetter Spannungen entstehen und die Größe der Ausbiegung verringert wird. Bei sehr kräftigen Querverbänden (Steifrahmen, Portale z. B. nach Fig. 3, Seite 69 des Civilingenieurs 1892 u. s. w.) und verhältnissmäßig schwachen Diagonalen des Längsverbandes kann die ohnehin sehr geringe Ausbiegung fast vollständig auf Null herabgehen. Unter normalen Verhältnissen bleibt sie meist unter dem fünften Theile des von Dr. Föppl angegebenen Werthes und ist praktisch ohne Bedeutung.

Die Berechnung der jeweiligen Deformation und der entsprechenden zusätzlichen Spannungen erfolgt am besten nach dem Prinzip der virtuellen Geschwindigkeiten; doch wird zu einer derartigen Rechnung wohl niemals ein Bedürfniss vorliegen.

Die Lage der lothrechten Drehachse lässt sich jeweils aus dem Gleichgewichte der auf den Längsverband wirkenden Kräfte (Querreaktionen der Querverbände, Längsreaktionen der Hauptträger) bestimmen; für gleichgebildete Brückenhälften und gleichmässige Belastung fällt sie naturgemäss in Brückenmitte.¹⁾

Die nach Vorstehendem zu bestimmende minimale Schiefstellung des oberen Längsverbandes (Lage II in Fig. 1) ist nun

1) Die durch Windstöße hervorgerufenen Seitenschwingungen bleiben hierbei selbstverständlich ausser Betracht; desgleichen die bei schiefen Brücken, bei ungleich starken oder ungleich belasteten Hauptträgern auftretenden Schwingungen.

1) Die in Fig. 2, Seite 63 des Civilingenieurs 1892 dargestellte Deformation kann hiernach unter normalen Verhältnissen nicht eintreten.

keineswegs eine äusserste Schwingungslage, ein Schwingungsaus-
schlag (wobei das Bestreben des Rückschwunges in die ursprüng-
liche Lage I vorliegt), sondern sie ist eine neue Gleichgewichts-
lage, die den neuen (deformirten) Stabängen entspricht, und die
so lange andauert, als die Belastung konstant bleibt. Beim Auf-
fahren des Zuges geht der obere Längsverband in dem Maasse,
wie sich die Spannungen erhöhen, allmählig in die Lage II über,
verharrt in derselben, so lange die Maximalbelastung andauert,
und kehrt dann nach vollendeter Abfahrt des Zuges wieder in
die ursprüngliche Lage I beziehungsweise in die dem Eigengewicht
entsprechende Lage zurück. Der Verlauf dieser seitlichen De-
formation ist hiernach analog dem der gleichzeitig auftretenden
lothrechten Durchbiegung; es handelt sich im Wesentlichen nur
um eine einmalige Hauptbewegung, deren Dauer sich nach der
Belastungsdauer richtet und unabhängig von den Dimensionen der
Brücke ist; eine Schwingung im Sinne der Mechanik kann die-
selbe nicht genannt werden. Im Zusammenhange mit diesen
Hauptbewegungen können unter Umständen noch sekundäre Schwin-
gungen von kürzerer Dauer und Weite auftreten, falls die Be-
lastung sehr rasch zur Wirkung gelangt, weil dann die Span-
nungen und Dehnungen der in Frage kommenden Stäbe das sta-
tische Maass etwas übersteigen, was bekanntlich zu Schwingungen
um die statische Deformationslage Veranlassung giebt.

Die Weite dieser sekundären Schwingungen beträgt nur
einen geringen, mit der Spannweite abnehmenden Bruchtheil der
Weite der Hauptbewegung. Sämtliche hierauf bezügliche Mes-
sungen haben denn auch keinen nennenswerthen Unterschied der
betreffenden Deformationen bei ruhender und bei bewegter Last
ergeben. Nach den theoretischen Untersuchungen Melan's
(Oesterr. Zeitschrift 1893, S. 293) ist beispielsweise für $l = 40^m$
und $r = 12^m$ (in der Sekunde) die Vergrößerung der Deforma-
tion, beziehungsweise der Spannung höchstens gleich 1 Pro-
zent der betreffenden Grösse bei ruhender Belastung. Bei 2^{mm}
grösster Ausbiegung im Ruhezustand erreicht hiernach die sekun-
däre Ausbiegung (Schwingungswerte) nur den verschwindend
kleinen Betrag von $0,02^{mm}$. Es ist ohne Weiteres klar, dass der-
artige minimale Schwingungen ohne jegliche Bedeutung sind und
nicht die geringste Beachtung verdienen. Selbstverständlich be-
ziehen sich die vorstehenden Erörterungen nur auf den Einfluss
des raschen Spannungseintrittes, nicht aber auf den von Seiten-
stößen.

Handelt es sich um einen oberen Längsverband mit flachen,
nicht künstlich gespanntem Kreuzstreben, die bei der Zusammen-
pressung der Druckgurtungen widerstandslos ausknicken, so können
sich die beiden Gurtungen, sofern kein Widerstand von Zwischen-
rahmen in Betracht kommt, innerhalb des gebotenen kleinen Spiel-
raumes, jede für sich, in parallelen Kurven beziehungsweise
Linienzügen ausbiegen. Der Biegunspfeil δ (siehe Fig. 2) ist

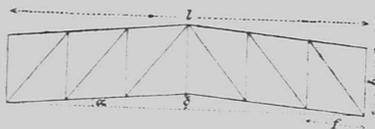


Fig. 2.

bei gleichmässiger Gurtspannung σ gleich $\frac{lf\sigma}{2} = lf:2Eb$, wenn
man von dem mindernden Einfluss der steifen Knotenverbindungen
und von den minimalen Stabspannungen, die der Ausbiegung ent-
sprechen, absieht. Grössere Einzelverbiegungen der Gurtungen,

als dem Pfeile δ entsprechen, sind dadurch ausgeschlossen, dass
sich dann die eine Hälfte der Streben nach Fig. 2 symmetrisch
zur Mitte wieder gerade streckt und beide Gurtungen in feste
Verbindung bringt. Eine unsymmetrische Deformation nach Fig. 1,
wobei ausschliesslich die eine Strebenschaar zur Wirkung gel-
angt, erscheint ausgeschlossen, da hierbei die Widerstände der
Endrahmen gegen Ausbiegen überwunden werden müssten. Bei
den Seitenschwingungen derartiger Längsverbände¹⁾ ist der grösste
Ausschlag im Allgemeinen um δ grösser als bei steifen, nach
Fig. 2 angeordneten Diagonalen.

Setzen die Kreuzstreben dem Ausknicken einen bestimmten
Widerstand entgegen, $W = Fk_0$, wo k_0 = Knickfestigkeit, so fällt
 δ geringer aus als vorstehend berechnet. Annähernd (d. h. etwas
zu gross) kann die Druckspannung σ_0 , die in steifen, unter dem
Winkel β geneigten Kreuzstreben unter dem Einfluss der Gurt-
spannungen σ entstehen würde, gleich $\sigma \cos^2 \beta$ gesetzt werden. Für
 $\sigma_0 > k_0$ knicken die Kreuzstreben aus, behalten jedoch die Druck-
spannung k_0 bei. Dem Ueberschuss $\sigma_0 - k_0 = \sigma \cos^2 \beta - k_0$ entspricht
eine Gurtspannung $\sigma - \frac{k_0}{\cos^2 \beta}$ und ein Biegunspfeil der Gurt-
tungen $\delta = \left(\sigma - \frac{k_0}{\cos^2 \beta} \right) lf:2Eb$.

Beispielsweise ist für $l = 42^m$, $1:\cos^2 \beta = 2,9$, $f:b = 0,75$,
 $k_0 = 150^{kg/cm^2}$ (Verhältnisse ähnlich denen der Mönchensteiner
Brücke) die Grösse von $k_0:\cos^2 \beta$ gleich $150 \cdot 2,9 = 435$. Ein
Ausknicken der Kreuzstreben und demgemäss ein Biegunspfeil
 δ tritt erst bei einer Gurtspannung $\sigma > 435^{kg/cm^2}$ auf. Für die
Maximalbelastung ist σ (Spannung des vollen Querschnittes)
 $= 580^{kg/cm^2}$, somit $\delta = (580 - 435) \cdot 4200 \cdot 0,75 : 2 \cdot 2000000 = 0,116^{cm}$.
In der Regel werden die Kreuzstreben erst nach erfolgter Aus-
rüstung der Hauptträger endgültig eingezogen; dann ist für σ nicht
die gesammte, sondern nur die der Verkehrslast entsprechende
Gurtspannung einzuführen, d. h. in unserem Falle $\sigma = 425^{kg/cm^2}$.
Diese Zahl ist kleiner als der oben berechnete Werth von
 $k_0:\cos^2 \beta$; es findet somit ein Ausknicken der Streben und eine
Ausbiegung δ der Gurten nicht statt. Für die hälftige Belastung,
bei welcher der Brückeneinsturz bereits begann, war $\sigma = 480$ (Ge-
sammtbelastung), beziehungsweise $= 323$ (Verkehrslast) und dem-
entsprechend $\delta = 0,036^{cm}$, beziehungsweise $\delta = 0$. Die Ausbiegung
 δ kann hiernach bei dem Einsturz keine Rolle gespielt haben.

Bei steifen Knotenverbindungen fällt die Gesamtdeforma-
tion geringer aus, als bei den bisher vorausgesetzten reibungslosen
Gelenkverbindungen; es kann mit Rücksicht hierauf von einer
näheren Betrachtung der einschlägigen Verhältnisse abgesehen
werden. Das Gleiche ist der Fall, wenn ausser den Endrahmen
auch noch Zwischenrahmen ausgeführt sind.

Auf die durch Seitenstösse hervorgerufenen Seitenschwin-
gungen und auf die Verhältnisse, die im Allgemeinen die Dauer
und Weite derselben beeinflussen, soll hier nicht näher eingegangen
werden; in dieser Hinsicht sei auf die eingehenden Darlegungen
Steiner's (Oesterr. Zeitschrift 1892, Seite 113) verwiesen. Doch
möge hier ausdrücklich hervorgehoben werden, dass eine theore-
tische Bestimmung der im besondern Fall tatsächlich auf-
tretenden Schwingungen und der zugehörigen Spannungen man-
gels der erforderlichen Rechnungsgrundlagen nicht möglich ist,
und dass alle in dieser Beziehung angestellten allgemeinen Er-
wägungen der tatsächlichen Grundlage entbehren. Nach den

1) Derartige Längsverbände mit flachen Streben sind be-
kanntlich in mehrfacher Hinsicht mangelhaft und kommen des-
halb selten mehr zur Ausführung.

bisherigen Beobachtungen bleiben die Seitenschwingungen und
die zugehörigen Spannungen bei richtiger Konstruktion innerhalb
enger Grenzen und geben zu weitgehenden Befürchtungen keinen
Anlass. In praxi stellt man gewöhnlich sämtliche dynamische
Wirkungen der Verkehrslast (einschliesslich der in Frage stehen-
den Seitenschwingungen) dadurch in Rechnung, dass man die
Verkehrslast mit schätzungsweise erhöhtem Betrage (meist 1,5- bis
2fach) einführt oder die Sicherheitsziffer entsprechend erhöht.
Nach den bisherigen Erfahrungen wird auf diese Weise den ge-
samten dynamischen Wirkungen der Verkehrslast in völlig aus-
reichendem Maasse Rücksicht getragen.

Zu den übrigen Ausführungen Dr. Föppl's über räumliche
Brückensysteme möchte ich noch, um unrichtigen Auffassungen
über den derzeitigen Stand des Brückenbaues vorzubeugen, er-
gänzend bemerken, dass das fragliche Thema in der Fachliteratur
schon längst eingehend behandelt worden ist, und dass die in Be-
tracht kommenden Gesichtspunkte von unseren namhaften Brücken-
bauern nach Gebühr berücksichtigt werden. Von den verschie-
denen einschlägigen Schriften mögen hier insbesondere die bahn-
brechenden Arbeiten Winkler's genannt werden, der in seinen

Vorträgen über Brückenbau die Brückenbauten zum ersten Male
als räumliche Systeme behandelte, die Bedingungen der statischen
Bestimmtheit und Standfestigkeit aufstellte und die durch Quer-
belastungen hervorgerufenen Spannungen bestimmte. Eine all-
gemeine Theorie der Windverstreben (Querverbindungen) ver-
öffentlichte Winkler im Civilingenieur, Band XXX, Heft 2, worin
unter andern auch die Bedingungen der Gleichwerthigkeit von
steifen Querrahmen und von Querverbänden mit Diagonalstäben
festgestellt wurden. Eine theoretische Untersuchung der Stand-
festigkeit offener Brücken findet sich im Centralblatt der Bau-
verwaltung 1884, Seite 415. In praxi wurde diesem Gegenstande
schon frühzeitig grosse Aufmerksamkeit zugewendet, wie die vielen
sorgfältigen Ausführungen schon aus den ersten Zeiten des Eisen-
bahnbaues beweisen. Eine sehr schöne Anordnung neueren
Datums zeigt die Kipperbrücke (sächs. Schmalspurbahn Zittau-
Reichenau, Civilingenieur 1886, Seite 62), bei welcher die Quer-
verbindungen sehr steif und unabhängig von der Fahrbahn-
konstruktion ausgebildet wurden, um sekundäre Ausbiegungen
(Zwängungsspannungen) möglichst zu verhüten.

Karlsruhe, im Mai 1893.

Fr. Engesser.

Inhalt: Neuere Versuche über die Richtung und Grösse des Erddrucks gegen Stützwände. — Zur schönheitlichen Gestaltung städtischer Strassen. — Mittheilungen

aus Vereinen. — Vermischtes. — Todtenschan. — Preisaufgaben — Brief- und Fragekasten. — Offene Stellen.

Neuere Versuche über die Richtung und Grösse des Erddrucks gegen Stützwände.

In der Richtung des Erddrucks gegen Stützwände stehen sich z. Z. zwei verschiedene Ansichten gegenüber. Nach der einen (Rankine) sind die Gesetze des Erddrucks im unbegrenzten Erdreich auch für die gewöhnlichen Fälle der Anwendung (ebene Oberfläche, lothrechte oder nach vorn geneigte Stützfläche) gültig. Der Erddruck E gegen eine lothrechte Stützwand ist hierbei parallel der Erdoberfläche, bei wagrechter Oberfläche somit gleichfalls wagrecht gerichtet; die im Erdkörper auftretende Gleitfläche ist eine Ebene (Abbildg. 1, O G). Nach der anderen Ansicht ist der Erddruck E unter dem Reibungswinkel phi gegen die Wandnormale geneigt. Die Gleitfläche besteht hierbei i. a. aus einer Ebene und einer Zylinderfläche höherer Ordnung (Abbildg. 2; siehe die Abhandlungen von Kramer und des Verfassers in der Zeitschrift für Bauwesen 1879 und 1880). Näherungsweise kann man auch hier die Gleitfläche als eine Ebene annehmen (ältere Theorie vom Prisma des grössten Schubs, von Coulomb und Poncelet); die erhaltenen Ergebnisse für den Werth von E weichen nicht wesentlich von denen der genaueren Rechnung ab.

Die Frage, welche der beiden Ansichten den tatsächlichen Verhältnissen entspricht, kann endgiltig nur durch Versuche entschieden werden; doch mögen vor Erörterung des vorliegenden Versuchsmaterials kurz die theoretischen Gründe angeführt werden, welche sich für die zweite Ansicht geltend machen lassen (siehe auch Ztschr. f. Bauwesen 1880, S. 208).

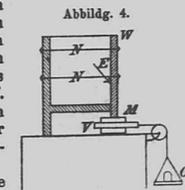
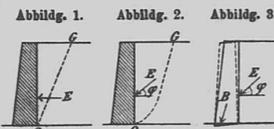
Die Grösse des Erddrucks E ist statisch unbestimmbar, da unendlich viele Gleichgewichts-Zustände des Erdkörpers möglich sind. Wenn es sich um starre, unpressbare Körper handelte, so wäre hiernach die vorliegende Aufgabe thatsächlich nicht zu lösen. Nun sind aber Erde, Mauer und Baugrund pressbare Körper; infolge dessen treten unter dem Einfluss der Kräftewirkungen Zusammenpressungen und Verschiebungen und demgemäss Reibungskräfte auf; es stellt sich schliesslich ein Grenzstand des Gleichgewichts her, wobei in einzelnen Flächen des Systems die Reibung voll ausgenutzt wird. Insbesondere treten Verschiebungen der Erde längs der Wand auf; die Erdmasse wird durch ihr eigenes Gewicht zusammengepresst, und zwar in normalen Fällen*) stärker als die Mauer, und gleitet infolge dessen an der Mauer herab; unter Umständen kommt noch eine Drehung der Wand nach aussen hinzu, hauptsächlich durch die exzentrische Wirkung der Bodenpressung B verursacht (Abbildg. 3), wodurch gleichfalls ein Herabgleiten der Erde längs der Mauer veranlasst wird.

Beide Ursachen rufen Reibungskräfte zwischen Wand und Erde hervor; der Erddruck ist demgemäss unter dem Reibungswinkel phi gegen die Wandnormale nach unten gerichtet (Abbildg. 3).

Bei den älteren Versuchen (siehe deren Zusammenstellung bei Winkler, Neue Theorie des Erddrucks) hat es sich nun auch gezeigt, dass der Erddruck E unter dem Reibungswinkel phi gegen die Wandnormale geneigt war. Doch lässt sich gegen deren Beweiskraft geltend machen (Mohr, Hannöv. Zeitschrift 1871, S. 365), dass hierbei die Wand mehr oder minder grosse Drehungen ausführte, dass die Verhältnisse der Bewegung und nicht die des ruhenden Gleichgewichts der Messung zugrunde lagen, und dass daher selbstverständlich entsprechende Reibungskräfte zwischen Wand und Erde beobachtet werden mussten.

Die neueren Versuche von Siegler (Ann. des ponts et chaussées 1887 I.) und von Donath (Zeitschr. f. Bauwesen 1891) haben den gerügten Fehler vermieden und den Einfluss der Wanddrehung auf den Erddruck ausgemerzt.

Bei ersteren Versuchen stand die Stützwand W (Abbildg. 4) lose auf dem Messapparat M, der die Vertikal-Komponente des Erddrucks E aufnahm, während dessen Horizontal-Komponente durch die Schnüre N aufgehoben wurde. Der Messapparat M bestand aus 2 festen Platten und einer dazwischen befindlichen verschiebbaren V, die durch ein Gewicht G herausgezogen werden konnte.



Durch das Gewicht G wurde die Reibung zwischen den Platten und damit auch der auf dieselben lothrecht ausgeübte Druck bzw. die lothrechte Komponente des Erddrucks E gemessen und zwar ohne dass die Stützwand irgend eine Bewegung ausführte. Die Versuche ergaben, dass thatsächlich Reibungskräfte längs der Wand auftraten, die von Siegler, den obigen Ausführungen entsprechend, auf die Zusammendrückung der Erde durch ihr eigenes Gewicht zurückgeführt werden.

Die mit grosser Sorgfalt angestellten Versuche von Donath waren zweierlei Art. Die einen bezogen sich auf die Grösse der Horizontal-Komponenten des Erddrucks E, die anderen auf die Richtung von E bzw. auf die Grösse seiner Vertikal-Komponenten. Die Ergebnisse lassen sich wie folgt zusammenfassen:

„Für senkrechte Wand- und wagrechte Erdoberfläche ergibt sich die Richtung des Erddrucks, der Theorie von Rankine entsprechend, als wagrecht, während seine Grösse mit dieser Theorie gar keine Uebereinstimmung zeigt. Dagegen ergibt sich, was die Grösse des Erddrucks anlangt, eine sehr nahe Uebereinstimmung mit der Theorie von Coulomb (Erddruck unter dem Reibungswinkel geneigt), indem der durch die Versuche gefundene Werth von dem aus dieser Theorie berechneten nur um 6 bis 9% abweicht.“

Die vorstehenden beiden Sätze stehen, wie eine nähere Betrachtung zeigt, miteinander in Widerspruch. Die Theorie ergibt in völlig einwandfreier Weise für die Grösse des Erddrucks bei wagrechter Richtung einen Mindestwerth:

$$E = \frac{\gamma^2 h^3}{2} (45 - \frac{\varphi}{2});$$

bei einem kleineren E ist Gleichgewicht unmöglich. Es ist daher entweder die Angabe über die Grösse oder die über die Richtung des Erddrucks unzutreffend.

Unterzieht man die mitgetheilten Versuche einer näheren Prüfung, so zeigt sich, dass die auf die Grösse von E bzw. von E cos phi bezüglichen mit der grössten Schärfe angestellt worden und völlig unanfechtbar sind. Die Stützwand war unten auf einer wagrechten Axe drehbar gelagert und stützte sich mittels Hebelwerks auf einen Manometer, wobei das Drehmoment des Erddrucks bzw. die Horizontal-Komponente desselben durch den Druck einer Quecksilbersäule gemessen wurde. Wenngleich bei dieser Einrichtung Messungen erst nach eingetretener Drehung der Wand vorgenommen werden konnten, so gelang es dennoch, auch die dem Ruhezustand entsprechenden Verhältnisse festzustellen, indem der Einfluss der Wandbewegung durch ein sinnreiches Verfahren nachträglich eliminiert wurde. Die Grösse der Vertikal-Komponente des Erddrucks wurde in ähnlicher Weise bestimmt, indem man das Lager der Stützwand entfernte und den Vertikaldruck derselben mittels Hebelwerks auf den Manometer übertrug. Offenbar wurde hier das Ergebnis durch die unvermeidliche, wenn auch minimale Senkung der Wand beeinflusst, indem die Reibung, die durch die frühere Senkung (Zusammenpressung) des Erdkörpers entstanden war, nunmehr durch die Senkung der Wand wieder aufgehoben wurde. Es ist daher erklärlich, dass durch die betreffenden Messungen die lothrechte Komponente des Erddrucks nicht nachgewiesen werden konnte. Der Satz, dass der Erddruck wagrecht gerichtet sei, entbehrt hiernach des experimentellen Nachweises; es muss vielmehr mit Rücksicht darauf, dass die beobachtete Grösse des Erddrucks mit der der Coulomb'schen Theorie nahezu übereinstimmt, geschlossen werden, dass auch die Richtung des Erddrucks mit genannter Theorie übereinstimme, d. h. den Winkel phi mit der Wandnormalen bilde. Das Vorhandensein lothrechter Reibungskräfte an den Stützwänden lässt sich übrigens aus anderweitigen Versuchs-Ergebnissen Donath's unmittelbar nachweisen. Um den Einfluss, den die Reibung der Erde an den festen Seitenwänden des Versuchskastens auf die Grösse des Erddrucks gegen die vordere Stützwand ausübt, zu bestimmen, wurden die Versuche in bekannter Weise theils mit theils ohne eingesetzte Mittelwand vorgenommen. Indem im ersteren Falle die Erde sich an vier, im letzteren nur an zwei Seitenflächen reibt, muss die Zunahme des Drucks im zweiten Falle offenbar den Einfluss der Reibung an der Mittelwand bzw. an den beiden Seitenwänden darstellen. Dieser Einfluss wurde nun nicht nur bei bewegter, sondern auch bei ruhender Stützwand festgestellt. Da hierbei wagrechte Bewegungen und wagrechte Reibungskräfte völlig ausgeschlossen sind, so kann der beobachtete Einfluss der Seitenwände nur auf lothrechte Reibungskräfte zurückgeführt werden.

Nach vorstehenden Darlegungen darf aufgrund der bis jetzt bekannt gewordenen Versuche folgender Satz ausgesprochen werden: Der Erddruck gegen lothrechte Stützwände

*) In Ausnahmefällen kann die Mauer, bei starker lothrechtlicher Belastung und sehr pressbarem Material, stärker zusammengepresst werden, als die Erde; dann ist der Erddruck E unter dem Winkel phi nach oben gerichtet. Das Gleiche ist der Fall, wenn die Wand eine künstliche Abwärtsbewegung erhält, wie z. B. beim Versenken von Brunnen, Caissons usw.

ist unter dem Reibungswinkel φ gegen die Wandnormale geneigt; seine Grösse kann genau genug nach der älteren Coulomb'schen Theorie des Prismas vom grössten Schub bestimmt werden.

Für schwächer geneigte Stützwände (Winkel mit der Wagrechten < π/2, Abbild. 5) kann im allgemeinen gleichfalls die Coulomb'sche Theorie zur Anwendung gebracht werden.

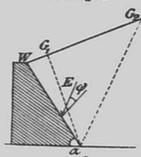
Nur in solchen Fällen, wo α so klein ist, dass die Wandfuge OW (Abbild. 6) ausserhalb der Gleitfugen OG1 und OG2 des unbegrenzten Erdrreichs liegt, ist der Erddruck E und sein Winkel φ mit der Wandnormalen nach der Theorie des unbegrenzten Erdrreichs zu berechnen (siehe Zeitschr. für Bauwesen 1880, S. 189.)

Für α > π/2 (Ueberhängende Stützwände (Abbild. 7) liegen bis jetzt noch keine sicheren Versuchs-Ergebnisse vor. Man wendet auch hier in der Regel die Coulomb'sche Theorie an. Die vorstehenden Untersuchungen bezogen sich ausschliesslich auf den Erddruck bei ruhender Belastung. Anders liegen

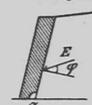
Abbild. 5.



Abbild. 6.



Abbild. 7.



die Verhältnisse, wenn gleichzeitig Erschütterungen unter dem Einfluss von Betriebslasten auftreten, wodurch die Reibung längs der Stützwand mehr oder weniger aufgehoben wird. Dies ist insbesondere bei Stützmauern unter Eisenbahndämmen der Fall, doch fehlen noch vollständig Beobachtungen darüber, bis zu welcher Tiefe und in welchem Masse die Reibung zwischen Erd- und Stützmauer durch die Erschütterungen der Eisenbahnzüge ausser Wirksamkeit gesetzt wird. Nur das lässt sich von vornherein behaupten, dass der Einfluss der Erschütterungen mit wachsender Höhe der Mauer und der Ueberschüttung abnehmen wird.

Bis über diesen Punkt zuverlässige Erfahrungen vorliegen, dürfte es sich für die Stärkebemessung der Stützmauern von Eisenbahndämmen empfehlen, bei Mauern ohne Ueberschüttung den Erddruck unter der Annahme, dass er normal zur Stützwand wirke, zu bestimmen, während bei Mauern mit sehr hoher Ueberschüttung die Bestimmung des Erddrucks nach den früheren Regeln erfolgen kann. Für dazwischen liegende Ueberschüttungshöhen lässt sich sodann die erforderliche Mauerstärke leicht durch Interpolation zwischen den für die beiden Grenzfälle gefundenen Mauerstärken ermitteln.

Karlsruhe, im Mai 1893.

Fr. Engesser.

Zur schönheitlichen Gestaltung städtischer Strassen.

Der freundlichen Anerkennung, welche Hr. Stübgen im ersten Satze seines Artikels (S. 294) mir für meinen kleinen Aufsatz über „kurzweilige und langweilige Strassen“ (No. 44 d. Bl.) spendet, folgt, wie zu erwarten war, eine längere Auseinandersetzung, die keinen anderen Zweck hat, als diese Anerkennung in das Gegenteil zu verwandeln.

Er nennt die von mir behandelten Grundsätze „immerhin kleinliche Dinge“, die mit dem von Baumeister geforderten „grossartigen Zuge, wie er in einer zukünftigen Grossstadt mittels bedeutender Perspektiven, grosser (nicht übergrosser) Plätze, interessanter Strassenbilder und malerischer Gebäudegruppen erscheinen muss“ nichts zu thun haben. Und diese „kleinlichen Dinge“ behandelt Stübgen als etwas ganz Selbstverständliches, sozusagen als Sachen für Anfänger, die er selbst schon lange an den Kinderschuhen abgelaufen habe.

Ich glaube ihm, dass er keinen grossen Werth auf diese „kleinlichen Dinge“ legt, denn ich habe noch in keiner seiner Ausführungen und in keinem seiner Entwürfe auch nur den Versuch erkennen können, diese „kleinlichen Dinge“ auf ihre Wirkung zu erproben. In der Lage, jene kleinlichen Dinge in Anwendung zu bringen, und dabei eine Anzahl öffentlicher Gebäude (nach Stübgen „meine“ Prunk- und Protzbauten) in wirksamer Weise zu gruppieren, habe ich mich nicht nur in meilenweiter Entfernung von München befunden, sondern die Veranlassung dazu bietet mir jeder kleine Stadttheil, der nur gross genug ist, eine Kirche, eine Schule und eine Post- und Telegraphenstation in sich aufnehmen zu müssen. In Münchens Erweiterung fand ich die Gelegenheit und Veranlassung mehr als 20 Mal, und der „grosse Zug“, den ich unseren deutschen Städten wiedergeben möchte, setzt sich eben aus solchen Bildern zusammen, und ich behaupte, dass diese nicht durch Zufall entstehen, sondern eben nur unter bewusster Anwendung jener „kleinlichen Dinge“.

Stübgen nennt meine Bilder reizvoll, möchte ihnen aber keinen anderen Werth beimessen sehen, als dass sie Entwürfe malerischer Details nach Vorbildern früherer Jahrhunderte seien, die, wenn überhaupt erwünscht, später immer noch eingefügt werden könnten. Er sucht die Sache so darzustellen, als ob der Verfasser solcher Phantasien von den praktischen Anforderungen grossstädtischen Lebens gar keine Ahnung zu haben brauche, und sicher nichts wisse von den Beschränkungen, die sich so ein armer Stadtbaumeister auferlegen müsse! Andererseits aber fehlt nach Stübgen und Baumeisters Ansicht meinem Münchener Entwurf „der grossartige Zug“ und damit kann doch nichts anderes gesagt sein, als dass sich der Verfasser für die Erzielung grossstädtischen Charakters zu grosse Beschränkungen auferlegt habe!

Ich frage, wie in aller Welt soll dem Menschen der grossartige Zug der Stadtanlage anders sich offenbaren, als in den Bildern, die sich dem Auge darbieten, und ich schliesse hieran die höfliche Bitte, Hr. Stübgen möchte nun doch auch einmal die Güte haben, aus seinen oder anderen Ausführungen oder Entwürfen „mit grossen Zügen“ ebenfalls Bilder zu entwickeln und dieselben zum Vergleiche mit den meinigen vorzuführen!

Stübgen pflichtet mir bei, dass die fortwährende Wiederholung der von mir verworfenen Platzanlagen (wo gibt es

in modernen Stadterweiterungen einen Platz, der nicht einer jener Figuren gleiche, oder ihr sehr ähnlich wäre?), „so dass der Plan davon wimmelt“, eine Verirrung sei. Dagegen stimme ich Stübgen nicht bei, wenn er meint, dass dasselbe der Fall sei mit gekrümmten Strassen. In einem Briefe, welchen ich von dem Maler A. Oberländer in München, angeregt durch meinen Artikel über „kurzweilige und langweilige Strassen“, erhalten habe, schreibt dieser beliebte Künstler:

„... das ganze leere, öde, nichtssagende Wesen unserer modernen Welt drückt sich in diesen endlosen schnurgeraden Strassen aus. Die krumme Linie ist die Linie des Lebens, sie weckt die Phantasie, die gerade ist die des Todes, sie erzeugt Gehirnverödung. Nicht malerische Schrollen, die ja den Laien nichts angehen, sondern das einfache menschliche Gefühl ist's, das uns auf die abwechslungsreiche Linie hinweist.“

Würde einmal das Menschengeschlecht vollständig aussterben und andere Lebewesen fänden die schachbrettartigen Ueberreste Chicago's z. B., sie würden dieselben für Zellen halten, welche ein niedrigorganisiertes Thier, z. B. Bienen hergestellt haben, nimmermehr für Wohnstätten denkender fühlender Menschen! Selbst dem Fuhrmann vergangener Jahrhunderte war die ganz gerade, glatte, endlose Strasse so unerträglich, dass man sie absichtlich in Windungen anlegte.

„Ja, diese scheusslich langweiligen geraden Strassen sind eben praktisch“ hört man hundertmal sagen; warum denn aber immer und immer praktisch und scheusslich? — Unsere Alten hatten den Grundsatz „praktisch und schön!“ Selbst der Schönheitsinstinkt ändert sich in unserem Jahrhundert in bedenklicher Weise; in manchen Romanen liest man von den „hässlichen krummen“ Strassen der alten Stadt im Gegensatz zu den „schönen kerzengeraden“ der neuen Stadt. Jeder Architekt hätte Ursache gegen diese ewig langen geraden Strassen zu protestiren, denn auch das schönste Gebäude kommt darin nie zur Geltung. Man stelle sämtliche Paläste Venedigs in eine unserer trostlosen geraden Strassen, und das Ganze ist nur eine unendliche F阿德heit, von allen jenen Schönheiten kommt Nichts zur Geltung!

Unsere 3 ältesten Hauptstrassen Münchens haben einen herrlichen abwechslungsreichen Grundriss, und sind zugleich die lebhaftesten Verkehrsstrassen; sie liefern den Beweis, dass auch eine lebhaft Verkehrsstrasse nicht so fad wie ein Eisenbahndamm sein muss, usw.“

Diese Zeilen mögen den Beweis liefern, dass ich mit meinen Ansichten nicht allein stehe, und nicht allein zu scheitern mich unterfange. (Auch auf Moltke's Briefe S. 83 u. S. 294 möge an dieser Stelle hingewiesen sein.)

Zum Schluss erinnert Stübgen zu wiederholtem Male an den genannten Baumeister'schen Ausspruch von dem „grossartigen Zuge“ und der „innigen Durchdringung von Kunst und Technik.“ Herr Baumeister und seine Verdienste in Ehren! Aber mit jenem gelegentlichen Ausspruch ist doch eigentlich nicht recht viel gesagt, nicht viel mehr als etwa mit der folgenden Wahrheit: Zum Vollgenuss einer Reise in schöner Gegend gehören gutes Wetter und gute Gesundheit. Es gewährt dabei besonderes Vergnügen, hohe (nicht zu hohe) Berge zu ersteigen.

Aachen, den 18. Juni 1893.

K. Henriici.

Mittheilungen aus Vereinen.

Vereinigung Berliner Architekten. Der zweite Sommer-Ausflug des Vereins fand am Donnerstag den 15. Juni statt und galt einer Besichtigung der dem Maurer- und Zimmermeister Hr. Heinrich Mittag gehörigen, in ihrem künstlerischen Theil von Hr. Arch. A. Messel herrührenden Häusergruppe No. 23-25 des Kurfürstendamms, des nach seinen eigenen Plänen neubauten Wohnhauses des Hr. Arch. W. Martens, des Hauses Hans Grisebach, beide in der Fasanenstrasse, und der Besichtigung einer von Hr. Heinr. Seeling in dem gleichfalls dem obengenannten Besitzer gehörigen Hause Kurfürstendamm No. 22 eingerichteten Weinstube.

In der erstgenannten Bangruppe, deren Aeusseres unter Verwendung echter Steinmaterialien im Stile der deutschen Renaissance gehalten ist, wurde je eine Wohnung des Hochparterre-Geschosses und eine Wohnung des Obergeschosses besichtigt. Die gesammte architektonische Ausstattung des Aeussers und Innern lässt das Bestreben erkennen, mit einem für die Verhältnisse des Kurfürstendamms bescheidenen Aufwand doch, oder vielleicht gerade deshalb eine vornehmere Wirkung zu erzielen. Sehr bemerkt wurde die künstlerische Anordnung des Speisesaales mit einer erhöhten Laube und mit der übrigen leicht englischen Geschmack verrathenden künstlerischen Ausstattung.

Auf einer im Verhältnis zur Tiefe schmalen Baustelle der Fasanenstr. errichtete Hr. Arch. W. Martens sein vor kurzem bezogenes Wohnhaus, bei dessen Ausführung das sichtliche Bestreben vorwaltete, in allen Theilen dem echten Material zum Siege zu verhelfen. Die Formensprache ist die eines Gemisches aus Elementen der deutschen mit Elementen der französischen Renaissance. Die Grundriss-Gestaltung wird durch die Anlage einer Diele beherrscht. Der Gesamteindruck ist ein vornehmer und würdiger. Besondere Erwähnung verdienen die Koch-Einrichtung der Küche und die Einrichtung der Heizkörper des ganzen Hauses für Gas.

In dem neben diesem Hause gelegenen Wohnhause des Hr. Arch. Hans Grisebach zeigt sich in allen Theilen so recht der Individualismus seines Urhebers und Besitzers. Der Grundriss des Hauses, das gleich dem vorher erwähnten in seinen unteren Geschossen Wohnräume, in den oberen dagegen Atelier- und Bureauräume enthält, wird ebenfalls durch die Anlage einer Diele beherrscht. In der architektonischen Ausstattung des Aeussers und Innern waltet überall höchste Einfachheit vor, nur auf einzelne Punkte konzentriert sich ein etwas grösserer Reichtum. Diese Einfachheit der künstlerischen Ausstattung bietet eine vortreffliche Grundlage für die durch Jahre langes Sammeln mit feinem Kunstgeschmack zusammengebrachten alten Kunstgegenstände, die zumtheil die Räume nur schmücken, zumtheil aber auch im Gebrauch sind.

Der Ausflug fand seinen Schluss in der Einnahme eines Abendtrunkes in der obengenannten Weinstube, die Hr. Heinrich Seeling im Charakter der Tiroler Gothik unter Verwendung verschiedenfarbiger Hölzer, bayerischer Marmor und entsprechender Dekorationstechniken in reizvoller Weise ausführte. Die wohlige Stimmung des Raumes ging bald auch auf die Anwesenden über und hatte einen regen Gedankenaustausch über Vereins-Angelegenheiten zur Folge.

Der Architekten- und Ingenieur-Verein zu Magdeburg, welcher zurzeit 88 einheimische und 86 auswärtige Mitglieder zählt, hielt vom September v. J. bis Juni d. J. 15 Sitzungen ab, welche durchschnittlich von 28 Mitgliedern besucht waren. Von Vereins-Mitgliedern wurden in dieser Zeit 16 Vorträge gehalten.

Vermischtes.

Denkmal für Henry Gill. Ein von Hr. Reg.-Bmstr. Höbmann unterzeichneter Aufruf beabsichtigt die Sammlung von Beiträgen für ein Denkmal für Henry Gill, den jüngst verstorbenen langjährigen Leiter und Schöpfer muster-giltiger Anlagen für grossstädtische Wasserversorgung. Das Denkmal soll in Form einer überlebensgrossen Büste auf entsprechendem Unterbau, an geeigneter Stelle der Müggelsee-Werke aufgestellt werden, zur dauernden Erinnerung an das grösste und umfassendste Werk des Verleblichen. Wir wünschen lebhaft, dass die an das Bankhaus Delbrück, Leo & Co., Berlin W., Mauerstrasse 61/62 zu richtenden Beiträge reich fliessen mögen.

Die Zimmerventilations-Vorrichtung „Frische Luft“ der Hr. Gebr. Regner in Dresden besteht in einer einfachen Art Hebelübersetzung aus leichtem, drahtähnlichem Rundeseisen und hat neben der Ermöglichung einer leichten Handhabung den Vortheil, an jedem Kasten-, Bogen- oder einfachen Fenster ohne Beschädigung der Gewände angebracht zu werden. Die Einrichtung ist uns im Modell vorgeführt worden und wir konnten uns davon überzeugen, dass sie das gute Aussehen der Fenster nicht wesentlich beeinträchtigt, mit Leichtigkeit zu handhaben ist und dabei zuverlässig funktioniert. Die Wirkung

der Vorrichtung erfolgt durch einen einzigen Hebeldruck; die oberen Fensterflügel werden, wenn sie zweitheilig sind, um ihre senkrechte Axe, wenn sie eintheilig sind, um ihre wagrechte Axe bewegt und so geöffnet und festgestellt, dass ein Zuwerfen der Fenster durch Zugluft ausgeschlossen ist. Die Vorrichtung ist bisher bei einer grossen Anzahl von Krankenhäusern, Schlaf-, Wohn-, Schul-, Hôtel- und Badezimmern, bei Klosets, Küchen-, Restaurations-, Bureau-, Fabrikräumen usw. verwendet worden. Militärische wie Verkehrs-Behörden, Hôtels, Theater, ärztliche Anstalten, vornehmlich in Berlin und in Dresden, haben schon ausgedehnten Gebrauch von der Vorrichtung gemacht. Vertreter für Berlin ist die Firma G. & R. Fürstenberg, N., Oranienburgerstr. 78.

Statistik der kgl. Tech. Hochschule zu Berlin für das Sommer-Semester 1893.

Table with columns for Abtheilung (I, II, III, IV, V) and Gesamtzahl. Rows include I. Lehrkörper (Professoren, Privatdozenten, Assistenten) and II. Studierende (Semester 1-8).

Für das Sommer-Semester 1893 wurden a) Neu immatrikulirt 31, b) Von früher ausgeschiedenen Studirenden wieder immatrikulirt 9.

Von den 146 neu immatrikulirten Studirenden sind aufgenommen worden: a) aufgrund der Reifezeugnisse von Gymnasien 14, b) Realgymnasien 10, c) Oberrealschulen 2, d) besw. Zeugnisse von ausserdeutschen Schulen 2, e) aufgrund des § 41 des Verfassungsgesetzes 1.

Table showing the origin of students from various countries: Dänemark, Griechenland, Grossbritannien, Holland, Italien, Luxemburg, Norwegen, Oesterreich-Ungarn, Portugal, Rumänien, Russland, Schweden, Schweiz, Serbien, Spanien, Egypten, Vereinigte Staaten von Nordamerika, Argentinien, Brasilien, Chile, Japan.

III. Hospitanten und Personen, welche aufgrund der §§ 25 und 36 des Verfassungsgesetzes zur Annahme von Unterricht berechtigt bzw. zugelassen sind:

- a) Hospitanten, zugelassen nach § 24 des Verfassungsgesetzes 306. Von diesen hospitanten im Fachgebiet der Abtheilung I = 185, II = 15, III = 215 (einschl. 5 Schiffbauern), IV = 23, V = 2. Ausländer befinden sich unter denselben 21 (1 aus Dänemark, 2 aus England, 1 aus Holland, 3 aus Norwegen, 4 aus Oesterreich, 5 aus Russland, 2 aus Schweden, 1 aus der Schweiz und 2 aus Nordamerika).
- b) Personen, berechtigt nach § 35 des Verfassungsgesetzes zur Annahme von Unterricht 74. und zwar: Königlich-Preussische Regierungs-Bauführer 6, Studirende der Königl. Friedrich-Wilhelms-Universität zu Berlin 66, Berg-Akademie zu Berlin 1, akad. Hochschule f. d. bildenden Künste 1.
- c) Personen, denen nach § 26 des Verfassungsgesetzes gestattet ist, dem Unterricht beizuwohnen (darunter 10 kommandirte Offiziere und 2 Maschinen-Ingenieure der Kaiserl. Marine) 28.

Zusammen 507. Hierzu Studirende 1501. Gesamtzahl der Hörer 2008.

Charlottenburg, den 14. Juni 1893. Der Rektor: Lampe.

An der Technischen Hochschule zu Berlin bestehen folgende Abtheilungen: Abth. I für Architektur, II f. Bau-Ingenieurwesen, III f. Maschinen-Ingenieurwesen mit Einschluss des Schiffbauens, IV. f. Chemie und Hüttenkunde, V. f. Allgemeine Wissenschaften, insbesondere für Mathematik und Naturwissenschaften.

Ein verstellbares, zusammenlegbares Gerüst für Maurer, Zimmerleute usw., welches seines bequemen Gebrauches wegen sehr empfehlenswerth erscheint, wurde vor kurzem in Amerika patentirt. Nach der Angabe des Patent- und technischen Bureaus von Richard Lüders in Görlitz beruht dasselbe auf dem sogenannten Teleskopsystem; die Gerüstbäume sind nicht massiv und aus einem Stück gebildet, sondern aus mehreren ineinander gesteckten Rohrstücken zusammengesetzt, die wie ein Fernrohr auseinander gezogen und in der gewünschten Höhe durch Klemmschrauben gehalten werden. Die obersten Stützen tragen wagrechte Querhölzer, auf welchen die Bühnenbalken-Lagen angeschraubt und in üblicher Weise mit Brettern überdeckt werden. Der unterste Stützen erhält durch einen kreuzförmigen Fuss die nöthige Stabilität, so dass ein solches Gerüst frei wie ein Tisch dasteht, die Posten also kein Eingraben in den Fussboden verlangen. Ausserdem ist im untersten Stoss noch eine senkrechte Gewindestpindel in der Axe angeordnet, die in eine Mutter der nächst höheren greift, so dass mittels konischer Räder und einer Handkurbel das ganze Gerüst noch ausgerichtet und etwas gehoben werden kann. Zusammen geschoben nehmen die Ständer sehr wenig Raum ein und sind leicht zu transportiren.

Der Besuch der kgl. Technischen Hochschule in Stuttgart beträgt dem Staatsanzeiger für Württemberg zufolge im laufenden Sommerhalbjahr 353 Studierende gegen 289 im Sommersemester des Vorjahres. Hierzu tritt eine Anzahl von 35 Hörern, welche sich nur zum Besuche einzelner Vorlesungen gemeldet haben. Insgesamt ergibt sich demnach eine Besuchsziffer von 388 Personen.

Todtenschau.

Regierungs-Baumeister Wilhelm Möller †. Ein hartes Geschick raffte den kgl. Reg.-Bmstr. Wilhelm Möller in der Blüthe der Jahre unmittelbar vor einer grossen künstlerischen Aufgabe dahin. Er verschied unerwartet am Morgen des 1. Juli an einem Herzschlag im Alter von kaum 40 Jahren. Wilhelm Möller wurde nach einer Reihe gelungener Ausführungen in weiteren Kreisen besonders durch den Wettbewerb um Entwürfe für das Märkische Provinzial-Museum bekannt, in welchem er den ersten Preis durch einen Entwurf errang, welcher die hohen künstlerischen Fähigkeiten des Verstorbenen in glänzendem Lichte zeigte. Sein künstlerisches Vermögen sollte nach einer allseitig in der Fachgenossenschaft mit freudiger Genugthuung aufgenommenen Entschliessung der massgebenden Faktoren auch für die Ausführung des Baues gesichert werden. Doch es sollte nicht dazu kommen; ein jäher Abschluss des Lebens setzte auch dieser hoffnungsvollen Thätigkeit ein jähes, vorzeitiges Ende. Die Fachgenossenschaft betrauert in dem Verbliebenen einen ihrer hervorragendsten, liebenswürdigsten und schaffensfreudigsten Künstler. Sein Andenken in Ehren.

Preisaufgaben.

Zu dem Wettbewerbe um den Zentral-Bahnhof in Bukarest. Wir erhalten von amtlicher Seite aus Rumänien folgende Zuschrift:

Bukarest, den 20. Juni 1893.

Ihre geschätzte Zeitschrift enthält in ihrer Nummer vom 3. Juni d. J. einige ungerechtfertigte Bemerkungen über die am 1. Mai in Bukarest stattgefundene Konkurrenz für einen Zentral-Bahnhof, auf welche einzugehen ich mir erlaube, um jeden Zweifel über das gefällte Urtheil verstummen zu lassen. Auch die k. rumänische Eisenbahn-Direktion hat es lebhaft bedauert, dass ein Theil der Entwürfe verspätet angelangt ist, erstens weil ihr eigenes Interesse dadurch verletzt war, und dann, weil dadurch die Interessen der Preisbewerber litten, welche naturgemäss eine Beurtheilung und Entschädigung ihrer Arbeit erhofften.

Angesichts der genauen Vorschriften aber, welche die Konkurrenz-Bedingungen enthielten, konnte die Direktion nicht anders handeln, als sie gethan, indem sie diejenigen Entwürfe, die nach dem festgesetzten Termin einlangten, nicht zur Preisbewerbung zuliess.

Wäre sie anders vorgegangen, so hätte sie die Interessen derjenigen Preisbewerber verletzt, welche sich bemühten, ihre Entwürfe zur festgesetzten Zeit eintreffen zu lassen, und würde sich begründeten Reklamationen ausgesetzt haben, besonders in dem Falle, als einer der verspätet eingelangten Entwürfe prämiirt worden wäre.

Weil die Konkurrenz-Bedingungen genaue waren, hat es die Direktion nicht für angemessen erachtet, Nachforschungen über die Ursachen anzustellen, welche das verspätete Eintreffen bedingten, denn welches auch das Ergebnis dieser Nachforschungen gewesen wäre, so hätten die Konkurrenz-Bedingungen doch nicht gestattet, Entwürfe nach Ablauf des für den 1. Mai festgesetzten Termins anzunehmen.

Was Ihre Bemerkung über Verspätung infolge aussergewöhnlicher Betriebsstörung im Eisenbahnverkehr gerade während der kritischen Tage betrifft, so glauben wir dieselbe nicht be-

Kommissionsverlag von Ernst Toeche, Berlin. Für die Redaktion verantw. K. E. O. Fritsch, Berlin. Druck von W. Greve's Hofbuchdruckerei, Berlin SW.

gründet, da die anderen gleichzeitig aus Deutschland, Frankreich, Oesterreich, Belgien und Italien abgessandten Entwürfe rechtzeitig eingetroffen sind.

Indem die Direktion nur diejenigen Entwürfe zur Preisbewerbung zuliess, welche zum vorgeschriebenen Termine einliefen, handelte sie mit jener strengen Genauigkeit, welche in solchen Fällen vonnöthen ist. Jedwede Aeusserung irgend einer feindseligen Härte lag ihr durchaus fern. Die bedeutenden Geldopfer, welche die Direktion durch Gewährung grosser Preise brachte, sowie die ausgedehnte Veröffentlichung, welche sie ihren Konkurrenz-Bedingungen gab, zeigen deutlich, dass es ihr Wunsch war, möglichst viele Preisbewerber heranzuziehen und beweisen die Grundlosigkeit Ihrer Voraussetzung einer feindseligen Härte. Die Direktion war im Gegentheil vom Geiste der Billigkeit gegen die verspäteten Bewerber durchdrungen, was sie durch den Vorschlag bewies, den sie denselben machte, diejenigen Entwürfe anzukaufen, welche sie als von Werth für sich erachtet, ein Vorschlag, zu dem die Direktion in keiner Weise durch den Inhalt ihrer Konkurrenz-Bedingungen verpflichtet war.

Bezüglich der Beurtheilung der erwähnten Entwürfe bemerke ich, dass es nicht in der Absicht der Direktion lag, dieselben selbst zu prüfen, sondern sie hat zu diesem Zwecke bereits eine Kommission ernannt, bestehend aus zwei Architekten, die dem Personal der Direktion nicht angehören, ferner aus zwei Mitgliedern ihres Verwaltungsrathes und aus dem Ober-Ingenieur der Neubauten.

Die hohe Stellung der Mitglieder dieser Kommission verbürgt in genügendem Maasse ein unparteiisches Urtheil und die Preisbewerber können sicher sein, dass ihre Entwürfe mit Fachkenntniss und ohne Voreingenommenheit beurtheilt sein werden. Der Ober-Ingenieur der Abtheilung für Neubauten.

M. M. Romniciana.

Hierzu sei folgendes bemerkt: Wir haben in unseren früheren Ausführungen über den Gegenstand ausdrücklich anerkannt, dass das Vorgehen des Verwaltungsrathes, oder wie es nach Vorstehendem scheint, der k. General-Direktion der Rumänischen Eisenbahnen, formell vollkommen begründet gewesen sei; jedoch vermögen wir der Auffassung nicht beizutreten, dass in der Sache selbst eine Nöthigung vorhanden war, jenen rein formellen Standpunkt einzunehmen. Eine Verletzung wirklich begründeter Interessen anderer Preisbewerber hätte doch wohl nicht stattgefunden, wenn auch diejenigen Arbeiten zum Wettbewerb zugelassen worden wären, welche so rechtzeitig abgeschickt worden sind, dass sie nach der Kenntniss der Post- oder Eisenbahn-Beamten des Aufgabortes rechtzeitig hätten ankommen müssen. Und es wird nicht leicht jemand verstehen, wie es möglich war, in einer internationalen Konkurrenz, bei der es sich gleichzeitig um 2 Entwürfe grössten Maassstabes handelte (der eine von dem Umfang etwa des Reichshauses, der andere von dem des Frankfurter Bahnhof-Gebäudes), viele Arbeiten auszuschliessen, etwa weil auf der Eisenbahnfahrt eine Axe gebrochen ist oder weil ein Zug den Anschluss verpasst hat. Immerhin können wir Genugthuung darüber empfinden, dass nunmehr zur Beurtheilung der ausgeschlossenen Arbeiten behufs etwaigen Ankaufs noch unbetheiligte Architekten hinzugezogen werden sollen.

Für das deutsche Konkurrenzwesen kann aus diesem Falle eine neue Anregung gewonnen werden, dass bei öffentlichen Wettbewerben allgemein nicht ein Termin für die Ablieferung von Arbeiten am Bestimmungsort, sondern für die Einlieferung auf der Post oder Eisenbahn am Wohnort des Bewerbers festgesetzt werde.

Einen Wettbewerb zur Nutzbarmachung durch elektrische Kraftübertragung eines Theiles der Wasserkräfte der Reus schreiben die Gemeinderäthe von La Chaux-de-Fonds und von Locle mit Termin zum 31. August d. J. aus. Näheres durch die Direktion „des eaux et du gaz de la Chaux-de-Fonds“.

Brief- und Fragekasten.

Anfragen an den Leserkreis.

Welche Art von Röhren sind für die Leitung von Schwefelwasser (Thermalwasser) die zweckmässigsten, so dass sie den chemischen Angriffen des Leitungswassers den nachhaltigsten Widerstand leisten?

Offene Stellen.

Im Anzeigenthail der heut. No. werden zur Beschäftigung gesucht:

- a) Reg.-Bmstr. und Bfht., Architekten und Ingenieure.
- 1 Stadtbmstr. f. Hochbau d. d. Magistrat-Wiesbaden. — Je 1 Arch. d. Arch. Th. Hecht-Hannover; B. Z. Annoncen-Exp. G. L. Daube-Frankfurt a. M.; Q. 516 Exp. d. Dtsch. Bztg. — 1 Hochb.-Ing. d. M. 373 Hassenstein & Vogler-Leipzig. — 1 Heizungs-Ing. d. d. Nürnberger Zentralheiz-Fabr. Meyer & Junge-Nürnberg. — Ingenieure und Bantechn. d. Knoch & Kallmeyer-Halle a. S.
- b) Landmesser, Techniker, Zeichner usw.
- Je 1 Bantechn. d. Gara-Baninap, Goebel-Altona; Hafen-Baninap, Endloff-Bremerhaven; Reg.-Bmstr. Semler-Czarnikau; J. Lehrke-Dt.-Eylan; M.-Mstr. Ignatz Grinfield-Kattowitz; Arch. H. Hutze-Porta, Westfalen; A. L. 47 postl.-Posen; O. F. 373 Hassenstein & Vogler-Leipzig; O. 514, P. 515 Exp. d. Dtsch. Bztg. — 1 Schachtmeister d. M. 513 Exp. d. Dtsch. Bztg.

Ueber die Berechnung auf Knickfestigkeit beanspruchter Stäbe aus Schweiß- und Flussseisen.

I.

In einem unter vorstehendem Titel erschienenen Aufsatz (S. 358 d. Ztschr.) von R. F. Mayer wird die Unzulänglichkeit der älteren Knickungsformeln auf Grund der neueren Versuchsergebnisse hervorgehoben und dazu bemerkt, daß sich das betreffende Gebiet der Festigkeitslehre einer theoretischen Behandlung bis heute fast vollständig unzugänglich erwiesen hat. Dem gegenüber möge darauf hingewiesen werden, daß von dem Unterzeichneten bereits im Jahre 1889 [Hann. Ztschr.]*) auf theoretischem Wege die Unzulänglichkeit der bisherigen Knickungsformeln dargelegt und eine neue Formel aufgestellt wurde, die sich den Versuchsergebnissen leicht anpassen lässt, und die mit der später (1890) von Prof. Tetmajer auf Grund seiner umfassenden Versuche angegebenen Formel im Wesentlichen übereinstimmt. Es möge gestattet sein, im Folgenden kurz darauf einzugehen.

Die Euler'sche Formel, $S = \frac{\pi^2 EJ}{l^2}$ oder $K = \frac{\pi^2 E i^2}{l^2}$,

wo $S =$ Knickkraft, $K =$ Knickfestigkeit, $l =$ freie Länge, $i =$ kleinster Trägheitsradius, ist unter der Voraussetzung vollkommener Elasticität des Materials entwickelt und somit an das Elasticitätsgesetz $\sigma = E\varepsilon$, d. h. Spannung σ proportional der Dehnung ε gebunden. Außerhalb der Elasticitätsgrenze, d. h. sobald sich die Knickfestigkeit K größer als der Grenzwert G ergeben würde, liefert die Euler'sche Gleichung zu günstige Ergebnisse, da hier die Formänderungen und somit auch die Biegemomente größer ausfallen als bei ihrer Ableitung vorausgesetzt wurde. Diesem Umstande wird nun dadurch entsprechend Rechnung getragen, daß man den Elasticitätsmodul E durch den „Knickmodul“ T ersetzt; man erhält dann

$S = \frac{\pi^2 T J}{l^2}$ und $K = \frac{\pi^2 T i^2}{l^2} = \frac{\pi^2 T}{\lambda^2}$, wo $\lambda = l : i$.

Die Bedeutung des Knickmoduls T ergibt sich aus Fig. 1, welche die „Arbeitslinie“ des Materials mit den Dehnungen ε als Abscissen und den zugehörigen Spannungen σ als Ordinaten darstellt. Zieht man für eine bestimmte Spannung σ die Tangente an die Arbeitslinie, welche den Winkel φ mit der Abscissenachse bildet, so ist $T = \text{tg } \varphi = \frac{d\sigma}{d\varepsilon}$ gleich dem zur Spannung σ gehö-

hörigen Knickmodul. Die Ableitung der Formel $S = \frac{\pi^2 T J}{l^2}$ erfolgt in gleicher Weise wie die der Euler'schen Formel, und möge hierwegen auf die angegebene Quelle verwiesen werden. Bei gegebener Arbeitslinie ($\sigma\varepsilon$) ist es nun leicht, die gegenseitige Abhängigkeit der Knickfestigkeit K und der specifischen Länge λ ($= l : i$) darzustellen. Aus $K = \frac{\pi^2 T}{\lambda^2} = \frac{\pi^2 d\sigma}{\lambda^2 d\varepsilon}$ folgt, wenn man die Subtangente $K : \frac{d\sigma}{d\varepsilon}$ mit t bezeichnet,

$t = \pi^2 : \lambda^2$ und $\lambda = \pi : \sqrt{t}$. Man bestimmt nun für ein beliebiges σ der Arbeitslinie die zugehörige Subtangente t und berechnet den Werth $\lambda = \pi : \sqrt{t}$; die Werthe $K = \sigma$ und $\lambda = \pi : \sqrt{t}$ sind sodann zwei zusammengehörige Coordinaten der Festigkeitslinie ($K\lambda$), siehe Fig. 2. Da erfahrungsgemäß die Arbeitslinie bei verschiedenen Stäben des gleichen Stoffes je nach Herstellung und Bearbeitung sehr verschiedenartigen Verlauf

*) Des Weiteren ist der fragliche Gegenstand im Centrbl. 1891, S. 483 und in dem einschlägigen Capital von: „Die Zusatzkräfte und Nebenspannungen eiserner Fachwerkbrücken“ behandelt.

zeigen kann, so ist ersichtlich, daß die Anstellung einer allseitig zutreffenden Festigkeitsformel nicht möglich ist, und daß im Einzelfalle mehr oder minder große Abweichungen von den entsprechenden Mittelwerthen der Formel eintreten können.

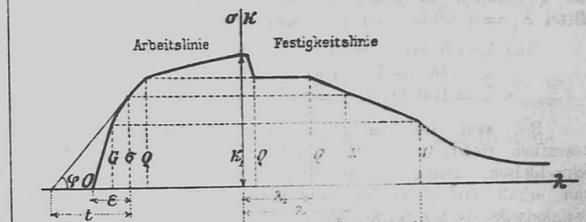


Fig. 1. Fig. 2.

Bei Schweißseisen hat die Arbeitslinie im Wesentlichen die in Fig. 1 dargestellte Form. Sie besteht von $\sigma = 0$ bis $\sigma = G$ (Elasticitätsgrenze) aus einer Geraden, daran schließt sich tangential ein Curvenstück, das bei $\sigma = Q$ (Quetschgrenze) meist mit einem Knick in ein sehr flaches, fast gerades Linienstück übergeht. Dem entspricht die in Fig. 2 angegebene Gestalt der Festigkeitslinie. Von $K = 0$ bis $K = G$ folgt die Knickfestigkeit der Euler'schen Gleichung $K = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$; von $K = G$ bis $K = Q$

erhält man eine sehr flache Curve, die genau genug durch eine geneigte Gerade ersetzt werden kann; daran schließt sich eine horizontale Gerade $K = Q$. Das letzte Stück der Festigkeitslinie, für sehr kleine Längen λ , zeigt ein rasches Ansteigen bis $K = K_1$ (Druckfestigkeit); dasselbe hat für die gewöhnlichen Fälle der Anwendung keine Bedeutung.

Unter Benützung der Versuchsergebnisse von Bauschinger, Tetmajer und Strobl (Ztschr. d. Ver. deutsch. Ing. 1888, S. 1121) erhält man als Abscissen der beiden Endpunkte a und b der Festigkeitslinie (Fig. 3) $\lambda_1 = 46$ und $\lambda_2 = 115$, und dementsprechend

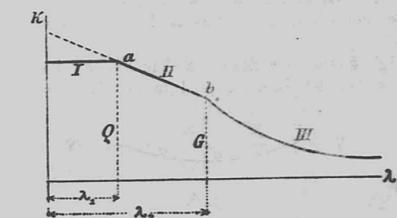


Fig. 3.

von $\lambda = 0$ bis $\lambda = 46$ $K = 2400 \text{ kg/cm}^2$
 $\lambda = 46$ bis $\lambda = 115$ $K = 3000 - 13 \lambda$
 $\lambda = 115$ bis $\lambda = \infty$ $K = 2000000 : \lambda^2$.

Diese Ausdrücke*) weichen nur unwesentlich von den durch Prof. Tetmajer angegebenen ab. Der Hauptunterschied besteht darin, daß bei Tetmajer die horizontale Gerade I fehlt, und statt dessen die geneigte Gerade II sich bis zum Coordinatenanfang erstreckt (in Fig. 3 punktiert). Ich glaube jedoch die der theoretischen Ableitung entsprechende Gerade I beibehalten zu

*) In der früher genannten Quelle haben die Constanten etwas andere Werthe; die oben angeführten schmiegen sich den directen Versuchsergebnissen besser an.

sollen, umso mehr als die von Strobel mitgetheilten Versuchsergebnisse sich dieser Annahme am besten anschließen (siehe das in der Ztschr. deutsch. Ing. 1888, S. 1123 mitgetheilte Schaubild).

Bei Flusseisen kann die Festigkeitslinie gleichfalls aus den drei Linien I, II und III (Fig. 3) zusammengesetzt angenommen werden. Je fester, bzw. je härter das Material, desto größer werden die Werthe von G und Q; dementsprechend rückt die Linie I (K=Q) in die Höhe, der Geltungsbezirk der Linie III (Euler'sche Linie K=π²E:l²) erstreckt sich weiter gegen den Coordinatenursprung, die Linie II wird kürzer und steiler. Für absolut sprödes Material (glasharter Stahl) fallen G und Q mit der Festigkeit K₁ zusammen, die Linie II verschwindet. Für das gewöhnlich zu Brückenbauten verwendete Flusseisen (im Mittel K₁ = 4000 kg/cm²) kann man setzen

von λ = 0 bis λ = 55	K = 2700 kg/cm²
λ = 55 bis λ = 100	K = 3300 — 11 λ
λ = 100 bis λ = ∞	K = 22000000 : λ²

Bei sehr weichem Flusseisen liegt die Quetschgrenze wesentlich tiefer, u. zw. noch unterhalb des Mittelwerthes von Schweißseisen. Demgemäß rückt die Linie I weiter herab, und man erhält für kleine Längen λ geringere Werthe der Knickfestigkeit K als bei Schweißseisen.

Wird das Material vor der Verwendung in geeigneter Weise Druckbelastungen ausgesetzt, welche die Elasticitätsgrenze, bzw. die Quetschgrenze überschreiten, so werden die genannten Grenzen nach den Versuchen Bauschinger's (Mitth. d. mech.-techn. Laborat. in München, 13. Heft) gehoben und dementsprechend die Knickfestigkeit für kleinere λ (innerhalb des Bereichs der Linien I und II) erhöht.

Wenn bei wechselnder Zug- und Druckbeanspruchung der Stab einer die Zugelastigkeitsgrenze überschreitenden Belastung ausgesetzt wird, so sinkt die Druck-Elasticitätsgrenze bis auf Null herab; in Folge dessen verschwindet die Linie III (Euler'sche Linie) vollständig, und die Knickfestigkeit wird durchgehends ganz wesentlich gegenüber der normalen herabgemindert.

II.

Die vorstehenden Untersuchungen beziehen sich auf Stäbe von constantem Trägheitsmoment J. Für Stäbe von veränderlichem Trägheitsmoment ist meines Wissens keine Formel für die Knickfestigkeit bekannt, und möge daher im Folgenden für diesen Fall eine Näherungsformel abgeleitet werden. Vorausgesetzt wird ein bezüglich des mittleren Querschnittes (Jₘ) symmetrischer Stab mit freien Enden; das Trägheitsmoment im Abstand x von der Mitte sei durch die Gleichung J = Jₘ · f(x) gegeben. Es werde zunächst die unbeschränkte Gültigkeit des Elasticitätsgesetzes angenommen.

In Fig. 4 sei der Stab im Augenblick des Ausknickens dargestellt, wobei der Biegungspfeil in der Mitte = δ. Die Or-



Fig. 4.

ordinate y im Abstand x von der Stabmitte hängt von dem Gesetze ab, nach welchem sich das Trägheitsmoment J ändert. Wir setzen nun näherungsweise an Stelle der wirklichen Ordinaten y diejenigen Größen, die sich bei Belastung des frei aufgelagerten Stabes durch eine gleichförmige Last p herstellen würden. Für die Stabmitte ergibt das Gleichgewicht der äußeren und inneren Kraftmomente S · δ = (E Jₘ / 5) · (p l² / 8). Nach unseren Voraussetzungen ist aber auch (E Jₘ / 5) · (p l² / 8) = S δ = (p l² / 8), und die Knickkraft

S = (p l² / 8 δ). In dieser Gleichung bezeichnet δ diejenige Durchbiegung in der Stabmitte, die der gleichförmigen Last p entspricht. Setzt man p = 1, und bezeichnet die zugehörige Durchbiegung mit δ₁, so kann man auch schreiben S = (l² / 8 δ₁).

Die Durchbiegung δ₁ ergibt sich aus der Formel

δ₁ = ∫₀^(l/2) (M / EJ) (l/2 - x) dx = ∫₀^(l/2) (l²/8 - x²/2) (l/2 - x) / EJ dx

Auf graphischem Wege wird δ₁ mittelst eines Seilpolygons erhalten, dessen Belastung die verzerrte Momentenfläche M:J, bzw. (l²/8 - x²/2) : J, und dessen Horizontalschub den Elasticitätsmodul E bildet.

Prüfen wir vorstehenden Ausdruck der Knickkraft S auf seine Genauigkeit, so ist für den Grenzfall constanten Trägheitsmomentes J, δ₁ = (5 l⁴ / 384 EJ), S = (l² / 8 δ₁) = (9.6 EJ / l²), während

der genaue Werth S = (π² EJ / l²) = (9.87 EJ / l²) lautet. Der Fehler der Näherungsformel beträgt hiernach nur rund 3 1/2 %.

Für den Fall eines nach einer Parabel veränderlichen Trägheitsmomentes J = Jₘ (1 - 4x²/l²) erhält man δ₁ = (l⁴ / 64 EJ)

und S = (8 EJ / l²), ein Ausdruck, der mit dem genauen Werthe vollständig übereinstimmt.

Für zwischenliegende Stabformen liefert hiernach das angegebene Näherungsverfahren Werthe für die Knickkraft S, deren Fehler zwischen den engen Grenzen von 0 und 3 1/2 % schwanken.

Überschreiten die zur Knickkraft S gehörigen Spannungen σ = S:F die Elasticitätsgrenze, so verliert die aufgestellte Formel ihre Geltung, die Knickkraft S wird thatsächlich kleiner. Es möge zunächst angenommen werden, daß trotz des veränderlichen Trägheitsmomentes J doch der Querschnitt F constant sei. Dann tritt in sämtlichen Querschnitten die gleiche Knickspannung K und der gleiche Knickmodul T auf. Man erhält die Knickkraft in ähnlicher Weise wie früher beim Stabe constanten Trägheitsmomentes, indem man E durch T ersetzt. Schreibt man δ₁ = Δ₁ : E, wo Δ₁ die Durchbiegung für E = 1, so erhält man

K = S / F = (l² T / 8 F Δ₁) oder t = K : T = l² : 8 F Δ₁

Hieraus kann die Subtangente t berechnet und dann mit Hilfe der Arbeitslinie (Fig. 1) die zugehörige Spannung σ ermittelt werden. Diese Spannung σ ist die gesuchte Knickspannung K, und dementsprechend wird die Knickkraft S = F · K.

Für veränderlichen Stabquerschnitt F sind die zur Knickkraft S gehörigen Spannungen und die entsprechenden Knickmodule in den einzelnen Querschnitten verschieden groß. Wenn gleich demnach das bisherige Verfahren hier keine Anwendung finden kann, so lassen sich doch zwei Grenzwerte S₁ und S₂ angeben, zwischen denen die wirkliche Knickkraft S liegen muss. Man erhält dieselben, indem man in obige Formel einmal den kleinsten und dann den größten Stabquerschnitt (F₁ und F₂) einsetzt. Zwischen den so ermittelten Grenzwerten ist dann S schätzungsweise zu wählen. Statt dessen kann man auch von vornherein einen mittleren Querschnitt Fₘ annehmen und dann mit Hilfe der obigen Formel die zugehörige Knickkraft ausrechnen.

Karlsruhe, im Juli 1893. Fr. Engesser.

Centralblatt der Bauverwaltung.

Herausgegeben im Ministerium der öffentlichen Arbeiten.

XIII. Jahrgang.

Berlin, 12. August 1893.

Nr. 32.

Erscheint jeden Sonnabend. — Schriftleitung: S.W. Zimmerstr. 74. — Geschäftsstelle und Annahme der Anzeigen: W. Wilhelmstr. 90. — Bezugspreis: Vierteljährlich 3 Mark. Einschließlich Abtragen, Post- oder Streifbandzusendung 3,75 Mark; desgl. für das Anland 4,30 Mark.

INHALT: Amtliches: Dienst-Nachrichten. — Nichtamtliches: Die Steinbrüche und Häfen der Insel Bornholm (Schluß). — Der Gebrauch des logarithmischen Rechenstabes. — Doppelwohnhaus in der Villencolonie Grunewald bei Berlin. — Ist die Architektur eine Kunst oder ein Gewerbe? — Vermischtes: Wettbewerb um Entwürfe für die Straßenfront eines Geschäftshauses in Berlin. — Hauptversammlung des Vereins deutscher Ingenieure. — Das Fahrrad im Dienste der Wasserbauverwaltung. — Die günstigste Lage des Pfettenquerschnitts bei eisernen Dächern. — Eröffnung des Canals von Korinth. — Fensterverschluß. — Neue Patente.

Amtliche Mittheilungen.

Preußen. Die Königlichen Regierungs-Baumeister Schödrey in Wollstein und Wosch in Flämschdorf bei Neumarkt i. Schl. sind als Kreisbauinspektoren daselbst angestellt worden. Der bisher bei der Königlichen Regierung in Hildesheim beschäftigte Landbauinspector Kleinert ist nach Einbeck versetzt und demselben die dortige Kreisbauinspector-Stelle verliehen worden. Die Professoren Mohrmann und Dr. Ost in Hannover, sowie der Königliche Regierungs-Baumeister Schacht daselbst sind zu Mitgliedern des Königlichen technischen Prüfungs-Amtes in Hannover ernannt worden.

Dem bisherigen Königlichen Kreisbauinspector Kirchhoff in Ratibor ist die nachgesuchte Entlassung aus dem Staatsdienste ertheilt. Der Eisenbahn-Maschineninspector Meyen, Vorstand der Hauptwerkstätte in Erfurt, ist gestorben.

Deutsches Reich. Garnison-Bauverwaltung. Der Regierungs-Baumeister Scholze ist unter Belassung in seiner Stellung als stellvertretender Local-Baubeamter in Saarbrücken zum Garnison-Bauinspector ernannt worden.

Nichtamtlicher Theil.

Schriftleiter: Otto Sarrazin und Oskar Hofsfold.

Die Steinbrüche und Häfen der Insel Bornholm.

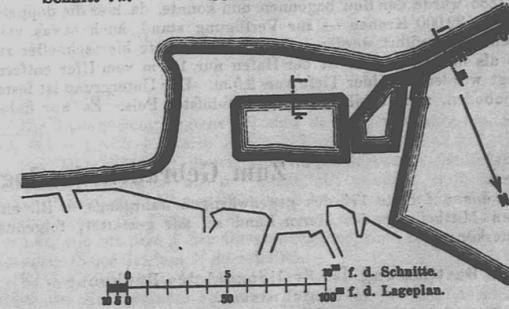
(Schluß.)

Eigenartig aber, sowie mannigfaltig in der Ausführung sind die Fischerhäfen auf Bornholm. Bis zum Jahre 1866 wurden dort auch für die Winterfischerei nur kleine offene Böte zum Fange benutzt, die in den von den Fischern selbst hergestellten Häfen urthümlichster Art ihren Ruheplatz hatten und bei Unwetter und starkem Wellengang bequem ans Land gezogen wurden. Nachdem sich aber auch hier die Verdeckböte, 10 m lang 3,8 m breit und 1,6 m tiefgehend, von 7 bis 8 Tonnen Tragfähigkeit, Eingang geschafft hatten, stellte sich die Nothwendigkeit heraus, Fischerhäfen zu schaffen, die stets den jetzt an sie gestellten Anforderungen genügten.

Bei der nur 14 Meilen langen Küste Bornholms (Abb. 6) ließen sich vier grundverschiedene Bildungen unterscheiden, denen naturgemäß auch die Hafenanlagen angepaßt werden mußten. Der südliche Theil der Westküste besteht aus festem Lehm Boden bei sanft abfallender Tiefe. Starke Wellenbewegung tritt hier nie ein, da die benachbarte Küste von Möen nur 12 Meilen entfernt ist. Der Bau der an dieser Stelle liegenden Fischerhäfen von Rönne und Nörrekaas bot daher auch keine besonderen Schwierigkeiten. Beide Häfen besitzen zwei Hafenbecken, das erste tiefer, das dazu dienen soll, die Fortpflanzung der starken Wellenbewegung zu hindern, und einen zweiten, dem Ufer zu nächst befindlichen Liegehafen. Die Mauern des neuen in den vierziger Jahren erbauten Rönner Fischerhafens zeigen in verkleinertem Maße denselben Querschnitt, wie Hagen ihn als „Durchschnitt A—B“ angegeben hat. Eine hiervon etwas abweichende Anordnung haben die Mauern des Nörrekaashafens (Abb. 7) erhalten, indem die Ufermauern aus großen Quadern ohne Kisten nach Norden vorgestreckte molenartige Ausbauten dagegen zwischen Steinkisten aufgeführt wurde und auf seinem Rücken eine leichte Laufbrücke auf eisernen Ständern trägt (vgl. die Schnitte zu Abb. 7).

Die nordwestliche und nordöstliche Küste zeigt festen Klippen-

boden und ist dem fast stets hier herrschenden starken Wellengange besonders ausgesetzt. Mit großem Geschick sind jedoch die kleinen Buchten und Klippenscheren zu Hafenanlagen benutzt, nur daß es noch nöthig war, aus den dort vorhandenen vorzüglichsten Steinen gegen die vorherrschende Windrichtung hin kleinere Molenbauten auszuführen, um die Wellenbewegung im Hafen selbst nach Möglichkeit zu dämpfen. Vorzügliche Beispiele hierfür sind die im Jahre 1887



und 1888 angelegten Fischerhäfen von Teyn und Gadhjem, die nur bei plötzlich eintretenden nordöstlichen Stürmen schwer zu erreichen sind. Aber auch dann liegt keine Gefahr für die Fischer vor, da der an der Südostküste in ungefähr drei Meilen Entfernung liegende Hafen von Nexö leicht zu erreichen ist. Wie schon oben bemerkt, steht hier fester Sandstein an und die sanft abfallende Küste gestattet keine so starke Wellenbewegung.

Dicht unterhalb Nexö, kaum eine halbe Meile entfernt, beginnt die uns Deutsche am meisten interessirende und für Hafenanbauten so schwierige Dünenbildung, die Küste mit wanderndem Sande, welche sich an der Südseite entlang bis nach Arnager hinzieht. Hier war im Jahre 1851 schon ein Hafen angelegt worden (vgl. Abb. 8), und zwar 40 m von der Küste entfernt und mit dieser durch einen festen

24

Damm für den Verkehr verbunden. Während nun zu Anfang genügende Tiefe für die Schiffe vorhanden war, trat nach und nach eine vollständige Veränderung der Küste an jener Stelle ein, indem der Verbindungsdamm Wellen und Strömung zwischen dem Hafen und der Küste nicht mehr durchspülen liefs, sondern Sandablagerungen an der jetzt ruhigen und geschützten Stelle hervorrief, die bald zu einer vollständigen Versandung des Hafens führten. Daher war beim Neubau des Hafens, der 1883 begann, vor allen Dingen darauf zu achten, die Strömung an der Küste zu erhalten, um ein Anwachsen des Ufers und damit ein Versandung des Hafens zu vermeiden, dennoch aber eine feste Verbindung zwischen dem Hafen und dem Lande herzustellen. Etwas nördlich von dem verlassenem

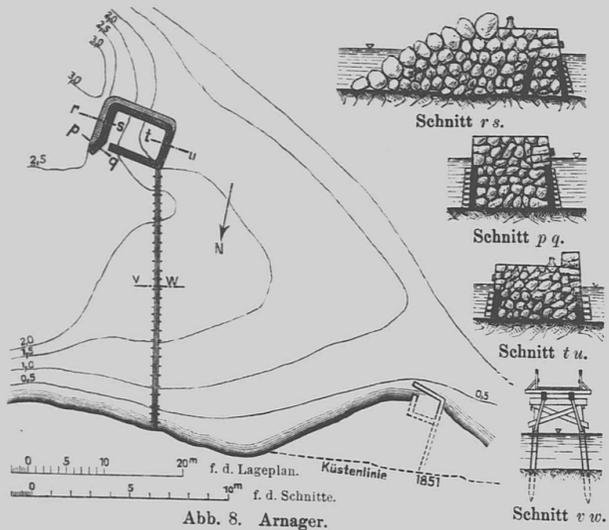


Abb. 8. Arnager.

Hafen zieht sich parallel zum Ufer in angemessener Entfernung eine schützende Sandbank entlang, und zwischen dieser und dem Ufer, 190 m von dem letzteren entfernt, wurde bei 2,5 m Tiefe der neue Hafen angelegt. Statt des ehemaligen undurchlässigen Steindammes wurde eine Holzbrücke für den Verkehr bis zum Lande hin errichtet, die den Wellen freien Durchlauf gestattet. Die gewählte Anordnung entsprach durchaus den an sie gestellten Anforderungen, es hat sich dort bis heute keine Veränderung der Küste gezeigt.

Die bei dieser Anlage gemachten Erfahrungen wurden beim Bau des Hafens in Snogeboek (Abb. 9) aufs günstigste benutzt. Im Jahre 1888 wurde der Bau begonnen und konnte, da hier die doppelte Summe — 32 000 Kronen — zur Verfügung stand, auch etwas vollkommener ausgeführt werden. Da die Wassertiefe hier schneller zunimmt als in Arnager, so ist der Hafen nur 100 m vom Ufer entfernt angelegt worden bei einer Tiefe von 2,5 m. Der Untergrund ist fester Klippenboden, zum Theil von Sand entblößter Fels. Es war daher

Zum Gebrauch des logarithmischen Rechenstabes.

Zu der auf Seite 174 des gegenwärtigen Jahrgangs d. Bl. enthaltenen Mittheilung des Herrn Land sei mir gestattet, folgendes zu bemerken:

1. Bestimmung der Stellenzahl des Rechnungsergebnisses.

Es ist merkwürdig, wie unsicher und unbeholfen manche Besitzer von Rechenstäben bezüglich dieses Punktes sind, was vielleicht seinen Grund darin haben mag, das die meisten deutschen Anweisungen zum Gebrauch des Rechenstabes m. E. der Begründung der Regeln zu viel Raum widmen, wodurch die Anweisung umständlich und schwer geniefsbar wird. Würde man sich auf die einfache Wiedergabe der rein mechanischen Regeln beschränken, so würde doch jeder, der nur so weit vorgebildet ist, das die Grundlagen der Rechnung mit Logarithmen kennt und der zugleich weifs, das die Theilungen des Rechenstabes logarithmisch sind, die Begründung der Regeln sehr bald selbst erkennen.

Ich habe den Rechenstab seit mehr als dreifsig Jahren im täglichen Gebrauch, aber noch niemals ist es mir in den Sinn gekommen, zur Bestimmung der Stellenzahl des Ergebnisses eine Kopfrechnung

die Aufmauerung der Umfassungswände nach Schnitt xy (Abb. 9) leicht zu bewerkstelligen. Zur Verbindung des Hafens mit dem Lande wurden drei Pfeiler aus Werksteinen aufgeführt und durch eine eiserne Laufbrücke mit einander verbunden, welche in je 7 m Entfernung noch durch eiserne Böcke (Schnitt z z1) unterstützt wird. Die Böcke bestehen aus zwei eisernen Rohren von 6 cm Durchmesser und sind vermittelt Schrauben in den Sand gebohrt. Am oberen Ende verbindet sie ein L-Eisen, das zugleich zur Aufnahme der beiden Längsträger aus I-Eisen dient. Eine Diagonalverbindung aus Rundstahl vervollständigt das Gerüst. Von der Küste bis zur Düne hinauf führt ein rund 60 m langer massiver Damm. Auch bei dieser Hafenanlage ist bis jetzt noch nicht die geringste Versandung bemerkt worden.

Fast sämtliche Fischerhäfen auf Bornholm sind sowohl entworfen wie auch ausgeführt vom Hafeningenieur Hans Zartmann in Nexö, dessen freundlichem Entgegenkommen auch ein Theil dieser Angaben zu verdanken ist.

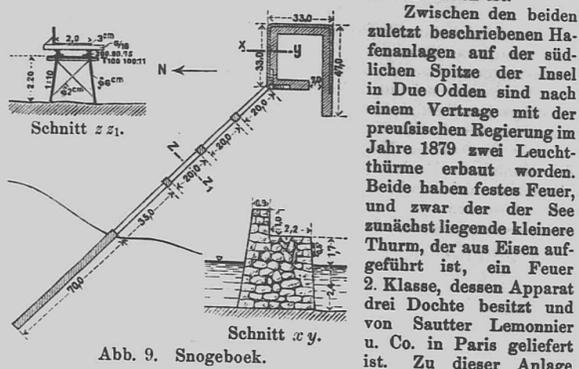


Abb. 9. Snogeboek.

die durch zwei Heifsluftmaschinen mit einem Windkessel betrieben wird. Der Apparat stammt aus der Fabrik von Gebrüder Barkett in London und scheint nach Aussage des bedienenden Wächters seinen Zweck nicht ganz zu erfüllen, da die Sirene erst 3/4 Stunden nach dem Anheizen in Thätigkeit treten kann, während z. B. diejenige bei Rixhöft schon nach 20 Minuten erschallt. Ungefähr 1200 m landeinwärts erhebt sich der große steinerne Thurm mit einem Leuchtfeuer 1. Klasse, dessen Fresnel'scher Apparat von Barbier u. Fenestre in Paris bezogen ist. Die Lampe besitzt fünf concentrische Dochte; das feste Feuer wird von hellen Blicken unterbrochen und zwar viermal in sechs Minuten. Die ganze Anlage macht einen prachtvollen Eindruck. Um den Thurm gruppieren sich zu beiden Seiten halbmondförmig die Wohn- und Wirtschaftsgebäude der beiden Aufseher, gesondert hiervon befindet sich die Oelkammer, die 14 Oelbehälter von je 0,25 cbm Inhalt besitzt.

Alle diese technischen Sehenswürdigkeiten Bornholms sind umgeben von wunderbaren Naturschönheiten, die in ihrem steten Wechsel auf den Beschauer immer neu anregend wirken, und auch in der Erinnerung die angenehmsten Eindrücke von diesem herrlichen Eilande zurücklassen.

Ortloff,
Kgl. Regierungs-Baumeister.

nach dem a. a. O. gemachten Vorschlage anzuwenden. Bin ich über die Stellenzahl nicht ganz sicher, so wiederhole ich einfach die Anwendung der mechanischen Regel zur Bestimmung derselben. Die von Herrn Land vorgeschlagene Kopfrechnung beinträchtigt einen der größten Vorzüge des Rechenstabes, nämlich die möglichsie Vermeidung der mit dem Rechnen verbundenen geistigen Anstrengung, welche bei anhaltendem Gebrauch des Stabes, wie z. B. bei Massenberechnungen, Tachymeterberechnungen usw., eine große Rolle spielt. Die mechanischen Regeln zur Bestimmung der Stellenzahl des Ergebnisses sind nicht nur sehr einfach und dem Gedächtnis leicht einzuprägen, sondern auch vollkommen sicher, ohne irgend einem Zweifel Raum zu lassen. Sie können für einfache Multiplication, Division und verbundene Multiplication und Division etwa wie folgt dargestellt werden. Zunächst bilde man die algebraische Summe S der Stellenzahlen der in die Rechnung eintretenden Zahlen, wobei zu berücksichtigen ist, das bei Decimalbrüchen ohne Ganze die unmittelbar hinter dem Komma bis zur ersten Ziffer stehenden Nullen negativ zählen. Ebenso sind die Stellenzahlen der Divisoren negativ zu nehmen. Die folgenden Beispiele werden dies besser erläutern als lange Erörterungen.

Für	3268,23	ist S =	4
"	0,326	" S =	0
"	0,00033	" S =	-3
"	36,6,8	" S = 2 + 1 =	3
"	36,0,068	" S = 2 - 1 =	1
"	36,6,8	" S =	2 + 1 - 2 = 1
"	22,4	" S =	2 - 1 - 2 = -1
"	36,0,068	" S =	2 - 1 - 2 = -1
"	22,4	" S =	-1 - 3 - 0 = -4
"	0,036,0,00068	" S =	-1 - 3 - 0 = -4
"	0,224	" S =	4 + 3 - 5 = 2
"	3658,732	" S =	4 + 3 - 5 = 2
"	54,937	" S =	4 + 3 - 5 = 2

Die Stellenzahl Z des Ergebnisses kann nun sein: Bei einfacher Multiplication Z = S oder Z = S - 1; bei einfacher Division Z = S oder Z = S + 1; bei verbundener Multiplication und Division Z = S oder Z = S - 1 oder Z = S + 1.

Welcher dieser verschiedenen Fälle vorliegt, ist aus der Schieberstellung sofort ohne jeden Zweifel erkennbar.

Abb. 1 zeigt die gebräuchliche Stellung für einfache Multiplication m. n. A, B und C bezeichnen die drei Zeiger der ersten, A', B' und C' diejenigen der zweiten Theilung. Der Zeiger A' ist auf den einen Factor m in der Abtheilung AB eingestellt; das Ergebnis E befindet sich dann über dem in der Abtheilung A' B' aufgesuchten zweiten Factor n. Fällt nun E in dieselbe Abtheilung AB, in welcher der Factor m aufgesucht wurde, so ist Z = S - 1; fällt dagegen E in die folgende Abtheilung BC, so ist Z = S. Demnach ist z. B. für 25,35 Z = S - 1 = 2 + 2 - 1 = 3, also E = 875; dagegen für 0,025, 0,007 Z = S - 1 - 2 = -3, daher E = 0,000175. Die Abb. 2 und 3 zeigen die am meisten gebräuchlichen Stellungen für einfache Division m/n. Man sucht den Dividenten m in der Abtheilung AB auf und stellt den in der Abtheilung A' B' aufgesuchten Divisor darunter. Dann steht das Ergebnis E über dem Zeiger A' der ersten Abtheilung bei E. Fällt E nun, wie in Abb. 2, in dieselbe Abtheilung AB, in welcher der Divident m aufgesucht wurde, so ist Z = S + 1. Fällt dagegen E in eine AB vorhergehende, bei der obigen Schieberstellung in Wirklichkeit aber nicht vorhandene Abtheilung, wie in Abb. 3, so ist Z = S. In diesem Falle muß die Ablesung selbstverständlich bei B' oder C' geschehen. Für die Bestimmung von Z dagegen hält man sich zunächst an den Zeiger A' der Abtheilung A' B', in welcher der Divisor aufgesucht wurde. Demgemäß ist z. B. nach Abb. 2 für 80/3,2 Z = S + 1 = 2 - 1 + 1 = 2, also E = 25; ferner für 0,08/0,00032 Z = S + 1 = -1 - (-3) + 1 = +3, also E = 250; dagegen für 36/4 nach Abb. 3 Z = S = 2 - 1 = 1, also E = 9 oder für 0,108/35 Z = S = 0 - 2 = -2, also E = 0,00309.

Die verbundene Multiplication und Division m/n unterscheidet sich von der einfachen Division nur dadurch, das das Ergebnis E nicht gegenüber dem Zeiger A', sondern gegenüber dem in der Abtheilung A' B' aufgesuchten zweiten Factor steht.

In Abb. 4 ist, wie oben bei der Division erläutert, der in der Abtheilung A' B' aufgesuchte Divisor n unter den in der Abtheilung AB aufgesuchten Dividenten m gesetzt worden. Sucht man nun in derselben Abtheilung A' B', in welcher der Divisor n gesucht wurde, den zweiten Factor o auf, so hat man darüberstehend das Ergebnis E. Fällt E in dieselbe Abtheilung AB, in welcher der Divident m aufgesucht wurde, so ist Z = S; fällt dagegen E in die folgende Abtheilung BC, so ist Z = S + 1. Bei dem Einstellen des

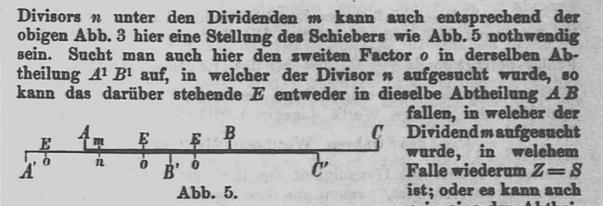


Abb. 5.

lung AB vorhergehende, bei der obigen Schieberstellung in Wirklichkeit nicht vorhandene Abtheilung, nämlich zwischen A' und A fallen, und dann ist Z = S - 1. In letzterem Falle erfolgt die Ablesung, indem man o nun in der Abtheilung B' C' aufsucht.

Dem entsprechend ist z. B. für 48,4/0,3 Z = S = 2 + 1 - 0 = 3, daher E = 640; ferner für das von Herrn Land gebrachte Beispiel 36,6,8/22,4 Z = S + 1 = 2 + 1 - 2 + 1 = 2, daher E = 10,92; für 0,0024, 0,6/4,5 Z = S = -2 + 0 - 1 = -3, daher E = 0,00032; endlich für 32,15/0,06 Z = S - 1 = 2 + 2 - (-1) - 1 = 4, daher E = 8000.

Dieses alles scheint nun etwas umständlich, ist aber bei nur einiger Übung in der praktischen Anwendung außerordentlich einfach, denn S übersieht man meist auf den ersten Blick, und es fragt sich nur noch, ob S = Z oder um eins zu vermehren oder zu vermindern ist, um Z zu erhalten.

Bei den häufig vorkommenden mehrfach verbundenen Multiplicationen und Divisionen bestimmt man S rasch, bequem und sicher, indem man die Stellen der in die Rechnung eintretenden Zahlen hinter einander unter Berücksichtigung des Vorzeichens abzählt, wie nachstehend angedeutet ist, wobei die Zählung von a nach b und weiter von c nach d geschehen und durch die oben und unten beigefügten Ziffern angegeben ist.

$$\begin{matrix} & 1 & 2 & 345 & 6 & 54 & 4 \\ a & 7,3 & \cdot & 4,16 & \cdot & 132,2 & \cdot & 8,63 & \cdot & 0,0016 & \cdot & 0,5 & b \\ c & 5,35 & \cdot & 83,4 & \cdot & 0,0575 & \cdot & 10,23 & \cdot & 0,17 & \cdot & 0,01 & d \end{matrix}$$

Es ergibt sich S = 1. Nun rechnet man nacheinander:

$$\begin{matrix} 7,3 & \cdot & 4,16 & = & a^I & ; & \text{hierfür ist } Z^I = S^I & ; \\ 5,35 & \cdot & 83,4 & = & a^{II} & ; & & \\ 83,4 & \cdot & 0,0575 & = & a^{III} & ; & & \\ 0,0575 & \cdot & 10,23 & = & a^{IV} & ; & & \\ 10,23 & \cdot & 0,17 & = & a^V & ; & & \\ 0,17 & \cdot & 0,01 & = & a^V & ; & & \\ 0,01 & & & = & a^V & ; & & \end{matrix}$$

Die Endablesung ergibt 207 und da nach vorstehendem Z = S - 1 + 1 + 1 = S + 1, also Z = 1 + 1 = 2, so ist E = 20,7.

Bei Durchführung dieser Rechnung liest man natürlich die Zwischenergebnisse a^I bis a^V nicht ab, sondern stellt nur den Läufer darauf ein. Ferner läßt man bezüglich der Stellenzahl des Endergebnisses die Fälle, in denen Z = S ist, unbeachtet und merkt sich nur, wie oft dem S der Gesamtrechnung Eins hinzuzufügen oder hinwegzunehmen ist, um Z zu erhalten.

Es ist hier nicht der Ort, eine vollständige Anleitung zum Gebrauch des Rechenstabes zu geben. Wer aber die vorstehenden einfachen, leicht zu behaltenden und durchaus zuverlässigen Regeln zur Bestimmung der Stellenzahl des Ergebnisses sich eingepägt hat, wird selbst sehr leicht ausfindig machen, wie bei Benutzung der 3. und 4. Abtheilung und bei dem Auftreten von Wurzeln oder Potenzen zu verfahren ist.

2. Bestimmung der Tangenten der Winkel unter 5° 43'.

Die Regel, bei Winkeln unter 3° 30' an Stelle der Tangente den Sinus und bei Winkeln über 3° 30', aber unter 5° 43' den um 1/200 seines Werthes vergrößerten Sinus zu nehmen, ist nach meinem Dafürhalten der von Herrn Land angegebenen vorzuziehen, wenn gleich die letztere genauer und wissenschaftlich begründeter ist. Die erstere Regel hat den Vorzug, das sie äußerst einfach und daher leicht im Gedächtnis zu behalten ist, während ihre Genauigkeit vollkommen genügt.

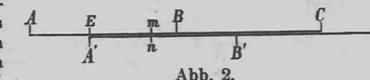


Abb. 2.

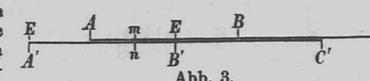


Abb. 3.

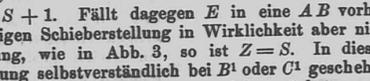


Abb. 4.

faßt, die Architekten daher in der Minderzahl sind. Von den beiden ersten ist die bei weitem einflussreichste die Königliche Gesellschaft. Sie hat zwei Klassen von Mitgliedern, Associates und Fellows.*) Ursprünglich fand die Aufnahme in beide Klassen nur auf Grund von Vorlagen durch Abstimmung statt, später führte man jedoch eine Prüfung für die untere Klasse, die Associates ein. Hiermit war ein neuer Gedanke in die Ausbildung des Architekten getragen: der Gedanke der durch Prüfung nachzuweisenden Fähigkeiten. Er gefiel vielen, namentlich den Jüngeren, weil sie jetzt ein festes Ziel für ihre Studien hatten, erregte jedoch alsbald den Widerspruch vieler Aelteren, welche die Möglichkeit, künstlerische Fähigkeiten, um die es sich beim Architekten ihrer Ansicht nach allein handeln konnte, überhaupt zu prüfen mit Entschiedenheit verneinten. Die Gesellschaft ging aber bald noch weiter und zerlegte die Aufnahme-Prüfung in drei in Zwischenräumen zu erledigende Prüfungen. Nach dieser zur Zeit bestehenden Einrichtung macht eine Vorprüfung den Prüfling zum Probezögling (Probationer), eine Zwischenprüfung zum Zögling (student) und erst die Hauptprüfung berechtigt ihn zur Bewerbung um die untere Klasse der Mitgliedschaft. Was die Aufnahme in die höhere Klasse, der Fellows, anbelangt, so ist dazu der Nachweis einer bestimmten Praxis erforderlich. Als Unterlagen für die Bewerbung dienen Zeichnungen und Photographien vollständig ausgeführter Bauten. Indessen drohte die wachsende Vorliebe für Prüfungen auch hier verändernd einzugreifen. Im vorigen Sommer wurde von einem Theile der Mitglieder ein Antrag eingebracht, daß auch die Eigenschaft eines Fellow durch eine Prüfung erworben werden solle. Dieser Antrag ist indessen vor kurzem abgelehnt worden.

In dem zweiten großen Vereine, der Architektonischen Vereinigung, sind ähnliche Bestrebungen durchgedrungen; der Verein hat jedoch nicht eine bloße Folge von Prüfungen, sondern auch eigene Unterrichtsklassen eingeführt, die sich steigender Beliebtheit erfreuen.

Neben diesen Vorgängen, die sich innerhalb der Vereine abspielten, erregten noch weitere Pläne, die den Stand der Architekten umzugestalten berufen waren, die Leidenschaft der Bethelligten und das Interesse der Oeffentlichkeit. Im Frühjahr 1891 wurde ein Gesetzesvorschlag dem Parlamente unterbreitet, nach welchem die Ausübung des Berufs als Architekt von einer staatlichen Prüfung abhängig gemacht werden sollte, in derselben Weise, wie dies bei Juristen und Aerzten geschieht. Die Vorlage fand wenig Anhang und fiel bereits bei der ersten Lesung durch. Indessen gab sie den unmittelbaren Anstoß zu dem Vorgehen jener Männer, die schon lange den sich geltend machenden Prüfungsbestrebungen mit Mißbehagen zugehört hatten. Sie richteten zunächst an den Vorstand der Königlichen Architekten-Gesellschaft eine Denkschrift, in welcher sie ihre Ansicht dahin aufstellten, daß es dem Interesse der Baukunst entgegen sei, durch irgend welche Maßnahmen ein geschlossenes Gewerbe aus ihr zu machen, daß es zwar möglich sei, jemand in Construction und Gesundheitslehre zu prüfen, nicht aber in künstlerischen Dingen, die dennoch allein den wahren Architekten ausmachen, und daß ein Prüfungszeugnis über architektonische Fähigkeiten ein Trugbild sei, das in gleicher Weise das Publicum irreführe und dem Zöglinge falsche Ziele stecke. Sie sprachen ferner die Ansicht aus, daß die beklagenswerthe Trennung der Architektur von den Schwesterkünsten durch die Schranken, die man schaffen wolle, sich nur noch erweitern müsse, und daß keine Gesetzgebung das Publicum vor schlechter Architektur zu schützen vermöge, ebensowenig wie es schlechte Construction verhindern könne, solange sich die Prüfung nicht auch auf alle Bauunternehmer erstreckte, die bekanntlich die Mehrzahl der Bauten in die Welt setzten. Die Denkschrift trug 69 Unterschriften, 45 von Architekten, unter denen wir die besten Namen finden, die England aufzuweisen hat, und 24 von anderen Künstlern, unter diesen beispielsweise Hubert Herkomer, Alma-Tadema und Walter Crane. An die Spitze der lebhaften Bewegung, die sich der Einreichung dieses Einspruchs anschloß, setzten sich die bekannten Architekten T. G. Jackson und R. Norman Shaw. Ihre Partei wurde nach der von ihnen aufgestellten Denkschrift (memorial) die der „Memorialisten“ genannt. Alle Fachzeitungen und viele politische nahmen sich jetzt lebhaft der Sache an und öffneten unter der Bezeichnung, die sich, man wußte nicht wie, für die Sache herausgebildet hatte, „Ist die Architektur eine Kunst oder ein Gewerbe?“ ihre Spalten dem Kampfe der Meinungen.**)

*) Die ersteren kennzeichnen sich durch die ihrem Namen angehängten Buchstaben A. R. J. B. A., die letzteren durch die Buchstaben F. R. J. B. A. (Associate bzw. Fellow Royal Institute British Architects).

***) Das Wort „Gewerbe“ deckt den Sinn des englischen „profession“ nicht vollständig; die Uebersetzung mit „Stand“ würde vielleicht treffender sein, wenn nicht auch hierbei die Färbung von Geschäftlichem, die hier in profession liegen soll, außer Acht gelassen wäre.

In der Architektonischen Vereinigung suchte T. G. Jackson, der um diese Zeit gerade zum Mitgliede ernannt worden war, die Gedanken seiner Partei mit großer Anstrengung zur Geltung zu bringen, fand dort viele Anhänger und viele Gegner und endete schließlich nur mit der Entfaltung leidenschaftlich geführter innerer Zwistigkeiten. Geschlossener hielt sich schon die Königliche Architekten-Gesellschaft, wo es fast nur Gegner der Memorialisten gab. Die wenigen Freunde und Theilnehmer an dem Einspruch verschwanden diesen gegenüber und viele von ihnen traten zudem aus dem Verein aus.

Die Memorialisten ließen es indes nicht bei ihrer Denkschrift bewenden. Die namhaftesten unter ihnen vereinigten sich, in einer Reihe von Aufsätzen die einzelnen Gedanken, die in der Denkschrift nur in gedrängter Form enthalten waren, ausführlicher zu behandeln. So entstand das oben erwähnte Buch, das außer einer trefflich geschriebenen Einleitung von T. G. Jackson dreizehn verschiedene Einzel-Abhandlungen enthält, deren dreizehn Verfasser auch bei wohlbekannte Namen tragen. Ausßer den beiden Führern Jackson und Norman Shaw seien hier nur noch erwähnt: Reginald Blomfield, J. T. Micklethwaite, G. F. Bodley, Ernest Newton, Basil Champneys und Gerald C. Horsley. Als Titel des Buches wurde das Schlagwort, unter dem der Kampf geführt wurde, beibehalten, obgleich die Verfasser betonen, daß sie umfassenderes geben, als dasselbe vermuthen läßt. Die einzelnen Aufsätze haben alle das gemeinsame Ziel, darzutun, daß jedes Bestreben und namentlich dasjenige der Königlichen Architekten-Gesellschaft, den Architekten mit verbrieften Fähigkeitszeugnissen zu versehen, der Architektur als freier Kunst schaden müsse. Sie verlangen vollständige Freiheit des Baukünstlers von staatlicher oder ähnlicher Ueberwachung, dieselbe Freiheit, die der Maler und Bildhauer als selbstverständlich genießt. Seine Werke allein sollen für ihn zeugen und nicht ein ihm staatlich aufgedrückter Stempel. Den Vorwand, daß die Prüfungen der Architekten zum Schutze des Publicums vor schlechter Bauweise eingeführt werden sollten, widerlegen sie mit dem Hinweise darauf, daß das Publicum noch nie nach solchem Schutze verlangt habe, vielmehr sich mit großer Vorliebe gerade an die Schwindelbau-Unternehmer wende, die mit dem Wahlspruche „billig und schlecht“ seinen Bedürfnissen am meisten entgegenkämen. Nur Baupolizeigesetze können nach ihrer Meinung dazu verhelfen, hier den größten Ufug zu verhüten. Die Lebensfähigkeit des Schwindelbaumeisters wird erst aufhören, sobald sich das Publicum einen besseren Geschmack angeeignet hat, sobald das Streben nach gediegener Einfachheit an Stelle desjenigen nach äußerem Prunke getreten ist. Keine Prüfung der Architekten kann hier helfen, denn das Publicum wendet sich in neun Zehnteln aller Fälle gar nicht an diese. Die Prüfungen müßten sich also auf alles, was überhaupt baut, auf Bauunternehmer, Poliere und Handwerksmeister erstrecken, aber die Königliche Architekten-Gesellschaft dürfte sich wohl hüten, Leute dieser Gattung ihren Prüfungen zu unterwerfen und dadurch zu ihren Mitgliedern zu machen.

Weiter wird die Frage untersucht, inwieweit überhaupt eine Prüfung der Architekten denkbar sei. Die gegenwärtigen Prüfungen der Architekten-Gesellschaft geschehen nach drei Richtungen, der künstlerischen, der constructiven und der geschäftlichen. Die Verfasser verwahren sich zunächst dagegen, daß man in der Architektur die Kunst von der Construction trenne. „Im Verlaufe des Entwurfs des Architekten giebt es nicht etwa einen Punkt, von dem man sagen kann: hier setzt die Architektur ein. Sie ist vom ersten Anbeginn dagewesen, untrennbar von Grundriß und Construction, diese beiden in unzähligen Beziehungen beeinflussend . . . Daher kann man wohl einen Ingenieur in Construction prüfen, nicht aber soll man die Architektur in Kunst und Construction zerlegen und diese getrennt prüfen wollen.“ Jemand aber in Kunst zu prüfen, halten die Verfasser von vornherein für unmöglich. Sie halten daran fest, daß die Kunst etwas jedem Künstler allein eigenes sei, das man nicht der Nachprüfung eines Andersdenkenden unterwerfen könne. Geschäftsführung endlich ist ihrer Ansicht nach eine Frucht der geschäftlichen Erfahrung, daher halten sie es für widersinnig, einen Anfänger darin zu prüfen.

Am meisten jedoch warnen die Verfasser des Buches vor einer Prüfung des Architekten deshalb, weil sie vollständig falsche Ziele in seine Ausbildung trage. „Der Zögling studirt nicht mehr, um zu lernen, sondern um die Prüfung zu bestehen; er glaubt, aus Beschreibungen und Zeichnungen dasjenige sich aneignen zu können, was er doch nur durch Erfahrung lernen kann, er verwechselt Archäologie mit Kunst und Nachahmung mit Entwurf.“

Als wahren Grund für die Bestrebungen, Prüfungen einzuführen, erachten die Verfasser die Absicht, den Stand der Architekten durch staatliche Privilegien zu heben. Und auch hierfür haben sie kein Verständniß, im Gegentheil greifen sie gerade diese Absicht als Ziel ihrer besonderen Gegenvorstellungen heraus. Alle gesellschaftlichen Schranken, die den Stand des Architekten abgrenzen sollen, können

ihre Ansicht nach nur dazu führen, die Fehler, die das gegenwärtige System bereits hat, noch zu verschärfen: „Der Architekt leidet jetzt bereits unter der Trennung seiner Kunst von ihren natürlichen Schwestern, der Malerei und Bildhauerei. Die Schranken seines Berufes noch fester zu gestalten, würde ihn gänzlich von ihnen ausschließen und das, was noch an Künstler in ihm lebt, vollends ersticken . . . Unser eigentliches Wirkungsfeld sollte nicht auf unser Arbeitszimmer beschränkt sein, wir sollten mehr in den Werkstätten und auf dem Bauplatze zu Hause sein. Unsere Nächsten sind nicht der Architekt und der Jurist, sondern der Handwerker und der Kleinkünstler. Und wenn der Architekt etwa sein eigener Handwerker sein und seine Entwürfe selbst ausführen wollte, so würde er nur das thun, was seine Vorfahren gethan haben, deren eigenste Hand-erzeugnisse wir uns heute als Vorbilder nehmen. Wenn die Architektur bei uns wieder Leben erhalten soll, so müssen alle Gedanken, sie zu einem Gewerbe, zu einem abgegrenzten Stande zu machen, verschwinden.“

Den Schluß des Werkes bilden Darlegungen über die richtige Erziehung des Architekten. Zunächst wird eine umfassende allgemeine Bildung verlangt, die gleichwohl vorzugsweise auf Beförderung der Phantasie gerichtet sein soll. Nur wenn der Zögling einen durch eine strenge allgemeine Bildung geschulten Geist mitbringt, kann es ihm möglich werden, den großen Umfang an Stoff, den das Studium der Architektur mit sich bringt, zu bewältigen. Sodann aber soll sogleich die künstlerische Ausbildung des Zöglings ins Auge gefaßt werden. Im Atelier eines Meisters soll er seine Lehrzeit durchmachen. Er soll daneben Klassen besuchen, in denen er mit Bauhandwerkern gemeinsam unterrichtet wird, um dort die Technik der verschiedenen Bauhandwerke, am besten in damit verbundenen Werkstätten, kennen zu lernen. Auch soll er hier Unterricht in Construction erhalten, aber immer nur in Verbindung mit der Anleitung, diese künstlerisch auszubilden. Nach diesem handwerklichen Unterrichte soll er sodann seine eigentliche höhere Ausbildung beginnen, und zwar in Gemeinschaft mit Malern und Bildhauern, also nach unserer Anschauung wohl an Kunstakademien. Hier soll ein höherer künstlerischer Geist herrschen, der einseitiges Fachwesen ausschließt und aus dem wieder Künstler erwachsen können, die die Kunst in ihrer Gesamtheit handhaben, wie es die alten Meister der Renaissance und des Mittelalters thaten. „Ein so ausgebildeter Architekt wird seine Kunst lieben lernen und sich ihr ganz widmen. Er wird keine Zeit übrig haben, sich auf solche des Künstlers unwürdige, wenngleich einträgliche Geschäfte einzulassen, die viele der heutigen Architekten führen, die aber füglich dem Bauunternehmer, dem Rechtsanwalte und dem Grundstücksmakler überlassen werden sollten.“

Man sieht, die Verfasser nehmen es ernst mit der Kunst. Doch schiefen sie, namentlich was ihre entschiedene Stellungnahme gegen jede Prüfung des Architekten anbelangt, über das Ziel hinaus. Selbst wenn man das abzieht, was an ihrer Auffassung der Dinge spezifisch englisch ist, die Neigung zu möglicher Ungebundenheit und individueller Selbständigkeit in der Erziehung, so bleibt doch noch eine übertriebene Aengstlichkeit und eine Verkennung der Bedeutung der Bauprüfung zurück. Nicht über das Können ausgereifter Meister

Vermischtes.

Zu dem Wettbewerb um Entwürfe für die Strafsenseite des Geschäfts- und Wohnhauses des Verlags der Blätter für Architektur und Kunsthandwerk in der Friedrichstraße 240/241 in Berlin (siehe S. 228 d. Bl.) sind 14 Arbeiten eingegangen.

Die 34. Hauptversammlung des Vereins deutscher Ingenieure findet in diesem Jahre in Barmen-Elberfeld und Remscheid vom 14. bis 16. August statt. Von den Angelegenheiten, welche den Verein im letzten Jahre beschäftigt haben und auf der bevorstehenden Hauptversammlung verhandelt werden, sind — abgesehen von den laufenden Jahresgeschäften des Vereins — die folgenden von allgemeinem Interesse: Weltausstellung in Chicago, Denkmal für Werner v. Siemens, Gewerblich-technische Reichsbehörde, Unterstützungskasse für Ingenieure, Preisausschreiben betr. Dampfkesselfeuern. Es werden folgende Vorträge gehalten: Professor Dr. Dürre: Die Weltausstellung in Chicago; Director Dr. Holzmüller: Die Behandlung der technischen Mechanik auf mittleren Fachschulen; Director Haedicke: Die Kleinisenindustrie und ihre neuere Entwicklung; Dr. O. Braun: Eichbarer Umdrehungsgeschwindigkeitsmesser. Die Vormittage der drei Tage der Hauptversammlung sind den Vorträgen und Verhandlungen gewidmet, und zwar an den beiden ersten Tagen in Barmen, am dritten Tage in Remscheid. Nachmittags finden Ausflüge zur Besichtigung der großen industriellen Anlagen in und bei Barmen, Elberfeld und Remscheid, der Thalsperre im Eschbachthale usw. statt.

soll eine Prüfungsbehörde zu Gericht sitzen, sondern vorläufig nur über die Aneignung der ersten Elemente unseres Faches. Bei der strengen Auffassung der Verfasser über das Subjective der Kunst würde ebenso gut jede Beurtheilung bei Preisbewerbungen unmöglich sein. Es ist richtig, daß es in jeder Kunst tief abgeschlossene Individualitäten giebt, die unbekümmert um die übrige Welt ihre eigenen Wege gehen, und niemand wird leugnen, daß gerade unter ihnen die ersten Träger des Genius wandeln. Aber verfehlt würde es sein, nach diesen einzelnen Erscheinungen einen ganzen Beruf organisiren zu wollen.

Den schwächsten Punkt in den Ausführungen der Verfasser bildet jedoch ihre auffallende Vernachlässigung der wissenschaftlichen Seite unseres Faches. Es ist sehr schön, auf die alten Meister der Renaissance und des Mittelalters hinzuweisen, die keine Statik als die natürlich empfundene, keine Kunstgeschichte als die ihrer eigensten Zeit kannten und doch unvergängliche Werke schufen. Aber sollen wir, um wieder wie sie zu schaffen, unsere Zeit verlegen? Sollen wir uns denjenigen Errungenschaften, die unser Fach auf Schritt und Tritt berühren, künstlich verschließen? So viel steht für den Ausbildungsgang des heutigen Architekten fest: er hat einen Antheil an Wissenschaft zu bewältigen, der sich nicht nebenher bewältigen läßt, vielmehr einen guten Theil seines Studiums ausmachen muß. England hat jetzt das angefangen, was andere Länder schon seit Jahrzehnten gethan haben, die Ausbildung des jungen Baukünstlers mit mehr Methode und größerem Spielraum für das Wissenschaftliche zu erstreben, und hat als naheliegenden Abschluß für die einzelnen Staffeln des Ausbildungsganges Prüfungen eingerichtet, die natürlich, wie alle Prüfungen, in pädagogischem Sinne ihre bedenklichen Seiten haben. Der Einspruch der Aelteren wird diese Richtung nicht wesentlich abzuändern vermögen.

Giebt man zu, daß ein ewiger Gegensatz zwischen künstlerischem Schaffen und wissenschaftlichem Geiste bestehen wird, und daß namentlich unsere heutige Cultur mit ihrer streng untersuchenden Richtung einen gewissen zersetzenden Einfluß auf die schöpferische Thätigkeit des Künstlers haben muß, so folgt von selbst, daß von allen Künstlern der Architekt derjenige sein wird, dessen Inneres am ersten in Verwirrung geräth, weil sich in ihm beide Elemente stetig berühren. Das besprochene Werk unserer englischen Fachgenossen mag als ein Nothruf des künstlerischen in Architekten genommen werden, das in der gegenwärtigen Entwicklung eine Beinträchtigung seines Wesens herannahen sieht. So betrachtet, bietet es für jeden Architekten eine Fülle der Anregung, gegeben in geistvoller, von Begeisterung getragener Fassung. Der hier in gedrängter Kürze gegebene Gedankengang erschöpft aber den Inhalt des Buches bei weitem nicht vollständig. Er bildet nur den rothen Faden, von dem aus eine Fülle von auch allgemein gültigen, anregenden Betrachtungen ausgehen, die alle Verhältnisse und Mißverhältnisse unseres Faches in höchst interessanter Weise beleuchten, und in denen durchweg eine von den edelsten Bestrebungen zeugende Auffassung der Verfasser sich ausspricht. Es giebt wenige Bücher, die in gleicher Weise das unmittelbare Interesse des Lesers von Anfang an fesseln, wie das vorliegende. Seine Lectüre kann daher nur angelegentlich empfohlen werden, sie wird jedem Anregung und Genus in vereinter Form bieten. Muthesius.

Einem vierten Tag gedentk der Verein der Besichtigung von Schloß Burg im Wupperthal und industrieller Anlagen in und bei Lennep, Neviges-Vohwinkel und Langerfeld-Schwelm zu widmen. Die bereits fertig gestellte Festschrift, ein stattlicher Band von 158 Textseiten mit zahlreichen Plänen und Abbildungen in musterhafter Ausstattung, soll mit seinen Abhandlungen und Beschreibungen ein reges Interesse für das bergisch-märkische Land erwecken und ein willkommener Führer durch die zahlreichen gewerblichen und sonstigen Anlagen dieses reich gesegneten Industriebezirkes sein.

Das Fahrrad im Dienste der Wasserbauverwaltung. Seit einiger Zeit benutzt einer der im Bezirk der Wasserbaupolicection Hoya angestellten Strombeamten bei seinen Dienstwegen ein Zweirad. Dadurch wird der Zeitaufwand, welchen die Zurücklegung der Wege zu den verschiedenen Arbeitsstellen der dem genannten Beamten unterstellten, etwa 23 km langen Stromstrecke erfordert, derart verringert, daß ihm ohne Vermehrung seiner Arbeitslast ein um ein Drittel größerer Bezirk würde übertragen werden können. Vielleicht empfiehlt es sich, auch an anderen Stellen mit dem Zweirad Versuche anzustellen. Bedingung für eine zweckmäßige Ausnutzung desselben ist eine gute, nicht zu weit vom Strom entfernte, die gleiche Richtung verfolgende Landstraße, wie sie wohl in den meisten größeren Flußthälern anzutreffen sein dürfte. Eggemann.

Die günstigste Lage des Pfettenquerschnitts bei eisernen Dächern. Im Anschluss an das von Land in Nr. 23 d. Bl. angegebene Verfahren zur Bestimmung der günstigsten Lage des Pfettenquerschnitts bei eisernen Dächern möge im folgenden ein weiteres graphisches Verfahren angegeben werden, das sich zur Lösung der Aufgabe des Querschnittskerns bedient und ganz allgemein für jede beliebige Querschnittsform Geltung besitzt.

In Abb. 1 ist der Kern des gegebenen Pfettenquerschnitts dargestellt. XX und YY bezeichnen die beiden Hauptachsen des Querschnitts, II und III die Ebenen der beiden ungünstigsten äusseren Kraftmomente M_1 und M_2 , die den bekannten Winkel α mit einander bilden. Gesucht wird der Winkel φ , den die Achsen-Ebene XX bei günstigster Querschnittsform mit der Momenten-Ebene II einschließt. Für diese Lage müssen die grössten durch M_1 und M_2 hervorgerufenen Spannungen σ_1 und σ_2 einander gleich sein, d. h. $\frac{M_1}{F w_1} = \frac{M_2}{F w_2}$, wo w_1 und w_2 die zu M_1 und M_2 gehörigen Kernradien Oa und Ob bezeichnen.*) Hieraus folgt $w_1 = w_2 \frac{M_1}{M_2} = w_2 \beta$, wenn man M_1 gleich βM_2 setzt.

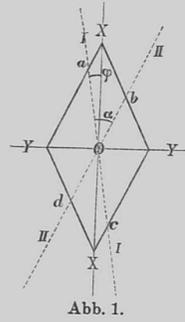


Abb. 1.

Um aus dieser Bedingung den gesuchten Winkel φ zu bestimmen, zeichne man (Abb. 2) ausser der gewöhnlichen Kernfigur K auch noch die β mal grössere Figur βK , die um den Winkel α gegen erstere gedreht ist. Die Schnittpunkte z, y, \dots beider Figuren geben diejenigen Lagen an, für welche $\sigma_1 = \sigma_2$. Von diesen Lagen ist diejenige, welche den grössten Kernradius Oz liefert, die günstigste, und der entsprechende Winkel $\angle zOx$ stellt den gesuchten Winkel φ zwischen XX und II dar. Für solche Kernfiguren, bei welchen die beiden zu einem Strahl gehörigen Kernradien (z. B. Oa und Ob in Abb. 1) ungleich gross sind, bedarf das angegebene Verfahren insofern noch einer Abänderung, als statt des wirklichen Kerns der „Biegungskern“ benutzt wird. Man erhält den letzteren aus ersterem, indem man jeweils den kleineren der beiden Kernradien Oa oder Ob beiderseits auf dem betreffenden Strahl aufrägt. So ergibt sich beispielsweise aus dem in Abb. 3 dargestellten dreieckigen Kern ABC als Biegungskern das durch Schraffur hervorgehobene Sechseck.

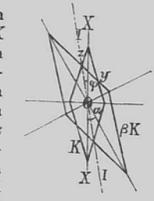


Abb. 2.

Werden die Schnittpunkte der beiden Figuren K und βK imaginär, d. h. liegt der Kern K vollständig innerhalb des β fachen Kerns, so wird der fragliche Querschnitt in sämtlichen Punkten durch das Moment M_1 stärker beansprucht als durch M_2 . Die Lage des Querschnitts ist alsdann nur mit Rücksicht auf M_1 festzustellen, d. h. derart, dass der grösste Kernradius in die Richtung II gebracht wird.

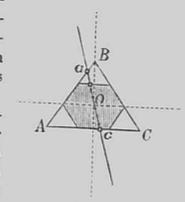


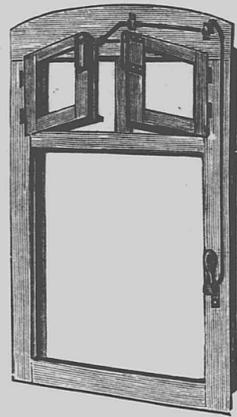
Abb. 3.

Fr. Engelfser.
Die feierliche Eröffnung des Canals von Korinth hat am 6. d. M. stattgefunden. Nach vorhergegangenem Gottesdienst hielt König Georg von Griechenland eine Ansprache, worauf die Königin zum Zeichen der Eröffnung ein quer über den Canal gespanntes Band durchschnitt. Die Yacht des Königs „Sphakterion“, an deren Bord sich der König mit der königlichen Familie, das diplomatische Corps, die Minister und der General Türr befanden, durchfuhr den Canal als erstes Schiff. Diesem folgten vier vom Prinzen Georg befahlte griechische Torpedoboote, ein russisches und ein englisches Kriegsschiff, sowie mehrere griechische Personendampfer mit den übrigen Gästen. Die der griechischen Bangesellschaft für die Vollendung des Canals gestellte Frist läuft erst am 1. December 1894 ab.

„Frische Luft“, eine Vorrichtung zum Öffnen und Schliessen der oberen Flügel eines Fensters gehört zu den besseren der vielen Erfindungen, welche zu diesem Zwecke erdacht worden sind. Ihre Vorzüge sind folgende Einfachheit, welche eine schnelle Abnutzung

* Bei doppelt symmetrischen Querschnitten, z. B. doppel T, sind die beiden zur gleichen Schnitt-Ebene II gehörigen Kernradien Oa und Ob gleich gross. Allgemein ist dies jedoch nicht der Fall; dann ist zur Berechnung der grössten Spannung der kleinere der beiden Radien Oa und Ob in Rechnung zu führen.

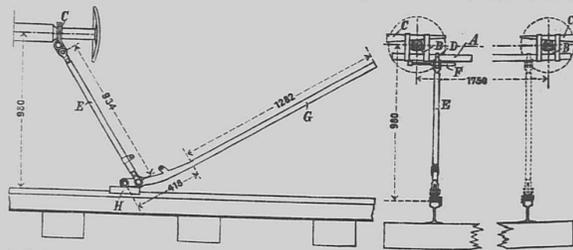
ausschließt, und äusserst leichte Handhabung mittels einer zugehörigen Stellstange und eines kleinen Hebels, ähnlich denen, welche wir bei den Triebriegeln der Fenster angewendet finden. Auf diesen beiden Verbandtheilen beruht die Eigenthümlichkeit der Vorrichtung und die Dichtigkeit des Fenster-erschlusses. Die Stellstange von höchstens 9 mm Stärke ist oben und unten rechtwinklig kurz umgebogen. Mit dem unteren kurzen Hebelsarm ist der messingene oder bronceene Triebhebel verbunden, durch dessen einfache Umlegung der obere kurze Hebelsarm der Stellstange auf- und niedergeschoben und beim Schliessen des Fensters angespannt (eine Wenigkeit gebogen) wird, wodurch die mit dem Fensterflügel verbundene Hebelvorrichtung in Thätigkeit tritt und den Flügel fest in den Rahmen drückt, während sie andernfalls das Fenster etwa zum dritten Theile eines Viertelkreises öffnet. Ein Zuwerfen des geöffneten Fensters durch den Wind ist unmöglich. Auch die für Doppelfenster geeignete Vorrichtung, bei welcher die inneren



und äusseren Flügel zu gleicher Zeit bewegt werden, zeichnet sich durch grosse Einfachheit aus. Eine Abänderung, wobei die Fensterflügel mittels scherenartigen Triebwerkes durch die Stellstange an- und abgedrückt werden, dürfte wegen der leichteren Abnutzbarkeit weniger empfehlenswerth sein. Das Reinigen sowie das Aus- und Einhängen der Flügel wird durch die Vorrichtung in keiner Weise behindert. Dieselbe ist zu dem Preise von 10 Mark für ein Doppelfenster von G. u. R. Fürstenberg, Berlin, Oranienburgerstr. 73 zu beziehen. K.

Neue Patente.

Eisenbahnwagenschieber. Patent Nr. 67919. C. Fuchs in Stettin. — Der Wagenschieber setzt sich zusammen 1) aus einem Pfalstück A (Gasrohr), welches mittels Bügel B die beiden Pufferstangen umfasst und mit Keilen C festgestellt wird; 2) aus dem eigentlichen Schieber EHG, welcher in Oesen D des Gasrohrs durch Bolzen F eingehängt wird. Der Bolzen F ist als Hammer ausgebildet, sodass er zum Anziehen der Keile C dienen kann. Soll der Wagen vorwärts bewegt werden, so wird der Handhebel G gehoben, der Schuh H setzt sich fest auf die Schiene, und die Stange E schiebt den Wagen nach Maßgabe des ertheilten Hubes weiter. Das eigentliche Neue liegt nun in der Ausgestaltung des Schuhes H. Dieser



Schuh ist mit einer Gummiplatte gefüttert, sodass die Reibung zwischen Schuh und Schiene möglichst gross wird, und beim Arbeiten ein Ausgleiten des Schuhes nach hinten vermieden ist. Gleichzeitig besitzt der Schuh nur einen Flansch, entsprechend dem Spurranz der Räder, sodass Weichenzungen und Herzstücke und an die äussere Schienenkopfsseite anschließende Bodenflächen, wie in Werkstätten, dem Wagenschieber keine Schwierigkeiten bereiten dürften. Diesen Vortheilen steht das grosse Gewicht (etwa 14 kg für das Pfalstück und 14 kg für den eigentlichen Schieber) als Nachtheil gegenüber. Sonach dürfte sich die Bedienung durch einen Mann, wenn bis zur Arbeitsstelle grössere Wege zu machen sind, wohl kaum einbürgern. Dagegen scheint der Wagenschieber bei Bedienung durch zwei Mann vollständig am Platze, und Versuche in dieser Richtung wären wohl angezeigt. Nach Mittheilung des Erfinders verwendet der Stettiner „Vulcan“ seit einiger Zeit zwei solcher Wagenschieber zu voller Zufriedenheit zum Bewegen von Locomotiven. Der Preis eines zweiheligen Wagenschiebers beträgt 60 Mark, der eines einheligen 45 Mark.

Inhalt: Ein Vorschlag zur Anordnung feuersicherer und vor Verqualmung geschützter Treppen. — Was für Verkehrsbelastungen sind der Berechnung eiserner Bahnbrücken zugrunde zu legen? — Mittheilungen aus Vereinen. — Vermischtes. — Preisaufgaben. — Brief- und Fragekasten. — Offene Stellen. — Verband deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine.

Ein Vorschlag zur Anordnung feuersicherer und vor Verqualmung geschützter Treppen.

Einem Fabrikbrande, der am 1. December 1893 in Aachen stattfand, fielen mehrere Menschenleben zum Opfer und es hiess, dass deren Rettung unmöglich wurde, weil der im unteren Geschoss ausgebrochene Brand die Treppenhäuser mit Flammen und Rauch erfüllt habe, so dass die von oben Herabfallenden dem Erstickungstode anheim gefallen seien. Dies brachte mich auf den Gedanken, dass mit einer höchst einfachen Vorkehrung solcher Gefahr begegnet werden könnte und zwar mit sicherem Erfolge, als ihn die schwindelerregenden, an den Fensterfronten von Fabriken herabgeführten Nothtreppen versprechen.

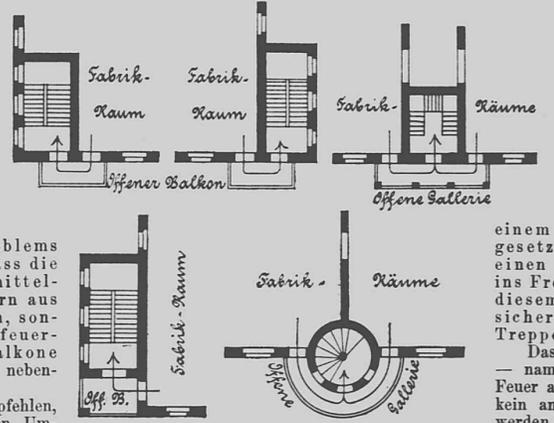
Die Lösung des Problems beruht einfach darin, dass die Treppenhäuser nicht unmittelbar von dem Fabrikinnern aus zugänglich gemacht werden, sondern mittels offener, feuersicher hergestellter Balkone oder Gallerien. (Vergl. nebenstehende Grundriss-Skizzen.)

Dabei wird es sich empfehlen, alle Treppen in feuersicheren Umwandlungen und hart an freiliegenden Aussenwänden anzulegen: ob an- oder eingebaut, ist dabei unerlei, wenn nur die Treppenhäuser keine Öffnung nach innen besitzen, durch welche Flammen oder schädliche Gase geradezu in sie hineindringen

können. Auch darauf ist zu achten, dass die Treppenhäuser thunlichst an der dem Innenraum des Gebäudes abgewandten Seite angebracht werden.

Die Verwerthung dieses Gedankens wird sich nicht auf Fabriken beschränken, sondern sich auch auf andere Gebäude, in denen sich viele Menschen zu versammeln oder aufzuhalten pflegen, ausdehnen lassen; auch Personen-Anzüge sind in Betracht zu ziehen. Es wird sich eine solche Anordnung meist auch bei schon bestehenden Anlagen unschwer einführen lassen. Kurz wiederholt handelt es sich also darum: „den in einem der Feuersgefahr ausgesetzten Räume Versammelten einen unmittelbaren Austritt ins Freie zu gewähren und von diesem aus den Eintritt in feuersicher angelegte geschlossene Treppenhäuser.“

Das Entkommen aus Räumen in — namentlich aber unter welchen Feuer ausgebrochen ist, dürfte durch kein anderes Mittel mehr gesichert werden können und es wird nur darauf ankommen, in jedem einzelnen Falle die Treppen und freien Austrittsplätze auf zweckentsprechende Zahl, Lage und Abmessung zu prüfen bzw. dafür die geeigneten Vorschriften zu erlassen. Aachen, im December 1893. K. Henrici.



Was für Verkehrsbelastungen sind der Berechnung eiserner Bahnbrücken zugrunde zu legen?

Die Antwort auf oben gestellte Frage ist theoretisch sehr einfach: man legt die schwersten Betriebslasten, welche die betr. Brücke auszuhalten hat, der Berechnung zu Grunde. Die praktische Schwierigkeit besteht nun aber darin, dass es sich in Wirklichkeit keineswegs um eine für alle Zeiten feststehende Maximalbelastung handelt, sondern dass die Belastungen, der stetigen Betriebs-Entwicklung entsprechend, fortwährend steigen, und dass die Brücken auch den in absehbarer Zukunft zu erwartenden Belastungen noch genügen sollten. Bei den bisherigen Ausführungen hat man diesem Umstand meist nur in unvollkommener Weise Rücksicht getragen. Gewöhnlich beschränkte man sich darauf, die zurzeit des Entwurfs vorhandenen schwersten Betriebslasten in die Rechnung einzuführen und nahm auf eine künftige Weiterentwicklung nicht weiter Bedacht. Die Folgen eines solchen Verfahrens machen sich jetzt schon vielfach in unangenehmer Weise geltend; zahlreiche eiserne Brücken mussten in den letzten Jahren ausgewechselt oder verstärkt werden, weil sich die ursprünglichen Rechnungsannahmen gegenüber den jetzigen erhöhten Belastungen als unzulänglich erwiesen haben. Trotz dieser unangünstigen Erfahrungen steht man im Grossen und Ganzen auch heute noch auf dem gleichen Standpunkt wie früher. Beispielsweise entspricht der in der französischen Verordnung vom Jahre 1891 vorgeschriebene Belastungszug im wesentlichen noch den heutigen Belastungsverhältnissen*), so dass hier die Gefahr vorliegt, entweder in absehbarer Zeit unzulängliche Konstruktionen zu erhalten, oder aber in der Entwicklung des Betriebs behindert zu sein. Dass die Verstärkung der Betriebsmittel noch keineswegs abgeschlossen ist, zeigt das Beispiel der amerikanischen Bahnen, wo jetzt schon fünfzig Lokomotiven von rd. 90 t Gewicht und 18 t Triebachendruck verkehren. Wie weit man bei uns mit Rücksicht auf die zukünftigen Gewichtserhöhungen mit der Verstärkung der normalen Belastungszüge gehen soll, bedarf sehr eingehender Untersuchungen. Es ist hierbei der Charakter der betr. Bahn, ob Hauptverkehrslinie, ob Nebenbahn, in Rücksicht zu ziehen; es ist ferner zu beachten, dass die über den jetzigen Bedarf hinausgehenden Brückenstärken bzw. Brückengewichte auf längere Jahre hinaus einen Zinsverlust verursachen, und dass man daher aus wirtschaftlichen Gründen mit dem Maass der

Verstärkung in bestimmten Grenzen bleiben muss. Je wichtiger das Bauwerk, je schwieriger und verkehrsstörender der spätere Umbau, desto weiter wird man mit den Verstärkungen gehen müssen usw. Einen vorläufigen Vorschlag für die bei Hauptverkehrslinien der Rechnung zugrunde zu legenden Belastungen habe ich in dem Buche „Die Zusatzkräfte und Nebenspannungen eiserner Fachwerkbrücken“ gemacht und dabei auch die Frage der aussergewöhnlichen Belastungen besprochen. Die vorgeschlagenen Werthe sind unter II zusammengestellt; sie überschreiten die entsprechenden Belastungsgrössen des früheren badischen Normalzuges um rd. 60 Prozent. Infolge der neuerdings eingeführten schwereren Lokomotiven hat sich der Ueberschuss jetzt schon auf rd. 35 Prozent verringert. Erwähnenswerth ist, dass bei der z. Zt. im Bau begriffenen Rheinbrücke bei Roppenheim (zwischen Baden und Elsass, in der Nähe der Festung Rastatt) mit Rücksicht auf künftige Verkehrs-Entwicklung wesentlich erhöhte Belastungen in Rechnung gestellt wurden, die dem Vernehen nach die z. Zt. grössten Werthe (vollständiger Lokomotivzug) um rd. 50 Prozent überschreiten. Die z. Zt. in Amerika üblichen Belastungs-Annahmen sind in den meisten Fällen höher als die dem gemachten Vorschlag entsprechenden Werthe.**)

Es wäre sehr zweckentsprechend, wenn zur gründlichen Untersuchung der einschlägigen Verhältnisse und zur Aufstellung einheitlicher Vorschriften für ganz Deutschland eine Kommission von Sachverständigen eingesetzt würde. Dieselbe könnte dann gleichzeitig auch noch die übrigen für Bau und Unterhaltung der Brücken erforderlichen Vorschriften aufstellen, insbesondere auch bezüglich der zulässigen Spannungen (Spannungszahlen) und der hierbei vorausgesetzten Rechnungsmethoden. Der letztgenannte Umstand wurde bereits bei den im Jahre 1883 aufgestellten badischen Vorschriften berücksichtigt und durch beigefügte Rechnungs-Beispiele erläutert, während er bei sämtlichen späteren Brückenverordnungen ausser Betracht gelassen wurde. In der französischen Verordnung wird das Rechnungsverfahren vollständig dem Konstrukteur freigegeben und nur bestimmt, dass alle Brückentheile für die gefährlichste Lastlage unter Berücksichtigung der efforts accessoires berechnet werden sollen. Was unter letzteren zu verstehen sei, ob zusätzliche Spannungen, ob Nebenspannungen, in welcher Weise, in welchem Maasse die Berücksichtigung dieser zumtheil sehr umständlich

*) Eine grössere Vorsicht bekundet die schweizerische Verordnung vom Jahre 1892, welche vierzig Lokomotiven mit dem z. Zt. noch ungewöhnlichen Gesamtgewicht von 60 t als Rechnungs-Grundlage vorschreibt. Die Belastungen der österreich. Verordnung vom Jahre 1887 werden heute schon von unseren schwersten Lokomotiven übertroffen.

**) Da die Abmessungen steinerner Brücken durch eine Vergrösserung der Verkehrslast viel weniger beeinflusst werden als die der eisernen Brücken, so wird infolge dieses Umstandes die Konkurrenzfähigkeit von Stein gegenüber Eisen erhöht.

25

26

1894

meisters nicht für seinen Vorgesetzten hielt. In dem nunmehr veröffentlichten Kündigungsschreiben wird der Vorfall einseitig in einer für den Bauinspektor möglichst ungünstigen Beleuchtung dargestellt, die entlastenden Umstände werden verschwiegen. Die Kündigung selbst wird schliesslich in so verletzender Form ausgesprochen, dass wir, sowohl wegen dieser Form, als wegen des geringfügigen Anlasses, unsere Warnung, eine solche Stelle vertrauensvoll „auf Probe“ zu übernehmen, nur wiederholen können.

Die Messvorrichtung für die Standhöhe von Flüssigkeiten in Behältern usw., welche auf S. 118 abgebildet und beschrieben wurde, hat im Bezirk der kgl. Eisenbahn-Direktion Elberfeld seit mehreren Jahren zur Messung des Wasserstandes in den Behältern der Wasserstationen auf Bahnhöfen in Gebrauch gestanden. In letzter Zeit hat man jedoch wieder von ihrer Benutzung Abstand genommen, da sie im Winter oft versagt, weil bei der sehr kleinen Lichtweite der Leitung ein Einfrieren stattfindet. Zur Verhütung dieses Uebelstandes wird die Rohrleitung entweder frostfrei verlegt werden müssen, oder durch geeignete Mittel gegen Einfrieren besonders zu schützen sein.

Preisaufgaben.

Ein Preisausschreiben des Vereins deutscher Eisenbahn-Verwaltungen für wichtige Erfindungen und Verbesserungen im Eisenbahnwesen, wie es alle 4 Jahre erlassen zu werden pflegt, ist von der geschäftsführenden Verwaltung des Vereins (Berlin SW., Bahnhofstr. 3) soeben wieder veröffentlicht worden. Die in der Zeit vom 1. Januar bis 15. Juli 1895 an der genannten Stelle einzureichenden Bewerbungen haben sich auf Arbeiten zu beziehen, welche nicht vor dem 16. Juli 1887 entstanden sind und inzwischen auf einer zum Verein gehörigen Eisenbahn bereits zur Ausführung gebracht worden sind; die Verwaltung der bezügl. Eisenbahn muss die Bewerbung unterstützen. An Preisen sind zusammen 30 000 M. ausgesetzt u. zw. je ein 1. Preis von 7500 M., ein 2. Preis von 3000 M. und ein 3. Preis von 1500 M. für Erfindungen und Verbesserungen einerseits in den baulichen und mechanischen Einrichtungen der Eisenbahnen, andererseits in den Betriebsmitteln und deren Unterhaltung, sowie ein 1. Preis von 3000 M. und zwei 2. Preise von 1500 M. für Erfindungen und Verbesserungen in bezug auf Verwaltung, Betrieb und Statistik der Eisenbahnen und hervorragende schriftstellerische Arbeiten über Eisenbahnwesen.

Der Gegenstand der Bewerbung unterliegt der freien Wahl der Bewerber; doch wird die Bearbeitung folgender Aufgaben als erwünscht bezeichnet: a) Verbesserungen in der Bauart der Lokomotivkessel, insbesondere solche, durch welche ohne erhebliche Vermehrung des Eigengewichts grössere Sicherheit gegen Explosionsgefahr oder bessere Anszutzung des Brennstoffes, Verhütung des Funkenfluges und Verminderung des Unterhaltungskosten erzielt wird; b) Herstellung eines dauerhaften Kuppelungs-Schlauches für Dampf-, Wasser- und Luftleitungen an Fahrbetriebsmitteln; c) eine Einrichtung, durch welche die Verbindung von Wagen mit selbstthätiger amerikanischer Kuppelung und solcher mit Vereins-Kuppelung sicher und gefahrlos vorgenommen werden kann; d) Herstellung einer zweckmässigen und billigen Rangirbremse für Güterwagen; e) selbstthätige Sicherung der Fahrstrasse beim Durchfahren eines Zuges gegen verfrühte Umstellung der Weichen; f) eine einfache Vorrichtung, welche anzeigt, dass der einfahrende Zug das Markirzeichen der Weiche ungetheilt, d. h. sammt dem Schlusswagen passirt hat; g) eine Wägevorrückung, mittels welcher einzelne rollende oder lose gekuppelte Wagen eines ganzen Zuges mit hinreichender Genauigkeit abgewogen werden können; h) Vorschlag und Begründung einer Vereinfachung der Wagenmiete-Abrechnung.

Wettbewerb zur Erlangung von Entwürfen für den Neubau eines Gerichtsgebäudes mit Untersuchungs-Gefängnis der Stadt Gotha. Als Verfasser der mit einer ehrenvollen Anerkennung ausgezeichneten Entwürfe haben sich ergeben: Für den Entwurf mit dem Kennwort „Berlin“ Hr. Arch. Otto Scheer, „Lex“ Hr. Arch. Heinrich Munk und „Gelus“ die Hrn. Arch. Werner & Zaar, sämmtlich in Berlin; „Jedem das Seine“ die

Verband deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine.

An die Einzelvereine!

Den Vereinen theilen wir ergebenst mit, dass im Einverständniss mit dem Ortsausschuss in Strassburg daselbst die Abgeordneten-Versammlung Sonnabend, den 25. August und die anschliessende Wanderversammlung Sonntag, den 26. bis Donnerstag, den 30. August stattfinden wird.

Anstelle des nach Berlin versetzten Hrn. Regierungsrath Kriesche ist vom Strassburger Vereine Hr. Ministerialrath Beemelmans in den Verbands-Vorstand entsandt worden.

Berlin im März 1894.

Der Verbands-Vorstand.

Der Vorsitzende: Hinkeldeyn.

Der Geschäftsführer: Pinkenburg.

Kommissionsverlag von Ernst Toebe, Berlin. Für die Redaktion verantw. K. E. O. Fritsch, Berlin. Druck von W. Greve's Hofbuchdruckerei, Berlin SW.

Hrn. Jena & Rose in Karlsruhe, „Simplex“ Hr. Reg.-Bmstr. Wendorf in Leipzig und „Suum cuique“ Hr. Arch. Kurz in München.

Preisauusschreiben zur Erlangung von Entwürfen für eine evangelische Kirche in Riessa a. E. Zu unserer Notiz auf S. 139 tragen wir noch nach, dass imganzen 91 Entwürfe eingelaufen waren, und dass in diesem Wettbewerb augenscheinlich der Zentralbau den Sieg davon getragen hat. Als Verfasser des in der engsten Wahl gestandenen Entwurfes mit dem Kennwort „ora et labora“ nennt sich uns Hr. Arch. Rob. Mühlberg in Berlin.

Brief- und Fragekasten.

Hrn. Garn.-Bauinsp. R. O. in R. Unseres Vermuthens ist bei dem Aufbau Tagestein oder Bauschutt verwendet worden, vielleicht ist auch nicht mit vollen Fugen gearbeitet worden, so dass dadurch die Kellerasseln im Bau sich verbreiten konnten. Der raue Putz wird sorgfältig entfernt, die Fugen mit recht flüssigem Mörtel wieder ausgespessit und dann neu verputzt werden müssen. Die Kellerbeläge sind aufzunehmen und in gutes Mörtelbett wieder zu verlegen. Alle Fussleisten sind abzunehmen und in gleicher Weise die Ritzen usw. anzuspessiten. Die Neu-Tapezierung ist mit Zusatz von Borax zum Kleister vorzunehmen. Die Ritzen hinter Tafelungen und Holzverkleidungen sowie Rohrzüge sind mit Gemisch von pers. Insektenpulver und Boraxpulver mittels Blasebalg auszufüllen. In Aborten usw., wo der Geruch nicht Unannehmlichkeiten bringt, wird Carbolsäurepulver gute Dienste thun.

Hrn. Arch. G. M. in K. Die Ummantelung mit Zementdielen, Terracottaplatten oder Mauerwerk.

Hrn. St. B. in K. Die nähere Adresse von Unte's Verlagsanstalt ist Berlin SO. 16.

Hrn. A. in Hannover. Wie wir schon früher erklärt haben, beabsichtigen wir eine Mittheilung über den Thurmeinsturz an der dortigen Garnisonkirche erst zu bringen, wenn das Ergebniss der amtlichen Untersuchungen vorliegt.

Hrn. Arch. P. F. in D. Das Meyer'sche Lexikon ist gut illustriert und giebt die auf die Kunst bezüglichen Abbildungen in zum grössten Theil guter künstlerischer Darstellung.

Hrn. J. B. in L. Wir erhalten aus dem Leserkreise eine Zuschrift, nach welcher sich die Schiebethüren der Firma Aug. Stotz in Heilbronn nach 12jährigem Gebrauch gut bewährt haben. Der leichte Gang der Thür wird anerkennend hervorgehoben.

Hrn. C. W. in Sch. Einen solchen Anstrich für Ziegelfugbau giebt es nicht; zeigen die Steine infolge Durchdringens von Feuchtigkeit Ausblühungen, Schimmelbildungen usw., so ist die erste Nothwendigkeit, die Ursache der Feuchtigkeit zu beseitigen.

Hrn. R. & M. in K. Unter allen Umständen trifft den den Auftrag ertheilenden Baumeister die Verantwortung für den aus der Angabe von falschen Maassen entstandenen Schaden.

Hrn. Distr.-Techn. G. G. in L. 1. Natürlich! Jedoch ausgeschlossen bei Gasglühlicht. 2. Darüber entscheiden die bezüglichen, mit den betr. Gasanstalten abgeschlossenen Verträge. 3. Kann nur nach örtlichen Verhältnissen beurtheilt werden; die Entscheidung würden Sie wohl zweckmässig Ihrer oberen Schulbehörde, bezügl. deren Techniker anheimstellen, oder unter Vorlage genauer Zeichnungen deren Rath sich erbitten.

Offene Stellen.

Im Anzeigenthail der heut. No. werden zur Beschäftigung gesucht.

a) Reg.-Bmstr. und -Bfhr. Architekten und Ingenieure. Je 1 Reg.-Bmstr. d. Post-Bauinsp. Prinzhausen-Frankfurt a. M.; die Garn.-Bauinsp. Allihn-Potsdam; Köhne-Stettin. — 1 Reg.-Bmstr. od. Ing. d. d. Landes-Hptm.-Posen. — Je 1 Arch. d. Landesdir. Hoepfner-Stettin; Arch. Lorenz-Hannover; Arch. Theod. Ross-Köln; Bmstr. C. Rauber-Magdeburg; Arch. Paul Wiesert-Saarbrücken. — Je 1 Ing. d. d. Ob.-Bürgermeister-Düsseldorf; Stadtrath-Freiberg i. S.; Stadtrath-Plauen i. V.; Kultur-Ing. Wissmann-Giessen.

b) Landmesser, Techniker, Zeichner usw. Je 1 Bautechn. d. d. Stadtbauamt-Quedlinburg; Stadt-Bmstr. Wannovine-Königsberg i. Pr.; M.-Mstr. Simon-Breslau. — Je 1 Zeichner d. Arch.-Ernst Lammer-Reimscheid; O. 239, Exp. d. Dtsch. Bztg.

schwimmenden Docks jederzeit leicht regeln zu können, ist dasselbe durch wasserdichte Schotte in eine Anzahl von Zellen getheilt, deren jede durch ein Zufuhrrohr mit der in der Mitte des Längspontons angeordneten Pumpenanlage verbunden ist. Letztere besteht aus zwei Centrifugalpumpen mit directem Antrieb von je 5000 l Leistungsfähigkeit in der Minute. Die Flügelradwellen bilden die unmittelbaren Verlängerungen der Kurbelwelle, können jedoch mittels lösbarer Kupplung einzeln ausgeschaltet werden. Der stehende Dampfessel befindet sich in einem Raume über der Maschinenanlage. Unterhalb der beiden Pumpen liegt ein weites Sammelrohr, in welches die mit Absperrschiebern versehenen Zufuhrrohre der einzelnen Zellen münden. Die Einstromöffnungen zum Einlassen von Wasser in das Dock münden gleichfalls in das Sammelrohr (vgl. Abb. 7 bis 10). Die beim Leerpumpen bzw. Füllen des Docks für den freien Ein- und Austritt der Luft erforderlichen Luftrohre sind in den Zeichnungen fortgelassen. Die weiteren constructiven Einzelheiten, welchen überschlägliche Berechnungen zugrunde gelegt wurden, sind zur Genüge aus den Zeichnungen ersichtlich.

Inbetreff der Handhabung des Docks sei noch das folgende bemerkt. Bei dem unbelasteten Schwimmdock mufs die durch den hohen Seitenkasten erzeugte einseitige Belastung durch Wasserballast auf der entgegengesetzten Seite, d. h. in den Zellen I und II (s. Abb. 8 u. 9) abbalancirt werden. Beiläufig bemerkt, berechnet sich unter den gegebenen Verhältnissen der Gesamtballast in den Zellen I zu etwa 40 cbm, in den Zellen II zu 20 cbm, wobei das Dock eine Tauchung von 1,63 m erreicht. Soll das Dock behufs Aufnahme und Trockenstellung eines Torpedobootes versenkt werden, so mufs, nachdem zuvor die zur Lagerung des Bootes erforderlichen Stapel eingebaut sind, gleichmäfsig über die ganze Bodenfläche, d. h. in die Zellen I, II, III und IV, Wasser eingelassen werden. Ist die Senkung soweit vorgeschritten, dafs die Docks der Querpontons in Höhe des Wasserspiegels liegen, so sind die Zuläufe zu den Zellen I, II und III abzuschliessen und nur in die Zellen IV Wasser einzulassen. Zu den Zellen I, II und III darf nur noch so viel Wasser zuströmen, als durch die allmählich eintauchenden Stapelklötze verdrängt wird. Ist das Dock genügend tief versenkt, so wird das Boot über die Stapel geholt und genau eingestellt (s. Abb. 2 bis 4). Die Lage desselben ergibt sich aus der Bedingung, dafs das belastete Dock ohne Wasserballast genau wagerecht schwimmen soll. Im vorliegenden Falle ist der Abstand der Längsachse des Bootes, dessen Gewicht zu etwa 100 t angenommen wurde, von der freien Kante der Querpontons zu 3,30 m berechnet worden (s. Abb. 8 u. 9). In der Längsachse mufs der Schwerpunkt der Last naturgemäfs in der Symmetrie-Ebene des Docks liegen. Die richtige Einstellung der Boote, deren Form und Stabilitätsverhältnisse genau bekannt sind, bietet keinerlei Schwierigkeit. Kleine unvermeidliche Fehler sind leicht durch geeignete Vertheilung des Wasserballastes auszugleichen. Das Heben des Docks mit dem Boot geschieht in entgegengesetzter Weise. Zunächst wird der Wasserballast nur aus den Zellen IV ausgepumpt, bis die Stapel sich gegen den Bauch des Schiffes legen und letzteres sich zu heben beginnt. Alsdann ist auch aus den Zellen I und II der Wasserballast nach Mafsgabe der allmählichen Hebung des Bootes zu entnehmen. Ist das Pontondeck wieder in Wasserspiegelhöhe angelangt, so mufs das

Gewicht des Wasserballastes gleichmäfsig über die ganze Grundfläche vertheilt sein. Zur Ersparung von Pumparbeit ist eine wagerechte Theilung der Zellen IV in Höhe des Decks der Querpontons vorgenommen. Bei dem Aufpumpen wird zunächst aus dem unteren Theil der Zellen IV gepumpt; bei der Hebung des Docks erhebt sich dann der Ballast-Wasserspiegel im oberen Theil der Zellen IV über den äufseren Wasserstand, und das Ballastwasser kann hier frei abfliefsen. Nachdem nun also das Deck der Querpontons aus dem Wasser getaucht ist, wird der Ballast aus allen vier Zellen gleichmäfsig entfernt, bis zur völligen Entleerung des Docks. Dann wird letzteres, nöthigenfalls nach Loskupplung des Schwimmers, zwischen die Zungenbrücken über die besonders hergerichteten Landstapel gebracht. Diese werden, sobald das Boot sich an Ort und Stelle befindet, hochgekeilt, sodafs sie die durchgehenden Längsbalken der Wiege, in welcher das Boot ruht, unterstützen. Dann wird das Dock durch Einlassen von Wasser in die Zellen I und II, später auch in III und IV, soweit gesenkt, dafs es herausgehoben und nach Verbindung mit dem Schwimmer zu neuer Dockung benutzt werden kann (s. Abb. 2, 3, 4 u. 6). Um einen ununterbrochenen Stapelboden zu erhalten, können die 4,25 m breiten Lücken zwischen den Zungen noch durch einseitige Ueberbrückungen unterhalb des Bootes bedeckt und darauf Unterstüztungen für das letztere eingebaut werden. Aus dieser Darstellung ergibt sich ohne weiteres, in welcher Weise das Dock bei dem Abheben eines reparirten Bootes von den Landstapeln und beim Zuwasserlassen gehandhabt werden mufs. Um eine durch schiefe Belastung hervorgerufene Neigung des Docks sogleich wahrnehmen und durch Einlassen, bez. Entnehmen von Wasserballast an den geeigneten Stellen ausgleichen zu können, empfiehlt es sich, im Kesselraum ein Pendel von thunlich grosser Länge anzubringen, dessen Ausschlag von der Normalstellung schon geringe Neigungen des Docks sicher erkennen läfst.

Von besonderer Bedeutung ist die für das Ein- bzw. Ausdocken eines Bootes erforderliche Zeitdauer. Im Durchschnitt, d. h. bei einer Dockung bei Mittelwasser, müssen zur Versenkung des Docks etwa 260 cbm Wasser eingelassen und ebensoviel für die Hebung später wieder herausgeschafft werden. Bei einer Gesamtleistung der beiden Pumpen von 10 cbm in der Minute würden für die Versenkung und Hebung des Docks zusammen $\frac{2 \cdot 260}{10} = 52$ Minuten nöthig sein. Berücksichtigt

man dabei, dafs nicht der gesamte Wasserballast durch die Pumpen herausgeschafft zu werden braucht, ein Theil desselben vielmehr gleichzeitig frei abfliefs, so wird sich unter den gegebenen Verhältnissen diese Zeit mit Leichtigkeit auf 45 Minuten verringern lassen. Das Schwimmdock liegt beständig mit aufgebauten Stapeln bereit, deren Höhe unmittelbar vor der Benutzung dem jeweiligen Wasserstande angepafst werden mufs. Alsdann ist nur die für die Aufnahme des Bootes bestimmte, aus zwei durchgehenden Balken und mehreren Querlagern bestehende Wiege, welche nachher auf die Landstapel abgesetzt wird, aufzubringen, um das Dock versenken zu können. Bringt man hierfür, sowie für das Ein- und Ausfahren des Docks einschliesslich der Loskupplung und Wiederverbindung des Schwimmers nochmals 45 Minuten in Ansatz, so ergibt sich die gesamte zur Dockung eines Bootes erforderliche Zeit zu 1½ Stunden. Die für die letztgenannten Arbeiten angenom-

mene Zeitdauer erscheint mit Rücksicht darauf, daß dieselben zum Theil während des Hebens und Senkens ausgeführt oder vorbereitet werden können, nicht zu niedrig gegriffen. Somit könnten im Bedarfsfall während eines ununterbrochenen fünfzehnstündigen Betriebes zehn Boote nach einander auf Land gestellt werden. Es würde eine derartige Anlage daher einem gewöhnlichen Schwimmdock mit Einzelpontons in bezug auf Leistungsfähigkeit und Schnelligkeit des Betriebes nicht nachstehen, im übrigen noch den nicht unwesentlichen Vorzug besitzen, daß die Verbindung zwischen dem Lande und den festen Stapelböden weit bequemer ist, als der Zugang zu den Booten auf schwimmenden Pontons.

Es bleibt nunmehr noch die Kostenfrage zu erörtern. Nach überschläglichen Ermittlungen ergaben sich die Gewichte der Eisenconstructions des Docks und des Schwimmers zu 110 bzw. 35 t. Rechnet man den durchschnittlichen Einheitspreis für die immerhin nicht schwierige Ausführung zu 500 *M* für die Tonne, einschließlic Lieferung des Materials, so ergeben sich die Kosten der Eisenconstructions:

1) für das Dock rund zu	55 000 <i>M</i>	
2) für den Schwimmer zu	17 500 "	
	zusammen zu	72 500 <i>M</i>
3) dazu für Kessel, Maschine, Pumpen, Rohrleitungen usw.		10 000 "
4) für die hölzernen Stapel nebst sonstigen Ausrüstungsstücken		2 500 "
daher die Gesamtkosten für das Dock nebst Schwimmer und Zubehör zu		85 000 <i>M</i>

Ueber Form und Material der Wehrnadeln.

Die Stauhöhe der Nadelwehre wird beschränkt durch die Rücksicht auf die Abmessungen der Wehrnadeln, deren Gewicht nicht größer sein darf, als daß sie von einem Manne mit Sicherheit eingesetzt werden können.

Wenn auch die Rücksicht auf anstossende Gelände nur selten eine Anstauung des Flußspiegels um mehr als etwa 2,5 m gestatten wird, so verbietet doch auch schon bei diesen Stauhöhen die oben erwähnte Rücksicht auf das Nadelgewicht eine tiefere Lage des Drempels. Lediglich aus diesem Grunde wird meistens auf die Anlegung von Schiffsdurchlässen in den Wehren entweder verzichtet, obwohl die großen Vorzüge solcher Anlagen wohl nirgends verkannt werden, oder es wird denselben nicht diejenige Tiefe gegeben, welche die Natur des Flußlaufes gestattet. Es unterliegt aber keinem Zweifel, daß es von außerordentlichem Vortheil nicht nur für die Schifffahrt, sondern auch für den Wehrbetrieb sein würde, wenn in den Schiffsdurchlässen der Drempel der Wehre annähernd bis zur Tiefe der Flußsohle herabgeführt werden könnte, während er sonst etwa 1 m höher gelegt zu werden pflegt. Nicht allein, daß für alle höheren schiffbaren Wasserstände die Schifffahrt unter Vermeidung der Schleusen ihren natürlichen Weg nehmen könnte, es würde sich auch bei stark wechselndem Wasserstande, namentlich im Frühjahr und Herbst, ein häufiges Auf- und Abbauen der Wehre erübrigen.

Kann man gegen die Einführung größerer Stauhöhe einwenden, daß nicht allein das Gewicht der Nadeln, sondern auch die starke Strömung des Wassers die Sicherheit des Be-

Der Einheitspreis für die hölzernen Brücken ist zu etwa 25 *M* für 1 qm Grundfläche ermittelt worden. Da für die Aufnahme eines Bootes 7,00 · (40,0 — 2 · 4,25) = 220 qm Brückenfläche erforderlich sind, so berechnen sich die Kosten der Landstapel für ein Boot zu 220 · 25 = 5 500 *M*.

Letzterem Betrage steht bei einer Kostenvergleichung mit einer aus einem Schwimmdock und mehreren Pontons bestehenden Anlage der Preis für ein eisernes Ponton gegenüber. Bei einer Grundfläche des letzteren von 7,0 · 40,0 = 280 qm und einer Höhe von 1,0 m ist das Gewicht zu 70 t anzunehmen. Unter Zugrundelegung des gleichen Einheitspreises für die Eisenconstructions würden sich die Kosten für ein Ponton sonach auf 70 · 500 = 35 000 *M* stellen. Unter der Annahme, daß die Kosten für die beiden verschiedenartigen Schwimmdocks nicht wesentlich von einander abweichen, würde sich bei der im vorliegenden Entwurf dargestellten Anlage gegenüber einem Schwimmdock mit Einzelpontons eine Ersparnis von 35 000 — 5 500 = 29 500 *M* für jedes Boot, somit bei einer Anlage für fünfzehn Torpedoboote, wie solche bei lebhaftem Betrieb noch durch ein einziges Schwimmdock bedient werden könnte, eine Kostenersparnis von etwa 440 000 *M* ergeben.

Wilhelmshaven, im Mai 1893.

Gromsch,
Marine-Hafenbauinspector.

(Alle Rechte vorbehalten.)

etriebes beim Einsetzen der Nadeln gefährden wird, so trifft dies doch jedenfalls nicht zu für die Vertiefung des Drempels ohne Ueberschreitung der üblichen Stauhöhe, also bei Schiffsdurchlässen. Bei diesen liegen die Betriebsverhältnisse sogar außerordentlich günstig; es wird nämlich dieser Theil eines Wehres der erste sein, welcher geschlossen, und der letzte, welcher geöffnet wird, sodafs sowohl das Setzen wie das Beiseitigen der Nadeln bei ganz geringen Stauhöhen stattfinden wird.

Die vorstehenden Ueberlegungen haben den Verfasser dazu veranlaßt, über Form und Stoff der Wehrnadeln die nachstehenden Untersuchungen und Berechnungen anzustellen.

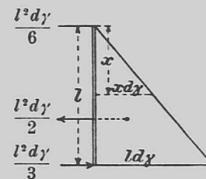
Als Baustoff kommt neben dem jetzt allein üblichen Holz vor allem weicher Stahl (Flusseisen) in Frage; harter Stahl bleibt außer Betracht, weil derselbe nicht mit den erforderlichen geringen Wandstärken gewalzt werden kann. Als Querschnitt ist für Holz neben dem quadratischen oder rechteckigen der kreisförmige, für Eisen nur der ringförmige untersucht.

Im nachstehenden bezeichne:

- l* die nutzbare Nadellänge, gemessen zwischen den Stützpunkten,
- d* die Nadelbreite oder deren Durchmesser,
- h* die Stärke der kantigen Nadel,
- δ die Wandstärke der röhrenförmigen Nadel,
- γ das Gewicht der Raumeinheit des Wassers,
- γ_1 desgl. des Baustoffs der Nadel.

A. Stärke der Nadeln.

Die Belastung eines lothrechten Streifens der Wand von der Breite *d* besteht, von etwaigem Gegendruck des Unterwassers, dessen Einfluß kein erheblicher ist, abgesehen, in einem Prisma mit dreieckigem Querschnitt; die untere Kathete des Dreiecks ist *ld* γ , mithin die Gesamtbelastung $\frac{l^2 d}{2} \gamma$, von welcher $\frac{1}{3}$ von der oberen, $\frac{2}{3}$ von der unteren Lehne aufgenommen werden.



Das größte Moment ist an der Stelle, wo die Summe der Seitenkräfte = 0 ist:

$$\frac{l^2 d}{6} \gamma - \frac{3x^2 d}{6} \gamma = 0$$

$$x = \frac{l}{\sqrt{3}}; \text{ dann ist}$$

$$M_{\max} = \frac{x d}{6} \gamma (l^2 - x^2) = \frac{l^3 d \gamma}{9 \sqrt{3}}$$

Bezeichnet *k* die zulässige Beanspruchung des Materials und *W* das Widerstandsmoment des Nadelquerschnitts, so ist $k W = M$,

also das erforderliche Widerstandsmoment:

$$W = \frac{l^3 d \gamma}{9 \sqrt{3} k} = 0,06415 \frac{l^3 d}{k} \gamma.$$

Daraus ermittelt sich die erforderliche Stärke der Nadeln:

- 1) für rechteckigen Querschnitt mit der Breite *d* und Stärke *h*:

$$W = \frac{d h^2}{6} = \frac{l^3 d \gamma}{9 \sqrt{3} k}$$

$$h^2 = \frac{2}{3 \sqrt{3}} \cdot \frac{l^3 \gamma}{k}$$

- 2) für kreisförmigen Querschnitt mit dem Durchmesser *d*:

$$W = \frac{d^3 \pi}{32} = \frac{l^3 d \gamma}{9 \sqrt{3} k}$$

$$d^2 = \frac{32}{9 \pi \sqrt{3}} \cdot \frac{l^3 \gamma}{k}$$

- 3) für ringförmigen Querschnitt mit dem mittleren Durchmesser *d* und der Wandstärke δ , vorausgesetzt, daß δ im Vergleich zu *d* verschwindend klein ist:

$$W = \frac{d^2 \pi}{4} \delta = \frac{l^3 d \gamma}{9 \sqrt{3} k}$$

$$d \delta = \frac{4}{9 \pi \sqrt{3}} \cdot \frac{l^3 \gamma}{k}$$

B. Gewicht einer Nadel.

Zu der nutzbaren Länge der Nadel kommt unterer Anschlag und Handgriff hinzu; dafür werde ein Zuschlag gegeben und durch den Factor β (etwa = 1,15, d. i. 15 % Zuschlag) berücksichtigt.

- 1) Quadratischer Querschnitt:

$$G = \beta \cdot l h^2 \gamma_1 = \frac{2}{3 \sqrt{3}} \cdot \frac{\beta l^4 \gamma_1}{k}$$

- 2) Kreisförmiger Querschnitt:

$$G = \beta \frac{l d^2 \pi \gamma_1}{4} = \frac{8}{9 \sqrt{3}} \cdot \frac{\beta l^4 \gamma_1}{k}$$

- 3) Ringförmiger Querschnitt:

$$G = \beta \cdot l d \pi \delta \gamma_1 = \frac{4}{9 \sqrt{3}} \cdot \frac{\beta l^4 \gamma_1}{k}$$

Das Gewicht einer Nadel wächst also mit der vierten Potenz der Stützweite der Nadel, vorausgesetzt, daß diese zugleich die Höhe des Staus darstellt.

C. Durchbiegung der Nadeln.

Bezeichnet *E* den Elasticitätsmodul, *J* das Trägheitsmoment des Nadelquerschnitts und *y* die Durchbiegung in der Tiefe *x*, so ist

$$E J \frac{d^2 y}{dx^2} = M = - \frac{l^2 d x \gamma}{6} + \frac{d x^2 \gamma}{6}$$

$$\frac{6 E J}{d \gamma} \frac{d^2 y}{dx^2} = - l^2 x + x^2$$

Durch zweimalige Integration und mit Berücksichtigung, daß für *x* = 0, *y* = 0 und für *x* = *l* *y* = 0 ist, ergibt sich

$$\frac{6 E J}{d} y = - \frac{l^2 x^3}{6} + \frac{x^5}{20} + \frac{7 l^4 x}{60}$$

Die Durchbiegung *y* wird ein Maximum, wenn

$$- \frac{l^2 x^2}{2} + \frac{x^4}{4} + \frac{7 l^4}{60} = 0$$

$$x = l \sqrt{1 \pm \sqrt{1 \pm \frac{7}{15}}}$$

$$= 0,511 l = \text{annäh. } \frac{l}{2}$$

Für die größte Durchbiegung η ist dann

$$\frac{6 E J}{d \gamma} \eta = - \frac{l^5}{48} + \frac{l^5}{20} + \frac{7 l^5}{120}$$

$$\eta = \frac{7}{480} \frac{l^5 d \gamma}{E J}$$

- 1) Rechteckiger Querschnitt:

$$J = \frac{d h^3}{12}$$

mithin $\eta = \frac{7}{40} \frac{l^5}{E h^3} \gamma$

oder da $h^2 = \frac{2 l^3 \gamma}{3 \sqrt{3} k}$ ist,

$$\eta = \frac{21 \sqrt{3}}{80} \cdot \frac{k}{E} \cdot \frac{l^2}{h}$$

- 2) Kreisförmiger Querschnitt:

$$J = \frac{d^4 \pi}{64}$$

mithin $\eta = \frac{4}{30 \pi} \frac{l^5}{d^3} \gamma$

oder, da $d^2 = \frac{32 l^3 \gamma}{9 \pi \sqrt{3} k}$,

$$\eta = \frac{21 \sqrt{3}}{80} \cdot \frac{k}{E} \cdot \frac{l^2}{d}$$

3) Ringförmiger Querschnitt:

Vorausgesetzt, daß δ im Vergleich zu d verschwindend klein ist, ist

$$J = \frac{d^3 \pi}{8} \delta,$$

mithin

$$\eta = \frac{7}{60 \pi} \frac{l^5}{d^2 \delta} \gamma$$

oder, da

$$d \delta = \frac{4 l^3 \gamma}{9 \pi \sqrt{3} k}$$

$$\eta = \frac{21 \sqrt{3}}{80} \frac{k}{E} \frac{l^2}{d}$$

Da bei gleicher Materialbeanspruchung der Durchmesser d des ringförmigen Querschnitts größer ist als derjenige des vollen kreisförmigen und als die Stärke des rechteckigen Querschnitts, so ist bei gleichem Baustoff die Nadel mit ringförmigem Querschnitt am steifsten.

Anwendung auf bestimmte Fälle.

Vorstehende Ergebnisse mögen angewendet werden auf die oben bezeichneten drei Fälle, nämlich

- 1) rechteckiger Querschnitt in Holz,
- 2) kreisförmiger Querschnitt in Holz,
- 3) ringförmiger Querschnitt in Flußeisen

und auf nutzbare Nadellängen von 2 bis 4 m.

Alle Maße sind, soweit nicht anderes dabei geschrieben ist, in Decimetern, die Gewichte in Kilogrammen angegeben.

Es sei, vorzügliches Material vorausgesetzt, Holz in feuchtem Zustande:

für Holz $k = 10000$, für Flußeisen $k = 150000$,
 „ „ $E = 12000000$, „ „ $E = 200000000$,
 „ „ $\gamma_1 = 0,8$, „ „ $\gamma_1 = 7,8$.

Man erhält die nebenstehenden Rechnungsergebnisse (S. 300), wobei nochmals hervorgehoben sei, daß den Rechnungen der volle Wasserdruck in Höhe der nutzbaren Länge (Stützweite) der Nadeln zu Grunde liegt, und daß also in vielen Fällen, namentlich bei Schiffsdurchlässen, der Querschnitt genauer (kleiner) zu ermitteln sein wird.

Folgerungen.

Vergleich zwischen kantigen und runden Nadeln.

Um einen möglichst dichten Schluß der Nadeln zu erreichen, werden diejenigen von quadratischem Querschnitt nach dem Einsetzen gekantet, sofern es nicht gelungen ist, sie völlig dicht an die Nachbarnadeln einzusetzen. Bei nicht quadratischem und nicht gleichbleibendem Querschnitt, wie ihn die längsten Nadeln zur Verminderung ihres Gewichts zu erhalten pflegen, ist dieses Verfahren meist nicht angängig. Man hat dann versucht, durch brechstangenartige Werkzeuge mit langem Stiel den Fuß der Nadeln zusammen zu schieben, bisher nur mit wenig Erfolg und unter starker Abnutzung der Nadeln.

Bei rundem Querschnitt ist das Heranrollen einer neu eingesetzten Nadel an die schon stehenden leicht auszuführen, und dabei ein dichter Schluß zu erreichen als durch Kanten. Um ein etwaiges selbstthätiges Rollen der runden Nadeln, wie es bei schräger Zuströmung des Wassers eintreten kann, zu beschränken, ist in gewissen Abständen, etwa vor jedem Wehrbock, an dem unteren Anschlag eine kleine Nase anzubringen.

Rechnungsergebnisse.

Querschnitt und Material	Ansatz	Gemeinschaftlicher Factor	Nutzbare Nadellänge, l , in dm				
			20	25	30	35	40

Erforderliches Widerstandsmoment.

$W = \frac{l^3 d}{9 \sqrt{3} \cdot k} = \frac{d}{k}$	513	1002	1732	2751	4106
--	-----	------	------	------	------

Stärke der Nadeln.

Holz	$h^2 = \frac{6 \cdot W}{d} = \frac{1}{k}$	$h =$	3079	6014	10392	16503	24633
		in dm	0,555	0,776	1,019	1,285	1,570
		= mm	56	78	102	129	157
Holz	$d^2 = \frac{32 \cdot W}{d \cdot \pi}$	$d =$	5227	10210	17643	28018	41820
		in dm	0,723	1,017	1,328	1,690	2,045
		= mm	72	102	133	169	205
Eisen	$d \cdot \delta = \frac{4 \cdot W}{d \cdot \pi} = \frac{1}{k}$	$d \cdot \delta =$	653	1274	2205	3503	5228
		in qmm	43,5	85,0	147,0	233,7	348,5
		in mm	0,8	—	—	—	—
		$d = 50, \delta =$	—	1,1	1,8	—	—
		$d = 80, \delta =$	—	—	1,5	2,3	—
		$d = 100, \delta =$	—	—	—	1,9	—
		$d = 120, \delta =$	—	—	—	—	1,6
		$d = 150, \delta =$	—	—	—	—	2,3

Gewicht von 1 qdm der Nadelwand.

Holz	$g = h \cdot \gamma_1$	in kg	0,444	0,621	0,815	1,028	1,256
Holz	$g = \frac{d \pi}{4} \gamma_1$	in kg	0,454	0,634	0,835	1,051	1,284
Eisen	$g = \pi \cdot \delta \cdot \gamma_1$	$\sqrt{\frac{\delta}{d}}$	1,617	2,260	2,970	3,743	4,573
		in kg	0,202	0,283	0,371	0,468	0,572

Gewicht einer Nadel.

Holz	$G = 1,15 \cdot l h^2 \gamma_1$	in kg	5,67	13,85	28,66	(53,17)	(90,71)
		Breite sei = 1 dm,					
	$G =$		(10,21)	(17,85)	(28,12)	41,40	57,78
Holz	Mit Verjüngung rd.		—	—	—	36	46
Holz	$G = 1,15 \cdot l \frac{d^2 \pi}{4} \gamma_1$	in kg	7,55	18,45	38,27	(70,84)	(120,81)
Eisen	$G = 1,15 \cdot \pi \cdot l \cdot d \delta \cdot \gamma_1$	in kg	2,45	5,99	12,43	23,05	39,28

Durchbiegung bei voller Belastung.

Holz	$\eta = \frac{7 \cdot \sqrt{3} l^2}{32000 h}$	in mm	27	30	33	36	39
Holz	$\eta = \frac{7 \cdot \sqrt{3} l^2}{32000 d}$	in mm	21	23	26	(28)	(30)
Eisen	$\eta = \frac{6,3 \sqrt{3} l^2}{32000 d}$	in mm	27	27	31	35	36
		wenn $d =$	50	80	100	120	150
	wobei $\delta =$	in mm	0,8	1,1	1,5	1,9	2,3

Der Schluß der runden Nadeln, welche sich in einer Linie berühren, ist ein gleich dichter wie bei kantigen Nadeln, zumal

auch die Durchbiegung bei allen Nadeln die gleiche ist. Die zwischen den Kreisen und der geraden Linie des unteren Anschlages verbleibenden Zwickel werden durch festes Aufsetzen der Nadeln auf den Wehrrücken, der sich beim Einsetzen ganz von selbst ergibt, geschlossen.

Durch die runde Form des Querschnitts wird eine geringere Zusammenziehung der Wasserstrahlen, also eine bessere Ausnutzung der frei gemachten Oeffnung gewonnen, wie aus der hier zuletzt gezeichneten Abbildung hervorgeht.



Dazu kommt, daß bei größeren Stauhöhen den kantigen Nadeln eine geringere Breite gegeben werden muß, um ihr Gewicht zu vermindern; es sind also z. B. zur Herstellung der nutzbaren Ausflußöffnung a von kantigen Nadeln 4, von runden nur 2 zu ziehen.

Runde hölzerne Nadeln.

Das Gewicht der runden Nadeln verhält sich nach dem vorstehenden zu demjenigen der quadratischen wie 4:3; für große Stauhöhen kommen jene daher nicht in Frage. Bei nutzbaren Längen bis zu 2,5 m können dagegen die runden Nadeln wegen der zuvor aufgeführten Vorzüge wohl in Wettbewerb treten. Der Materialbedarf der Nadelwand ist fast genau der gleiche, wobei jedoch der größere Verschnitt bei Herstellung des runden Querschnitts zu berücksichtigen ist.

Die Durchbiegungen runder und kantiger Nadeln verhalten sich wie $\frac{1}{d} : \frac{1}{h}$, also wie

$$1 : \sqrt{\frac{16}{3\pi}} = \sqrt{3\pi} : 4 = 3,1 : 4;$$

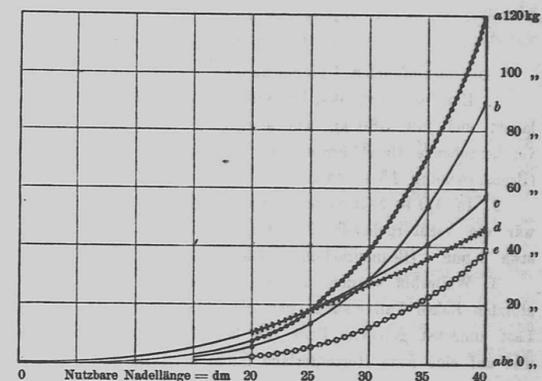
die runden Nadeln sind also um $\frac{1}{4}$ steifer als die kantigen.

Flußeiserne Nadeln (Röhren).

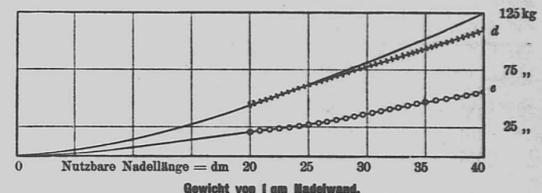
Das Gewicht der röhrenförmigen Nadel ist nach den Berechnungen gleich $\frac{2}{3}$ der vollen kantigen und gleich $\frac{1}{2}$ der vollen runden Nadel, bei ungleichem Material überdies proportional $\frac{\gamma_1}{k}$. Je kleiner dieser Quotient ist, je größer also die Festigkeit im Vergleich zum spezifischen Gewicht des Materials, um so leichter fällt die Nadel aus. In nachstehender zeichnerischer Darstellung (S. 302) sind die Nadelgewichte für kantige und runde hölzerne Nadeln, und für röhrenförmige eiserne Nadeln dargestellt; man ersieht, welche Vortheile die Verwendung eines Materials von großer Festigkeit hat.

Sollen aber andererseits die Kosten der eisernen Nadeln möglichst herabgemindert werden, so muß man die Wandstärke δ thunlichst klein wählen, damit der Durchmesser d und damit die Breite des gedeckten Streifens der Wehrwand möglichst groß werde; denn es war gefunden, daß das Product $d \cdot \delta$ für einen gegebenen Belastungsfall gleichbleibend, und das Gewicht diesem proportional ist.

Die bei hervorragenden Fachmännern eingezogenen Erkundigungen geben nun allerdings keine Aussicht, daß beide Bedingungen: große Festigkeit und Herstellbarkeit geringer Wandstärken, in einem Material vereinigt werden könnten.



Gewicht einer Nadel.
 $a =$ hölzerne runde Nadel, $b =$ „ kantige „, Breite = Höhe,
 $c =$ „ „ „, Breite = 1 dm,
 $d =$ wie c , mit Verjüngung nach dem Ende,
 $e =$ flußeiserne röhrenförmige Nadeln.



Gewicht von 1 qm Nadelwand.

Mannesmann-Rohre können mit einer Bruchfestigkeit von 50 bis 60 kg/qmm geliefert werden. Ihre Wandstärke beträgt jedoch bei Durchmessern von 50—100—150 mm bzw. $2\frac{1}{2}$ — $3\frac{1}{2}$ —4 mm, der Preis etwa 0,50 \mathcal{M} /kg. Allerdings können die Werke auch Rohre von der erwünschten, etwa halb so großen Wandstärke herstellen, indessen nur auf dem Wege der Kaltbearbeitung, wobei sich der Preis auf 1,50 bis 2,00 \mathcal{M} /kg erhöht. Mannesmann-Rohre kommen deshalb nicht in Frage.

Geschweißte Rohre, welche u. a. von S. Huldshinsky u. Söhne in Gleiwitz und von den Düsseldorfer Walzwerken (vormals Poensgen) geliefert werden, können dagegen in den erwünschten geringen Wandstärken hergestellt werden, indessen nicht aus einem Material mit höchster Festigkeit, sondern aus weichem Stahl (Flußeisen) von rund 40 kg/qmm Bruchfestigkeit. Der Preis stellt sich bei größeren Bezügen auf 0,60 bis 0,70 \mathcal{M} /kg.

Um beurtheilen zu können, welche Materialbeanspruchung diesen Rohren für die fraglichen Zwecke zugemuthet werden dürfe, wurden zwei Versuchsrohre von 4 m Länge, 120 mm Durchmesser und 1,8 mm Wandstärke, je i. m. 20 kg wiegend, von Huldshinsky u. Söhne bezogen und auf Biegung untersucht. Neben der ruhenden Belastung durch Wasserdruck werden die Wehrnadeln am stärksten beim Einsetzen durch Stoß beansprucht.

Nach der vorstehenden Tabelle würden bei einer zulässigen Beanspruchung von 15 kg/qmm die Proberohre für eine nutzbare Nadellänge von höchstens 3,5 m ausreichen. Der auf eine Nadel von dieser Länge entfallende Wasserdruck erzeugt nach besonderer Berechnung das gleiche Moment wie eine Einzellast,

$$P = \frac{l^2 d \gamma}{3(3 - \sqrt{3})} = 0,263 l^2 d \gamma,$$

welche in einem Abstände $e = \frac{l}{\sqrt{3}}$ von der oberen Stütze angreift.

Für $l = 3,5$ m ergibt sich $P = 387$ kg und $e = 2,02$ m.
Für $l = 4,0$ m wird $P = 505$ kg und $e = 2,31$ m.

Die ausgeführten Untersuchungen ergeben nun folgendes:

1. Eins der erwähnten Proberöhre, in 3,5 m Stützweite gelagert und mit 380 kg wie angegeben belastet, zeigte eine vorübergehende Durchbiegung von 12 mm und keine bleibende. (Beanspruchung 15 kg/qmm.)

2. In 4,0 m Stützweite gelagert und mit 511 kg belastet, war die vorübergehende Durchbiegung 23 mm, die bleibende etwa 2 mm. (Beanspruchung 24 kg/qmm.)

3. Weiterhin wurden mit dem gleichen, in 4 m Weite gestützten Rohre Fallversuche gemacht, und zwar wurde das der Last zunächst gelegene Ende des belasteten Rohres angehoben und auf eine feste Holzunterlage fallen gelassen.

Dabei ergab sich folgendes:

Belastung. kg	Fallhöhe. m	Durchbiegung vor nach dem Fall.	
		mm	mm
78	0,30	4	4
130	0,20	7	7
130	0,30	7	7-8
181	0,20	10	10
181	0,30	10	17

Die schließliche bleibende Durchbiegung nach Abnahme der Last betrug 10 mm.

Die Versuche zeigen, dafs zu 1., die Beanspruchung von 15 kg/qmm, welche der Tabelle auf S. 300 zu Grunde liegt, keinerlei Veränderung hervorbringt, zu 2., selbst eine Beanspruchung von 24 kg/qmm eine nur unwesentliche Durchbiegung hinterläfst.

Die Angabe zu 3. soll nur dazu dienen, eine Vorstellung des Vorganges zu geben, da dem Verfasser Stauanlagen von entsprechenden Höhen nicht zur Verfügung standen, und die Stofsgeschwindigkeit der einzusetzenden Nadeln, welche um so gröfser ist, je kleiner die noch freibleibende Oeffnung, nicht bekannt ist.

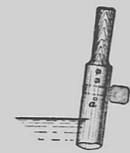
Geringe Durchbiegungen erscheinen zwar zulässig, da dieselben bei der Schnelligkeit des Materials ohne Mühe und ohne Nachtheil wieder zu beseitigen sind. Vorläufig werden indessen Beanspruchungen von 24 kg/qmm, wie sie bei den Versuchsröhren der Stützweite von 4,0 m entsprechen, nicht beabsichtigt, vielmehr wird nur eine solche von 15 kg/qmm, entsprechend der Stützweite von 3,5, in Aussicht genommen. Dafs diese aber völlig unbedenklich ist, dürfte durch die Versuche gezeigt sein.

Construction der eisernen Nadeln und Betrieb.

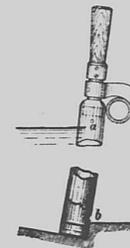
Bei Nadelwehren mit höherem Stau werden bekanntlich zwei Arten der Auslösung unterschieden: die von Kummer, bei welcher die Nadeln eines ganzen Feldes, etwa 10, nachdem sie zuvor durch eine Leine verbunden sind, durch Ausrückung der oberen Lehne zum Abschwimmen gebracht werden, und die Hakenauslösung, bei welcher jede Nadel einzeln, durch Hebung um etwa 6 cm der unteren Stütze beraubt, in einem eisernen Bügel (Haken) an der oberen Lehne hängen bleibt, und entweder mit der Hand oder bei gröfseren Nadeln mit Hilfe von Seil und Rolle aus dem Wasser gezogen wird.

Beiden Arten des Betriebes, über deren Vergleichswerth ein abschließendes Urtheil noch nicht besteht, vermag die eiserne Nadel zu genügen, denn wenn auch die letztere Art wegen der geringeren Stöße, denen die Nadeln ausgesetzt werden, vorzuziehen sein mag, so haben doch Versuche an den vorerwähnten Rohren gezeigt, dafs sowohl Verbiegungen als auch Verbeulungen außerordentlich leicht zu beseitigen sind, erstere durch gleiche Beanspruchung in entgegengesetzter Richtung, letztere durch Hämmern über einer eingesteckten Grubenschiene.

Fufs und Kopf der Nadel sind je durch einen eingesteckten Ring oder Deckel gegen Verdrückung zu sichern. Oben wird ein hölzerner Handgriff für die Bedienung angenehm sein; vgl. nebenstehende Abbildung. Bei Hakenauslösung ist der Bügel in der in der folgenden Abbildung angedeuteten Art drehbar einzurichten, damit der Vortheil der runden Nadeln, dafs sie zur Erreichung dichten Schlusses an die benachbarten herangerollt werden können, gewahrt bleibe.

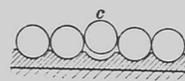


Werden die Nadeln unten geschlossen, so ist ihr Auftrieb, ebenso wie bei den hölzernen, gröfser als ihr Gewicht. Ob hierin ein Vorzug liegt, mufs die Erfahrung lehren. Recht vortheilhaft möchte sich das Einsetzen der Nadeln gestalten, wenn sie unten offen sind und oben eine kleine Oeffnung (siehe bei a in der Abbildung) haben, durch welche die Luft während des Einsinkens entweicht, sodafs sie hierbei allmählich schwerer werden.



Um bei Hakenauslösung das Gewicht der zu hebenden Nadeln zu verringern, könnten dieselben am Fufse eine kleine Oeffnung, b , besitzen, welche nach dem Unterwasser hin zu drehen wäre. Auch möchte, um das Untersinken abschwimmender Nadeln zu verhüten, ein wasserdichter Abschluss oben und etwa in der Mitte zu empfehlen sein.

Wenn man den drehbaren Bügel vermeiden, also von einem Rollen der Nadeln absehen will, so könnte man die Lage der Nadeln etwa dadurch fest vorzeichnen, dafs man als unteren Anschlag eine gewellte gufseiserne Schwelle anbrächte, s. nebenstehende Abbildung. Das Bedenken, dafs die Nadeln nicht genau den gleichen Durchmesser haben werden, ist nicht so erheblich, da in diesem Falle nur entweder eine — jedenfalls sehr geringe — Undichtigkeit oder ab und zu eine Lage wie bei c eintreten würde.



Diese Anordnung ist geeignet, noch einem andern Uebelstande abzuwehren, welcher den runden Nadeln anhaftet. Wenn nämlich eine gröfser Oeffnung im Wehre frei ist, so bestehen im Oberwasser längs der Nadelwand Seitenströmungen, welche nach unten hin am stärksten sind und die letzten Nadeln, selbst kantige, mit ihrem Fufse verschieben, die runden aber zweifellos nach der Mitte hin rollen werden. Es war deshalb bereits oben der Vorschlag gemacht, bei glattem Anschlag in gewissen Abständen, etwa vor jedem Bock, einen Vorsprung zu schaffen, welcher ein Rollen verhindert. Doch kann auch durch geeignete Wehrbedienung das Eintreten des erwähnten Uebelstandes ganz oder größtentheils vermieden werden. Erheblichere Seitenströ-

mungen entstehen nämlich nur bei großen Oeffnungen; wenn diese daher vermieden und in eine Anzahl kleinerer zerlegt werden, was sowohl beim Einsetzen wie beim Herausnehmen der Nadeln zugänglich ist, so wird auch ein Rollen der Nadeln nicht eintreten.

Die letzteren Andeutungen über Construction und Betrieb haben nur den Zweck, zu zeigen, dafs die eisernen Wehrnadeln nach allen Richtungen hin ausbildungsfähig sind. Einer allgemeinen Anwendung werden wohl zunächst die höheren Kosten entgegenstehen. Das Cubikmeter des in den kantigen, nach den Enden verjüngten gröfseren Nadeln enthaltenen tadellosen Holzes ist auf etwa 200 \mathcal{M} , d. i. 0,16 \mathcal{M} /kg, zu veranschlagen, das Flußeisen zu 0,65 \mathcal{M} /kg. Dazu kommt für Arbeit und Beschlag, je nach Art des letzteren, und nach Gröfse der Nadeln, sowohl für hölzerne wie eiserner Nadeln ein Betrag von 1,00 bis 3,00 \mathcal{M} für jede Nadel.

Dann kostet z. B. 1 m Nadelwand bei 3 m nutzbarer Nadellänge:

$$\begin{aligned} \text{bei hölzernen Nadeln} & \frac{100}{10,2} (28,66 \cdot 0,16 + 1,50) \\ & = 10 \cdot 6,09 = 60,90 \mathcal{M}, \\ \text{bei eisernen Nadeln} & \frac{100}{10} (12,43 \cdot 0,65 + 1,50) \\ & = 10 \cdot 9,58 = 95,80 \mathcal{M} \end{aligned}$$

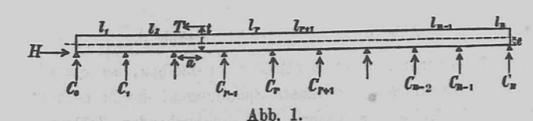
Die zusätzlichen Beanspruchungen durchgehender (continuirlicher) Brückenconstruktionen.

(Alle Rechte vorbehalten.)

Die Bestimmung der zusätzlichen Beanspruchungen, die in Brückenconstruktionen durch wagerechte Quer- und Längsbelastungen sowie durch Wärmeeinflüsse hervorgerufen werden, wurde von dem Verfasser in dem Buche „Die Zusatzkräfte und Nebenspannungen eiserner Fachwerkbrücken“ insbesondere für einfache Träger durchgeführt. Für Bogenbrücken findet sich eine ähnliche Untersuchung bezüglich der durch wagerechte Querbelastungen (Winddrücke) erzeugten Zusatzkräfte im Jahrgang 1881 der Zeitschrift für Bauwesen. Im folgenden mögen zur Vervollständigung in Kürze die entsprechenden Untersuchungen für durchgehende Brücken mitgeteilt werden.

1. Durchgehende (continuirliche) Balken unter dem Einflufs wagerechter Längsbelastungen.

Von den $n + 1$ Lagern eines durchgehenden Balkens über n Oeffnungen seien das linksseitige Lager C_0 fest, die übrigen verschieblich (Abb. 1) angeordnet. Als Belastung wirken waga-



rechte Kräfte T , deren Angriffspunkte die Ordinaten t (auf die Auflagerhorizontale bezogen) und die Abscissen a (jeweils vom linksseitigen Lager der betr. Oeffnung gerechnet) besitzen.

Die Kosten der Nadelwand sind also bei eisernen Nadeln etwa $1\frac{1}{2}$ mal so hoch als bei hölzernen Nadeln. Bei gröfseren Nadellängen wird das Verhältnifs noch etwas ungünstiger.

Inwieweit die höheren Kosten der röhrenförmigen gegenüber denen der kantigen hölzernen Nadeln durch die aufgeführten Vorzüge, namentlich den der gröfseren Leichtigkeit und den voraussichtlich geringeren Verschleifs, gerechtfertigt sind, mufs die Erfahrung lehren. Für den Verschleifs aufergewöhnlich hoher Wehre, ganz besonders an Schiffsdurchlässen, werden die höheren Kosten nicht ausschlaggebend sein.

Hoffentlich regen die gegebenen Berechnungen und Betrachtungen dazu an, dafs von denjenigen, welche den Betrieb bestehender Nadelwehre zu leiten haben, eingehendere Versuche gemacht werden. Diese allein können, wenn sie mit Interesse an der Sache ausgeführt und genügend lange fortgesetzt werden, ein abschließendes Urtheil gewähren.

Die außerordentlichen Fortschritte in der Herstellung besonders fester, zäher und zuverlässiger Eisenarten lassen die Möglichkeit einer weiteren Herabminderung der Wandstärken und damit der Gewichte der röhrenförmigen Nadeln, ebenso aber auch der Kosten erwarten und gerade die jetzige Zeit für diese Untersuchungen geeignet erscheinen. Aber auch die gegenwärtig hergestellten gezogenen Rohre werden jeden, der sie handhabt, in hohem Mafse befriedigen.

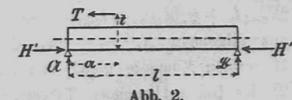
Lingen 1893.

Lieckfeldt.

Zur Bestimmung der „Normalmomente“ N , d. h. derjenigen Biegemomente, die infolge der Continuität über den Stützen entstehen, dienen die bekannten „Normalgleichungen“, deren allgemeine Form für überall gleiches Trägheitsmoment durch folgende Gleichung dargestellt wird:

$$N_{r-1} l_r + 2 N_r (l_r + l_{r+1}) + N_{r+1} l_{r+1} = - \frac{6}{l_r} \int_0^{l_r} M x dx - \frac{6}{l_{r+1}} \int_0^{l_{r+1}} M x dx \dots (1)$$

Hierin bedeuten M die Biegemomente, die in den betrachteten Oeffnungen l_r und l_{r+1} entstehen würden, wenn es sich um frei aufliegende Balken handelte. x und z bezeichnen die Abscissen vom linksseitigen bzw. rechtsseitigen Auflager her gerechnet.



Zur Bestimmung der Werthe M denken wir uns die betr. Oeffnung herausgeschnitten (Abb. 2). Außer den Belastungen T wirken auf die Träger die beiden lothrechten Gegendrucke X und Y und die beiden wagerechten Gegendrucke H' und H'' . Unter der Voraussetzung, dafs nur eine einzige Last T wirksam sei, erhält man $X = -Y = \frac{T \cdot t}{l}$
 $H' = H'' + T$.

Gegenpunkte, einen im Hauptträger mit der Abscisse x_u und einen im Längsverband mit der Abscisse x_u' .

Die Diagonalkraft D ist

$$D = \frac{Q}{\sin \delta} = \left(\frac{-M_r + M_{r+1}}{l_{r+1}} + \Omega \right) \frac{1}{\sin \delta}$$

Nach Einsetzen der vorstehenden Werthe in den Ausdruck von y_{r+1} ergibt sich

$$y_{r+1} = \sum_0^{r+1} \left(\frac{M_r x_0 + M_{r+1} (l-x_0)}{l_{r+1} h^2} \cdot \frac{x_0 \cdot s}{EF} + \frac{\mathfrak{M} s x_0}{EF h^2} \right) + \sum_0^{r+1} \left(\frac{M_r x_u + M_{r+1} (l-x_u)}{l_{r+1} h^2} \cdot \frac{x_u \cdot s}{EF} + \frac{\mathfrak{M} s x_u}{EF h^2} \right) + \sum_0^{r+1} \left(\frac{N_r x_u' + N_{r+1} (l-x_u')}{l_{r+1} b h} \cdot \frac{x_u s}{EF} + \frac{\mathfrak{N} s x_u}{EF h b} \right) - \sum_0^{r+1} \left(\frac{M_{r+1} - M_r}{l_{r+1}} \frac{d^3}{EF h^2} + \frac{\Omega d^3}{EF h^2} \right) \quad (6)$$

Das letzte Glied in vorstehender Gleichung, $\sum_0^{r+1} \frac{\Omega d^3}{EF h^2}$ läßt sich in allen Fällen der Anwendung genau genug gleich Null setzen.*)

In ähnlicher Weise erhält man die Hebung y_{r-1} zu

$$y_{r-1} = \sum_0^r \left(\frac{M_r x_0 + M_{r-1} (l-x_0)}{l_r h^2} \cdot \frac{x_0 s}{EF} + \frac{\mathfrak{M} s x_0}{EF h^2} \right) + \sum_0^r \left(\frac{M_r x_u + M_{r-1} (l-x_u)}{l_r h^2} \cdot \frac{x_u s}{EF} + \frac{\mathfrak{M} s x_u}{EF h^2} \right) + \sum_0^r \left(\frac{N_r x_u' + N_{r-1} (l-x_u')}{l_r b h} \cdot \frac{x_u s}{EF} + \frac{\mathfrak{N} s x_u}{EF h b} \right) - \sum_0^r \frac{M_{r-1} - M_r}{l_r} \frac{d^3}{EF h^2} \quad (7)$$

Die Abscissen x beziehen sich hierbei jeweils auf den linksseitigen Endpunkt C_{r-1} .

Unter Berücksichtigung der Gl. 6 und 7 geht die Bedingungsgleichung über in

$$M_{r-1} \sum_0^r \left(\frac{(l-x_0)x_0 s}{EF h^2 l_r^2} + \frac{(l-x_u)x_u s}{EF h^2 l_r^2} - \frac{d^3}{EF h^2 l_r^2} \right) + M_r \left[\sum_0^r \left(\frac{x_0^2 s}{EF h^2 l_r^2} + \frac{x_u^2 s}{EF h^2 l_r^2} + \frac{d^3}{EF h^2 l_r^2} \right) + \sum_0^{r+1} \left(\frac{x_0^2 s}{EF h^2 l_{r+1}^2} + \frac{x_u^2 s}{EF h^2 l_{r+1}^2} + \frac{d^3}{EF h^2 l_{r+1}^2} \right) \right] + M_{r+1} \sum_0^{r+1} \left(\frac{(l-x_0)x_0 s}{EF h^2 l_{r+1}^2} + \frac{(l-x_u)x_u s}{EF h^2 l_{r+1}^2} - \frac{d^3}{EF h^2 l_{r+1}^2} \right) + N_{r-1} \sum_0^r \frac{(l-x_u')x_u s}{EF b h l_r^2} + N_r \left[\sum_0^r \frac{x_u' x_u s}{EF b h l_r^2} + \sum_0^{r+1} \frac{x_u' x_u s}{EF b h l_{r+1}^2} \right] + N_{r+1} \sum_0^{r+1} \frac{(l-x_u')x_u s}{EF b h l_{r+1}^2} = - \sum_0^r \frac{\mathfrak{M} s x_0}{EF h^2 l_r} - \sum_0^r \frac{\mathfrak{M} s x_u}{EF h^2 l_r} - \sum_0^{r+1} \frac{\mathfrak{M} s x_0}{EF h^2 l_{r+1}} - \sum_0^{r+1} \frac{\mathfrak{M} s x_u}{EF h^2 l_{r+1}} - \sum_0^r \frac{\mathfrak{N} s x_u}{EF h b l_r} - \sum_0^{r+1} \frac{\mathfrak{N} s x_u}{EF h b l_{r+1}} \quad (8)$$

Vorstehende Gleichung 8 stellt die Normalgleichung für die Hauptträger dar. Sie läßt sich mit geringen Vernachlässigungen für den praktischen Gebrauch wesentlich vereinfachen. An-

*) Für symmetrische Belastung und Stabanordnung ist dies mathematisch genau; desgl. bei unveränderlichem f und d für beliebige Belastung, da hierfür $\sum_0^{r+1} \Omega \cdot d = \Sigma \Omega \cdot Ax \cdot \cos \delta = \frac{\Sigma Ax}{\cos \delta} = \frac{1}{\cos \delta} \left(\mathfrak{M} \right)_0^{r+1} = 0$.

nähernd kann man die Querschnitte F der Gurtstäbe und f der Streben unveränderlich annehmen. Es läßt sich ferner setzen

$$\Sigma (l-x_0)x_0 s = \Sigma (l-x_u)x_u s = \int_0^l (l-x)x dx = \frac{l^3}{6};$$

$$\Sigma (l-x_0)x_0 s = \Sigma (l-x_u)x_u s = \frac{l^3}{6};$$

$$\Sigma x_0^2 s = \Sigma x_u^2 s = \int_0^l x^2 dx = \frac{l^3}{3}; \quad \Sigma x_0^2 s = \Sigma x_u^2 s = \frac{l^3}{3};$$

$$\Sigma \frac{d^3}{l^2} = \frac{n d^3}{l^2} = \frac{n l}{m^3}, \quad \text{wenn } \frac{l}{d} = m, \quad \text{und } n = \text{Zahl der Streben.}$$

Nach entsprechender Vereinfachung ergibt sich

$$M_{r-1} l_r (1-\alpha) + M_r [l_r (2+\alpha) + l_{r+1} (2+\alpha)] + M_{r+1} l_{r+1} (1-\alpha)$$

$$+ \frac{N_{r-1} l_r h}{2b} + \frac{N_r (l_r + l_{r+1}) h}{b} + \frac{N_{r+1} l_{r+1} h}{2b}$$

$$= - \int_0^{l_r} \frac{6 \mathfrak{M} x dx}{l_r} - \int_0^{l_{r+1}} \frac{6 \mathfrak{M} x dx}{l_{r+1}} - \frac{h}{b} \int_0^{l_r} \frac{3 \mathfrak{N} x dx}{l_r}$$

$$- \frac{h}{b} \int_0^{l_{r+1}} \frac{3 \mathfrak{N} x dx}{l_{r+1}} \quad (9)$$

Zur Abkürzung wurde hierbei $\alpha = \frac{3nF}{m^3 f}$ gesetzt.

Für den Fall, daß man es nach Abb. 11 mit einem Ständerfachwerk statt mit dem in Abb. 10 dargestellten Strebenfachwerk zu thun hat, geht der Werth von α über in

$$\alpha = \frac{3F}{n^2 \cos^3 \delta} \left(\frac{1}{f} + \frac{\sin^3 \delta}{f_1} \right),$$

wo f den Querschnitt der Streben, f_1 " " Ständer bezeichnet.

Wendet man die Bedingungsgleichung 5 auf die Formänderung des Längsverbandes an, so erhält man die für letzteren gültigen Normalgleichungen. Auf dem gleichen Wege wie oben gelangt man zu folgender Gleichung:

$$N_{r-1} \sum_0^r \left(\frac{(l-x_u')x_u' s}{EF b^2 l_r^2} + \frac{(l-x_u'')x_u'' s}{EF b^2 l_r^2} - \frac{d^3}{E \varphi b^2 l_r^2} \right) + N_r \left[\sum_0^r \left(\frac{x_u'^2 s}{EF b^2 l_r^2} + \frac{x_u''^2 s}{EF b^2 l_r^2} + \frac{d^3}{E \varphi b^2 l_r^2} \right) + \sum_0^{r+1} \left(\frac{x_u'^2 s}{EF b^2 l_{r+1}^2} + \frac{x_u''^2 s}{EF b^2 l_{r+1}^2} + \frac{d^3}{E \varphi b^2 l_{r+1}^2} \right) \right] + N_{r+1} \sum_0^{r+1} \left(\frac{(l-x_u')x_u' s}{EF b^2 l_{r+1}^2} + \frac{(l-x_u'')x_u'' s}{EF b^2 l_{r+1}^2} - \frac{d^3}{E \varphi b^2 l_{r+1}^2} \right) + M_{r-1} \sum_0^r \left(\frac{(l-x_u)x_u' s}{EF b h l_r^2} + \frac{(l-x_u)x_u'' s}{EF b h l_r^2} \right) + M_r \left[\sum_0^r \left(\frac{x_u x_u' s}{EF b h l_r^2} + \frac{x_u x_u'' s}{EF b h l_r^2} \right) + \sum_0^{r+1} \left(\frac{x_u x_u' s}{EF b h l_{r+1}^2} + \frac{x_u x_u'' s}{EF b h l_{r+1}^2} \right) \right] + M_{r+1} \sum_0^{r+1} \left(\frac{(l-x_u)x_u' s}{EF b h l_{r+1}^2} + \frac{(l-x_u)x_u'' s}{EF b h l_{r+1}^2} - \frac{d^3}{E \varphi b^2 l_{r+1}^2} \right) = - \sum_0^r \frac{\mathfrak{N} s x_u'}{EF b^2 l_r} - \sum_0^r \frac{\mathfrak{N} s x_u''}{EF b^2 l_r} - \sum_0^{r+1} \frac{\mathfrak{N} s x_u'}{EF b^2 l_{r+1}} - \sum_0^{r+1} \frac{\mathfrak{N} s x_u''}{EF b^2 l_{r+1}} - \sum_0^r \frac{\mathfrak{M} s x_u'}{EF h b l_r} - \sum_0^r \frac{\mathfrak{M} s x_u''}{EF h b l_r} - \sum_0^{r+1} \frac{\mathfrak{M} s x_u'}{EF h b l_{r+1}} - \sum_0^{r+1} \frac{\mathfrak{M} s x_u''}{EF h b l_{r+1}} \quad (10)$$

Abb. 11.

Abb. 12.

Hierin beziehen sich die Abscissen x_u' bzw. x_u'' auf die Gegenpunkte der Stäbe der unteren Gurtung I, die Abscissen x_u''' bzw. x_u'''' auf die zur unteren Gurtung II gehörigen Gegenpunkte. Die Abscissen x werden jeweils vom linken Endpunkt C_{r-1} aus, die Abscissen z vom rechten Endpunkt C_{r+1} aus gerechnet. Mit φ werden die Querschnitte der Streben des Längsverbandes bezeichnet.

Für unveränderliches F und φ geht Gleichung 10 näherungsweise über in

$$N_{r-1} l_r (1-\beta) + N_r [l_r + l_{r+1}] (2+\beta) + N_{r+1} l_{r+1} (1-\beta) l_{r+1} + M_{r-1} l_r \frac{b}{h} + M_r 2(l_r + l_{r+1}) \frac{b}{h} + M_{r+1} l_{r+1} \frac{b}{h} = - \int_0^{l_r} \frac{6 \mathfrak{N} x dx}{l_r} - \int_0^{l_{r+1}} \frac{6 \mathfrak{N} x dx}{l_{r+1}} - \frac{b}{h} \int_0^{l_r} \frac{3 \mathfrak{M} x dx}{l_r} - \frac{b}{h} \int_0^{l_{r+1}} \frac{3 \mathfrak{M} x dx}{l_{r+1}} \quad (11)$$

Der Beiwert β ist hierbei $\beta = \frac{3nF}{m^3 \varphi}$ oder $\beta = \frac{3F}{n^2 \cos^3 \delta} \left(\frac{1}{\varphi} + \frac{\sin^3 \delta}{\varphi_1} \right)$

zu setzen, je nachdem es sich um Strebenfachwerke oder Ständerfachwerke (Querschnitt der Ständer = φ_1) handelt.

Mit Hilfe der Normalgleichungen 8 und 10 bzw. 9 und 11 können nun die Normalmomente M und N bestimmt werden.

Sind die Querschnitte φ der Längsverbandstreben sehr klein gegenüber den Gurtquerschnitten F (theoretisch = unendlich klein), so folgt aus Gleichung 10 oder 11, $N=0$, d. h. der Längsverband wirkt nicht wie ein durchgehender Träger, sondern wie eine Reihe von Einzelträgern.

Die Normalmomente M der Hauptträger folgen aus Gl. 8 bzw. 9. Gl. 9 geht, unter Berücksichtigung, daß $\mathfrak{N} = \mathfrak{M} \cdot \frac{b}{l}$, über in

$$M_{r-1} l_r (1-\alpha) + M_r (l_r + l_{r+1}) (2+\alpha) + M_{r+1} l_{r+1} (1-\alpha) = \left[- \int_0^{l_r} \frac{6 \mathfrak{M} x dx}{l_r} - \int_0^{l_{r+1}} \frac{6 \mathfrak{M} x dx}{l_{r+1}} \right] \left(1 + \frac{h}{2l} \right) \quad (12)$$

d. h. die Normalmomente der Hauptträger werden $\left(1 + \frac{h}{2l} \right)$ mal größer, als sie unter dem alleinigen Einfluß der eigenen Belastung q bzw. von deren Momenten \mathfrak{M} werden würden.

Wenn die Strebenquerschnitte der Hauptträger ($= f$) und des Längsverbandes ($= \varphi$) sehr groß sind, sodafs deren Einfluß auf die Formänderung bzw. auf die Normalmomente vernachlässigt werden darf, d. h. wenn die Beiwerte α und β gleich Null gesetzt werden können, so lassen sich die Normalgleichungen 9 und 11 in folgende einfachere auflösen:

$$M_{r-1} l_r + M_r 2(l_r + l_{r+1}) + M_{r+1} l_{r+1} = - \int_0^{l_r} \frac{6 \mathfrak{M} x dx}{l_r} - \int_0^{l_{r+1}} \frac{6 \mathfrak{M} x dx}{l_{r+1}} \quad (13)$$

$$N_{r-1} l_r + N_r 2(l_r + l_{r+1}) + N_{r+1} l_{r+1} = - \int_0^{l_r} \frac{6 \mathfrak{N} x dx}{l_r} - \int_0^{l_{r+1}} \frac{6 \mathfrak{N} x dx}{l_{r+1}} \quad (14)$$

Es ist unmittelbar ersichtlich, daß sich für α und $\beta = 0$ die Gleichungen 9 und 11 aus den Gleichungen 13 und 14 zusammensetzen lassen.

Aus der Form der Gleichungen 13 und 14 geht hervor, daß sich die Normalmomente M und N wie die Momente \mathfrak{M} und \mathfrak{N} bzw. wie die Belastungen q und w verhalten, d. h. $M_r : N_r = q : w = l : b$.

Die Gleichungen 13 und 14 stimmen mit den gewöhnlichen Normalgleichungen vollwandiger Träger vollständig überein.

Soll außer den Querbelastungen q auch noch der Einfluß von Stützensenkungen δ (in lothrechter) und Δ (in wagerechter Beziehung) in Betracht gezogen werden, so ist der rechten Seite der Gleichung 8 noch ein Glied $= \frac{\delta_r - \delta_{r-1}}{l_r} + \frac{\delta_r - \delta_{r+1}}{l_{r+1}}$

bzw. $= \gamma_r$ hinzuzufügen, wo γ_r den Winkel bezeichnet, den die Verbindungslinien der Stütze r mit den zwei Nachbarstützen mit einander bilden. Für die Gleichung 9 nimmt das Zusatzglied die Form $3EFh^2\gamma_r$ oder $6EJ\gamma_r$ an, wenn man mit J das Trägheitsmoment der beiden Gurtquerschnitte bezüglich der Trägerachse bezeichnet.

Das Zusatzglied auf der rechten Seite der Gleichung 10 ist gleich $\frac{\Delta_r - \Delta_{r-1}}{l_r} + \frac{\Delta_r - \Delta_{r+1}}{l_{r+1}}$ bzw. gleich Γ_r zu setzen, das der Gleichung 11 gleich $3EFb^2\Gamma_r$ oder gleich $6EY\Gamma_r$, wo Y das Trägheitsmoment der beiden Gurtquerschnitte bezüglich der Achse des Längsverbandes bezeichnet.

Handelt es sich um eine geschlossene Brücke mit zwei Hauptträgern und zwei Längsverbänden, die nach Angabe der Abb. 12 in allgemeinsten Weise durch lothrechte und wagerechte Kräfte belastet ist, so kommen viererlei Arten von Normalmomenten M', M'', N', N'' in Betracht, zu deren Bestimmung für jeden der vier Einzelträger (Hauptträger I und II, Längsverband 1 und 2) die Normalgleichungen in ähnlicher Weise, wie oben bezüglich der offenen Brücke geschehen, aufzustellen sind. Für den Hauptträger I lautet die abgekürzte Normalgleichung

$$M_{r-1}' l_r (1-\alpha') + M_r' (l_r + l_{r+1}) (2+\alpha') + M_{r+1}' l_{r+1} (1-\alpha') - (N_{r-1}' + N_{r-1}'') \frac{l_r h}{2b} - (N_r' + N_r'') (l_r + l_{r+1}) \frac{h}{b} - (N_{r+1}' + N_{r+1}'') \frac{l_{r+1} h}{2b} = - \int_0^{l_r} \frac{6 \mathfrak{M}' x dx}{l_r} - \int_0^{l_{r+1}} \frac{6 \mathfrak{M}' x dx}{l_{r+1}} + \frac{h}{b} \int_0^{l_r} \frac{3 \mathfrak{M}'' x dx}{l_r} + \frac{h}{b} \int_0^{l_{r+1}} \frac{3 \mathfrak{M}'' x dx}{l_{r+1}} + \frac{h}{b} \int_0^{l_r} \frac{3 \mathfrak{M}''' x dx}{l_r} + \frac{h}{b} \int_0^{l_{r+1}} \frac{3 \mathfrak{M}''' x dx}{l_{r+1}} \quad (15)$$

In ähnlicher Weise ergeben sich die Normalgleichungen für die übrigen drei Träger.

Für sehr schwache Längsverbandstreben ($\varphi = 0$) werden die Normalmomente N' und N'' gleich Null. Die Normalmomente M' und M'' sind mit Hilfe der Normalgleichungen für Träger I und II zu bestimmen.

Sind sämtliche Streben sehr stark, sodafs deren Formänderung gegenüber denen der Gurtstäbe vernachlässigt werden dürfen, so lassen sich die Normalgleichungen (nach Art der Gl. 15) in einfachere Gleichungen von folgender Form auflösen:

$$M_{r-1} l_r + 2M_r (l_r + l_{r+1}) + M_{r+1} l_{r+1} = - \int_0^{l_r} 6M' x dx - \int_0^{l_{r+1}} 6M' x dx \quad (16)$$

Es sind das die gewöhnlichen Normalgleichungen vollwandiger Träger. Soll auch noch der Einfluss von Stützen-Senkungen berücksichtigt werden, so ist der rechten Seite der Gleichung 15 noch das Glied $6EJ\gamma_r'$ hinzuzufügen. Wie früher angegeben, bezeichnet hierbei γ_r' den Winkel, den die Verbindungslinien der Stütze r mit den beiden Nachbarstützen mit einander bilden.

Auf den Fall von Stützen-Senkungen ist in bekannter Weise der Fall ungleicher Erwärmung einzelner Trägertheile zurückzuführen. Ist beispielsweise die obere Gurtung des Trägers I um t Grad wärmer als die übrigen Theile, so ist zu setzen

$$\text{für Träger I} \quad \gamma_r = \frac{(l_r + l_{r+1}) \omega t}{2h}$$

$$\text{für Längsverband 1} \quad \Gamma_r' = - \frac{(l_r + l_{r+1}) \omega t}{2b}$$

Für Träger II und Längsverband 2 ist γ_r'' und $\Gamma_r'' = 0$.

Es ist vorstehend vorausgesetzt, dafs sich über den Pfeilern starre Querverbände befinden, sodafs der obere Längsverband an diesen Stellen seitlich vollkommen festgehalten ist.

Karlsruhe.

Fr. Engeser.

Ueber das Eigengewicht schmiedeiserner Brückenpfeiler;

von Baurath Prof. Fr. Engeser zu Karlsruhe.

In nachstehender Abhandlung sollen für die Eigengewichte schmiedeiserner Brückenpfeiler die entsprechenden Formeln aufgestellt werden, in ähnlicher Weise, wie dies in der Zeitschrift für Bauwesen 1878, S. 203, für Fachwerkbrücken geschehen ist. Es wird zu diesem Zwecke zunächst der theoretische Körperinhalt V bzw. das theoretische Gewicht $G_0 = \gamma V$ bestimmt, und sodann durch Multiplikation mit einem Erfahrungs-Beiwerthe δ (Konstruktionsziffer) das wirkliche Gewicht G festgestellt, $G = \delta \gamma V$. Die Konstruktionsziffer δ nimmt mit den Abmessungen des Bauwerkes, d. h. mit dem Körperinhalte V bis zu einer bestimmten Grenze ab; man kann, im Anschluss an oben erwähnte Abhandlung, setzen $\delta = d + \frac{C}{\gamma V}$, womit man dann das wirkliche Pfeilergewicht zu $G = d \gamma V + C$ erhält.

Für $d = 1,35$ und $\gamma = 0,0078 \text{ kg/ccm}$ ergibt sich $G = 0,0105 V + C$ (alle Abmessungen in cm), oder $G = 1,05 V + C$, wenn man die Querschnittsmafsse in cm , die Längen in m ausdrückt.

Die Gröfse des Beiwertes C , in welchem auch die Knickzuschläge zum Ausdrucke gelangen, ist je nach den einzelnen Konstruktionsarten verschieden; die entsprechenden Zahlenwerthe folgen weiter unten.

Für das Stabnetz der Pfeiler wird die denkbar einfachste Anordnung vorausgesetzt. Die Wandpfeiler (Abb. 1) erhalten hierbei 2 Ständer, die Thurmpfeiler (Abb. 5) deren 4. Die Wandstäbe bestehen aus wagerechten Querpfeilen (Druckgliedern) und gekreuzten Zugstreben, von denen jeweils nur die eine in Thätigkeit ist (Gegenstreben).

I. Wandpfeiler (Pendelpfeiler).

Wandpfeiler können nur lothrechten Lasten P und wagerechten Querbelastungen W Widerstand

leisten; die ausserdem noch auf das Bauwerk wirkenden wagerechten Längsbelastungen müssen durch die Brückenträger aufgenommen und auf die festen Endpfeiler übertragen werden.

Die lothrechten Lasten P bestehen aus dem Eigengewichte der beiden anstossenden Brückenhälften ($= ql$) und der zugehörigen Verkehrslast ($= pl$), wo q und p die betr. Einheitsgewichte, l die Spannweite bezeichnet.

Das Eigengewicht der Pfeiler kann bei den üblichen Pfeilerhöhen ohne wesentlichen Fehler vernachlässigt werden; eine diesbezügliche Untersuchung wird in Anmerkung 1 angestellt werden.

Die wagerechte Querbelastung besteht im Wesentlichen aus dem Winddruck auf Brückenträger und Verkehrslast ($W = wl$) und aus dem Winddruck auf den Pfeiler selbst ($W_1 = w_1 h$), wobei zu beachten ist, dass W und W_1 von beiden Seiten auf den Pfeiler einwirken können.

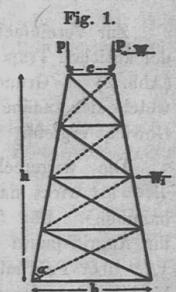
Der gegenüber der ruhenden Last q ungünstigere Einfluss der Verkehrslast p und der Winddrücke w und w_1 wird dadurch berücksichtigt, dass p mit dem 1,5fachen, w und w_1 mit dem 1,2fachen Betrag in Rechnung geführt werden. Die Spannungszahl σ für ruhende Belastung wird zu 1000^{at} angenommen.

Einfluss der lothrechten Lasten P .

Der Querschnitt beider Ständer ist

$$2F = \frac{(q + 1,5p)l}{\sigma \sin \alpha}, \text{ wo } \alpha = \text{Ständerneigung.}$$

$$\text{Der Körperinhalt} = \frac{2Fh}{\sin \alpha} = \frac{(q + 1,5p)lh}{\sigma \sin^2 \alpha}$$



Von den Wandstäben haben, symmetrische Belastung vorausgesetzt, nur der oberste und der unterste Spannungen auszuhalten. Ihr Querschnitt ist

$$f = \frac{(q + 1,5p)l}{2\sigma \operatorname{tg} \alpha}$$

ihr Körperinhalt $= f(b+c) = \frac{(q+1,5p)l(b+c)}{2\sigma \operatorname{tg} \alpha}$.

Der gesammte durch die lothrechten Lasten bedingte Körperinhalt ist hiernach

$$V_1 = \frac{(q+1,5p)lh}{\sigma} \left(\frac{1}{\sin^2 \alpha} + \frac{(b+c)}{2h \operatorname{tg} \alpha} \right) = \frac{(q+1,5p)lh}{\sigma} \beta.$$

Im ungünstigsten Falle (Grenzfall) wird $c=0$, $\frac{1}{\sin^2 \alpha} = 1 + \frac{b^2}{4h^2}$, $\operatorname{tg} \alpha = \frac{2h}{b}$, $\beta = 1 + \frac{b^2}{2h^2}$,

$$V_1 = \frac{(q+1,5p)lh}{\sigma} \left(1 + \frac{b^2}{2h^2} \right).$$

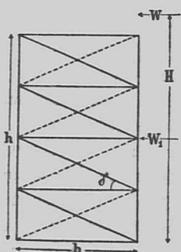
Für $\frac{b}{h} = \frac{1}{3}$ folgt hieraus $V_1 = \frac{(q+1,5p)lh}{\sigma} \cdot 1,05$.

In die weitere Entwicklung soll $\beta = 1,04$ und $V_1 = \frac{(q+1,5p)lh}{\sigma} \cdot 1,04$ eingeführt werden.

Einfluss der wagerechten Belastungen W und W_1 .

Zur Vereinfachung der Rechnung wird an Stelle der üblichen Trapezform (Abb. 1) die rechteckige Form (Abb. 2) zu Grunde gelegt, für welche sich annähernd das gleiche Gewicht ergibt.

Abb. 2.



Die wagerechte Belastung $W = wl$ wirkt nahezu in Fahrbahnhöhe. Für $l = 10$ m liegt ihr Angriffspunkt etwa 1 m bis 1,2 m über Fahrbahn, für $l = 40$ bis 50 m liegt derselbe annähernd in Fahrbahnhöhe, für grössere Spannweiten etwas unterhalb derselben.

Bei Eisenbahnbrücken kann gesetzt werden $w = 600 + 7l$, bei Straßenbrücken $w = 450 + 7l$, wenn l in m und w in kg.

Die auf den Pfeiler wirkende Belastung, $W_1 = w_1 h$, greift in halber Pfeilerhöhe an; die Einheitsbelastung w_1 kann $= 75 + 3h$ angenommen werden. Mit Rücksicht auf die dynamischen Wirkungen des Windes werden w und w_1 mit ihrem 1,2fachen Betrag in Rechnung gestellt.

Durch den Einfluss von W wird der unterste Querschnitt eines Ständers um einen Betrag $F_1 = \frac{1,2wlH}{\sigma} = \frac{1,2wlm}{\sigma}$ vergrößert, wo $m (= H:b)$ das Verhältnis der Angriffshöhe H zur Pfeilerbreite b bezeichnet.

Der oberste Ständerquerschnitt erhält in der Regel ebenfalls eine Vergrößerung, da H meist größer

als h ; dieselbe wird zu $F_2 = 0,2 F_1$ geschätzt. Die mittlere Querschnittsvergrößerung ist hiernach

$$F = \frac{F_1 + F_2}{2} = 0,6 F_1 = \frac{0,72 wlm}{\sigma}$$

und der entsprechende Körperinhalt

$$v_1 = 2 Fh = \frac{1,44 wlm}{\sigma}$$

Der Querschnitt einer Strebe ist $f = \frac{1,2wl}{\sigma \cos \delta}$, wo $\delta =$ Neigungswinkel der Strebe, die Länge beider Strebenschaaren zusammen $= 2h : \sin \delta$, somit der Körperinhalt $= \frac{2,4wlh}{\sigma \cos \delta \sin \delta}$. Hierzu kommt noch der Körperinhalt der Querpfeiler $= \frac{1,2wlh}{\sigma \operatorname{tg} \delta}$, so dass man für sämtliche Wandstäbe zusammen erhält

$$v_2 = \frac{wlh}{\sigma} \left(\frac{2,4}{\cos \delta \sin \delta} + \frac{1,2}{\operatorname{tg} \delta} \right).$$

Für $\delta = 45^\circ$ erhält man $v_2 = \frac{6wlh}{\sigma}$; mit Rücksicht auf weniger günstige Anordnungen soll im Mittel $v_2 = \frac{7wlh}{\sigma}$ gesetzt werden.

Der gesammte durch W bedingte Körperinhalt ist hiernach $V_2 = v_1 + v_2 = \frac{wlh}{\sigma} (1,44m + 7)$.

In ähnlicher Weise erhält man für die Belastung W_1 annähernd $V_3 = \frac{w_1 h^2}{2\sigma} (1,44m + 7)$.

Der theoretische Körperinhalt des ganzen Pfeilers ist nun

$$V = V_1 + V_2 + V_3 = \frac{(q+1,5p)lh}{\sigma} 1,04 + \frac{h}{\sigma} (1,44m + 7) \left(wl + \frac{w_1 h}{2} \right),$$

und das wirkliche Gewicht

$$(1) \quad G = 1,05 V + C = \frac{1,1(q+1,5p)lh}{\sigma} + \frac{wlh + 0,5w_1 h^2}{\sigma} (1,5m + 7,3) + C.$$

C kann gesetzt werden

$$(2) \quad Ah + Bh^2 + D.$$

In den zwei ersten Gliedern sind außer den normalen Konstruktionszuschlägen auch noch die Knickzuschläge der Ständer und Querpfeiler enthalten; das letzte Glied bringt das für die Lager und die Pfeilerkronen erforderliche Mehrgewicht zum Ausdruck.

Unter günstigen Verhältnissen kann man setzen: $m = 3$, $A = 200$, $B = \frac{20}{m^2} + 4 = 6,2$, $D = 1000 + 0,003(q + 1,5p)l$.

Nach Einführung vorstehender Werthe in Gl. 1 erhält man

$$(3) \quad G = \frac{1,1(q+1,5p)lh}{1000} + \frac{wlh + 0,5w_1 h^2}{1000} \cdot 12 + 200h + 6,2h^2 + 1000 + 0,003(q + 1,5p)l.$$

Für Eisenbahnbrücken, wo $w = 600 + 7l$ und $w_1 = 75 + 3h$, folgt hieraus rund

$$(4) \quad G = \frac{1,1(q+1,5p)lh}{1000} + 7,2lh + 0,084l^2 h + 200h + 7h^2 + 0,018h^2 + 1000 + 0,003(q + 1,5p)l.$$

Das Gewicht für 1 Höhenmeter Pfeiler ergibt sich zu

$$(5) \quad g = \frac{G}{h} = \frac{1,1(q+1,5p)l}{1000} + 7,2l + 0,084l^2 + 200 + 7h + 0,018h^2 + \frac{1000 + 0,003(q + 1,5p)l}{h}.$$

Für eingleisige Hauptbahnen kann bei den jetzigen Belastungsverhältnissen gesetzt werden:

für $l =$	10	20	30	50	70	100 m
$q =$	1300	1500	1950	2550	3350	4650 kg/m
$p =$	7400	5400	5100	4700	4300	3700 "
$q + 1,5p =$	12400	9600	9600	9600	9800	10200 "

Hiermit ergibt sich der von h unabhängige Theil des Pfeilergewichts ($= g_1$) zu

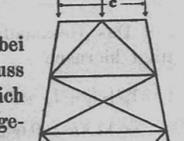
$$g_1 = 417 \quad 589 \quad 808 \quad 1298 \quad 1870 \quad 2882 \text{ kg} \\ = 41,7l \quad 29,5l \quad 26,9l \quad 26l \quad 26,7l \quad 28,8l.$$

Nach vorstehender Tabelle ist der Beiwerth von l zwischen $l = 25$ m und $l = 80$ m annähernd konstant $= 27$, so dass man innerhalb dieser Grenzen setzen kann $g_1 = 27l$.

Der von h abhängige Theil ist zwischen $h = 10$ m und $h = 50$ m näherungsweise $g_2 = 140 + 6h$, wenn man $l:h = 1$ annimmt. Man hat daher zwischen den genannten Grenzen $g = g_1 + g_2 = 140 + 27l + 6h$. Außerhalb dieser Grenzen nehmen die Beiwerthe von l und h zu.

Für zweigleisige Brücken ist die Gleichung 5 etwas abzuändern, um dem Einfluss unsymmetrischer Belastung (1 Gleis allein belastet) auf die Wandstäbe, und dem Einflüsse von Mittelträgern (Abb. 3) auf die Pfeilerkronen Rechnung zu tragen.

Abb. 3.



Bei lothrechten Ständern, d. h. bei kleinen Pfeilerhöhen, ist der Einfluss unsymmetrischer Belastung gleich Null. Im Mittel kann für den genannten Einfluss ein Mehrgewicht von etwa $\frac{0,33pl}{\sigma} = \frac{1,1 \cdot 0,33pl}{1000}$ für das Höhenmeter angenommen werden. Der Verstärkung der Pfeilerkronen in Folge von Mittelträgern entspricht ein Mehrgewicht von $\frac{0,75(q+1,5p)lc}{1000h}$ für das Höhenmeter, wo c gleich Kronenbreite. Für $c = 9$ m erhält man rund $\frac{0,7(q+1,5p)l}{1000h}$.

Unter Berücksichtigung vorstehender Abänderungen ergibt sich

$$(6) \quad g = \frac{1,1(q+1,5p)l}{1000} + 7,2l + 0,084l^2 + 200 + 7h + 0,018h^2 + \frac{1000 + 0,01(q + 1,5p)l}{h}.$$

Die Größen p und q beziehen sich hierin auf die Belastung zweier Gleise. Nach Einsetzen der entsprechenden Zahlenwerthe erhält man das von h unabhängige Gewicht g_1 für verschiedene Spannweiten wie folgt:

$l =$	10	20	30	50	70	100 m
$g_1 =$	602	871	1226	1981	2824	4244 kg
$=$	60,2l	43,6l	40,9l	39,8l	40,3l	42,4l.

Zwischen den Grenzen $l = 25$ m und $l = 80$ m sowie $h = 10$ m und $h = 50$ m ist näherungsweise $g = 220 + 41l + 6h$.

Für Straßenbrücken sind in Gl. 3 die Werthe $w = 450 + 7l$ und $w_1 = 75 + 3h$ einzuführen. Ferner sollen mit Rücksicht auf unsymmetrische Belastung und etwaige Mittelträger ähnliche Zuschläge wie bei zweigleisigen Brücken zugefügt werden, so dass man erhält:

$$(7) \quad g = \frac{1,1(q+1,5p)l}{1000} + 5,4l + 0,084l^2 + 200 + 7h + 0,018h^2 + \frac{1000}{h} + \frac{1,5(q+1,5p)cl}{\sigma h}.$$

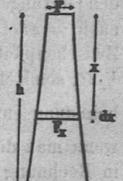
Als Verkehrslast p kann für gewöhnliche Landstraßen $p = c \left(360 + \frac{1200}{l} \right)$ gesetzt werden. Bezüglich des Eigengewichts q wird auf die in der Zeitschrift für Baukunde 1881 mitgetheilten Formeln verwiesen.

Für Landstraßenbrücken von 7 m Breite mit Schotterfahrbahn ergeben sich annähernd die gleichen Pfeilergewichte wie für eingleisige Eisenbahnbrücken.

Anmerkung 1. In vorstehenden Entwicklungen waren als lothrechte Lasten nur das Gewicht der Brückenträger und die Verkehrslast berücksichtigt worden, während die Belastung durch das Pfeilergewicht außer Betracht geblieben war. Eine nachträgliche Berücksichtigung des letzteren kann auf folgende Weise erfolgen.

In Abb. 4 sei ein massiver Pfeiler dargestellt, dessen oberer Querschnitt F ($= g : \gamma = g : 0,78$) durch eine lothrechte Last σF gepresst werde. Es ist dessen Verbreiterung derart zu bestimmen, dass in jeder beliebigen Tiefe x die Pressung des betr. Querschnitts F_x den Werth σ beibehält.

Abb. 4.



Es muss sein $\sigma dF = \gamma F_x dx$, woraus folgt:

$$\frac{dF}{F_x} = \frac{\gamma dx}{\sigma} \quad \text{und} \quad \lg \left(\frac{F_x}{F} \right) = \frac{\gamma}{\sigma} x \quad \text{bzw.} \quad F_x = F e^{\frac{\gamma}{\sigma} x}.$$

Der Körperinhalt des Pfeilers ist nun

$$V_0 = \int_0^h F_x dx = F \frac{\sigma}{\gamma} (e^{\frac{\gamma h}{\sigma}} - 1),$$

dessen Gewicht

$$G_0 = \gamma V_0 = \sigma F (e^{\frac{\gamma h}{\sigma}} - 1) = \frac{g \sigma}{\gamma} (e^{\frac{\gamma h}{\sigma}} - 1).$$

Im Mittel wiegt das Höhenmeter

$$g_0 = G_0 : h = g \frac{\sigma}{\gamma h} (e^{\frac{\gamma h}{\sigma}} - 1).$$

Durch Reihenentwicklung erhält man

$$e^{\frac{\gamma h}{\sigma}} = 1 + \frac{\gamma h}{\sigma} + \frac{\gamma^2 h^2}{2\sigma^2} + \dots$$

und somit $g_0 = g(1 + \frac{\gamma h}{2\sigma})$ unter Vernachlässigung der übrigen Reihenglieder. Hierin ist $\gamma = 0,78$, $\sigma =$ Spannung des vollen Querschnitts $=$ rund 780 kg für ruhende Belastung, somit $g_0 = g(1 + \frac{h}{2000})$; d. h. unter Berücksichtigung der eigenen Last erhöht sich das Pfeilergewicht um $\frac{h}{2000}$ — ein Betrag, der für die üblichen Pfeilerhöhen nicht von Bedeutung ist.

Zu dem Näherungsausdrucke $g_0 = g(1 + \frac{\gamma h}{2\sigma})$ kann man auch durch folgende einfache Betrachtung gelangen:

Das Pfeilergewicht g verlangt eine Querschnittsvergrößerung am Pfeilerfusse von $\Delta F = \frac{g h}{\sigma}$; die mittlere Querschnittsvergrößerung ist $\frac{\Delta F}{2} = \frac{g h}{2\sigma}$ und somit die Gewichtsvermehrung auf 1^m Höhe $= \frac{\gamma g h}{2\sigma}$. Hieraus folgt das gesammte Gewicht auf 1^m Höhe

$$g_0 = g + \frac{g h \gamma}{2\sigma} = g(1 + \frac{\gamma h}{2\sigma}).$$

Anmerkung 2. Die Uebertragung der auf das Bauwerk einwirkenden wagerechten Längskräfte auf die festen Endpfeiler muss durch die Brückenträger erfolgen. Der hierfür erforderliche Materialaufwand berechnet sich folgendermaßen. Es bezeichne

z die Anzahl der zusammenhängenden Brückenöffnungen,

t die Längsbelastung für die Längeneinheit.

Die ganze von den in der Höhe der Auflager liegenden Gurtungen zu übertragende Längsbelastung ist hiernach $= z t$; im Mittel beträgt sie $\frac{1}{2} z t$. Bei festen Zwischenpfeilern wäre die mittlere Längsbelastung nur $\frac{1}{2} t$, somit Mehrbelastung $= \frac{1}{2} (z-1) t$. Dieser Mehrbelastung entspricht ein Querschnitt von $\frac{(z-1) t \cdot 1,5}{2 \cdot 1000}$, wenn man die Belastung t mit ihren 1,5 fachen Betrag in Rechnung stellt und die Spannungszahl $\sigma = 1000$ setzt.

Das Mehrgewicht für das Längenmeter Ueberbau ist nun rund

$$q' = \frac{1,05 (z-1) t \cdot 1,5}{2 \cdot 1000} = \frac{0,8 (z-1) t}{1000} \text{ Kilogr.}$$

Beispielsweise erhält man für $t = 0,12 p$ (Bremskraft) $= 0,12 \cdot 3500 = 420$ kg , $l = 30^m$, $z = 5$, den Betrag $q' =$ rund $\frac{1}{3} l = 40$ kg .

Anmerkung 3. Die einer bestimmten Bauwerkshöhe h_0 (Höhe zwischen der Fahrbahn und dem Ge-

lände) entsprechende günstigste Spannweite l_0 erhält man bekanntlich, wenn man die Kosten für das Längenmeter Bauwerk (Pfeiler einschl. Grundmauerwerk und eisernen Ueberbau) als Funktion von l ausdrückt und sodann den Kleinstwerth dieser Funktion aufsucht. Statt der Kosten kann man auch das Eisengewicht der Rechnung zu Grunde legen, nachdem man das Mauerwerk durch ein gleichwerthiges Eisengewicht ersetzt hat. Nachstehend soll diese Untersuchung für eingleisige Eisenbahnbrücken durchgeführt werden.

Das Gewicht der eisernen Pfeiler beträgt für die Längeneinheit des Bauwerkes

$$f_1 = \frac{g h}{l} = \frac{1,1 (q + 1,5 p) h}{1000} + 7,2 h + 0,084 l h + \frac{200 h + 7 h^2 + 0,018 h^3}{l} + \frac{1000}{l} + 0,008 (q + 1,5 p).$$

Der Werth von $q + 1,5 p$ kann genau genug konstant $= 9600$ kg gesetzt werden, so dass man erhält

$$f_1 = 17,8 h + 0,084 l h + \frac{200 h + 7 h^2 + 0,018 h^3 + 1000}{l} + 28,8.$$

Die Höhe des eisernen Pfeilers ($= h$) und die Bauwerkshöhe ($= h_0$) stehen in einem gewissen Verhältnisse zu einander, $h = \alpha h_0$; wenn, wie hier angenommen werden soll, die Pfeiler bis zur Fahrbahn reichen (Hauptträger als hängende Parabelträger gebildet), und das Pfeilermauerwerk wenig über das Gelände ragt, so ist der Beiwerth α nahe der Einheit.

Die reducirten Kosten des Pfeilermauerwerks (gleichwerthiges Eisengewicht) können für die Längeneinheit gesetzt werden

$$f_2 = \frac{P + (Q + R h) l}{l} = \frac{P}{l} + Q + R h.$$

Das Gewicht des Längenmeters Brückenüberbau (einschl. der reducirten Fahrbahnkosten) ist annähernd

$$f_3 = a l + b.$$

Das Gesamtgewicht für die Längeneinheit beträgt hiernach

$$f = f_1 + f_2 + f_3 = 17,8 h + 0,084 h l + \frac{200 h + 7 h^2 + 0,018 h^3 + 1000}{l} + 29 + \frac{P}{l} + Q + R h + a l + b.$$

Aus

$$\frac{d f}{d l} = 0,084 h - \frac{200 h + 7 h^2 + 0,018 h^3 + 1000}{l^2} - \frac{P}{l^2} + a = 0$$

folgt die günstigste Spannweite

$$l_0 = \sqrt{\frac{1000 + 200 h + 7 h^2 + 0,018 h^3 + P}{a + 0,084 h}}.$$

Der Beiwerth a kann $= 35$ angenommen werden.

Die von l unabhängigen Mauerwerkskosten ($= P$) können je nach der Bauweise sehr verschieden ausfallen. Unter günstigen Verhältnissen (guter Baugrund, geringe Mauerwerkshöhe, große Pfeilerbasis mit getrennten Mauerkörpern für die beiden Ständer) wird

es ausreichen, die Kosten P gleichwerthig mit 1000 kg Eisen zu setzen. Man erhält hiermit

$$l_0 = \sqrt{\frac{2000 + 200 h + 7 h^2 + 0,018 h^3}{35 + 0,084 h}},$$

und für $h = 10 \quad 20 \quad 30 \quad 50 \quad 70^m$

$$l_0 = 11,5 \quad 15,8 \quad 20,0 \quad 28,7 \quad 37,2^m.$$

Nach vorstehender Tabelle sind die günstigsten Spannweiten i. A. kleiner als die Höhen h ; nur bei kleinen Werthen von h ist l_0 größer als h . Man kann die Beziehung zwischen l_0 und h genau genug durch folgende einfache Gleichung darstellen:

$$l_0 = 7,5 + 0,42 h \text{ in Metern.}$$

Da die Höhe h nach den gemachten Voraussetzungen nur wenig von der Bauwerkshöhe h_0 abweicht, darf man näherungsweise auch setzen $l_0 = 7,5 + 0,42 h_0$.

Mit diesen theoretisch ermittelten Werthen der günstigsten Spannweiten stimmen die bei den norwegischen Eisenbahn-Viadukten ausgeführten Weiten gut überein. Es entsprechen beispielsweise

den Höhen	30 m	22 m	17 m	15 m
die ausgeführten Weiten	20 m	16 m	14 m	12 m
die berechneten Weiten	20 m	16,7 m	14,7 m	13,9 m

Setzt man die vorstehend gefundenen Werthe von l_0 in den Ausdruck von f_1 (Eisengewicht des Pfeilers) ein, so erhält man

für $h_0 = 10 \quad 20 \quad 30 \quad 50 \quad 70^m$					
$f_1 =$	540	914	1303	2108	2985 kg .

In dem Ausdrucke von f_2 kann unter günstigen Verhältnissen $Q = 200$, $R = 1$ gesetzt werden, somit

$$f_2 = \frac{1000}{l_0} + 200 + h_0.$$

Der Ausdruck von f_3 nimmt mit $b = 500$ die Form $f_3 = 35 l_0 + 500$ an; es ist hierbei eiserner Einbau mit Fahrbahn-Quer- und Längsträgern vorausgesetzt. Für die Kosten der eigentlichen Fahrbahn sind 100 kg zugeschlagen. Mit vorstehenden Zahlenwerthen ergibt sich für

$h_0 = 10 \quad 20 \quad 30 \quad 50 \quad 70^m$					
$f_2 =$	297	283	280	285	297 kg
$f_3 =$	902	1053	1200	1505	1802 "

Das Eisengewicht der Pfeiler und des Ueberbaues zusammen ist

$$e = f_1 + f_2 + f_3 - 100 = 1342 \quad 1867 \quad 2403 \quad 3513 \quad 4687 \text{ kg .}$$

Genau genug lässt sich diese Zahlenreihe durch die Gleichung $e = 800 + 55 h$ Kilogr. wiedergeben.

Um die wirklichen Kosten k zu erhalten, sind die Gewichte mit den Einheitspreisen zu multipliciren. Letztere wachsen, der schwierigeren Montirung wegen, mit der Höhe des Bauwerks und mögen schätzungsweise entsprechend der Formel $\pi = 30 + 0,2 h_0$ pf angenommen werden. Man erhält

für $h_0 = 10 \quad 20 \quad 30 \quad 50 \quad 70^m$					
$f = f_1 + f_2 + f_3 =$	1739	2250	2783	3898	5084 kg
$\pi =$	32	34	36	40	44 pf
$k = f \pi =$	556	765	1002	1559	2237 \text{ Mark.}

Die Werthe von f lassen sich durch die Formel $f = 1190 + 55 h_0$ kg wiedergeben. Die Werthe von k schliessen sich zwischen $h_0 = 10^m$ und $h_0 = 50^m$ sehr nahe der Gleichung $k = 280 + 25 h_0$ Mark an; zwischen den Grenzen $h_0 = 10^m$ und $h_0 = 70^m$ ist die Uebereinstimmung mit der Gleichung $k = 280 + 26,5 h_0$ etwas weniger vollkommen.

Für das Quadratmeter Sichtfläche sind die Kosten $= \frac{k}{h_0} = \frac{280}{h_0} + 26,5$ Mark.

Die Gesamtkosten des Bauwerks sind schliesslich

$$K = \left(\frac{280}{h_m} + 26,5 \right) F + W,$$

wo $F =$ Sichtfläche des Bauwerks innerhalb der Widerlager in $^{qm} = h_m L$,

$h_m =$ mittlere Bauwerkshöhe in m ,

$L =$ Länge des Bauwerks zwischen den Widerlagerstirnen in m ,

$W =$ Kosten der Widerlager abzüglich der Kosten eines Mittelpfeilers.

Der Einfachheit wegen wird man i. A. den letztgenannten Abzug außer Acht lassen und unter W die vollen Kosten der Widerlager einführen. Bei kleinen Spannweiten werden bisweilen keine besondere Fahrbahnträger ausgeführt, sondern die Bahnschwellen unmittelbar auf die Hauptträger gelegt. In solchen Fällen werden für das Längenmeter Bauwerk die Gewichte f um 200 bis 300 kg und die Kosten k um 70 bis 100 Mark geringer, als oben angegeben.

Für den Fall, dass die Kosten des Grundmauerwerks f_2 der örtlichen Verhältnisse wegen größer angenommen werden müssen, als oben angegeben ($= + f_2$), ist die Aenderung der Gesamtkosten $= + \frac{f_2 \pi}{h_m}$ für die Längeneinheit.

Wenn man die Höhe des Eisenwerks ($= h$) zu Gunsten der Höhe des sichtbaren Mauerwerks ($= h_0 - h$) verringert, so erhöhen sich die Kosten des letzteren ($= f_2$), während die des Eisenwerks ($= f_1$) sich vermindern. Die Gesamtkosten f bleiben jedoch innerhalb gewisser Grenzen nahezu die gleichen wie früher, $f = 1190 + 55 h_0$ Kilogr. Die Formel für das Eisengewicht f. d. lfd. m Bauwerk bleibt gleichfalls ungeändert, $f_1 + f_3 - 100 = 800 + 55 h$ Kilogr.

Bei Ausführung einer von der günstigsten Spannweite l_0 abweichenden Weite erhöhen sich selbstverständlich die Kosten des Bauwerks.

Beispielsweise erhält man für $l = h$ bei gleichen Verhältnissen des Baugrundes wie früher folgende Werthe:

$$f_1 = 229 + 24,8 h + 0,102 h^2 + \frac{1000}{h} \text{ Kilogr.,}$$
$$f_2 = 200 + h + \frac{1000}{h} \text{ Kilogr.,}$$
$$f_3 = 500 + 35 h \text{ Kilogr.,}$$
$$f = f_1 + f_2 + f_3 = 929 + 60,8 h + 0,102 h^2 + \frac{2000}{h} \text{ Kilogr.,}$$

und in Zahlenwerthen

für $h_0 =$	10	20	30	50	70 m
$t_1 =$	587	816	1098	1744	2479 kg
$t_2 =$	310	270	263	270	284 „
$t_3 =$	850	1200	1550	2250	2950 „
$t =$	1747	2286	2911	4264	5713 „
$k = t\pi =$	559	777	1048	1706	2614 Mark.

Näherungsweise lässt sich setzen von $h = 10$ m bis $h = 70$ m

$t = 1050 + 65 h_0$ Kilogr. f. d. Längenmeter Bauwerk,
 $k = 200 + 31 h_0$ Mark „ „

Gesamtkosten des Bauwerks $K = \left(\frac{200}{h_m} + 31\right) F + W$.

Ein Vergleich mit der für $l = l_0$ angegebenen Tabelle ergibt folgende Mehrkosten für $l = h_0$:

bei $h_0 =$	10	20	30	50	70 m
Mehrkosten =	3	12	46	147	277 Mark.

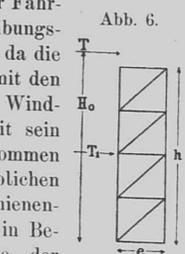
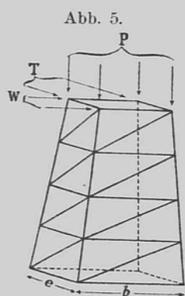
Die Mehrkosten wachsen hiernach mit der Bauwerks-höhe. Bei kleinen Höhen sind sie ohne Belang.

II. Thurmpfeiler.

Die Thurmpfeiler müssen außer den lothrechten Lasten P und wagerechten Querbelastungen W auch noch den wagerechten Längsbelastungen T Widerstand leisten (Abb 5). Das theoretische Gewicht wird daher gegenüber dem der Wandpfeiler durch den den Belastungen T entsprechenden Antheil vergrößert. Bei Strafsenbrücken spielen die auf die Seitenflächen der Pfeiler wirkenden Winddrücke T_1 die Hauptrolle (Abb 6); von ihnen hängen hauptsächlich die Querschnitte der Wandstäbe in den Stirnflächen ab. Die Verstärkungen der Ständer dagegen werden durch die auf die Fahrbahn wirkenden Reibungskräfte der Fahrzeuge ($= T$) und durch die Reibungswiderstände der Auflager bedingt, da die Winddrücke T_1 nicht gleichzeitig mit den in der Querrichtung wirkenden Winddrücken W und W_1 in Thätigkeit sein können. Bei Eisenbahnbrücken kommen als Längsbelastungen bei den üblichen Pfeilerhöhen vornehmlich die in Schienenhöhe angreifenden Bremskräfte T in Betracht; bezüglich der Wandstäbe der Stirnwände ist gleichzeitig auch noch der Winddruck T_1 in Rechnung zu ziehen.

Setzt man $T = tl$ und $T_1 = t_1 h$ und führt t mit seinem 1,5 fachen, t_1 mit seinem 1,2 fachen Betrage ein, so ergibt sich der entsprechende theoretische Körperinhalt ähnlich wie früher

$$V_4 = \frac{(1,8n + 9)tlh + 3,5t_1h^2}{\sigma}$$



und das entsprechende Gewicht

$$G_4 = 1,05 V_4 = \frac{(1,9n + 9,5)tlh + 3,7t_1h^2}{1000}$$

wo $n = H_0 : e$, $e =$ untere Pfeilerbreite in der Stirnfläche. Hierzu kommt streng genommen noch das Mehrgewicht der Wandstäbe, welches einer ungleichen Belastung der beiden anstossenden Oeffnungen entspricht. Dasselbe ist mit Rücksicht auf die in den Stirnflächen geringe Neigung der Ständer verhältnissmäßig klein und kann außer Betracht bleiben; doch sollen zum Ersatz die Werthe von t reichlich bemessen werden.

Das wirkliche Pfeilergewicht einer eingleisigen Eisenbahnbrücke ist hiernach

$$(8) \quad G = 1,05 (V_1 + V_2 + V_3 + V_4) + C$$

$$= \frac{1,1(q + 1,5p)lh}{\sigma} + \frac{wlh + 0,5w_1h^2}{\sigma} (1,5m + 7,3)$$

$$+ \frac{(1,9n + 9,5)tlh + 3,7t_1h^2}{\sigma} + C.$$

Mit $w = 600 + 7l$, $w_1 = 150 + 7h$, $t = 0,12p$ (Bremskraft), $t_1 = 150 + 7h$, $m = 3$, $n = 6$ folgt

$$G = \frac{(1,1q + 4,2p)lh}{1000} + 7,2lh + 0,084l^2h + 1,5h^2 + 0,07h^3 + C.$$

Der Beiwert C ist nach Gleichung 2

$$C = Ah + Bh^2 + D,$$

worin $A = 300k$, $B = \left(\frac{25}{m^2} + \frac{25}{n^2} + 6\right)k^2 = 9,57k^2$, $D = 1500 + 0,012(q + 1,5p)l$ gesetzt werden können. In dem gegen früher erhöhten Werthe von C kommen die vermehrten Knickzuschläge, die Verstärkung der Pfeilerkrone und das Gewicht der wagerechten Kreuzstreben zum Ausdruck. Nach Einsetzen des Werthes von C erhält man

$$G = \frac{(1,1q + 4,2p)lh}{1000} + 7,2lh + 0,084l^2h + 300h + 11h^2 + 0,07h^3 + 1500 + 0,012(q + 1,5p)l$$

$$(9) \quad g = \frac{G}{h} = \frac{(1,1q + 4,2p)l}{1000} + 7,2l + 0,084l^2 + 300 + 11h + 0,07h^2 + \frac{1500 + 0,012(q + 1,5p)l}{h}$$

Der von h unabhängige Theil des Gewichts ($= g_1$) ergibt sich nach Einsetzen der Zahlenwerthe zu

$l =$	10	20	30	50	70	100 m
$g_1 =$	706	964	1298	1998	2740	3925 kg
	$= 70,6l$	$= 48,2l$	$= 43,3l$	$= 40l$	$= 39,1l$	$= 39,2l$

Zwischen den Grenzen $l = 40$ m und $l = 120$ m kann man annähernd $g_1 = 40l$ setzen.

Der von h abhängige Theil des Pfeilergewichts ($= g_2$) nimmt folgende Werthe an, wenn man im letzten Gliede $l = h$ setzt:

für $h =$	10	20	30	50	70 m
$g_2 =$	416	438	558	870	1252 kg
	$= 41,6h$	$= 21,9h$	$= 18,6h$	$= 17,4h$	$= 17,9h$

Zwischen $h = 30$ und $h = 70$ m ist annähernd $g_2 = 18h$.

Man kann daher von $l = 40$ bis $l = 120$ m und $h = 30$ bis $h = 70$ m setzen

$$g = 40l + 18h.$$

Zweigleisige Brücken. Den früheren Ausführungen entsprechend ist der durch Gleichung 9 dargestellte Werth von g mit Rücksicht auf unsymmetrische Belastung und auf den Einfluss von Mittelträgern zu erhöhen, und zwar um $\frac{0,33pl}{1000} + \frac{0,7(q + 1,5p)l}{1000h}$. Andererseits darf der Einfluss der Bremswirkung um etwa 25% verringert werden, mit Rücksicht darauf, dass gleichzeitiges Bremsen auf beiden Gleisen im gleichen Sinne in Verbindung mit größter Windwirkung kaum vorkommen kann. Man erhält unter diesen Voraussetzungen:

$$(10) \quad g = \frac{(1,1q + 3,5p)l}{1000} + 7,2l + 0,084l^2 + 300 + 11h + 0,07h^2 + \frac{1500 + 0,02(q + 1,5p)l}{h}$$

Der von h unabhängige Theil des Pfeilergewichtes ergibt sich zu

für $l =$	10	20	30	50	70	100 m
$g_1 =$	927	1298	1790	2798	3839	5475 kg
	$= 92,7l$	$= 64,9l$	$= 59,7l$	$= 56l$	$= 54,8l$	$= 54,7l$

Hiernach ist von $l = 50$ bis $l = 100$ m näherungsweise $g_1 = 55l$.

Der von h abhängige Theil des Pfeilergewichtes wird annähernd, wenn man im letzten Gliede $l = h$ setzt:

für $h =$	10	20	30	50	70
$g_2 =$	515	515	635	947	1330
	$= 51,5h$	$= 25,8h$	$= 21,2h$	$= 18,9h$	$= 19h$

Zwischen $h = 40$ und $h = 70$ m ist annähernd $g_2 = 19h$. Man kann daher zwischen den angegebenen Grenzen näherungsweise $g = 55l + 19h$ setzen.

Bei Strafsenbrücken sind folgende Werthe einzuführen

$$w = 450 + 7l, \quad w_1 = 150 + 7h, \quad t = 0,015p, \quad t_1 = 150 + 7h,$$

$$\frac{C}{h} = 300 + 9,5h + \frac{1500 + 0,003(q + 1,5p)cl}{h}$$

Man erhält als Gewicht des Höhen-Meters

$$(11) \quad g = \frac{(1,1q + 2,3p)l}{1000} + 5,4l + 0,084l^2 + 300 + 11h + 0,07h^2 + \frac{1500 + 0,003(q + 1,5p)cl}{h}$$

Besondere Verhältnisse liegen vor, wenn es sich um Eisenbahnbrücken in Kurven, und wenn es sich um die Endpfeiler von Brücken mit mittleren Pendelpfeilern handelt.

Im ersteren Falle ist dem Einflusse der Centrifugalkraft, $C = \frac{pv^2}{9,8r}$, Rechnung zu tragen. Es kann dies dadurch geschehen, dass man in Gleichung 8 den Werth von w um $\frac{1,5pv^2}{9,8r} \cdot \frac{1}{2}$ erhöht, wo $v =$ sekundliche Geschwindigkeit des Zuges in m, $r =$ Kurvenhalbmesser in m.

Bildet der Thurmpfeiler den Endpfeiler einer Brücke mit Pendelpfeilern, so muss er im Stande sein, die gesammten auf das Bauwerk wirkenden Längskräfte aufzunehmen. In Gleichung 8 ist dann zt und zt_1 statt t und t_1 einzuführen, wo $z =$ Zahl der Oeffnungen, die ihre Längskräfte an den Endpfeiler abgeben. Bei den Bremskräften ($= 0,12p$) ist zu berücksichtigen, dass dieselben für eine Brückenlänge $L (= zl)$ kleiner ausfallen als für eine Länge $= l$, da die Einheitsbelastung p mit der Brückenlänge abnimmt. Für die Bestimmung von t ($= 0,12p$) ist dasjenige p in Rechnung zu stellen, das der Brückenlänge $L (= zl)$ entspricht.

Da die Längskräfte bei den in Frage stehenden Endpfeilern eine beträchtliche Größe erreichen können, empfiehlt es sich, die Breite e der Stirnflächen (Abb. 5 und 6) größer, als sonst bei gewöhnlichen Thurmpfeilern üblich, anzunehmen und das Breitenverhältnis n etwa $= 2$ bis 3 zu wählen. Die Breite e wird dann, zur Minderung der freien Lichtweite bezw. des Gewichtes des eisernen Ueberbaues, auf die ganze Pfeilerhöhe gleich durchgeführt (Abb. 6), in ähnlicher Weise wie dies bei den amerikanischen Gerüstbrücken der Fall ist.

Anmerkung 4. Eine besondere Art von Thurmpfeilern bilden die Gerüstpfeiler (Abb. 7), deren Gewicht in ähnlicher Weise, wie vorstehend für die gewöhnlichen Thurmpfeiler entwickelt, bestimmt werden kann.

Es ist dabei zu beachten, dass in Folge der geminderten Spannweiten des Ueberbaues Gewicht und Winddruckfläche des letzteren geringer ausfallen, und somit q und w mit entsprechend verminderten Werthen in Rechnung zu stellen sind. Außerdem kann der Zuschlag für die Pfeilerkrone etwas kleiner angenommen werden, da bei den Gerüstpfeilern die Krone zum Theil durch die Hauptträger des Ueberbaues gebildet wird.

Im Folgenden sollen die Rechnungen im Besonderen für die Pfeiler eingleisiger Eisenbahnbrücken durchgeführt, und daran anschließend die Gesamtkosten des betr. Bauwerks ermittelt werden, in ähnlicher Weise wie dies in Anmerkung 3 für Brücken mit Pendelpfeilern geschehen ist.

In die allgemein für eingleisige Brücken gültige Gleichung 8 sind folgende Sonderwerthe einzuführen:

$$w = 600 + 4l; \quad w_1 = 150 + 7h;$$

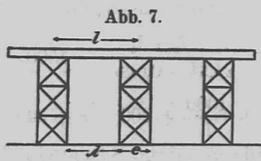
$$t = 0,12p; \quad t_1 = 150 + 7h; \quad m = 3; \quad n = 3;$$

$$q + 1,5p = 9200 \text{ kg};$$

$$p = 4000 + \frac{34000}{l} \quad (\text{von } l = 10 \text{ m bis } l = 60 \text{ m});$$

$$C = 300h + \left(\frac{25}{m^2} + \frac{25}{n^2} + 6\right)h^2 + 1500 + 0,006(q + 1,5p)l$$

$$= 300h + 11,5h^2 + 1500 + 55l.$$



Nach Einsetzen dieser Werthe erhält man das Pfeilergewicht

$$G = 24,5hl + 0,048h^2 + 1500 + 361h + 13h^2 + 0,07h^3 + 55l.$$

Auf das Längenmeter Bauwerk trifft das Gewicht

$$t_1 = \frac{G}{l} = 24,5h + 0,048h + \frac{1500 + 361h + 13h^2 + 0,07h^3}{l} + 55.$$

Die reducirten Kosten des Pfeilermauerwerks (gleichwerthiges Eisengewicht) sind die gleichen wie früher:

$$t_2 = \frac{1000}{l} + 200 + h.$$

Das Gewicht des Längen-Meters Brückenüberbaues ist

$$t_3 = a \left(\frac{\lambda^2 + e^2}{l} \right) + b. \quad \text{Hierin ist}$$

λ = Lichtweite zwischen den Pfeilern = $l - e = l - \frac{1}{3}h$;
 e = Pfeilerbreite = $\frac{1}{3}h$.

Der Beiwerth a darf hier etwas kleiner als bei Brücken mit Pendelpfeilern gesetzt werden, mit Rücksicht auf den geringeren Betrag der zu übertragenden Längskräfte (siehe Anmerkung 2). Gewählt wurde $a = 34$ und $b = 500$. Der Ausdruck t_3 nimmt nun folgende Gestalt an:

$$t_3 = 34l - 22,7h + 7,6 \frac{h^2}{l} + 500.$$

Das Gesamtgewicht für die Längeneinheit beträgt

$$t = t_1 + t_2 + t_3 = 24,5h + 0,048hl + \frac{1500 + 361h + 13h^2 + 0,07h^3}{l} + 55 + \frac{1000}{l} + 200 + h + 34l - 22,7h + \frac{7,6h^2}{l} + 500.$$

Die günstigste Spannweite folgt aus

$$\frac{dt}{dl} = 0,048h - \frac{1500 + 361h + 13h^2 + 0,07h^3}{l^2} - \frac{1000}{l^2} + 34 - \frac{7,6h^2}{l^2} = 0$$

$$\text{zu } l_0 = \sqrt{\frac{2500 + 361h + 20,6h^2 + 0,07h^3}{0,048h + 34}}$$

und für $h = 10 \quad 20 \quad 30 \quad 50 \quad 70^m$
 zu $l_0 = 15,5 \quad 23 \quad 30,8 \quad 47,1 \quad 63,8^m$

Diese Zahlenwerthe lassen sich näherungsweise durch die Gleichung $l_0 = 7,5 + 0,8h$ beziehungsweise $l_0 = 7,5 + 0,8h_0$ darstellen. Von dem angegebenen Betrag entfällt auf die Pfeilerbreite: $e = 0,33h_0$, und auf die freie Lichtweite: $\lambda = 7,5 + 0,47h_0$. Der Werth von λ ist nur um weniges größer als der früher für die Lichtweite bei Pendelpfeilern erhaltene: $l_0 = 7,5 + 0,42h_0$.

Nach Einführung der gefundenen Werthe von l_0 in die Ausdrücke für die Einheitsgewichte erhält man

für $h =$	10	20	30	50	70 ^m
$t_1 =$	725	1197	1676	2684	3778 ^{kg}
$t_2 =$	275	263	262	271	286 [„]
$t_3 =$	849	960	1088	1369	1664 [„]
$t =$	1849	2420	3026	4324	5728 [„]
$e = t_1 + t_3 - 100 =$	1474	2057	2664	3953	5342 [„]

Das Eisengewicht von Pfeiler und Ueberbau zusammen (= e) kann durch folgende Gleichung ausgedrückt werden:

$$e = 800 + 63,5h \text{ Kilogr. f. d. Längenmeter.}$$

Die Gesamtkosten t (in ^{kg} Eisen ausgedrückt) schliessen sich genau genug folgender Gleichung an:

$$t = 1190 + 63,5h_0 \text{ Kilogr.}$$

Nach Multiplikation von t mit dem Einheitspreise $\pi = 30 + 0,2h_0$ erhält man die Kosten in Mark, die sich zwischen $h_0 = 10^m$ und $h_0 = 70^m$ näherungsweise durch $k = 280 + 30h_0$ Mark f. d. Längenmeter Bauwerk ausdrücken lassen.

Für das ^{qm} Sichtfläche sind die Kosten

$$\frac{k}{h_0} = \frac{280}{h_0} + 30 \text{ Mark;}$$

die Gesamtkosten des Bauwerkes betragen

$$K = \left(\frac{280}{h_m} + 30 \right) F + W,$$

wo W die Mehrkosten der 2 Endpfeiler gegenüber einem gewöhnlichen Gerüstpfeiler, h_m die mittlere Bauwerkshöhe, F die Sichtfläche zwischen den Endpfeilern bezeichnen.

Werden keine besonderen Fahrbahnträger ausgeführt, sondern die Bahnschwellen unmittelbar auf die Hauptträger gelegt, so werden die Gewichte t um 200 bis 300 ^{kg} und die Kosten k um 70 bis 100 Mark geringer als die vorstehenden Formeln angeben.

Wenn man mit der vorstehend entwickelten Formel für die Kosten von Gerüstbrücken,

$$K = \left(\frac{280}{h_m} + 30 \right) F + W,$$

die in Anmerkung 3 ermittelten Kosten für Brücken mit Pendelpfeilern,

$$K = \left(\frac{280}{h_m} + 26,5 \right) F + W,$$

vergleicht, so ist ersichtlich, dass letztere bei gleich großen Kosten der Endpfeiler (= W) geringer ausfallen. Diese Voraussetzung wird bei mäfsiger Gesamtlänge des Bauwerkes (= L) zutreffen, da in der Regel die gemauerten Endpfeiler der Pendelpfeilerbrücken keine besonderen Verstärkungen zur Aufnahme der Längsbelastungen (Bremskräfte) erhalten. Anders liegt jedoch die Sache bei sehr großen Bauwerkslängen, wo mit Rücksicht auf die Temperaturdehnungen die Hauptträger nicht auf die ganze Länge zusammenhängend ausgeführt werden können, sondern eine Trennung in mehrere Abtheilungen erforderlich wird. Die Trennungspfeiler müssen stark genug zur Aufnahme der Längsbelastungen der zugehörigen Abtheilungen gemacht werden, was eine entsprechende Erhöhung der Gesamtkosten zur Folge hat. Unter der Voraussetzung, dass die Trennungspfeiler als eiserne Thurmpfeiler ausgeführt werden, ergeben sich auf Grund der allgemeinen Formeln für Thurmpfeiler annähernd die gleichen Kosten wie für Gerüstbrücken, so dass eine Ersparnis bei Ausführung von Pendelpfeilern nicht eintritt. Die Ausführung von Gerüstbrücken hat da-

gegen den Vorzug einer einfacheren Bauart und geringerer Längsverschiebungen.

Anmerkung 5. Wie im 1. Abschnitt ausdrücklich hervorgehoben, liegen den Zahlenwerthen der Gewichtformeln für Eisenbahnbrücken die jetzigen Belastungswerthe zu Grunde. Bei Neubauten erscheint es jedoch empfehlenswerth, den muthmafslichen künftigen Lasterhöhungen Rechnung zu tragen und dementsprechend q und p mit erhöhtem Betrage einzuführen. Als äußerste Grenze darf wohl für absehbare Zeiten eine Lasterhöhung von rund 50% betrachtet werden. Für diesen Grenzfall erhält man beispielsweise für die Pendelpfeiler eingleisiger Brücken mit Hülfe der

Gleichung 4 einen Gewichtszuschlag für 1 Pfeiler von $\Delta G = 5,3hl + 14,4l$ Kilogr. und f. d. Höhenmeter Pfeiler von

$$\Delta g = \frac{\Delta G}{h} = 5,3l + \frac{14,4l}{h} \text{ Kilogr.}$$

bezw. = $5,3l + 14,4$ Kilogr. für $l = h$.

Zwischen den Grenzen $l = 25^m$ und $l = 80^m$ war die Näherungsformel $g = 140 + 27l + 6h$ aufgestellt worden. Das neue Gewicht ergibt sich nun zu

$$g + \Delta g = 154 + 32,3l + 6h.$$

Der Mehraufwand in Folge einer Lastvermehrung von 50% ist hiernach verhältnismäfsig gering; er beträgt für $h = l$ im Mittel nur 15%.

Handwritten notes:
 Gander-Abdrucke a. Leichschiffe
 bei den Fähr-Anstalten zu Hannover

genau festzulegen und letztere dem Beobachtungshafte der Brücke einzuverleiben. Denn für die künftige Beurtheilung der Betriebssicherheit giebt in vielen Fällen nur das Ergebnis der statischen Berechnung den Ausschlag; der günstige Einfluß der Aufstellungsweise kann aber nur dann in Rechnung gestellt werden, wenn dessen Vorhandensein unzweifelhaft beglaubigt ist. Ferner ist darauf zu achten, daß die etwa später nötig werdenden Ausbesserungen stets unter den ursprünglichen Bedingungen vorgenommen werden, sodaß der ursprüngliche Spannungszustand erhalten bleibt. Dies trifft ohne weiteres in allen den Fällen zu, wo nur die vom Eigengewicht herrührenden Nebenspannungen weggeschafft werden sollten, wo also die Aufstellung erfolgte, nachdem die dem Eigengewicht entsprechende Formänderung eingetreten war.

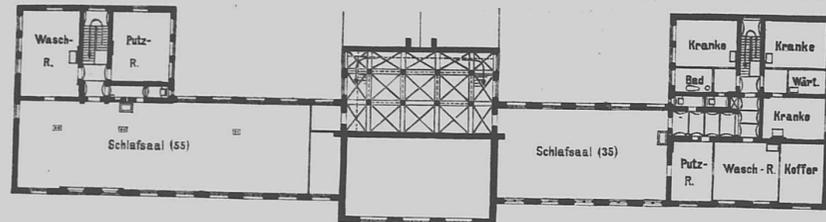


Abb. 1. II. Stockwerk. Neues Lehrerseminar in Graudenz.

Die Anwendung künstlicher Aufstellungsweisen hängt im besonderen Falle, abgesehen von der Möglichkeit einer zweckentsprechenden Ausführung, von den Kosten ab, die in einem richtigen Verhältnis zu dem erzielten Vortheil stehen müssen. In zahlreichen Fällen wird der Gebrauch künstlicher Belastungen, die mit besonderen Kosten herbei- und wieder weggeführt werden müssen, von vornherein unzweckmäßig erscheinen. Dagegen wird es in der Regel angezeigt sein, den Belastungszustand des Eigengewichts der Aufstellung zu Grunde zu legen, da hierbei nur unwesentliche Mehrkosten erwachsen. Man hat dann noch den weiteren Vortheil, daß bei künftigen Nachbesserungen stets der gleiche Aufstellungszustand ohne weiteres zurhine vorhanden ist. Karlsruhe, im Mai 1895.

Fr. Engeser.

Das neue Lehrerseminar in Graudenz.

Seit dem Jahre 1816 befindet sich das katholische Schullehrerseminar in Graudenz in dem Gebäude des ehemaligen Jesuitencollegiums, in dem zur Zeit 60 Zöglinge wohnen, während 37 Zöglinge der Anstalt sowie die Übungsklassen in dem etwa 400 Schritt entfernten, in einer anderen Straßebelagene ehemaligen Klostergebäude der Benedictinerinnen untergebracht sind. Zu der Anstalt gehört ferner, etwa 1000 Schritte von der Hauptanstalt entfernt, ein großer Seminargarten, in dem sich die Turnhalle befindet.

Diese Trennung der Anstaltsgebäude hat nicht nur großen Zeitverlust bei der Unterrichtsertheilung, sondern auch mancherlei Unzuträglichkeiten für die Seminarleitung im Gefolge. Zu diesen Uebelständen kommt noch hinzu, daß die Räume in den beiden alten Anstaltsgebäuden weder in Bezug auf Zahl und Größe, noch hinsichtlich der Licht- und Luftzufuhr und des sonstigen baulichen Zustandes den neueren Anforderungen genügen. Namentlich ermangeln aber auch beide Grundstücke eines guten Trinkwassers.

Aus diesen Gründen wurde die Errichtung eines Neubaus beschlossen, in dem alle für die Unterkunft und den Unterricht von 30 Zöglingen notwendigen Räume Aufnahme finden sollen. Als Grundstück wurde der oben erwähnte 1,299 Hektar große, an der Lindenstraße im Zuge der Hauptstraße von Graudenz belegene Seminargarten gewählt. Dieses Grundstück wurde später durch die Uebungs- weisung eines ehemals domänenfiscalischen Aekers auf 2,724 ha vergrößert, um auf seinem hinteren Theile größere Parkanlagen, Spiel- und Turnplätze anlegen zu können. Die Baulanlage besteht aus dem Hauptgebäude,

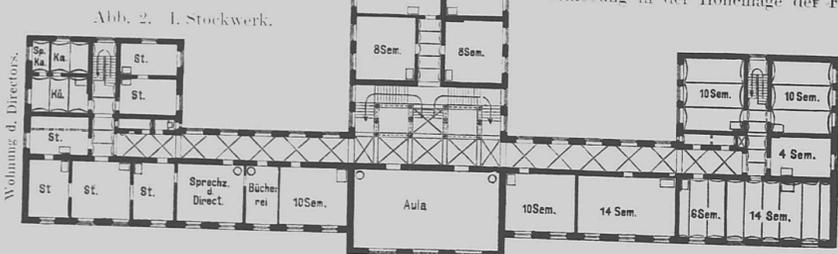


Abb. 2. I. Stockwerk.

hinteren Theil des Grundstücks versetzt werden. Das Hauptgebäude wurde alsdann in einem etwa 12,4 m großen Abstände von der Straßenseite erbaut. Der vordere Längsbau wird zweistöckig angelegt und zum Theil unterkellert; der hintere Mittelbau wird einstöckig und ganz unterkellert, jedoch liegt hier der Fußboden des Kellergeschosses, in dem sich die Schuldnerwohnung befindet, noch über dem Erdboden, und zwar 1,20 m über dem Kellergeschoß des vorderen Theiles. Diese bauliche Maßnahme, die durch das Gefälle des Grundstücks begründet ist, zog eine Verschiebung in der Höhenlage der Fußböden der oberen Stockwerke nach sich, die durch eine zweckmäßige Stufenanlage bei der Haupttreppe ausgeglichen wird.

Außer dem Schuldner erhalten Dienstwohnungen im Gebäude der Seminar-director, der erste Oberlehrer, ein unverheiratheter Lehrer und der Wirthschafts-verwalter. Für die eigentlichen Zwecke des Seminars sind angelegt: im Erdgeschoß die Schulräume, zu denen auch die für 120 Schüler bestimmten 4 Übungsklassen gehören, und die Anstalts-Speiseküche, im ersten Stockwerk die Wohn- und Arbeitsräume der Zöglinge sowie der Speisesaal, der Musiksaal und die Aula, im zweiten Stockwerk die Schlaf-, Wasch- und Putzräume und außerdem drei Krankenzimmer nebst Zubehör. Ein größerer Baderaum, besonders für Brausebäder, wird in dem Kellergeschoß des Anbaues eingerichtet. Die Geschoßhöhen betragen

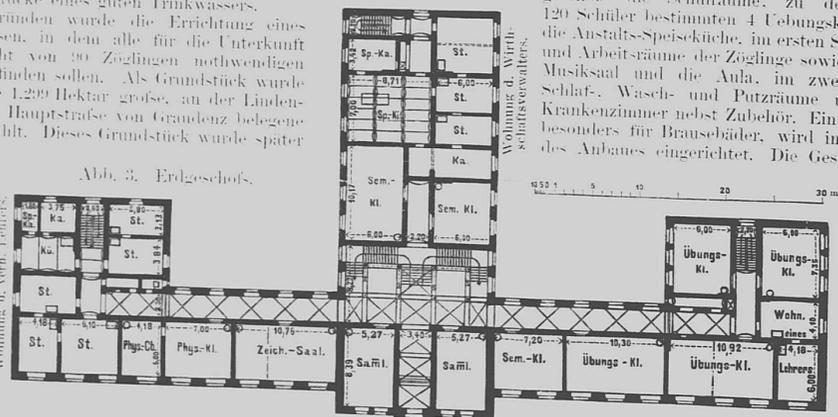


Abb. 3. Erdgeschoß.

zwei Abortgebäuden und einem Stall (vgl. Lageplan Abb. 5, S. 319). Um das Hauptgebäude in der Nähe der Straße aufführen zu können, mußte zunächst die dort vorhandene Turnhalle nach dem

Haupttreppe vermitteln an den Enden des Gebäudes drei Nebentreppe mit Sandsteinstufen den Verkehr zwischen den Stockwerken. Die Haupttreppe wird von Granitsäulen mit Sandstein-

köpfen getragen. Ihre auch unten sichtbaren Stufen werden aus Granit hergestellt. Ueberwölbt werden die Kellerräume, Flure und Treppen und die Räume unter den mit massiven Fußböden ausgestatteten Küchen, Waschräumen und Krankenzimmern; alle übrigen Räume, mit Ausnahme der mit sichtbarer Holzdecke versehenen Aula, erhalten geputzte Balkendecken. Der Dachstuhl wird in Holz hergestellt und mit Strangfalzziegeln von schieferähnlicher Färbung be-

legt. Die Verblendung des in schlechtem Backsteinbau aufgeführten Bauwerks geschieht mit ausgesuchten rothen Hintermauerungssteinen aus der Umgegend von Graudenz. Die Verwendung grün glasierter Schrägsteine beschränkt sich auf die Fensterbrüstungs- und Nischen-Abwässerungen. Mit Ausnahme der untergeordneten Wohnräume, der Flure, Küchen und der Saal erhalten sämtliche Räume Doppelfenster. Die Heizung erfolgt in den Schul- und Sammlungszimmern durch eiserne Mantelöfen mit Frischluftzuführung, in allen übrigen geschlossenen Räumen durch Kachelöfen. Für die Wasserleitung innerhalb des Gebäudes wird eine Gaskraftmaschine aufgestellt; diese treibt das Wasser aus Brunnen einem Behälter auf dem Dachboden zu, von wo es dann nach den einzelnen Zapfstellen strömt.

Die beiden Abortgebäude und der Stall werden als einfache Ziegelrohbauten errichtet, erstere mit Pappdächern, letzterer mit einem Holzelementdach. Die Aborte werden für Tonnenabfuhr eingerichtet.

Die Kosten der Anlage betragen: für das Hauptgebäude 350 000 Mark, für die drei Nebengebäude 10 750 Mark, für die Versetzung der Turnhalle 5500 Mark, für die Umwehrungen 21 000 Mark, für die Bodenregelung, Brunnen und dergl. 12 250 Mark, zusammen 399 500 Mark. Hierzu kommen noch die Kosten der neu zu beschaffenden inneren Einrichtung mit etwa 50 000 Mark. Für das Hauptgebäude werden sich die Kosten auf 197 Mark für 1 qm bebauter Grundfläche und auf 13,24 Mark für 1 cbm umbauten Raumes stellen.

Nach den im Ministerium der öffentlichen Arbeiten gefertigten inneren Skizzen sind die Entwurfzeichnungen und Kostenanschläge durch den Regierungs-Baumeister Gotthard ausgearbeitet worden. Die Bauausführung, mit welcher im Juli 1894 begonnen ist und die im April 1897 beendet sein soll, unterliegt der Aufsicht des Kreisbauinspectors Baurath Bauer in Graudenz, mit der besonderen Bauleitung ist der Königliche Regierungs-Baumeister Kokstein beauftragt.

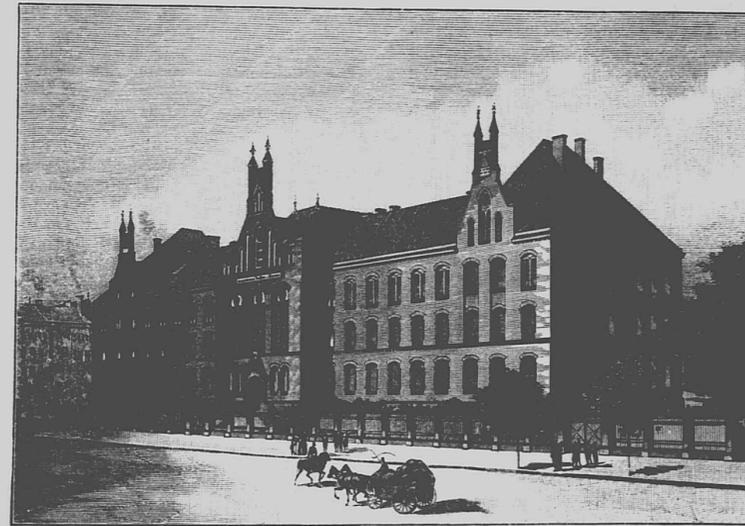


Abb. 4. Ansicht.

Vermischtes.

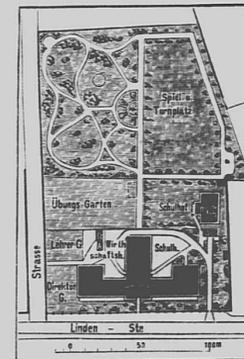
Zur Erlangung von Skizzen für ein Völkerschlacht-Nationaldenkmal bei Leipzig schreibt der geschäftsführende Vorstand des Deutschen Patriotenbundes zur Errichtung dieses Denkmals eine „Vorkoncurrenz“ unter den deutschen Künstlern aus. Für Preise sind 5000 Mark ausgesetzt, deren Vertheilung dem Ermessen der Preisrichter überlassen bleibt. Doch soll der erste Preis nicht unter 2000 Mark betragen. Zu den zehn Preisrichtern gehören die Architekten Geheimer Regierungsrath Prof. Ende in Berlin, Baurath Prof. Weisbach in Dresden, Baurath A. Rofsbach, Landbauinspecteur L. Hoffmann, Prof. C. Weichardt, Clemens Thieme und der Bildhauer Prof. M. zur Strassen in Leipzig. Programm und Unterlagspläne sind von Herrn Thieme in Leipzig, An der Pleiße 12, gegen Zahlung von 3 Mark zu beziehen. An denselben Herren hat die Einsendung der Entwürfe bis zum 15. November d. J., abends 6 Uhr, zu erfolgen.

Zu dem Preisausschreiben für einen Saalbau in Bayreuth (vgl. S. 315 d. Bl.) ist nach Einsicht in das Programm noch zu bemerken, daß es sich um einen für 170 000 Mark herzustellenden Bau handelt, der als wesentliche Bestandtheile einen Saal von 800 qm Grundfläche, einen Nebensaal von 250 qm, eine Tageswirthschaft und drei bis vier Zimmer zur Einrichtung eines städtischen Museums enthält. An Zeichnungen werden außer einem Lageplan die erforderlichen Grundrisse, Schnitte und Ansichten im Maßstabe 1:100 verlangt. Das Preisgericht besteht aus sieben Mitgliedern, von denen nur drei Fachleute sind, nämlich der Regierungs- und Kreisbaurath Hurt, der Bauamtmann v. Schacky und der Stadtbaurath Schlee, sämtlich die im Programm enthaltene Bestimmung, daß, falls die Preisrichter in ihrer Mehrheit der Ansicht sind, daß keiner der eingelangten Entwürfe einen der ausgesetzten Preise verdient, „die Stadtgemeinde sich vorbehält, einen oder mehrere Entwürfe käuflich zu erwerben.“ Es entspricht dem allgemeinen Brauche, daß die für Preise aus-

geworfene Summe bei Wettbewerben bedingungslos zur Vertheilung gelangt. Schwindet die Sicherheit, daß dies geschehen wird, so kann man es keinem Architekten verdenken, wenn er sich der Betheiligung enthält.

Für die Erweiterung und den Umbau des Rathhauses in Basel hat das Baudepartement des Cantons Basel-Stadt eine allgemeine „Ideenconcurrenz“ ausgeschrieben. Dem aus den Herren Prof. H. Auer in Bern, Münsterbaumeister Prof. v. Beyer in Ulm, Prof. Dr. Bluntschli in Zürich, Prof. Dr. Burkhardt-Finsler und Regierungsrath Reese in Basel zusammengesetzten Preisgericht stehen 5000 Franken zur Auszeichnung der drei bis vier besten Entwürfe zur Verfügung. Die Wettbewerbsunterlagen können vom Secretariat des Baudepartements kostenfrei bezogen werden; an diese Stelle sind auch die Arbeiten bis zum 31. December d. J. einzuliefern. Nach Entscheidung des Preisgerichts werden alle Entwürfe 14 Tage öffentlich ausgestellt; das Urtheil der Preisrichter wird den Bewerbern gedruckt mitgetheilt. Bezüglich der Anfertigung der endgültigen Pläne und der Bauleitung behält sich das Baudepartement freie Hand vor.

Eine neue katholische Kirche wurde in Grotz-Katz im Kreise Neustadt in Westpreußen im Mai d. J. vollendet. Sie stellt eine einschiffige Anlage mit flach geschlossenem Chor und einem kleinen Thurmbau dar, hat 220 Sitzplätze im Schiff für Erwachsene, 80 auf der Orgelempore für Kinder und gewährt in den Gängen noch Raum für etwa 300 Stehplätze. Die Grundmauern und der Sockel sind in lagerhaften gesprengten Feldsteinen, die Umfassungsmauern in Ziegeln aufgeführt und zwar, bis auf die Schrägsteine der Wasserschläge, unter Ausschluss von Formsteinen. Der Kirchenraum ist mit einer Holzdecke versehen. Chor und Vorhalle sind gewölbt. Die Deckung der Dächer ist durch holländische Pfannen auf Schalung und Pappunterlage erfolgt; nur für das Thurmdach und den Dachreiter wurde Schieferdeckung verwendet. Die Gesamtkosten betragen 40 000 Mark.



A. u. Ab. Aborte. St. Stall. Abb. 5. Lageplan. Lehrerseminar in Graudenz.

Es entfallen dabei auf das Quadratmeter bebauter Fläche 111 Mark, auf das Cubikmeter umbauten Raumes 14 Mark und auf jeden der 600 Plätze 67 Mark. Die Skizzen für die Kirche wurden im Ministerium der öffentlichen Arbeiten aufgestellt. Die Bauausführung erfolgte unter Leitung des Kreisbauinspectors Spittel in Neustadt durch den Regierungs-Baumeister Weihe.

Bücherschau.

Verzeichnifs der Kunstdenkmäler der Provinz Posen. 3. Band. Die Landkreise des Regierungsbezirkes Posen. 1. Lieferung, enthaltend die Kreise Posen-Ost und -West, Obornik, Samter, Grätz und Neutomischel. Im Auftrage des Provincialverbandes bearbeitet von Julius Kohte, Regierungs-Baumeister. Berlin 1895. Julius Springer. 76 S. in gr. 8^o mit 60 Abb. Preis 2 Mark.

Als eine der letzten preussischen Provinzen hat nunmehr auch Posen mit der Herausgabe ihres Kunstdenkmäler-Verzeichnisses begonnen. Der Provincialverband beabsichtigt den dritten und den vierten, den Regierungsbezirk Bromberg behandelnden Band vorweg auszugeben. Erst nach vollständiger Bereisung der Provinz sollen dann Band 1, der nebst Einleitung und Abrifs der Staats- und Culturgeschichte der Provinz*) einen Ueberblick über die kunstgeschichtliche Entwicklung derselben, eine Sachübersicht der Denkmäler, Verzeichnisse der Litteratur, der Künstler und der Ortschaften und eine Denkmalkarte der Provinz in 1:500 000 enthalten wird, und Band 2 mit den Kunstdenkmälern des Stadtkreises Posen folgen. Der Abschluß des Unternehmens steht binnen zwei Jahren zu erwarten. Band 3 und 4 werden in mehreren einzeln käuflichen Heften erscheinen, von denen jedes eine Gruppe landschaftlich verwandter Kreise umfassen soll. Band 1 und 2 sind gleichfalls einzeln käuflich.

Die Provinz Posen ist, insbesondere auf dem platten Lande, verhältnismäßig arm an Kunstdenkmälern. Im Mittelalter deutsches Colonistengebiet, von der Natur wenig begünstigt, fast ohne eigentlichen bürgerlichen Mittelstand und vielfach auf auswärtige Arbeitskräfte angewiesen, später unter politischen Wirren leidend, hatte das Land bis in das 18. Jahrhundert hinein nicht die gleichmäßig hohe Cultur wie die deutschen Gauen. Dies muß man sich gegenwärtig halten, wenn man die Ausbeute des Inventars, und zwar besonders desjenigen der in Rede stehenden Landkreise überblickt. Die Reste aus romanischer und frühgothischer Zeit sind sehr gering. Die Kirche der Landgemeinde Kommenderie vor den Thoren Posens, die Pfarrkirche des Gutsbezirks Objezierze mit einem sehr bemerkenswerthen Reliquienbehälter und die frühgothische Kirche St. Jakob in Gluschin, beide in der weiteren Nachbarschaft der culturtragenden Hauptstadt, sind fast die einzigen Fundorte dafür. Den Hauptbestand an Denkmälern, etwa 30 Backsteinkirchen, stellt das spätere Mittelalter, darunter die katholischen Pfarrkirchen in Samter und Rogasen, erstere mit werthvollen Einzelheiten, insbesondere einer vermutlich aus der Werkstatt P. Vischers stammenden Messing-Grabplatte des Posener Wojwoden Szamotulski; ungefähr 20 Kirchen gehören dem 18., je 9 dem 17. und 19. Jahrhundert an. Die Zahl der Profanbauten von Denkmalwerth ist verschwindend; kaum mehr als ein halbes Dutzend hat Berücksichtigung finden können. Gerade aber weil Posen in kunstgeschichtlicher Beziehung bisher zumeist als Stiefkind angesehen und behandelt wurde, und weil nur wenige mit seinen Denkmälern vertraut sind, wird dem vorliegenden Denkmäler-Verzeichnifs allseitig besondere Theilnahme entgegengebracht werden. Und die vortreffliche Bearbeitung Kohtes ist nur dazu angethan, diese Theilnahme zu erhöhen. Der knappe, rein sachliche Text kann als ein Muster der Behandlung derartigen Stoffes gelten, und durch seine Abbildungen, theils Linienzeichnungen nach guten Photographieen, theils das Werk vorzüglich ausgestattet; die Grabplatte Szamotulskis ist sogar auf einer Kupferlichtdrucktafel gegeben. Bis auf den einen kleinen Wunsch, daß jedem einzelnen Grundriß, obwohl sie alle einheitlich in 1:400 dargestellt sind, der Maßstab beigegeben werden möchte, läßt sich kaum etwas anführen, was noch zur Vervollkommnung der Veröffentlichung beitragen könnte. Hd.

Geschichtlicher Rückblick auf die ersten 50 Jahre des preussischen Eisenbahnwesens von H. Schwabe, Geheimer Regierungsrath a. D. Berlin 1895. Siemenroth u. Worms. 111 S. kl. 8^o. Preis 2 M.

Der Verfasser, welcher selbst die Entwicklung des Eisenbahnwesens in Preußen von ihren ersten Anfängen mit erlebt und vielfach daran thätigen Antheil genommen hat, giebt davon in gedrängter Kürze ein anschauliches Bild, das jedem willkommen sein wird, der

*) Diese beiden Abschnitte wird der Kgl. Archivar Dr. Warschauer verfassen.

sich über diese Vorgänge einen Ueberblick verschaffen will. Nach einer kurzen geschichtlichen, durch manche einzelnen Züge der Zeit gewürzten Einleitung werden in gesonderten Abschnitten die folgenden Gegenstände besprochen: Wirthschaftliche Bedeutung der Eisenbahnen, Eisenbahnpolitik, Bau und Betrieb, Nebenbahnen, Telegraphen und Signale, Eisenbahngesetzgebung, Eisenbahnverwaltung, Tarifwesen, Verein deutscher Eisenbahnverwaltungen, Militärdienst der Eisenbahnen, Postwesen, Wohlfahrtseinrichtungen. Auch die Litteratur des Eisenbahnwesens wird, freilich nur sehr kurz, gestreift, und am Schluß giebt eine Uebersichtstafel die wichtigsten Zahlen über allmähliche Ausdehnung, jährlichen Zuwachs, Leistungen und Reinerträge der preussischen Eisenbahnen von ihrem Beginn im Jahre 1838 bis zum Ende des Etatjahres 1891/92. Im Hinblick auf die soeben vollzogene Neuordnung der preussischen Staatsbahnen und auf die Bestrebungen der Gegenwart werden namentlich die Abschnitte über die Entwicklung der Eisenbahn-Politik, -Gesetzgebung, -Verwaltung und über das Tarif- und Postwesen gerade jetzt recht am Platze sein. Wenn es gestattet ist, für etwaige folgende Auflagen einen Wunsch zu äußern, so wäre es der, nach einer Ausführung der Gründe, welche dazu führten, an Stelle der vom Fürsten Bismarck zuerst mit Nachdruck betriebenen Reichs-Eisenbahnpolitik diejenige des preussischen Staats zu setzen, ein Punkt, der in der vorliegenden Schrift mit Stillschweigen übergangen ist, der aber namentlich den jüngeren Zeitgenossen nicht ohne weiteres einleuchten dürfte.

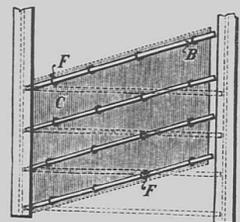
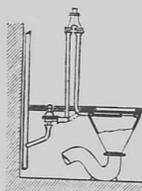
A. Goering.

Neue Patente.

Wasserverschluß für Abflußleitungen. D. R.-P. Nr. 79 515. C. F. H. Reineck in Steglitz bei Berlin. — Beim Entleeren von Ausgußbecken, Badewannen und dergleichen kommt es häufig vor, daß durch Eintreten einer Luftverdünnung im Abfallrohr ein Absaugen des Wassers aus dem Wasserverschluß erfolgt. Der vorliegende Verschluß besitzt nun unterhalb seiner Verbindung mit dem Abflußrohr eine Erweiterung a, in welcher das den Verschluß herstellende Wasser so lange zurückgehalten wird, als die durch die Luftverdünnung hervorgerufene, saugende Wirkung fortbesteht.



Vorrichtung zur Verhinderung des Zurücktretens von Schmutzwasser in das Wasserleitungsrohr bei Verstopfung des Abortbeckens. D. R.-P. Nr. 79 233. C. F. H. Reineck in Steglitz bei Berlin. — Die Vorrichtung besteht im wesentlichen aus einer mit dem Spülrohr verbundenen, heberartig gekrümmten Rohrleitung, die im höchsten Punkte mit einem Luftpneumventil versehen ist, welches sich beim Schließen des Spülrohrs öffnet und dadurch einen Rücklauf von Schmutzwasser in die Hauptleitung verhindert.



Als Putzträger dienende Matte. D. R.-P. Nr. 78 498. F. Holzner in Mödling bei Wien. — Um ebene oder gewölbte Decken zwischen eisernen Trägern ohne Anwendung einer Rüstung oder Schalung herzustellen, wird nach vorliegendem Verfahren eine als Putzträger dienende Matte verwandt, deren Einbringen zwischen die Träger durch Verschieben der Matte in der Diagonalrichtung ermöglicht wird. Dieselbe besteht aus Tragrippen B, an welchen der aus Rohr oder Lattengewebe hergestellte Putzträger C durch Drähte E und Bindedrähte F befestigt ist.



Pflasterstein. D. R.-P. Nr. 75 953. O. Pötzsch in Hilbersdorf-Clennitz. — Um die Vorzüge des natürlichen Steines mit der leichten Formbarkeit des künstlichen zu vereinigen, hat der Erfinder einen Pflasterstein mit regelmäßig bearbeitetem Kopf hergestellt, dessen unterschlagene Seitenflächen und fehlende Höhe durch irgend eine Kunstmasse zur vollkantigen Form des Steines ergänzt sind. Die Anordnung bezweckt, eine gleichmäßige Abnutzung der Steine durch Erhöhung ihrer Standfestigkeit, sowie eine möglichst geräuschlose Pflasterbahn zu erzielen.

Ueber die Knickfestigkeit offener Brücken.

Von Fr. Engesser.

I.

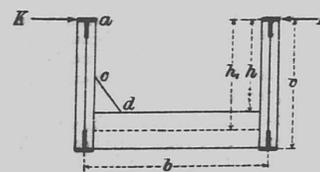
Die Halbrahmen, welche die oberen Gurtungen offener Brücken gegen den unteren Horizontalverband absteifen, können in zweifacher Weise angeordnet werden: entweder vollkommen unabhängig von der Fahrbahnkonstruktion oder unter Zuhilfenahme der Fahrbahnquerträger. Im ersten Falle werden die Halbrahmen durch einzelne Wandstäbe der Hauptträger und durch besondere Querverbindungen gebildet; die Fahrbahnquerträger sind unabhängig davon beweglich an den Hauptträgern aufgelagert und üben auf letztere keine Biegemomente aus (s. z. B. die Kipperbrücke der sächsischen Schmalspurbahnen, Civilingenieur 1886 S. 62). Die oberen Gurtungen der Hauptträger werden hierbei bezüglich des seitlichen Ausbiegens auf reine Knickfestigkeit in Anspruch genommen. Die Knickkraft S₀ kann nach dem auf S. 141 u. ff. meines Buches »Die Zusatzkräfte und Nebenspannungen eiserner Fachwerkbrücken II. Teil«¹⁾ angegebenen Verfahren bestimmt werden. Handelt es sich beispielsweise um durchlaufende Gurtungen vom seitlichen Trägheitsmoment S, so bildet sich im Augenblicke des Ausknickens eine Wellenlinie von der Wellenlänge

l = pi * sqrt(EI/c) (1)

Hierin bezeichnet:

- E den Elastizitätsmodul, c die Feldlänge, A den Steifigkeitsgrad eines Halbrahmens, d. h. diejenige wagerechte Kraft H, welche beiderseits an den oberen Knotenpunkten angebracht, Fig. 1, jeden derselben um delta = 1 verschiebt.

Fig. 1.



Bei konstanten Trägheitsmomenten der Ständer (= J) und der Querverbindung (= Y) erhält man z. B.

A = 1 : ((h^2 * b) / (2 * E * Y) + h^3 / (3 * E * J)) (2)

¹⁾ Z. 1895 S. 203.

Sofern die Vertikalen noch Systemkräfte V auszuhalten haben, ist von J noch das zur Aufnahme von V erforderliche Trägheitsmoment J₁ abzuziehen, d. h. es ist statt J annähernd J - J₁ einzuführen (siehe hierüber unter IV).

Die Knickkraft S₀ (d. h. mittlere Gurtkraft auf Wellenlänge l im Augenblicke des Ausknickens) ist

S_0 = (2 * pi^2 * E * S) / l = 2 * sqrt(E * S * A) (3)

Überschreiten die Spannungen sigma, wie dies gewöhnlich der Fall ist, die Elastizitätsgrenze, so ist in den angegebenen Formeln statt des Elastizitätsmoduls E jeweils der zur betreffenden Spannung sigma gehörige Knickmodul T zu setzen. Die Abhängigkeit zwischen T und sigma kann man näherungsweise zwischen sigma = 1500 kg/qcm und sigma = 3000 kg/qcm durch T = (sigma(3000 - sigma)^2) / 1690 ausdrücken. Für sigma < 1500 wird T konstant = E = 2000000.

Bei der zweiten, weitaus häufigeren Konstruktionsart treten die Fahrbahnquerträger an die Stelle der besonderen Querverbindungen. Die Halbrahmen bestehen aus den Vertikalen der Hauptträger in Verbindung mit den Querträgern; sie erleiden demgemäß durch die auf die Querträger einwirkenden Belastungen Deformationen und zwingen die oberen Gurtungen, daran teilzunehmen. Es entstehen Verbiegungen und entsprechende Nebenspannungen, die rascher als die Belastungen wachsen und schließlich den Bruch herbeiführen, schon ehe die eigentliche Knickkraft S₀ erreicht ist. Die Verhältnisse liegen ähnlich wie in dem gewöhnlichen Falle eines auf Druck beanspruchten Fachwerkstabes, bei welchem infolge der starren Knotenpunktverbindungen Nebenspannungen auftreten, die den Bruch ebenfalls vor erreichter Knickkraft herbeiführen. In der Praxis sieht man hier in der Regel von der äußerst umständlichen genauen Berechnung ab und beschränkt sich darauf, die Formeln für reine Knickbeanspruchung anzuwenden. Den in Wirklichkeit hiervon etwas abweichenden Verhältnissen wird dann durch entsprechende Wahl des Sicherheitskoeffizienten n Rechnung getragen. Auch in unserem vorliegenden Falle wird für die Anwendung in gleicher Weise verfahren; man bestimmt die Abmessungen auf grund der Knickkraft S₀ und eines schätzungsweise erhöhten Sicherheitskoeffizienten n. Um nun diese Abschätzung richtig vornehmen zu können und sich über die zusätzlichen Verbiegungen und Nebenspannungen ein zutreffendes Bild zu machen, erscheint es angezeigt, etwas näher auf die tatsächlichen Verhältnisse einzugehen.

29.

30.

II.

Es werde zunächst vorausgesetzt, dass die einzelnen Gurtstäbe mit Gelenken an die Rahmen angeschlossen seien. Die obere Gurtung ist dann für sich allein ohne jegliche Widerstandsfähigkeit gegen seitliches Ausknicken; die ganze hiergegen aufzuwendende Arbeit muss von den steifen Halbrahmen geleistet werden. Unter der gemachten Voraussetzung ist die Aufgabe vollkommen scharf lösbar, wie dies auf S. 147 des oben erwähnten Buches angegeben ist.

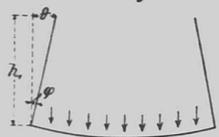
Das Gleichgewicht am rten Knotenpunkt erfordert

$$S_r \frac{\delta_r - \delta_{r-1}}{s_r} + S_{r+1} \frac{\delta_r - \delta_{r+1}}{s_{r+1}} + \sum D_r \frac{\delta_r}{d_r} = A(\delta_r - \vartheta_r) \quad (4)$$

Hierin bezeichnet:

- S_r die Stabkraft des links gelegenen Gurtstabes;
- S_{r+1} „ „ „ rechts „
- D_r „ „ „ eines am rten Knotenpunkt angreifenden Wandstabes;
- s_r, s_{r+1}, d_r die zugehörigen Stablängen;
- $\delta_r, \delta_{r-1}, \delta_{r+1}$ die seitlichen Verschiebungen des rten, r-1ten, r+1ten Knotenpunktes für den betrachteten Gleichgewichtszustand;
- ϑ_r die seitliche Verschiebung des rten Knotenpunktes, welche der durch die Belastung des betreffenden Querträgers hervorgerufenen Deformation des Rahmens entspricht.

Fig. 2.



Nach Fig. 2 ist

$$\vartheta = h_1 \sin \varphi = \frac{h_1 \Phi}{2 E Y}$$

wo Φ = Inhalt der Momentenfläche des Querträgers.

Die Gl. (4) lässt sich eben so oft aufstellen, als unbekannte Verschiebungen δ vorhanden sind; letztere können hiernach berechnet und sodann die entsprechenden Spannungen der Halbrahmen bestimmt werden. Die Rechnung möge für Parallelträger durchgeführt werden.

Gl. (4) geht dann über in

$$S_r \frac{(\delta_r - \delta_{r-1})}{c} + S_{r+1} \frac{(\delta_r - \delta_{r+1})}{c} = A(\delta_r - \vartheta_r) \quad (5)$$

wo c = Fachweite.

Bei gleichmäßiger totaler Belastung werden die Querträger gleichmäßig deformiert, sämtliche ϑ werden gleich groß; die obere Gurtung bleibt gerade. Es liegt jetzt das reine Knickproblem vor, wie bei der ersterwähnten Anordnung der Halbrahmen. Man erhält hierfür annähernd (a. a. O. S. 145)

$$S_0 = \frac{Ac}{4} \text{ oder } A = \frac{4S_0}{c} \quad (6)$$

Am ungünstigsten stellen sich die Verschiebungen ϑ , wenn die Querträger abwechselnd belastet und unbelastet sind. In Fig. 3 stellen die punktierten Linien den Linienzug der oberen Gurtung, wie er den Rahmendeformationen ϑ

Fig. 3.



entspricht, dar. Der stark ausgezogene Linienzug giebt dann den unter dem Einfluss der Gurtkräfte S sich herstellenden endgültigen Gleichgewichtszustand. Für Trägermitte kann man annähernd setzen:

$$\delta_{r-1} = \delta_{r+1} = \delta, \quad \delta_r = -\vartheta + \delta, \quad S_{r-1} = S_{r+1} = S.$$

Gl. (5) ergibt dann

$$2S \frac{(2\delta + \vartheta)}{c} = A\delta$$

und hieraus

$$\delta = \frac{2S\vartheta}{Ac - 4S}$$

Auf den Halbrahmen wirkt nun oben eine wagerechte Kraft

$$H = \frac{2S(2\delta + \vartheta)}{c} = \frac{2SA\vartheta}{Ac - 4S}$$

welcher eine größte Spannung in der Vertikalen entspricht von, Fig. 1,

$$\sigma = \frac{Hh}{W} = \frac{2ShA\vartheta}{W(Ac - 4S)}$$

wo W = Widerstandsmoment des Querschnittes der Vertikalen.

Wenn nun auf den Halbrahmen keine weiteren Kräfte als H einwirken, wie dies in Trägermitte und außerdem auch bei Kreuzstrebsystemen mit Hilfsvertikalen, Fig. 9, an jeder beliebigen Stelle annähernd zutrifft, so bestimmt sich die größte Gurtkraft S (Bruchkraft) aus der Bedingung $\sigma = K$ (Festigkeit).

Man erhält

$$S = \frac{Ac}{4} \frac{1}{1 + \frac{Ah\vartheta}{2WK}} = S_0 \frac{1}{1 + \frac{Ah\vartheta}{2WK}} \quad (7)$$

wo nach Gl. (6) $\frac{Ac}{4} = S_0$ = Knickkraft der Gurtung bei totaler Belastung gesetzt wurde.

Um diesen Ausdruck besser durchschauen zu können, soll für A der Wert nach Gl. (2) und für ϑ der Wert $h_1 \Phi : 2 E Y$ eingeführt werden. Es ergibt sich, wenn man näherungsweise $h_1 = h$ setzt,

$$S = S_0 : \left(1 + \frac{\Phi}{(2b + \frac{4hY}{3J})WK} \right)$$

Bei gleichmäßiger Belastung des Querträgers ist die Momentenfläche Φ gleich $\frac{2Mb}{3}$, wo M = Maximalmoment in

Trägermitte. Berücksichtigt man ferner, dass $\frac{Me'}{Y} = \sigma'$ = größte Spannung des Querträgers durch die Verkehrslast, e' = halbe Querträgerhöhe, $e = \frac{J}{W}$ = halbe Breite der Vertikalen, so erhält man schließlich

$$S = S_0 \left(1 + \frac{1,5bJ}{hY} \right) : \left(1 + \frac{1,5bJ}{hY} + \frac{be\sigma'}{2he'K} \right) \quad (8)$$

und für überwiegend starke Querträger, d. h. $J : Y$ sehr klein,

$$S = S_0 : \left(1 + \frac{be\sigma'}{2he'K} \right) \quad (9)$$

Beispielsweise folgt hieraus für $\frac{b}{h} = 3, \frac{e}{e'} = 1/3, \frac{\sigma'}{K} = 1/2$:

$$S = S_0 \cdot 0,8,$$

d. h. bei abwechselnd belasteten und unbelasteten Querträgern darf die Gurtkraft S nur bis auf 80 pCt der Gurtkraft S_0 bei Totalbelastung steigen.

Setzt man gleichförmige Verkehrsbelastung (p für 1 m) voraus, so erreicht bei dem angenommenen Belastungsfall die Gurtkraft S nur etwa den Betrag von $\frac{g+0,5p}{g+p}$ mal Gurtkraft bei Totalbelastung. Für $g = p$ steigt sie nur auf 75 pCt dieser Kraft, während sie, um ein Ausknicken hervorzurufen, 80 pCt erreichen müsste. Es geht hieraus hervor, dass in dem angenommenen besonderen Falle totale Belastung gefährlicher ist als die Belastung mit abwechselnd belasteten und unbelasteten Querträgern.

Als weiterer Belastungsfall werde angenommen, dass nur ein einziger (mittlerer) Querträger unbelastet sei. Die Gl. (7) und (9) gehen dann annähernd über in

$$S = S_0 : \left(1 + \frac{Ah\vartheta}{4WK} \right) \quad (7a)$$

und

$$S = S_0 : \left(1 + \frac{be\sigma'}{4he'K} \right) \quad (9a)$$

Für die gleichen Zahlenwerte wie früher erhält man

$$S = 0,9 S_0.$$

Bei 10 Feldern und gleichförmiger Verkehrsbelastung p kann S nur auf etwa $\frac{g+0,5p}{g+p}$ mal Gurtkraft bei Totalbelastung, d. h. für $g = p$ auf 92 pCt dieser Kraft steigen. Dieser Belastungsfall ist hiernach im Verhältnis 92 : 90 ungünstiger als Totalbelastung.

Handelt es sich um Einzellasten von ungleichmäßiger Gruppierung, so treten die größten Gurtkräfte bei ungleicher Belastung der einzelnen Querträger auf. Die entsprechende Knickkraft kann im besonderen Falle mit Hilfe der Gl. (5) ermittelt werden.

Der denkbar ungünstigste Fall würde bei einer derartigen Lastgruppierung eintreten, die jeden zweiten Querträger frei ließe. Hierauf wären ohne weiteres die Gl. (7), (8), (9) anwendbar. Unter Benutzung der früheren Zahlenwerte erreicht hiernach die größte Gurtkraft S nur 80 pCt der durch Gl. (6) angegebenen Knickkraft S_0 .

Es müsste demnach bei Benutzung der Gl. (6) der Sicherheitskoeffizient im Verhältnis 1 : 0,8 vergrößert werden. Erachtet man für reine Knickbeanspruchung einen Koeffizienten $n = 4$ für zutreffend, so ist derselbe für den vorliegenden, denkbar ungünstigsten Fall auf $n = 4 : 0,8 = 5$ zu erhöhen.

Wenn die Fahrhahnträger kontinuierlich durchlaufend angeordnet sind, so wird hierdurch teilweise eine Ausgleichung der Querträgerbelastungen herbeigeführt und die tatsächliche Sicherheit gegenüber der rechnungsmäßigen, die diesem Umstand keine Rücksicht trägt, vergrößert.

Der Einfluss der dynamischen Wirkungen der Verkehrslast wird am einfachsten schätzungsweise durch Erhöhung der Verkehrslast, etwa auf das 1,5 bis 2 fache der wirklichen Größe, berücksichtigt.

Wenn auf die Halbrahmen außer den wagerechten Kräften H noch Systemkräfte V (Kräfte der Vertikalen im Hauptträgersystem) einwirken, so kann man für diesen Fall genau genug Gl. (7) anwenden, wenn man darin statt K den Ausdruck $K - \frac{V}{F}$ einführt. Eine genauere Untersuchung erscheint an dieser Stelle, mit Rücksicht auf den geringen praktischen Nutzen, nicht angebracht.

III.

Als zweiter Fall werde die bei uns ausschließlich ausgeführte Anordnung mit kontinuierlich durchlaufenden Gurtungen in betracht gezogen.

Werden alle Gurtungen gleichmäßig belastet und deformiert, so bleibt die Gurtung gerade; die Knickkraft berechnet sich nach Gl. (3) zu

$$S_0 = 2 \sqrt{\frac{E\mathfrak{S}A}{c}} \text{ bzw. } S_0 = 2 \sqrt{\frac{T\mathfrak{S}A}{c}}$$

Die zugehörige Knickfestigkeit der Gurtung ist

$$K_0 = S_0 : \mathfrak{S} \quad (10)$$

wo \mathfrak{S} = Gurtquerschnitt.

Sind jedoch die Querträger infolge ungleicher Belastung ungleich deformiert, so müssen sich die Hauptträger diesem Zustande durch Verbiegungen der einzelnen Stäbe anbequemen. Diese Verbiegungen und die zugehörigen Nebenspannungen v können vollkommen scharf berechnet werden, wenn man von dem Einfluss der Gurtkräfte S auf die Verbiegungen absieht, wie dies auf S. 59 u. ff. der »Zusatzkräfte und Nebenspannungen II Teil« angegeben ist. Es handelt sich um das Problem eines kontinuierlichen Trägers auf elastischen, ursprünglich um ϑ gesenkten Stützen. Bezeichnet man mit δ jeweils die Änderungen der ursprünglichen Stützensenkungen ϑ , so hat man für je 3 auf einander folgende Stützmomente die Beziehung

$$M_{r-1} + 4M_r + M_{r+1} = \frac{6E\mathfrak{S}}{c^3} \times [2(\delta_r + \mathfrak{D}_r) - (\delta_{r-1} + \mathfrak{D}_{r-1} + \delta_{r+1} + \mathfrak{D}_{r+1})] \quad (11)$$

Ferner besteht zwischen den Senkungen δ und den Stützmomenten die Beziehung

$$\delta_r = \frac{C}{A} = \frac{1}{A} \left(\frac{M_{r-1} - 2M_r + M_{r+1}}{c} \right) \quad (12)$$

Mit Hilfe der Gl. (11) und (12) können die Unbekannten M und δ bestimmt werden. Die Nebenspannungen der Gurtstäbe sind sodann

$$v = \frac{Mc}{\mathfrak{S}} = \frac{M}{\mathfrak{B}} = \frac{M}{\mathfrak{S}w} \quad (13)$$

die der Vertikalen

$$v = \frac{Che}{J} = \frac{A\delta h}{W} = \frac{A\delta h}{Fw} \quad (14)$$

Wenn nun die Gurtstäbe gleichzeitig durch die Nebenspannungen M und die Gurtkräfte S in Anspruch genommen werden, so kann man zur Bestimmung des Querschnittes \mathfrak{S} als erste Annäherung die durch sinngemäße Kombination der Gl. (10) und (13) entstandene Gleichung

$$\mathfrak{S} = \frac{S}{K_0} + \frac{M}{wK} \quad (15)$$

benutzen, wo

- K_0 = Knickfestigkeit nach Gl. (10),
- K = gewöhnliche Druckfestigkeit;
- w = seitlicher Kernradius des Gurtquerschnittes.

Gl. (15) liefert in den beiden Grenzfällen $S=0$ und $M=0$ richtige Ergebnisse. Für Zwischenfälle sind die Ergebnisse etwas zu klein; man geht hier sicherer, wenn man die Gleichung

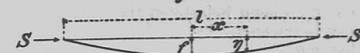
$$\mathfrak{S} = \frac{S}{K_0} + \frac{M}{wK_0} \quad (16)$$

anwendet.

Es möge nun noch ein genaueres Verfahren angegeben werden, das sich den wirklichen Verhältnissen besser anschließt und die wirksamen Faktoren deutlicher erkennen lässt. Wir gehen hierbei von folgendem einfachen Falle aus: Ein Stab von der Länge l hat eine ursprüngliche kleine Krümmung vom Pfeil f ; es soll die Druckkraft S bestimmt werden, die der Stab im Augenblick des Bruches aufnehmen kann, Fig. 4. Die ursprüngliche Biegelinie des Stabes sei durch die Gleichung $y = f \cos \frac{\pi x}{l}$ dargestellt. Unter dem Einfluss der Druckkraft S entsteht eine neue Biegelinie y , deren Differentialgleichung, die Gültigkeit des Elastizitätsgesetzes vorausgesetzt, lautet:

$$E\mathfrak{S} \frac{d^2(y-\eta)}{dx^2} = -Sy$$

Fig. 4.



Die entsprechende Integralgleichung ist $y = \delta \cos \frac{\pi x}{l}$, wo δ = neuer Biegepfeil. Durch Einsetzen der Werte für $x=0$ in die Differentialgleichung erhält man

$$\delta = f : \left(1 - \frac{Sf}{\pi^2 E\mathfrak{S}} \right) = f : \left(1 - \frac{S}{S_0} \right) = f \frac{S_0}{S_0 - S} \quad (17)$$

wo $S_0 = \frac{\pi^2 E\mathfrak{S}}{f}$ gleich der Knickkraft des geraden Stabes gesetzt wurde.

Die Festigkeitsbedingung lautet nun:

$$\frac{S}{\mathfrak{S}} + \frac{S\delta}{\mathfrak{S}w} = K \text{ oder } \frac{S}{\mathfrak{S}} \left(1 + \frac{f}{w} \frac{S_0}{S_0 - S} \right) = K.$$

Hieraus folgt:

$$S(S_0 - S)w + S S_0 f = \mathfrak{S} K (S_0 - S)w$$

und

$$S = 1/2 \left(S_0 + S_0 \frac{f}{w} + \mathfrak{S} K \right) \pm \sqrt{1/4 \left(S_0 + S_0 \frac{f}{w} + \mathfrak{S} K \right)^2 - \mathfrak{S} K S_0} \quad (18)$$

Einen etwas durchsichtigeren Ausdruck erhält man, wenn man in der vorletzten Gleichung $S \cdot \alpha S_0 w$ statt $S(S_0 - S)w$

setzt und dann nachträglich für α einen Näherungswert einführt. Es ergibt sich

$$S = \frac{S_0 \delta K}{S_0 \left(\alpha + \frac{f}{w} \right) + \delta K} = S_0 : \left[1 + \frac{S_0}{\delta K} \left(\alpha + \frac{f}{w} \right) \right] \quad (19).$$

Wurde die ursprüngliche Krümmung (Pfeil = f) durch Nebenmomente N bzw. Nebenspannungen ν ($= N : \delta w$) hervorgerufen, so ist in vorstehender Gleichung statt K der Wert $K - \nu$ einzusetzen, wo ν = Nebenspannung in Stabmitte.

Man erhält:
$$S = S_0 : \left[1 + \frac{S_0}{\delta (K - \nu)} \left(\alpha + \frac{f}{w} \right) \right] \quad (20).$$

Für α ergibt sich aus Gl. (16) folgender Näherungswert: (da $\delta K_0 = S_0 = S + \frac{M}{w}$ bzw. $= S + \frac{N}{w}$):

$$\alpha = \frac{S_0 - S}{S_0} = \frac{N}{w S_0} = \frac{\delta \nu}{S_0}.$$

Dies in Gl. (30) eingesetzt, liefert:

$$S = S_0 \frac{1 - \frac{\nu}{K}}{1 + \frac{S_0 \nu}{\delta w K}} = S_0 \frac{1 - \frac{\nu}{K}}{1 + \frac{K_0 \nu}{K w}} \quad (21).$$

Vorstehende Gleichung ist auch für die Verhältnisse außerhalb der Elastizitätsgrenze gültig, wenn man S_0 , ν und K_0 entsprechend einführt.

Gl. (21) ist nun näherungsweise auf unsere vorliegende Aufgabe anwendbar, wenn wir annehmen, dass die Wellenlänge l und demgemäß die Größen S_0 und K_0 ihre früheren Werte beibehalten (Gl. (1), (3), (10)). Als ungünstigster Belastungsfall ist anzunehmen, dass ein mittlerer Querträger unbelastet, alle übrigen belastet seien. ν und f sind mit Hilfe der Gl. (11), (12), (13) auszurechnen, wobei $f = \delta + \vartheta$, und dann in Gl. (21) einzusetzen. Man erhält bei diesem Verfahren etwas zu ungünstige Ergebnisse.

Auf etwas einfachere und für den vorliegenden Zweck genügende Weise lassen sich die Größen ν und f mit Hilfe der Theorie des schwimmenden Balkens (s. Schwedler, Zentralblatt der Bauverwaltung 1891 S. 90; Zimmermann, die Berechnung des Eisenbahnoberbaues) ermitteln. Denkt man sich die Rahmenreaktion stetig über die Gurtung verteilt, so ist die spezifische Reaktion für die Längeneinheit $r = A : c$. Werden nun sämtliche Querträger bis auf einen belastet, so erleidet der Gurtbalken die gleichen Deformationen, wie wenn er durch eine wagerechte Kraft $P = A \vartheta$ belastet würde, wo ϑ die einem belasteten Halbrahmen entsprechende Verschiebung bezeichnet.

Man hat nun

$$f = \frac{P}{2 r \lambda} = A \vartheta : \frac{2 A \lambda}{c} = \frac{\vartheta c}{2 \lambda} \quad (22)$$

$$\text{Moment an der Laststelle } N = \frac{P \lambda}{4} = \frac{A \vartheta \lambda}{4} \quad (23)$$

$$\text{Nebenspannung } \nu = \frac{N}{4 \delta w} = \frac{A \vartheta \lambda}{4 \delta w} = \frac{A \vartheta \lambda}{4 \delta w} \quad (24)$$

$$\lambda \text{ bezeichnet eine Hilfsgröße} = \sqrt{\frac{4 E \delta}{r}} = \sqrt{\frac{4 E \delta c}{A}} \quad (25)$$

Nach Einsetzen dieser Werte von f und ν in Gl. (21) erhält man die Bruchkraft

$$S = S_0 \left(1 - \frac{A \vartheta \lambda}{4 \delta w K} \right) : \left(1 + \frac{\vartheta c K_0}{2 \lambda w K} \right) \quad (26)$$

Nun ist

$$K_0 = \frac{S_0}{\delta} = \frac{2}{\delta} \sqrt{\frac{3 A}{c}}$$

δ ist innerhalb gewisser Grenzen willkürlich. Der kleinstmögliche Wert ist $\delta_1 = \frac{S_0 c^2}{10 E}$, wofür $\frac{S_0 c^2}{10 E}$ gesetzt werden möge. Es entspricht dieser Wert der Knicksicherheit auf die Fachlänge c . Allgemein kann man setzen: $\delta = \frac{S_0 \beta c^2}{10 E}$, wo der Faktor β angibt, auf wieviel Fachlängen c die Gurtung für sich allein (ohne Mithilfe der Rahmen) knicksicher wäre.

Durch Elimination von S , erhält man aus vorstehenden Ausdrücken:

$$\delta = \frac{\beta^2 A c^3}{25 E},$$

ferner

$$K_0 = \frac{\beta^2 0,4 A c}{\delta}, \quad \lambda = \beta c \sqrt{0,4} = \beta \cdot 0,63 c, \quad \mathfrak{B} = \frac{\delta}{c} = \frac{\beta^2 A c^2 m}{25 E}$$

wo $c = \beta c_1 = \frac{\beta c}{m}$ gesetzt wurde. $2 c_1 = \frac{2 c}{m}$ bezeichnet hierbei die kleinste Gurtbreite, entsprechend dem kleinstmöglichen Trägheitsmoment \mathfrak{S}_1 .

Gl. (26) nimmt nach Einsetzen vorstehender Ausdrücke die Form an:

$$S = S_0 \left(1 - \frac{4 E \vartheta}{\beta^2 K c m} \right) : \left(1 + \frac{8 E \vartheta}{\beta^2 K c m} \right) \quad (27).$$

ϑ ist nach früherem

$$= \frac{h_1 \varphi}{2 E Y} = \frac{h_1 M b}{3 E Y} = \frac{h_1 b \sigma'}{3 E e} = \frac{h_1 m' \sigma'}{3 E} \quad (28).$$

σ' bezeichnet hierbei die größte Spannung des Querträgers durch die Verkehrslast, m' des Verhältnis $b : e'$.

Gl. (27) geht unter Benützung der Gl. (28) über in:

$$S = S_0 \left(1 - \frac{4 h_1 m' \sigma'}{3 \beta^2 c m K} \right) : \left(1 + \frac{8 h_1 m' \sigma'}{3 \beta^2 c m K} \right) \quad (29).$$

Für mittlere Verhältnisse kann man setzen

$$h_1 = c, \quad m = 2 m', \quad \sigma' = 0,5 K.$$

Man erhält:

$$S = S_0 \left(1 - \frac{1}{3 \beta^2} \right) : \left(1 + \frac{2}{3 \beta^2} \right)$$

$$\text{und für } \beta = 1 \quad 1,5 \quad 2 \quad 2,5 \quad 3$$

$$S : S_0 = 0,4 \quad 0,66 \quad 0,8 \quad 0,85 \quad 0,9.$$

Man ersieht hieraus, dass das Verhältnis $S : S_0$ mit wachsendem β (Gurtsteifigkeit) zunimmt. Für $\beta = 1$ erreicht es seinen kleinstmöglichen Wert = 0,4.

Bei gleichmäßiger Verkehrsbelastung p und 10 Feldern kann für den angenommenen Belastungsfall (mittlerer Querträger unbelastet) die Gurtkraft S nur auf $\frac{g + 0,85 p}{g + p}$ mal Gurtkraft bei Totalbelastung steigen, d. h. bei $g = p$ nur auf 0,92 dieser Kraft. Setzt man $\beta = 2$ voraus, so nimmt die Tragfähigkeit im Verhältnis 0,8 : 0,92 = 0,87 ab. Bei Benützung der Formel für reine Knickfestigkeit, Gl. (3), muss daher der Sicherheitskoeffizient im Verhältnis 1 : 0,87 = 1,15 erhöht werden, d. h. von 4 auf 4 · 1,15 = 4,6.

Im ungünstigsten Falle, bei ungleichmäßiger Gruppierung der Einzellasten, könnten die Gurtkräfte für den angenommenen Belastungsfall nahezu ihren Größtwert erreichen. Die Abnahme der Tragfähigkeit wäre dann unmittelbar durch obige Tabelle dargestellt; für $\beta = 2$ betrüge sie 80 pCt der normalen. Der Sicherheitskoeffizient müsste dann bei Benützung der Formel (3) auf 4 : 0,8 = 5 erhöht werden, d. h. die zulässige Gurtkraft wäre zu setzen:

$$O = \frac{S_0}{n} = \frac{2}{5} \sqrt{\frac{E \delta A}{c}} \text{ bzw. } = \frac{2}{5} \sqrt{\frac{T \delta A}{c}} \quad (30).$$

Für die Anwendung lässt sich aus den Zahlenwerten obiger Tabelle der Satz herauslesen, dass die Steifigkeit der Gurtung möglichst groß gewählt werden sollte (β jedenfalls nicht kleiner als 2), weil sonst die bei ungleicher Belastung der Querträger eintretende Verringerung der Tragfähigkeit ein zu großes Maß erreicht. Ferner ergibt sich aus Gl. (29) das selbstverständliche Resultat, dass die Tragfähigkeit abnimmt mit wachsender Trägerhöhe h_1 , mit wachsender Querträger-spannung σ' und mit abnehmendem Höhenverhältnis 1 : m' des Querträgers.

Bis jetzt waren nur die Spannungsverhältnisse der Gurtung betrachtet worden; der Zusammenbruch der Konstruktion kann aber auch durch Ueberanstrengung der Rahmen oder der Vertikalen erfolgen. Für die Vertikale des unbelasteten Rahmens ist das Biegemoment

$$M = H h = A h (\delta - \vartheta) = A h \left(f \frac{S_0}{S_0 - S} - \vartheta \right).$$

Die Festigkeitsbedingung lautet, sofern die Vertikalen keine Systemkräfte aufzunehmen haben,

$$K = \frac{M}{W} = \frac{A h f S_0}{W (S_0 - S)} - \frac{A h \vartheta}{W},$$

woraus

$$S = S_0 \left(1 - \frac{A h f}{K W + A h \vartheta} \right) = S_0 \left(1 - \frac{A h \vartheta c}{(K W + A h \vartheta) 2 \lambda} \right) \quad (31).$$

Nun ist $\vartheta = \frac{h_1 m' \sigma'}{3 E}$, $\lambda = \beta 0,63 c$, $W = \frac{J}{c}$. Für A möge der Wert aus Gl. (2) eingesetzt werden, unter der Annahme, dass das Trägheitsmoment Y des Querträgers sehr groß ist, d. h. $A = \frac{3 E J}{h^3}$. Man erhält, indem man näherungsweise $h_1 = h$ setzt,

$$S = S_0 \left(1 - \frac{0,8 m' c \sigma'}{\beta (K h + m' c \sigma')} \right) \quad (32).$$

Gl. (32) liefert innerhalb der Grenzen der Anwendung stets größere Werte für die Bruchkraft S als Gl. (29). Das gleiche Ergebnis hätte man erhalten, wenn man die Untersuchung für den Fall, dass die Vertikalen Systemkräfte aufzunehmen haben, durchgeführt hätte. Man kann sich daher auf die Betrachtung der Gl. (29), welche aus der Festigkeitsbedingung der Gurtung abgeleitet wurde, beschränken.

Die vorstehenden Entwicklungen setzen die Gültigkeit des Elastizitätsgesetzes voraus; doch wird man auch außerhalb der Elastizitätsgrenze das Verhältnis zwischen Bruchkraft S und Knickkraft S_0 näherungsweise nach Gl. (8), (29), (32) berechnen können.

IV.

Bestimmung des Steifigkeitsgrades A eines Halbrahmens für den Fall, dass die Vertikalen Systemkräfte V auszuhalten haben.

Nach der Definition ist $A = H : \delta$, wo δ die unter der Einwirkung der Horizontalkräfte H entstehende seitliche Verschiebung eines oberen Knotenpunktes bezeichnet.

Fig. 5 stellt den Halbrahmen im ausgebogenen Zustand dar. Infolge der Ausbiegung δ erhalten nun auch die Systemkräfte V Hebelarme bezüglich der Stabachsen, wodurch der Wert von δ gegenüber dem Falle $V = 0$ vergrößert wird. Die Stabkraft V setzt sich aus zwei Teilen zusammen, die in verschiedener Weise auf die Größe von δ einwirken. Bei Parallelträgern, Fig. 6, ist $V = D \sin \alpha + G = V_1 + G$, wo $G =$ Eigengewicht am oberen Knotenpunkt. Der erste Teil V_1 wirkt in der Verbindungslinie der Gurtschwerpunkte, Fig. 5, der zweite Teil G dagegen senkrecht. Nun ist G stets sehr

Fig. 5.

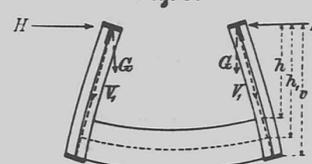
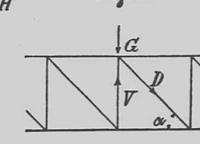


Fig. 6.



klein, sodass es für praktische Zwecke genügt, $V_1 = V$ zu setzen und die abweichende Wirkungsweise von G außer acht zu lassen.

Der folgenden Untersuchung sollen konstante Trägheitsmomente der Vertikalen (J) und der Querträger (Y) zu grunde gelegt werden.

Die Ausbiegung δ besteht aus 2 Teilen, $\delta = \delta_1 + \delta_2$, die von den Deformationen der Vertikalen und der Querträger herrühren.

δ_2 ist unabhängig von V und ergibt sich in bekannter Weise zu

$$\delta_2 = h_1 \text{tg } \varphi = \frac{h_1 M b}{2 E Y} = \frac{H h_1^2 b^3}{2 E Y} \quad (33).$$

Die Bestimmung von δ_1 kann mit Hilfe der in Z. 1890 S. 733 entwickelten Formel erfolgen. Es wurde dort für den durch Fig. 7 dargestellten Fall abgeleitet:

¹⁾ Es ist hierbei die durch H hervorgerufene direkte Verlängerung des Querträgers vernachlässigt. Streng genommen wäre zu setzen $\delta_2 = \frac{H h_1^2 b^3}{2 E Y} + \frac{H b}{2 E F}$.

$$\delta_1 = \frac{H h}{P} \left(-1 + \sqrt{\frac{E J}{P h^2} \text{tg } \frac{\sqrt{P h^2}}{E J}} \right) = \frac{H h}{P} \left(-1 + \frac{\text{tg } r}{r} \right),$$

wo
$$r = \sqrt{\frac{P h^2}{E J}}.$$

Fig. 7.

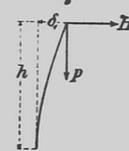
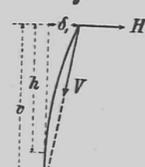


Fig. 8.



Der vorliegende, in Fig. 8 dargestellte Fall lässt sich auf den vorhergehenden zurückführen, wenn man dort V statt P und $H - V \frac{\delta_1}{v}$ statt H einsetzt. Man erhält

$$\delta_1 = \left(H - V \frac{\delta_1}{v} \right) \frac{h}{P} \left(-1 + \frac{\text{tg } r}{r} \right)$$

$$\delta_1 = \frac{H h}{V} \left(-1 + \frac{\text{tg } r}{r} \right) : \left[1 + \frac{h}{v} \left(-1 + \frac{\text{tg } r}{r} \right) \right] \quad (34).$$

Für $v = h$ wird

$$\delta_1 = \frac{H h}{V} \left(-r \cotg r + 1 \right) \quad (35).$$

Durch Reihenentwicklung ergibt sich

$$\cotg r = \frac{1}{r} - \frac{r}{3} + \frac{r^3}{45} - \frac{2 r^5}{315} + \dots$$

$$\delta_1 = \frac{H h r^2}{V^3} \left(1 + \frac{r^2}{15} + \frac{2 r^4}{315} + \dots \right)$$

$$= \frac{H h^3}{3 E J} \left(1 + \frac{V h^2}{15 E J} + \frac{2 V^2 h^4}{315 E^2 J^2} + \dots \right).$$

Für $V = 0$ folgt hieraus der bekannte Wert $\delta_1 = \frac{H h^3}{3 E J}$.

Für sehr kleine V ist der Grenzwert

$$\delta_1 = \frac{H h^3}{3 E J} \left(1 + \frac{V h^2}{15 E J} \right) = \frac{H h^3}{3 E J} \cdot \frac{1}{1 - \frac{V h^2}{15 E J}} = \frac{H h^3}{3 E (J - \frac{V h^2}{15 E})}$$

Für sehr große V ist der Grenzwert

$$\delta_1 = \frac{H h^3}{3 E (J - \frac{V h^2}{10 E})} = \frac{H h^3}{3 E (J - J_1)},$$

wenn man mit J_1 die Größe des zur Aufnahme der Druckkraft V erforderlichen Trägheitsmomentes bezeichnet,

$$J_1 = \frac{V h^2}{10 E}.$$

Für Zwischenwerte von V liegt δ_1 zwischen den angegebenen Grenzwerten. Man geht jedenfalls sicher, wenn man in allen Fällen den ungünstigeren Wert

$$\delta_1 = \frac{H h^3}{3 E (J - J_1)} \quad (36)$$

setzt.

Den gleichen Ausdruck kann man zur bequemeren Rechnung auch für den allgemeinen Fall $h < v$ beibehalten, wobei für J_1 der Näherungswert

$$J_1 = \frac{V h^2 (2 v - h)^2}{10 E v^2} \quad (37)$$

einzusetzen ist.

Will man schliesslich noch der verschiedenen Wirkungsweise von V_1 und G Rücksicht tragen, so ist

$$J_1 = \frac{V_1 h^2 (2 v - h)^2}{10 E v^2} + \frac{G h^2}{2,5 E} \quad (38)$$

einzuführen.

Handelt es sich um Rahmen mit Eckversteifung, Fig. 1 links, so genügt es für praktische Zwecke, wenn man als h

schätzungsweise einen Mittelwert zwischen ad und ac in Rechnung stellt.

Man hat nun

$$A = H : \delta = H : (\delta_1 + \delta_2) = 1 : \left(\frac{h^3}{3E(J - J_1)} + \frac{h_1^3 b}{2EY} \right) \quad (39).$$

Außerhalb der Elastizitätsgrenze ist

$$A = 1 : \left(\frac{h^3}{3T_1(J - J_1)} + \frac{h_1^3 b}{2BY} \right) \quad (40).$$

Hierin bezeichnet T den der Spannung $\sigma = V : F$ der Vertikalen entsprechenden Knickmodul, B ist ein Mittelwert zwischen E und dem der größten Querträgerspannung entsprechenden Wert von $\frac{d\sigma}{d\varepsilon}$, wo ε die zur Spannung σ gehörige Dehnung bezeichnet. Da eine genaue Untersuchung der wirklichen Verhältnisse nicht durchführbar ist, muss man sich für B mit einem Schätzwerte begnügen, den man zur Sicherheit lieber etwas zu ungünstig wählt.

Für die Seitensteifigkeit der Brücke ist ein möglichst hoher Wert von A vorteilhaft. Dieser wird, abgesehen von entsprechend großen Werten der Trägheitsmomente J und Y , durch möglichst hohe Werte von T und B erreicht. T nimmt seinen Höchstwert E an, wenn die Vertikalen keine oder doch

Fig. 9.



nur unbedeutende Systemkräfte V auszuhalten haben; in dieser Beziehung sind Kreuzstreben-systeme mit besonderen Hilfsvertikalen, Fig. 9, von Vorteil. Zur Erhöhung von B ist ein möglichst großes Widerstandsmoment des Querträgers angezeigt, das sich unter Umständen ohne wesentliche Mehrkosten durch Vergrößerung der Querträgerhöhe erreichen lässt.

Mittheilungen über ausgeführte Brücken;

vom Baurath Prof. Engesser zu Karlsruhe.

Mit Zeichnungen.

1. Die Weschnitzbrücke zu Weinheim.

Einleitung.

Die Verbindung der auf dem linken Ufer der Weschnitz gelegenen Stadt Weinheim mit der jenseits des Flusses befindlichen „Vorstadt“ wurde bis zum Jahre 1874 durch eine alte hölzerne Brücke vermittelt, die den Fluss in drei Oeffnungen von je 7^m Weite mittels Hängewerke überspannte. Außer den starken Formänderungen und den ständigen Reparaturen des Holzwerks wies diese Brücke noch den weiteren Missstand auf, dass durch die beiden, je 3^m breiten Zwischenpfeiler ein starker Aufstau verursacht wurde, insbesondere dann, wenn gleichzeitig mit der Weschnitz auch noch der an der Brückenstelle einmündende Grundelbach Hochwasser führte (siehe den Lageplan, Bl. 31, Fig. 2). Um den genannten Missständen ein Ende zu machen, beschloss die städtische Behörde, an Stelle der alten Brücke eine neue aus dauerhaftem Material ohne jegliche Zwischenpfeiler zu erbauen, und betraute den Verfasser mit der Aufstellung eines diesbezüglichen Entwurfs und mit der späteren Bauausführung.

Beschreibung des Bauwerks.

Nach Lage der örtlichen Verhältnisse (geringe verfügbare Konstruktionshöhe, schiefer Kreuzungswinkel) war eine steinerne Brücke ausgeschlossen; es konnte nur ein Eisenbau mit unten liegender Fahrbahn in Betracht kommen.

Um eine möglichst bequeme Einfahrt in die rechtsufrige Thalstraße zu erzielen, war es angezeigt, das rechtsseitige Widerlager etwa 2,5^m weit vor die jetzige Mauerflucht in das Flussbett vorzuschieben (siehe den Plan); der Radius der Einfahrtskurve konnte hierdurch von 10^m auf 11,4^m gebracht werden, während er bei der alten Brücke nur 10,8^m betrug. Eine ungünstige Einwirkung dieses Vorbaues auf den Wasserabfluss erschien im Hinblick auf die vorhandene starke Verbreiterung des Flussbetts an der Baustelle als ausgeschlossen. Das bestehende linksseitige Widerlager konnte mit geringen Abänderungen und Ausbesserungen für die neue Brücke nutzbar gemacht werden.

Die Richtung der neuen Brücke weicht von der der alten Brücke etwas ab. Sie wurde derart gewählt, dass sie sich dem bestehenden Straßennetze

so viel wie möglich anpasst. Es bedingte dies einen Winkel von $63\frac{1}{2}^\circ$ zwischen der Brückenachse und den Widerlagerfluchten.

Die Höhenlage der Fahrbahn an den Widerlagern behielt man bei, um keine Abänderungen an den anschließenden Straßenstrecken vornehmen zu müssen. Hiernach kommt das linksseitige Auflager 15^{cm} höher zu liegen als das rechtsseitige, und die Brückenfahrbahn erhält ein Längsgefälle von rund 0,5%. Mit dieser Anordnung ist der weitere Vortheil verknüpft, dass auf der linken Seite, wo sich in Folge der Einmündung des Grundelbaches ein besonderer Stau geltend macht, auch eine größere Durchflusshöhe vorhanden ist. Die Unterkante der Eisenkonstruktion liegt am rechten Ufer 3,8^m über Flusssohle; der Hochwasserspiegel wird daselbst höchstens eine Höhe von 3,1^m erreichen, so dass noch eine Lichthöhe von mindestens 0,7^m zwischen Hochwasser und Eisenwerk übrig bleibt.

Die rechtwinklige Lichtweite der Brücke beträgt 24,5^m, die schiefe 27,4^m. Die Hauptträger haben 28,4^m Stützweite und sind 5,7^m von Achse zu Achse entfernt. Zwischen denselben liegt die eigentliche Straßenfahrbahn, außerhalb derselben, durch Vermittlung von Konsolen, die 1,2^m breiten Fußwege (s. Bl. 31, Fig. 1).

Die Straßenfahrbahn besteht aus einer im Mittel 15^{cm} starken Schotterdecke auf Belageisen, deren Last durch Vermittlung eines Gerippes von Längs- und Querträgern auf die Knotenpunkte der Hauptträger übertragen wird. Für die Fußwege wurde zunächst ein 5^{cm} starker Bohlenbelag in Ausführung gebracht; doch ist die Anordnung derart getroffen, dass später ein Ersatz durch Asphalt auf Eisenbelag eintreten kann.

Die Hauptträger haben unten eine gerade und oben eine polygonale Gurtung, deren Knotenpunkte auf einer Parabel liegen. Die ideelle Höhe an den Trägerenden ist nicht gleich Null (was einem vollständigen Parabelträger entsprechen würde), sondern behält noch eine derartige Größe bei, dass die Oberkante der Gurtung nirgends unter die Fahrbahn herabgeht — eine Anordnung, die des bessern Aussehens wegen vorgezogen wurde (Bl. 31, Fig. 3). In der Mitte haben die Hauptträger eine ideelle Höhe von 3,2^m (gleich 1:8,9 der Stützweite) und ragen 2,7^m frei über die Fahrbahn empor. Zur Sicherung der

oberen Gurtungen gegen seitliches Ausknicken wurden die Ständer sehr kräftig ausgebildet. Sie sind quer zur Trägerebene 30 cm breit und bestehen aus 4 mit einander vergitterten Winkeln, die in I-Form zusammengestellt sind (Fig. 2). Da die Ständer nach den Trägerenden hin an Höhe ab- und somit an Steifigkeit zunehmen, so bieten die gewählten Polygonalträger*) gegenüber ähnlich konstruierten Parallelträgern eine erhöhte Sicherheit gegen seitliches Ausknicken. Das Strebensystem ist ein doppeltes, um die Ständer zu Gunsten ihrer Hauptaufgabe „Festhaltung der oberen Gurtung“ von Hauptkräften möglichst zu entlasten. Außerdem sind die Durchbiegungen und der Materialaufwand beim doppelten symmetrischen System etwas geringer als beim einfachen, wogegen jedoch die statische Unbestimmtheit des doppelten Systems in Gegenrechnung zu bringen ist. Das Nebenmoment, dass durch die einseitige Annetung der Streben hervorgerufen wird, wird fast vollständig durch die Ständer und Querträger aufgenommen, so dass die Streben hierbei nur unbedeutende Nebenspannungen auszuhalten haben.

Für die Auflagerung der Hauptträger wurden gewöhnliche Plattenlager in Anwendung gebracht.

Berechnung des Eisenwerks.

Als Belastung war Menschengedränge von 300 kg/qm bzw. Lastwagen von 8000 kg Gewicht vorgeschrieben.

Die zulässigen Beanspruchungen wurden auf Grund der kurz zuvor (der Entwurf wurde 1874 bearbeitet) von Launhardt in der Deutschen Bauzeitung entwickelten neuen Methode, jedoch mit einigen Abänderungen, festgesetzt; es dürfte dies wohl der erste Fall einer praktischen Anwendung der neuen Dimensionierungsmethode gewesen sein. Was die gemachten Abänderungen anbelangt, so wurde zunächst die Konstante 800 auf 600 ermässigt, d. h. die zulässige Beanspruchung $k = 600 \left(1 + \frac{Min}{2Max}\right)$ gesetzt. Außerdem wurden alle Werthe von k , die sich nach vorstehender Formel gröfser als 750^{at} ergaben, auf letzteren Betrag zurückgeführt. Der Verfasser glaubte diese Reduktion ausführen zu sollen, um keine gröfseren als die bisher üblichen Beanspruchungen zu erhalten. Bei Wechsel von Zug und Druck wurde als Stabkraft die Summe der beiden Grenzwerte und als Beanspruchung $k = 600$ ^{at} eingeführt.

Die zur seitlichen Festhaltung der oberen Gurtungen erforderlichen Ständerquerschnitte, bezüglich deren die damalige Litteratur keinen Aufschluss bot, wurden in folgender angenäherten Weise bestimmt.

*) Ein weiterer Vorzug der Polygonalträger besteht, abgesehen von ihrem geringeren Gewichte, noch darin, dass die Einfahrt in die Thalstraße leichter erfolgen kann, indem die Wagen an der betreffenden Stelle die ganze Fahrbahnbreite ausnutzen können, ohne hieran durch emporragende Tragwände behindert zu werden.

In nebenstehender Abbildung stelle CC_0C den mittleren Theil der oberen Gurtung im Augenblicke des Ausknickens dar.*) δ bezeichne die als gleich grofs angenommene Ausbiegung an den Knotenpunkten, $\delta = CD = C_0D_0$.

Das Gleichgewicht der Drehmomente bezüglich eines Inflexionspunktes J erfordert nun:

$$S\delta = \frac{EJ}{\rho} + \frac{Rc}{4} = \frac{EJ}{\rho} + \frac{r\delta c}{4}$$

oder

$$\left(S - \frac{rc}{4}\right)\delta = \frac{EJ}{\rho}$$

wo S = Druckkraft der Gurtung,

J = seitliches Trägheitsmoment der Gurtung,

ρ = Krümmungsradius der Gurtung bei C_0 ,

c = Feldlänge,

R = Reaktionskraft des Halbrahmens (Ständer + Querträger) bei einer Ausbiegung = δ ,

r = Reaktionskraft für $\delta = 1$.

Eine Ausknickung ist offenbar unmöglich, so lange $S < \frac{rc}{4}$.

Bei steifen Querträgern hängt die Reaktionskraft r im Wesentlichen von den Abmessungen der Ständer ab; es kann gesetzt werden:

$$r = \frac{3EJ'}{h^3}, \text{ und somit } S < \frac{3EJ'c}{4h^3},$$

wo J' = seitliches Trägheitsmoment der Ständer, h = freie Länge der Ständer.

Setzt man äußersten Falls (etwas zu ungünstig $h = c$, so erhält man als Bedingung $S < \frac{0,75EJ'}{h^2}$.

Diese Bedingung ist im vorliegenden Fall erfüllt. Mit Rücksicht auf den aufer Rechnung gebliebenen günstigen Einfluss der Gurtsteifigkeit ist ausreichende Sicherheit (nach genauerer Rechnung rund = 3) vorhanden.**)

Bei der Querschnittsbildung wurde mit der größten Sparsamkeit vorgegangen und darnach getrachtet, die ausgeführten Querschnitte thunlichst den berechneten Werthen zu nähern. Es bedingte dies z. Th. ziemlich schwache Profilsorten. Wenngleich sich hieraus während eines zwanzigjährigen Betriebes keinerlei Missstände ergeben haben, so erscheint es trotzdem,

*) Es ist zu bemerken, dass die angenommene Ausbiegungskurve nur dann den ungünstigsten Zustand darstellt, wenn, wie weiter unten geschehen, die Seitensteifigkeit der Gurtung vernachlässigt wird.

**) Bezüglich einer genaueren Berechnung der Knicksicherheit offener Brücken siehe des Verfassers „die Zusatzkräfte und Nebenspannungen eiserner Fachwerkbrücken“ Seite 141 u. ff.



namentlich im Hinblick auf aufsergewöhnliche Ereignisse, empfehlenswerther, bei Brückenbauten etwas weniger sparsam zu verfahren und mit den Kleinstwerthen der Querschnitte nicht immer bis zur theoretischen Grenze herabzugehen.

Bauausführung.

Die Arbeiten für den Neubau wurden im Mai 1874 vergeben. Während der Bauausführung wurde der Fußgängerverkehr über einen zeitweiligen Holzsteg nächst der Baustelle geleitet; der Fuhrwerksverkehr musste eine weiter unterhalb befindliche steinerne Brücke benutzen. Der Abbruch der alten Zwischenpfeiler erforderte grofse Anstrengungen; man musste schließlich zu Sprengungen mit Pulver seine Zuflucht nehmen. Es zeigte sich, dass der Kern der Pfeiler aus einem Betonklotze von grofser Härte bestand, welcher mit einer Verkleidung von Sandsteinplatten, die auf den Kopf gestellt und durch eiserne Klammern mit einander verbunden waren, umhüllt wurde.

Die Aufstellung des Eisenwerks erfolgte in gewöhnlicher Weise mit Hilfe eines festen Gerüsts. Die Probelastung fand im November 1874 statt und gab zu besonderen Bemerkungen keinen Anlass. Insbesondere waren keine nennenswerthen Seitenbewegungen der Tragwände zu bemerken, und es

zeigten sich somit die Ständer der ihnen zuertheilten Aufgabe vollständig gewachsen.

Kosten und Gewicht.

Die Kosten des Neubaus waren auf 28000 M veranschlagt worden, welche Summe jedoch nicht vollständig in Anspruch genommen wurde.

Das Gewicht des Eisenwerks beträgt 44 100 kg Schweifeseisen und 1800 kg Gusseisen. Hiervon entfallen auf

die Hauptträger	19 600 kg,
Windkreuze	850 kg,
Fahrbahnträger	13 150 kg,
Fußwegträger	3 600 kg,
Belageisen	6 300 kg,
Geländer	1 600 kg,
(worunter 1000 kg Gusseisen)	
Lagerplatten	800 kg
Summe ...	45 900 kg.

Die Stützweite der Brücke beträgt 28,4 m, die entsprechende Grundrissfläche $28,4 \cdot 8,4 = 238,6$ qm. Es trifft hiernach auf das Längenmeter Brücke ein Eisengewicht von $\frac{45 900}{28,4} = 1616$ kg, und auf das Quadratmeter Brücke ein Gewicht von $\frac{45 900}{238,6} = 192$ kg. Für 100 kg fertig aufgestellte Eisenkonstruktion wurden 41,5 M bezahlt.

Handwritten note: (Funder - Abt. u. d. Rechtschrift des Architekten- u. Ingenieurvereins zu Hannover, Bd. 41. 1895.)

