

Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 57/58 (1911)
Heft: 6

Artikel: Die Schweizerische Verordnung betreffend Berechnung von eisernen Brücken- und Dachkonstruktionen
Autor: Bühler, A.
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-82649>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. [Siehe Rechtliche Hinweise.](#)

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. [Voir Informations légales.](#)

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. [See Legal notice.](#)

Download PDF: 15.05.2025

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

INHALT: Die Schweizerische Verordnung betreffend Berechnung von eisernen Brücken- und Dachkonstruktionen. — Basler Familienhäuser. — Wer baut, baue mit Architekten! — Miscellanea: Eidgen. Technische Hochschule. XL. Abgeordneten-Versammlung des Verbandes deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine. Dampfturbinen mit Zahnradgetrieben. Schweizer. Wasserwirtschafts-Verband. Die grössten Förderhöhen bei Personen-Aufzügen. Eine Oelreinigungsmaschine. Ein Erfolg der Sauerboote auf dem Bodensee. Eine Wasserkraft von 10 000 PS an der Leizach in Bayern. Technische

Hochschule Hannover. — Konkurrenzen: Bebauungsplan für eine Gartenstadt am Gurten bei Bern. Bebauungsplan der Stadt Düsseldorf. — Literatur: „Das Gebäude der Universität Jena“. Beamtenwohnhäuser im Eisenbahndirektionsbezirk Kassel. Literarische Neuigkeiten. — Vereinsnachrichten: Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein. G. e. P.: Stellenvermittlung.

Tafel 17: Das Haus zum „Tanz“ in Basel.

Tafeln 18 bis 20: Basler Familienhäuser.

Band 58.

Nachdruck von Text oder Abbildungen ist nur mit Zustimmung der Redaktion und unter genauer Quellenangabe gestattet.

Nr. 6.

Die Schweizerische Verordnung betreffend Berechnung von eisernen Brücken- und Dachkonstruktionen.

Von Ingenieur A. Bühler, z. Zt. in Mainz.

Allgemeines.

Da die eidgenössische Behörde seit längerer Zeit mit der Ausarbeitung einer neuen Verordnung betreffend die Berechnung von Brücken- und Dachkonstruktionen beschäftigt ist, kommt einer Behandlung dieses Gegenstandes z. Z. eine besondere Bedeutung zu. Wie weit die Angelegenheit gediehen ist, ist leider aus den technischen Zeitschriften nicht zu erfahren. Sollten diese Zeilen daher den Anstoss zu einer allgemeinen Erörterung der Frage geben, so wäre ihr Zweck vollkommen erfüllt.

Die schweizerische Verordnung, wie übrigens auch die der meisten umliegenden Staaten, entstand kurz nach dem Mönchensteiner Unglück und hat nun beinahe zwanzig Jahre ihrer Wirksamkeit hinter sich. Obschon die umliegenden Staaten ihre Verordnungen mehrfach ergänzt und umgeändert haben, blieb die schweizerische Verordnung in ihrer ursprünglichen Fassung bestehen. Sie zeichnet sich durch weitestgehende Kürze aus, und enthält nur Belastungs-, Spannungs- und Materialqualitätsvorschriften, die unterschiedslos auf jede Art des Eisenbaues anwendbar sind, die der Kontrolle unterliegt (also alle Tragwerke, die dem öffentlichen Verkehr dienen). So ist es erklärlich, dass den Beamten, denen die Prüfung der Vorlagen zufiel, ein weiter Spielraum in der Aeusserung persönlicher Ansichten gegeben war; einerseits in der Auslegung der Verordnung selbst, andererseits bei allen jenen Fragen, die die Verordnung gar nicht berührt, wie z. B. das ausserordentlich weite Gebiet der konstruktiven Anordnungen. Grössere Differenzen zwischen den Beteiligten konnten unter solchen Umständen nicht ausbleiben.

Trotzdem darf der Verordnung nachgerühmt werden, dass sie sich das Vertrauen der weitesten Kreise erworben hat, und dass sie in neuerer Zeit in vielen Fällen sogar bei privaten Bauten der Berechnung zu Grunde gelegt wurde.

Da nun diese Verordnung revidiert werden soll, dürfte es durchaus angebracht sein, auch einmal über ihre Schwächen zu sprechen, in der Meinung, dass diese in der neuen Verordnung unbedingt vermieden werden sollten.

Bemerkungen zur bestehenden Verordnung.

An dieser Stelle soll daher auf verschiedene Abschnitte der Verordnung hingewiesen werden, deren Fassung unklar ist und mit den tatsächlichen Verhältnissen nicht in Uebereinstimmung steht.

I. In der Vorschrift ist der statischen Berechnung ein Zug aus drei Lokomotiven in ungünstigster Stellung mit einer unbeschränkten Anzahl einseitig angehängter Güterwagen zu Grunde gelegt, und die Einschränkung gemacht, dass bei Bogenbrücken und kontinuierlichen Brücken nur die ungünstigsten Laststellungen zu berücksichtigen sind, die ohne Zugstrennung möglich sind.

Die Fassung entspricht nicht den tatsächlichen Verhältnissen. Abgesehen davon, dass von bestimmten Tragwerken die Rede ist, was an und für sich bereits zu Verwirrung Anlass geben kann, gibt es im Bahnbetrieb Laststellungen, die in der Wirkung der sogenannten Lastzugtrennung nahe kommen, und somit *wesentlich* ungünstiger wirken können, als die Verordnung es vorschreibt.

Dies ist der Fall, sobald bei gewissen Tragwerken *unbelastete Wagen* in den Lastzug eingeschaltet werden. Nehmen wir einen von der Verordnung genannten Ausnahmefall: z. B. einen Zweigelenkbogen. Die Einflusslinie der Spannung in der untern Leibung sei dargestellt durch die Linie $\times - 4$ (s. Abb. 1). Ist nun Fläche $\times - 1 \cong 1 - 2 - 3$, so muss also nur $\times - 1$ oder nur $3 - 4$ belastet werden.

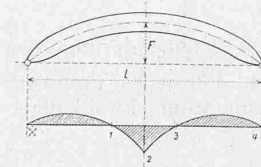


Abbildung 1.

Im Eisenbahnbetrieb ist es jedoch Regel, dass im Zuge beladene und unbeladene Wagen abwechseln oder Gruppen bilden. Soll daher tatsächlich die *ungünstigste Laststellung* gefunden werden, so muss $\times - 1$ mit Lokomotiven, 1-2-3 mit leeren, 3-4 mit beladenen Wagen belastet werden. Ähnliche Fälle gibt es bei den kontinuierlichen Brücken, Ausleger-, Rahmenbrücken, usw. Die Fassung des Satzes in der Verordnung sollte daher sein:

Der statischen Berechnung ist für jedes Geleise ein Zug mit x Lokomotiven in ungünstigster Stellung und einseitig angehängten beladenen oder unbeladenen Güterwagen zu Grunde zu legen; letztere sind zu beladenen oder unbeladenen Gruppen zusammengestellt, ebenfalls in ungünstigster Stellung einzuführen.

Es ist klar, dass Brücken, bei denen diesen Verhältnissen nicht Rechnung getragen wurde, keine gleichmässige Sicherheit besitzen, sondern regelmässig vereinzelte Stäbe weit über die zulässige Spannung beansprucht werden.

*

II. Ferner steht unter Winddruck die Bemerkung: „Für Stabilitätsberechnungen ist eine zweifache Sicherheit anzunehmen.“ In der Praxis bewies man durch die Zahl 2, dass bei belasteter und unbelasteter Brücke die Stabilität eine doppelte sei, wobei der Zug unbeladen angenommen wurde, ohne zu bedenken, dass der Zug, soll er nicht bei dem der doppelten Sicherheit entsprechenden Winddruck aus den Geleisen geworfen werden, ein bestimmtes Minimalgewicht haben müsse. Z. B. bei 100 kg/m^2 Winddruck pt/m , bei 200 kg/m^2 (d. h. der doppelten Sicherheit entsprechend) 2 pt/m .

Auch ist dem Verfasser nicht bekannt, dass die bei 200 kg/m^2 Winddruck und belasteter Brücke, und die bei 300 kg/m^2 Winddruck und unbelasteter Brücke entstehenden Kräfte, die ja der zweifachen Sicherheit gleichwertig sein sollten, bis in die Fundamente verfolgt wurden, um deren noch eben sichere Uebertragung nachzuweisen. Das Ergebnis einer solchen strengen Untersuchung würde zeigen, dass in Wirklichkeit die Stabilität vieler Bauwerke kaum eine 1,5 bis 1,6 fache ist, d. h. eine Zunahme von 50 bis 60% des vorgeschriebenen Winddruckes genügt, um ein Umstürzen hervorzubringen (z. B. Fussgängerstege auf Jochen.)

Es liegt eine grosse Ähnlichkeit mit jener längst verlassen Theorie vor, die die Sicherheit der Stützmauern nach Stabilitäts-Koeffizienten beurteilte. Unter Winddruck sollte daher ein *Festigkeitsnachweis* für Wind auf belastete (Wind v. 150 bis 200 kg/m^2) und auf unbelastete (Wind v. 250 bis 300 kg/m^2) Brücke verlangt werden.

*

III. Unter Fliehkraft fehlt eine Bestimmung für jene Brücken, auf die diese Kraft einen grossen Einfluss hat. Eine 4- bis 5-fache Sicherheit für die diesen Kräften zugeordneten Tragscheiben hat keinen Sinn, sofern nicht deren Stützung eine mindestens 2-fache Sicherheit aufweist.

*

IV. Ferner fehlen Bestimmungen über die *Traktionskräfte*, wie Bremskräfte, Zugkräfte, Seitenstösse der Lokomotiven, sowie deren Zusammenwirkung bei mehreren Geleisen.

*

V. Bei Annahme der allgemeinen Temperaturschwankungen dürfte eine Erhöhung auf ± 30 bis 35° von der mittleren Ortstemperatur angebracht sein. Eine Einschränkung auf bestimmte Tragwerke hat keinen Wert, da es überhaupt keine geben dürfte, bei denen Temperaturänderungen, und zwar zunächst gleichmässige, keinen Einfluss auf die innern Kräfte haben. Z. B. beim Dreigelenkbogen mit der Spannweite $2l$ und mit f als Pfeilhöhe ändert sich der Horizontalschub H bei einer Temperaturänderung t° auf H^1 ; dann ist:

$$\frac{H}{H^1} = 1 - \frac{\alpha t (f^2 + l^2)}{f^2}$$

sodass für $\frac{f}{l} = \frac{1}{5}$ und $t = 35^\circ$, die Schubänderung etwa $\pm 1,1\%$ des Normalwertes beträgt. Für jedes Tragwerk ist somit der Einfluss allgemeiner Temperaturschwankungen nachzuweisen.

*

VI. Für eine neu einzuführende Verordnung wäre es durchaus angezeigt, wenn einige Bestimmungen über die mit den vorgeschriebenen Verkehrslasten anzustellenden Berechnungen und deren Genauigkeit aufgenommen würden. Wir denken uns dies in der Weise, dass für *Ausführungsobjekte* etwa folgende Behandlung der Kräftewirkungen vorgeschrieben würde:

a) Als *Hauptkräfte*: Vertikallasten, Winddruck, Schneedruck, Flieh- und Traktionskräfte, Geländerbelastungen, mit Einschluss deren dynamischer Wirkungen. Ferner allgemeine Temperaturänderungen.

b) Als *Zusatzkräfte*: Die Wirkungen ungleichmässiger Temperaturänderungen nach örtlichen und besonderen Bedingungen, in einzelnen Stäben sowohl als in Stabgruppen, Senkungen von Pfeilern oder Widerlagern, Exzentrische Angriffe der Reaktionen, der Stabkräfte oder Tragscheiben, der Belastungen zwischen den Knotenpunkten infolge irgendwelcher Bedingungen; Eigengewichte der Stäbe, Windwirkungen auf die Stäbe, Rahmenwirkungen.

Selbstverständlich wären dabei auch Bestimmungen über das mögliche Zusammentreffen von ungleichmässigen Temperaturwirkungen mit Winddruck und Vertikallasten zu treffen, wie auch von allgemeinen Temperaturänderungen mit Schneedruck. So ist es z. B. nicht denkbar, dass eine Stabgruppe bei einem Winddruck von 150 kg/m^2 Temperaturdifferenzen gegenüber andern Stäben aufweisen wird, wenigstens nicht in unsern Gegenden, da Stürme von dieser Heftigkeit eine gewisse Zeit zur vollen Entwicklung brauchen, während der ein allgemeiner Temperatureausgleich stattfindet.

Ferner wären hier noch die Montierungsfehler zu erwähnen. Es werden z. B. Bögen im Winter oder Sommer geschlossen, ohne dass die Schübe entsprechend der mittleren Ortstemperatur korrigiert werden usw.

c) Als fakultativ wäre sodann noch die Behandlung der *Nebenspannungen* anzuführen, die entstehen, indem wir die reibungslos gedachten Gelenkknotenpunkte durch vernietete ersetzen.

d) Selbstverständlich wäre die Bedingung an alle Berechnungen zu knüpfen, dass die zu deren Durchführung benötigten Annahmen den tatsächlichen Verhältnissen entsprechen müssen, sodass sogenannte ungünstige Annahmen, die nur zu oft für andere Teile dafür zu günstig wirken, ausgeschlossen werden. Heute ist man durch die verfeinerten Mittel der Statik, durch Tabellenwerke und andere Rechenhilfsmittel in der Lage, die Berechnung der Tragwerke, wie dies oben verlangt ist, ohne allzu grossen Zeitaufwand auszuführen; und keine Behörde, die an der Entwicklung des Eisenbaues Interesse hat, sollte dies unterlassen. Ohne Zweifel steht fest, dass durch Aufsuchung der in vielen Beziehungen fehlenden Grundlagen zu solchen

Berechnungen, ganz besonders was Temperatur, Wind- und dynamische Wirkungen anbetrifft, neue Gesichtspunkte zur Beurteilung der Tragfähigkeit der eisernen Brücken gewonnen würden. Damit würden sich auch neue einheitliche Konstruktionen an Stelle des jetzigen „Durcheinanders“ ergeben und Theorie und Praxis würden zur Uebereinstimmung gebracht. In dieser Richtung steht noch ein weites Feld der Forschung frei, das allerdings nur von denen bebaut werden kann, die die Möglichkeit haben, frei zu arbeiten und ihre Einsicht zu betätigen.

*

VII. a) Unter dem Titel „*zulässige Materialinanspruchnahme*“ haben sich Widersprüche gezeigt zwischen Verordnung und Praxis. So ist z. B. die Wirkung des Windes auf die Fahrbahn nie in die Berechnung einbezogen worden, obschon eine Ausnahme nur für die Hauptträger gemacht wird, unter der Voraussetzung, dass der Wind nicht mehr als 100 kg/cm^2 Beanspruchung hervorruft.

Ferner hat auch die Bestimmung des Zuschlages von 100 kg/cm^2 zu verschiedenen Auslegungen Anlass gegeben. Die einen wandten ihn unterschiedslos auf alle Teile eines Tragwerkes an, während andere mit etwas feinerem Gewissen für Knickstäbe die Spannungserhöhung von derjenigen eines entsprechenden Zugstabes abhängig machten,

$$\text{also } \frac{\sigma_z + 0,1}{\sigma_z} = \frac{\sigma_k^1}{\sigma_k}$$

oder wie andere aus $Z + \sigma_k = \sigma_k^1$ den Zuschlag berechneten:

$$\text{Zuschlag } Z = \frac{100}{\sigma_{\text{druck}}} \cdot \sigma_{\text{knick}}$$

Solche Willkür würde bei Aufstellung einer Einteilung der Berechnung, wie sie unter VIa) bis d) angedeutet ist, vermieden und eine gleichmässige Behandlung aller Eisenbauten bewirken.

b) Wenn man sich ferner überlegt, was man unter $\left(\frac{\min}{\max}\right)$ zur Bestimmung der zulässigen Spannung eigentlich zu verstehen habe, so wird man auf folgende Betrachtungen geführt:

In erster Linie wird man sich sagen müssen, dass Temperaturkräfte darin nicht enthalten zu sein brauchen, da sie sich stetig und sehr langsam ändern; ja die Grenzwerte dieser Kräfte kommen oft während ganzer Jahre nie vor. Ferner muss man zugeben, dass *ein und derselbe Zug*, der das Maximum irgend einer Kraft hervorruft, nicht immer zugleich das Minimum dieser ergibt, sodass auch Min. und Max. durch längere zeitliche Abstände getrennt sein können. Ferner denke man an mehrgeleisige Brücken, bei denen überhaupt die ungünstigste Belastung wohl nur bei den Probabelastungen vorkommen dürfte.

Somit würde man auf folgende Definition geführt: Unter $\left(\frac{\min}{\max}\right)$ ist jener Wert aufzusuchen, der mit ein und demselben Lastzug (unveränderliche Richtung und Zusammensetzung) auf Grund aller davon abhängenden Haupt- und Zusatzkräfte berechnet zum Minimum wird. Hiebei können nur Winddruck, Fliehkräfte und Traktionskräfte der Grösse, jedoch nicht der Richtung nach, veränderlich angenommen werden, d. h. das Minimum ist eine Funktion des Maximums oder umgekehrt.

Was jedoch die Durchführung einer solchen Berechnung betrifft, so ist deren Wert sehr zweifelhaft, da diese im Sinne des Arbeitsgesetzes ungünstigsten Belastungsfälle sich sehr selten wiederholen und zudem mit denen der wirklichen Belastungsweise oft kaum angenähert übereinstimmen. Was jedoch von grösster Wichtigkeit ist, das ist die Tatsache, dass *im allgemeinen* die bestehende Berechnungsweise nach $\left(\frac{\min}{\max}\right)$ zu grosse Abmessungen ergibt, ausgenommen jene Fälle, in denen das Min. der Verkehrslast Null ist.

Die Berechnung des $\text{Min} = \varphi (\text{Max})$ wäre für die meist angewendeten Balkenträger ziemlich einfach; doch häufen sich die Umständlichkeiten bei andern Tragwerken, wie Bogen, Rahmen usw. ausserordentlich. Schon die bestehende Verordnung bringt einen gewissenhaften Statiker

in arge Verlegenheit, sobald es sich um zusammengesetzte Beanspruchungen handelt, da alsdann nicht mehr mit Kräften, sondern mit Spannungen der Wert $\left(\frac{\min}{\max}\right)$ bestimmt werden muss. Sind noch Windkräfte in Min und Max enthalten, so können in guten Treuen Meinungsverschiedenheiten entstehen, ob eine oder beide Windrichtungen einzuführen sind, da die Vorschriften sich darüber nicht klar aussprechen.

Dehnt man diese Betrachtungen auch auf Strassenbrücken und Eisenhochbauten aus, so erkennt man leicht, dass bei diesen Bauten eine Berechnung nach $\frac{\min}{\max}$ sinnlos ist und den tatsächlichen Verhältnissen gar nicht mehr entspricht.

Nach den vielen Erfahrungen, die der Verfasser dieser Zeilen in der Anwendung verschiedener Verordnungen machen konnte, und auch infolge der eben beschriebenen Verhältnisse, ist er der Ansicht, dass die zulässige Spannung für Abteilungen eines Tragwerkes sehr wohl einheitlich gewählt werden kann, und dass es weit wichtiger wäre, auf alle Kraftwirkungen Rücksicht zu nehmen. Dass ferner für Strassenbrücken und Hochbaukonstruktionen andere Spannungsgrenzen festzusetzen wären als für Bahnbrücken, erscheint selbstverständlich, solange dynamische Einflüsse in weitem Umfang vernachlässigt werden.

*

VIII. In der Verordnung fehlt eine Bestimmung, die die Annahme von Knicklängen und die Ausbildung der Knickstäbe regelt. Es wäre etwa vorzuschreiben, dass für jeden Stab die Länge zwischen seinen räumlich festgehaltenen Enden anzunehmen sei, es sei denn, dass durch theoretische Erwägungen oder durch Versuche gezeigt wird, welches die wirkliche Knicklänge ist.

Wie wichtig bezüglich Bestimmungen wären, weiss derjenige zu beurteilen, der bei Konkurrenzobjekten Eingaben anzufertigen hatte, die den Vorschriften genügen sollten. Um konkurrenzfähig zu sein, ist man gezwungen, viel zu kleine Knicklängen anzunehmen und sich dafür auf den Schutz der Sicherheitskoeffizienten zu vertrösten.

Aber auch in anderer Beziehung wäre diese Bestimmung begrüssenswert, indem sie auf theoretische Behandlung oder auf Versuche für viele komplizierte Knickungsverhältnisse führen würde. Wie wenig diese aufgeklärt sind, mögen aus einer grossen Zahl von Fällen folgende zwei Beispiele zeigen:

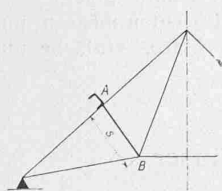


Abbildung 2.

a) Für den Binderstab s (Abbildung 2) wird allgemein die Knicklänge $l_k = s$ gewählt, obschon die angewendeten Formeln abgeleitet sind unter Annahme starrer Endführung. Wie wenig dies bei B erfüllt ist, liegt auf der Hand, die wirkliche Knicklänge ist in der Hauptsache abhängig von der Verbindung mit der Pfette A , dem Trägheitsmoment der Zugstäbe bei B , sowie deren Kräften.

b) Im Brückenbau hat sich in letzter Zeit das in Abbildung 3 skizzierte System für Strassen- und Bahnbrücken beliebt gemacht:

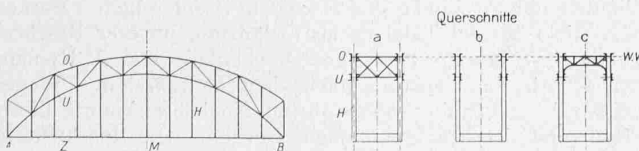


Abbildung 3.

In der Entstehungszeit des Bogens mit Zugband legten die Konstrukteure mindestens in der Ebene O einen Windverband und steiften den untern Druckgurt U mit Rahmen aus (Querschnitt a und c , s. z. B. Mehrstens: Brückenbau des XIX. Jahrh.), sodass die Knotendistanz als Knicklänge angenommen werden konnte. Später liess man

einfach die oberen Querrahmen weg und überliess die Aussteifung des Untergurtes den schwachen Hängestäben H (Querschnitt b , ohne sich über die nun eintretenden, sehr schlechten Knickungsverhältnisse Rechenschaft zu geben.

Die grössten Kräfte des Untergurtes U ($A-M$) werden hervorgerufen durch Belastung von $M-B$, die aussteifende Wirkung der Hängestange ist also gerade dann ein Minimum; auch können Schwingungen entstehen, die bis zur Gefährdung der Sicherheit anwachsen können. So mussten bei den neuen Kölner Nordbrücken bei U zweite Windverbände nachträglich eingefügt werden, da ausserordentliche Schwingungen infolge der unstarren Anordnung nach b eintraten.

Man darf in dieser Hinsicht wohl sagen, dass es viele eiserne Tragwerke gibt, die nur bestehen können, weil die tatsächlichen Belastungen die zur Berechnung angenommenen nie erreichen. Das gilt ganz besonders von jenen Tragwerken, die nach Verordnungen berechnet sind, die die unumschränkte Anwendung der Euler'schen Formel vorschreiben.

In dieser Hinsicht macht nun allerdings die Schweiz. Verordnung eine rühmliche Ausnahme, umso mehr, wenn man bedenkt, dass die nunmehr überall bestätigten Tetmayer'schen Formeln schon vor zwanzig Jahren in die Verordnung aufgenommen wurden.

Die Knickungsvorgänge der ungeteilten Stäbe sind für die Praxis ziemlich vollkommen gelöst, sobald die Knicklänge bekannt ist. Dagegen ist über den wirklichen Wert der verschiedenen Ausbildungen geteilter Knickstäbe, trotz der Flut von Abhandlungen, die darüber geschrieben wurde, eigentlich nichts bekannt. Bei solchen Stäben spielen ungleichmässige Erwärmungen, Anfangsexzentrizitäten, sekundäre Biegungs- und Faltungerscheinungen eine sehr grosse Rolle, über die nur umfangreiche und systematische Versuche Aufschluss geben könnten. Geteilte Stäbe ohne durchlaufende Stege sollten überhaupt für Hauptglieder vermieden werden, umso mehr als dies meistens ohne erhebliche Materialverschwendung möglich ist.

*

IX. Es fehlen Bestimmungen über die Berücksichtigung der Bohrungen in normalen oder schiefen Schnitten, bei Druck und Knickung oder zusammengesetzter Beanspruchung, ebenso über Stösse und Verlaschungen. Die als sehr lästig empfundene und den neueren Erfahrungen nicht entsprechende Bestimmung betreffend Reduktion der zulässigen Spannungen für genietete Träger sollte fallen gelassen werden. Im Gegenteil hat es sich gezeigt, dass eine Reduktion eher bei grossen Walzträgern angezeigt wäre, da bei diesen erhebliche Walzspannungen vorkommen können, sodass solche Träger oft während der Bearbeitung Risse bekamen.

*

X. Wünschenswert wäre auch eine Vorschrift, die weitgehende Rücksichtnahme auf die Unterhaltungsmöglichkeit verlangt: z. B. sollten enge durchgehende Schlitzte geradezu verboten werden, ebenso schwer zugängliche Hohlräume.

*

Das Wesen der statischen Berechnung und die Grösse der zulässigen Spannungen.

Der Zweck der statischen Berechnung ist, durch das Mittel der zulässigen Spannung einheitliche und auf gleicher Grundlage gebaute Tragwerke zu schaffen, die nach menschlicher Voraussicht mit Sicherheit bestimmte Nutzlasten zu tragen vermögen. Nun ist aber wohl zu beachten, dass unter den bisherigen Verhältnissen die zulässige Spannung nicht einmal einen Vergleichswert der verschiedenen Eisenkonstruktionen unter sich darstellt. Sie ist das Ergebnis eines bestimmten Ganges einer Berechnung, wobei eine ganze Anzahl Kraftwirkungen vernachlässigt werden, gleichviel, ob sie bei dem einen Bauwerk einen kleinen oder grossen Wert annehmen.

Ein anschauliches Beispiel ist folgendes. Denken wir uns, die in Abbildung 4 skizzierte Brücke werde einseitig von der Sonne beschienen, so bleibt Gurt D in seiner Temperatur gegenüber den andern A, B, C , zurück.

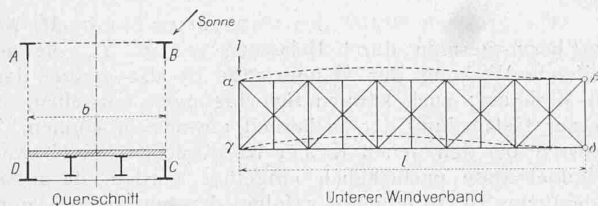


Abbildung 4.

Sind bei β und δ zwei feste Auflager, so entsteht bei den beweglichen Lagern eine Querreaktion

$$T = \frac{\alpha \cdot t \cdot l^2 \cdot b \cdot E \cdot F_0}{4 \int_0^l \left(\frac{x^2}{F_0} \right) dx}$$

worin F_0 irgend eine konstante Fläche bedeutet; $\frac{F}{F_0}$ sind dann Verhältniszahlen des laufenden Gurtquerschnittes. Nimmt man $t = 10\%$, $l:b = 10$ und eine konstante mittlere Gurtfläche an, so wird die Gurtkraft bei den festen Auflagern $T \cdot \frac{l}{b}$ und zwar

$$S = T \cdot \frac{l}{b} = \frac{3}{4} \alpha t \cdot E \cdot F = 0,20 \cdot F$$

d. h. die spez. Spannung beträgt $0,20 t/cm^2$; in Wirklichkeit erreicht sie jedoch oft den $1\frac{1}{3}$ bis 2 fachen Betrag, da die Gurtflächen nicht konstant, sondern z. B. bei einfachen Balken an den Enden ein Minimum sind.

Unterlassungen mit ähnlich weittragenden Folgen werden ständig begangen bei Berechnung von Windverbänden, sodann bei Vernachlässigung des exzentrischen Anschlusses der Last- und Windtragscheiben usw. Alle diese Vernachlässigungen sollten gedeckt werden durch aller Voraussicht nach genügend tiefe Wahl der zulässigen Spannung; sie entbehrt somit einer wissenschaftlichen Begründung.

Es finden sich zwar Ansätze zur Aenderung solcher bedenklicher Verhältnisse, so z. B. in der preussischen Verordnung für die Untersuchung von Hochbauten von Jan. 1910, da für Dächer, deren Durchbildung, Berechnung und Ausführung den strengsten Anforderungen genügt, sehr hohe Spannungen zugelassen werden, die nur noch etwa $400 kg/cm^2$ unter der Proportionalitätsgrenze liegen. Wir finden dies unter den gemachten Voraussetzungen für einwandfrei und logisch.

Während man früher in dem zahlenmässigen Nachweis der Tragfähigkeit einer Brücke selbst die Verkehrslasten nur angenähert berücksichtigte und alle andern Kraftwirkungen vernachlässigte, trat hierin mit der Zeit eine Aenderung ein und zwar hauptsächlich veranlasst durch Unglücksfälle, deren Ursache durch die gewöhnliche Berechnungsweise nicht erklärt werden konnte. Daraus ging jene Blütezeit in der Entwicklung des Eisenbaues hervor, in der man versuchte, allen Forderungen der Theorie auch in der Praxis gerecht zu werden, und durch Beobachtungen und Versuche fehlende Grundlagen schaffte.

Einen neuen Anstoss zur Weiterentwicklung erhielt der Eisenbau durch die Einführung des armierten Betons. Da sein Anwendungsgebiet in vielen Fällen dem Eisenbau abgerungen werden musste, deckte er letzterem seine Mängel und Fehler schonungslos auf; und heute gibt es sogar besonders eifrige Vertreter jener Bauweise, die die Genauigkeit der Berechnungsweise der Eisenkonstruktionen noch unter diejenige des Eisenbetons stellen wollen. Das ist nun sehr übertrieben. Gewiss gibt es Gebiete wie z. B. Stösse, Verlasungen, Schwächungen durch Bohrungen usw., die z. Z. noch der Aufklärung bedürfen. Die Angriffe haben aber sicher auch ihre gute Wirkung; man

wird sich erinnern, dass der Vorteil, den der Eisenbau bietet, gerade in der Sicherheit der Berechnung liegt, und wird die noch fehlenden Grundlagen durch Versuche schaffen.

Es sollte daher unbedingt angestrebt werden, die Berechnungen mit den wirklichen Verhältnissen möglichst in Uebereinstimmung zu bringen, und jedes Tragwerk unter Berücksichtigung aller besondern Bedingungen zu berechnen; nur dann erhält man einwandfreie Vergleichsrechnungen, die auch ein zutreffendes Bild über die Tragfähigkeit der Konstruktion ergeben. Dann ist es aber auch erlaubt, die zulässige Spannung in der Nähe der Proportionalitätsgrenze des Materials festzusetzen, und nicht wie bisher als willkürlichen Teil der Bruchfestigkeit.

Selbstverständlich wären in erster Linie Untersuchungen erforderlich über die Richtigkeit unserer Belastungsannahmen, sodann eine Prüfung der Möglichkeiten in deren Gewichtsvermehrung im Laufe der Zeit, speziell bei Bahnbrücken. Ferner wären erforderlich Beobachtungen über dynamische Wirkungen der Verkehrslasten bei den verschiedenen Fahrbahnausbildungen, sowie über Temperaturwirkungen bei den verschiedenen Tragwerken und deren Abhängigkeit vom Winddruck usw. Bei Festsetzung der Lastenzüge sollte auf möglichst einfache Zusammensetzung Wert gelegt werden. Bekanntlich geht dem Statiker oft kostbare Zeit verloren durch Aufsuchung der ungünstigsten Laststellungen bei unregelmässig gebildetem Lastschema, ohne dass damit gegenüber ganz einfach gebildeten Lastzügen ein nennenswerter Vorteil sich ergeben würde, da die Resultate oft nur wenig von einander abweichen.

Allen diesen Forderungen sollte eine neue Verordnung im weitesten Masse entgegenkommen, sie sollte ferner nicht nur den besten Konstruktionen den Weg frei halten, sondern zugleich Fortschritte in Theorie und Praxis ermöglichen. Ferner wäre dann jede Vorschrift bezüglich Konstruktionsdetails überflüssig, da die Bedingung einer genauen Berechnung jede Konstruktion selbst richtet. Wir sind überzeugt, dass damit dem Eisenbau der grösste Dienst erwiesen würde, und dass er seine ihm zukommende Stellung dem Eisenbeton gegenüber weit öfters behaupten könnte.

So möge die neue Verordnung auch von diesen Zeilen einigen Nutzen ziehen, und zum mindesten jene Mängel der bestehenden vermeiden, die nur zu Unstimmigkeiten und Unsicherheit in der Behandlung statischer Aufgaben geführt haben. Man möge auch bedenken, dass diese Verordnung nicht nur den staatlichen Bauten zu Grunde gelegt wird, sondern auch Private sich oft darnach richten müssen, und dass es dringend notwendig ist, eine klare, einfache und vollständige Vorschrift zu schaffen.

Mainz, im Mai 1911.

Basler Familienhäuser.

(Mit Tafeln 17 bis 20.)

Als Fortsetzung unserer frühern Darstellung von Basler Familienhäusern¹⁾, erbaut von den Architekten † Visscher van Gaasbeek, Fritz Stehlin und La Roche, Stäbelin & Cie., lassen wir heute auf den Tafeln 18 bis 20 und den Seiten 77 und 78 einige typische Wohnhausbauten von Architekt A. Romang in Basel folgen. Vorausgeschickt sei auf Tafel 17 als Ergänzung unserer Beschreibung des Hauses „zum Tanz“²⁾ ebenfalls von A. Romang erbaut, dessen Haustüre nach dem Tanzgässlein. Wegen einer ihr gegenüber aufgeführten Neubau konnte dieses Bild erst jetzt aufgenommen werden. Die Inschrifttafel über dem schlichten Hauseingang, dessen Hauptschmuck das schöne Material (Muschelkalk) bildet, kündigt von den Beziehungen des Hauses zu dem ehemals an gleicher Stelle von Hans Holbein d. J. bemalten alten Hause „zum Tanz“, bezüglich dessen auf die frühere Veröffentlichung verwiesen sei.

¹⁾ Band LII, Seite 175, 250 und 287.

²⁾ Band LIV, Seite 1 u. ff.