



UNIVERSITÄTS-
BIBLIOTHEK
PADERBORN

Die künstlerische Gestaltung von Eisenkonstruktionen

Text

Jordan, Hermann

Berlin, 1913

C. Sicherheit

[urn:nbn:de:hbz:466:1-96352](https://nbn-resolving.org/urn:nbn:de:hbz:466:1-96352)

Selbst in dem als nüchtern verschrieenen Amerika beginnt es sich zu regen. So wurde an der Manhattanbrücke der Architekt mehr als bisher in Amerika üblich war, zu Rate gezogen; für die Cambridge-Brücke in Boston reisten sogar der Ingenieur und der Architekt eigens nach Europa, um Brücken zu besichtigen; und der Entwurf für die neue, als Gegenstück zur Brooklynbrücke gedachte Bogenbrücke über das Hell Gate in New-York (300 m) hat einen Ingenieur, Lindenthal, und einen Architekten, Hornbostel, zu gemeinsamen Verfassern¹⁾.

Besonders bezeichnend auch hinsichtlich der künftig einzuschlagenden Wege ist der vor einiger Zeit entschiedene Straßenbrücken-Wettbewerb für Saarbrücken²⁾, indem die Architekten der preisgekrönten Entwürfe sich den leitenden Gedanken des Ingenieurs besonders eng anschlossen, gerade dadurch aber mit geringstem architektonischen und finanziellen Aufwand die ästhetisch am höchsten befriedigenden Lösungen zu finden vermochten.

Wollte man aber nach diesen erfreulichen Erscheinungen bereits auf einen hohen schönheitlichen Durchschnittswert der gesamten Eisenbauten schließen, so würde man sich einer groben Täuschung hingeben. Was an mustergültigen Ausführungen zustande gekommen ist, zeigt uns zwar, daß es möglich ist, ästhetische Grundsätze zu verfolgen, aber es stellt zugleich nur vereinzelte Gipfelpunkte dar, die sich stolz über die nicht vom Strahl der Kunst beschienenen Niederungen erheben.

C. Sicherheit.

I. Natürliche Auslese.

Die Sicherheit einer Eisenkonstruktion beruht in erster Linie auf der Zweckmäßigkeit des gewählten Systems. Die einzelnen Konstruktionssysteme selbst entwickelten sich aus empirischen Anfängen heraus und vervollkommneten sich erst allmählich mit der zunehmenden Erfahrung und der sich ausbildenden Theorie. Beide standen naturgemäß beim Aufkommen der Eisenbauweise auf sehr niedriger Stufe. Die Ingenieure der ersten Zeit waren daher in hohem Maße auf ihren praktischen Blick und auf ihr konstruktives Gefühl angewiesen, und je nachdem sie dadurch richtig oder unrichtig geleitet wurden, bewährten sich ihre Werke sehr verschieden: Während die ersten gußeisernen Brücken über den Severn³⁾ und über das Striegauer Wasser⁴⁾ noch heute unversehrt dastehen, sind andere Systeme, wie das der Schifkornbrücken⁵⁾ entweder nach kurzer Dauer wieder verschwunden, oder sie haben, wie die Hängebrücken, erst nach erheblicher Verbesserung eine betriebssichere Gestalt angenommen⁶⁾. Es vollzog sich eben hier am Menschenwerk derselbe Vorgang der natürlichen Auslese, der in der freien Natur

zu den zweckmäßigsten Formen geführt hat oder, wie Schwen-dener sagt:

„ Unsere eisernen Riesenbrücken, unsere Tunnelbauten, alles, was der Scharfsinn moderner Ingenieure an dahin gehörigem hervorbringt, seit ungezählten Jahrtausenden haben in der Stille des Waldes, in der Tiefe der Seen und Ströme, in Steppen und auf Bergeshöhen, Pflanzen weit kompliziertere Probleme in schweigendem Schaffen gelöst durch den Untergang des Unvollkommenen, das Überleben und Vererben des Besseren.“

II. Nebenspannungen und Knotenpunkts-Ausbildung.

Gefährdend ist das Auftreten von Nebenspannungen. Die wissenschaftlichen Untersuchungen von Gerber und Schwedler, und unliebsame Erfahrungen wie der Einsturz der Mönchensteiner Brücke, gaben Anlaß durch zentrische Knotenanschlüsse und durch Wahl symmetrischer Konstruktionsquerschnitte die Nebenspannungen möglichst einzuschränken. Die zu gleichem Zweck vorgeschlagenen Gelenkbolzenknoten, wie sie nach Gerber 1880 an der Eisenbahnbrücke über die Rösau bei Seussen, 1881 an der Eisenbahnbrücke über den Ellhofertobel bei Röttenbach (beide 40 m Spannweite) und 1882—83 an der Straßenbrücke über den Main bei Wertheim (67,7 m) angewandt wurden, haben sich besonders nach den Beobachtungen von Manderla, nicht als so beweglich erwiesen, wie man auf Grund der Theorie erwartet hatte. Auch in Amerika wurde die gleiche Erfahrung gemacht, ja es werden sogar viele dortige Brückeneinstürze auf die durch gelenkförmige Knotenausbildung bewirkte Verminderung der Quersteifigkeit zurückgeführt. Man scheut sich überdies in Amerika die Bolzenstäbe abwechselnd auf Zug oder Druck zu beanspruchen, da man dabei eine Lockerung der Verbindung befürchtet, wendet daher bei Brücken bis 55 m Weite ausschließlich vernietete Knoten an, und gibt nur größeren Brücken, wie der neuen Munizipal-Brücke in St. Louis¹⁾ noch Knotenpunkte mit Gelenkbolzen. Die neue Kentuckybrücke wurde durchweg vernietet, während ihre Vorgängerin Bolzenknoten besaß²⁾. An der Broadway-Brücke in Nashville (Tenn.) stellen die Knotenpunkte eine Vereinigung von Bolzen- und Nietenverbindung dar: Die obere Gurtung und die Vertikalen sind genietet, die untere Gurtung und die Schrägen bestehen aus Augenstäben³⁾.

In Europa werden die Bolzenknoten gelegentlich bei Lieferungen für überseeische Länder gewählt, in denen eine örtliche Nietung nicht ausgeführt werden kann, wie 1889 bei der von Harkort mit 61,5 m Stützweite gelieferten Brücke für die Deli-Spoorweg-Maatschappij auf Sumatra; im übrigen verwendet man aber nur fest vernietete Knotenpunkte und selbst der deutsche Export verläßt immer mehr die Gelenkkonstruktion.

Der zähe Zusammenhalt einer sorgfältig durchgearbeiteten vernieteten Konstruktion zeigte sich recht augenschein-

¹⁾ Zeitschr. des Ver. deutscher Ing. 1907, S. 1281.

²⁾ Zentralbl. d. Bauverwaltg. 1909, S. 485.

³⁾ Rondelet, Kunst z. bauen, Taf. CLVII, Fig. 1. Zeitschrift d. Ver. deutscher Ing. 1900, S. 497.

⁴⁾ Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1900, S. 499.

⁵⁾ Mehrtens, Eisenbrückenbau, S. 542.

⁶⁾ Über Brücken-Einstürze s. Österr. Wochenschr. f. d. öff. Baudienst 1909, S. 165. Zentralbl. d. Bauverwaltg. 1883, S. 380; 1885, S. 431. 1912, S. 660.

¹⁾ Engineering Record 1909, S. 477. Zentralbl. d. Bauverwaltg. 1909, S. 604. Engineering News 1912, Bd. 67, S. 231.

²⁾ Der Eisenbau 1911, S. 368.

³⁾ Engineering News 1909, S. 571.

lich im April 1909 gelegentlich eines Unfalls der Herrenbrücke in Lübeck, als der Dampfer „Baltic“ die Brücke anrannte und einige der Hauptglieder zerstörte. Trotz dieser starken Beschädigung hielt sich die Brücke noch 18 Stunden, bevor sie zusammenbrach¹⁾.

Das Auftreten von Nebenspannungen sucht man neuerdings durch bewegliche Lagerungen zu verhüten und vor allem durch Loslösen der Fahrbahn von dem räumlichen Haupttragwerk, d. h. durch Sichern lotrechter Durchbiegungsebenen für die Hauptträger auch bei ungleichmäßiger Belastung. Diesen Zwecken dient die freischwebende und die freigestützte Fahrbahn, welche letztere von Harkort beim Entwurf für die Bonner Brücke (1894) eingeführt und an der Eisenbahnbrücke in Worms, an der Moselbrücke in Trarbach, an der Havelbrücke zwischen Spandau und dem Eiswerder, und an der Süderelbe-Brücke bei Hamburg angewendet wurde (Abb. 67, 74, 83).

III. Knicksicherheit und Quersteifigkeit.

Bei zahlreichen Brückenbauten hatte man es unterlassen, sich das Haupttragwerk als räumliches Ganzes vorzustellen, auf die Ausknick-Möglichkeit senkrecht zur Binderebene Bedacht zu nehmen und demnach für einen ausreichenden Quer- und Windverband zu sorgen²⁾. Infolge davon wichen im Jahre 1841 an der Csukabridge bei Lugos und 1854 an der von Pauli entworfenen Günzbrücke bei Günzburg die Obergurte mangels räumlicher Festlegung ihrer Knotenpunkte seitlich aus. Dasselbe geschah 1883 an einer Straßenbrücke bei Rykon-Zell³⁾ in der Schweiz, bei welcher überdies die Vertikalen zu schwach waren, um das Fehlende durch feste Verbindung mit den Querträgern zu ersetzen. Auch an dem bald darauf bei Chatham⁴⁾ in England eingestürzten Landungssteg lag der gleiche Fall vor. Vor allem aber wies 1891 der verhängnisvolle Einsturz der in mehrfacher Hinsicht fehlerhaften Mönchensteiner-Brücke auf die Notwendigkeit genügender Ausknick-Sicherheit und auf die Gefährlichkeit der sogen. offenen Brücken⁵⁾ hin.

Überhaupt kamen um diese Zeit viele Brückeneinstürze vor, und zwar wurden von ihnen fast nur neue, schwachbelastete, aber weitgespannte Tragwerke betroffen, bei denen die einzelnen Stäbe wie auch die Wandungen im ganzen zwar genügend stark gegen Zug und Druck, aber nicht ausreichend gegen Knickbeanspruchung bemessen waren. Die Gefahr des Ausknickens ist aber um so größer, je geringere Druckkräfte der Rechnung zu Grunde liegen, je leichter und schlanker also die Gestaltung ist. Im Jahre 1907 ist die Brücke in Quebec, die 548,6 m Weite erhalten sollte, auch in der Hauptsache wegen mangelnder Knicksicherheit des Untersturtes zusammengebrochen. Hierdurch gewarnt, hat man die im Bau begriffene Blackwell's Island-Brücke in New-York

genau nachgeprüft, wobei sich ergab, daß das Eigengewicht über das vorher berechnete Maß und damit die Beanspruchung in den Hauptgliederungen über die schon hoch bemessene zulässige Grenze weit hinausging¹⁾. Die Brücke wurde zwar 1909 in Betrieb genommen, aber von den 4 Hochbahngleisen des oberen Stockwerks dürfen nur 2 benutzt werden²⁾.

Um die Brücken als Ganzes in der Seitenrichtung gegen Wind zu sichern, ist, wie schon früher an Hängebrücken, so auch an neueren Bogenbrücken durch Schrägstellen der Tragwände die Widerstandsfähigkeit gegen Wind erhöht worden, z. B. am Nord-Ostsee-Kanal, an der Adda-Brücke bei Paderno, an der Münstener-Brücke, wo die Bogen- Tragwände und die Längswände der Pfeiler unter 1 : 7 zum Lot geneigt sind, am Vaur-Viadukt mit Neigung 1 : 4, an der Kornhausbrücke in Bern mit 1 : 12,239 u. a. m.³⁾ (Abb. 57, 60).

An der Brücke über die Angerschlucht in der Tauernbahn waren anfangs schräge Hauptträger geplant. Man hat aber schließlich die lotrechte Stellung bevorzugt und zwar mit einem Abstand, der annähernd der bis dahin beabsichtigten oberen Breite entsprach. Um aber doch dieselbe seitliche Sicherheit zu erhalten, hat man den Träger-Obergurt bis in das Auflager-Mauerwerk fortgeführt und dort fest eingebettet⁴⁾.

IV. Versuche.

Als die Theorie des Eisenbaus noch in den ersten Anfängen war, fanden die damaligen Ingenieure Unterstützung in weitgehenden Versuchen, die z. B. Hodgkinson und Fairbairn 1824—31 mit Gußeisenbalken von 6—8 m Länge, und dann Fairbairn und Stephenson 1842 für den Bau der Britannia-Brücke vornahmen⁵⁾. Vielfach ließen aber erst unliebsame Erfahrungen z. B. mit der 1824—26 von Navier erbauten und überhaupt nicht in Betrieb genommenen Hängebrücke über die Seine erkennen, daß man nicht auf dem richtigen Wege sei.

Außerdem wurden bei Bauten, die sich bereits bewährt hatten, die auftretenden unschädlichen Formänderungen beobachtet und daraus Rückschlüsse auf die Richtigkeit der vorherigen Rechnungs-Annahmen gezogen.

Zwar ist seither über die Kraftwirkung in Eisengefügen immer klarere Übersicht gewonnen, und damit eine einfachere Anordnung mit günstigerer Kräfte-Übertragung unter Rücksichtnahme auf das elastische Verhalten des Baustoffs ermöglicht worden, aber trotzdem bleibt bis heute dem praktischen Gefühl und der Erfahrung noch zu viel überlassen, und dies führt gelegentlich zu einem das Maß der erforderlichen Sicherheit überschreitenden Material- und Arbeitsverbrauch. Da außerdem jetzt nach Einführung des Flußeisens die Ergebnisse früherer Versuche nur noch bedingten Wert besitzen, hat sich 1904 der „Verein Deutscher Brücken- und Eisenbau-Fabriken“

¹⁾ Der Eisenbau 1910, S. 195.

²⁾ Über die Néville-Brücke bei Leitmeritz s. Allg. Bauzeitg. 1911, Heft 1, S. 12.

³⁾ Zentralbl. d. Bauverw. 1883, S. 380.

⁴⁾ Ebenda 1885, S. 431.

⁵⁾ Über Bedachtnahme hierauf bei der Havelbrücke im Zug der Döberitzer Heerstraße s. Zeitschr. f. Bauwesen 1911, S. 344. Vergl. auch Deutsche Bauzeitg. 1891, S. 333. Zentralbl. d. Bauverw. 1912, S. 189, 256.

¹⁾ Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1908, S. 1452, 2019.

²⁾ Ebenda 1909, S. 762. Engineering News, 1. April 1909. Über Verstärkungen an der Williamsburgbrücke s. Engineering Record 1911, S. 478.

³⁾ Zambesi-Brücke 1 : 8, s. Zeitschr. d. Ver. deutsch. Ing. 1905, S. 2089.

⁴⁾ Allgem. Bauzeitg. 1909, S. 62.

⁵⁾ Ebenda 1849, S. 175.

gebildet, um neue Versuche vorzunehmen¹⁾. Diese sollen sich vor allem auf das Ausknicken von vergitterten Druckstäben, auf die Seitensteifigkeit der Ecken von Querrahmen sowie der oberen Gurtungen von oben offenen Brücken- und Kranträgern, auf Winddruck bei gegliederten Eisenbauwerken, auf die Eigenschaften von Nieten und sonstigen Einzelteilen, und auf Wert und Haltbarkeit der Farbanstriche beziehen, also eine wertvolle Ergänzung zu den Arbeiten der Material-Prüfungs-Anstalten bieten.

Auch letztere sind, soweit sie nicht schon mit dem eben genannten Verein zusammenarbeiten²⁾, fortdauernd mit einschlägigen Arbeiten beschäftigt: So wurde noch kürzlich seitens des preußischen Staats dem Material-Prüfungs-Amt in Groß-Lichterfelde eine Summe von 30 000 M. zu Prüfungen von Brückenkonstruktionen zur Verfügung gestellt.

Für die Ersatz-Brücke in Quebec sind mittlerweile Versuche an großen Druckstäben von $\frac{1}{2}$ und $\frac{1}{4}$ der natürlichen Größe vorgenommen worden, um Anhaltspunkte für die richtige Bemessung der einzelnen Konstruktionsteile zu gewinnen³⁾; doch wird hierzu aus Fachkreisen heraus bemerkt, daß solche Einzelversuche der Allgemeinheit weniger Nutzen bringen, als systematische Versuchsreihen⁴⁾, wie sie z. B. die Gutehoffnungshütte als vergleichende Knickversuche mit 4 m langen gegliederten Stäben aus Flußeisen und Nickelstahl ausgeführt hat. Versuche sind auch bei dem im Jahre 1909 eröffneten Laboratorium der United States Steel Corporation im Gang, und zwar zwecks Verbesserung der Stahlbereitung.

D. Wirtschaftlichkeit⁵⁾.

In wirtschaftlicher Beziehung hat sich der Eisenbau mit der Zeit immer vorteilhafter gestaltet. Während man 1853 bei der Gußeisenkuppel der alten Börse zu Antwerpen 460 kg/qm benötigte, konnte man die Schmiedeisenkuppel der Rotunde in Wien (1873) mit nur 336 kg/qm bedeckter Grundfläche konstruieren.

Günstiger als die Kuppeln stellten sich im allgemeinen die Längshallen: Zum Industriepalast in Paris 1853/54 verbrauchte man bei noch starkem Gußeisen-Anteil rund 207 kg/qm, dagegen zur Maschinengalerie vom Jahre 1867 ebenda nur 123 kg/qm überdeckter Fläche. Die Engländer, welche bekanntlich ziemlich schwer konstruieren, bedurften im Jahre 1880 noch einer Eisenmenge von 220 kg/qm für die Halle des Hauptbahnhofes in Manchester, während die Franzosen 1889 für den Maschinenpalast in Paris mit nur 149 kg, für das Palais des Beaux-Arts daselbst mit 133 kg/qm auskamen; indessen waren beide Bauwerke schwerer als die Maschinengalerie von 1867. Von neueren Bahnhofsbauten steht die 1892/93 errichtete Halle des Personenbahnhofs in Köln a. Rh. mit 145 kg/qm überdeckter

Fläche auf annähernd gleicher Stufe mit dem Pariser Maschinenpalast¹⁾.

Vergleichende Berechnungen haben ergeben, daß das Gewicht pro Flächeneinheit bei Bindern desselben Systems oft sehr verschieden ausfällt, während das für die Raumeinheit berechnete Eisengewicht ziemlich gleiche Werte ergibt, weil dann die Höhe des Bauwerks mitbestimmend wirkt. Es ist daher die Austeilung nach cbm ein besserer Kosten-Maßstab als die nach qm, zumal die eine Berechnungsweise oft zu dem umgekehrten Ergebnis führt, als die andere: während der Maschinenpalast von 1889 zu Paris bei 114,3 m Spannweite und 21,5 m Binderweite eine Eisenmenge von 149 kg/qm und 4,16 kg/cbm aufweist, sind zum Palais des Beaux-Arts ebenda bei 52,8 m Spannweite und 18,1 m Binderweite nur 133 kg Eisen f. d. qm verbraucht worden, dagegen auf die Raumeinheit berechnet 5,2 kg, d. h. mehr als beim Maschinenpalast²⁾.

In der Frage, ob bei Bahnbauten eine einzige große Halle oder eine Reihe kleinerer Schiffe vorteilhafter sei, neigt man in Deutschland dazu, letzteren den Vorzug zu geben, wie die Bahnhallen in Wiesbaden und Lübeck (Abb. 144) und die Neubaupläne für den Bahnhof Friedrichstraße in Berlin zeigen; auch in England und Amerika geht man dazu über, anstatt großer Hallen mehrere Satteldächer von kleiner Spannweite und geringer Höhe zu errichten³⁾. Es spricht dafür, daß große Bahnsteighallen höhere Bau- und Unterhaltungskosten beanspruchen, als kleinere Schutzdächer, daß ihre Glasflächen verhältnismäßig schwierig und kostspielig zu reinigen sind, auch leicht undicht werden, und daher andauernd mühselige Ausbesserungsarbeiten verursachen⁴⁾.

Bei Brücken ist die wirtschaftliche Bewertung der einzelnen Systeme je nach der Spannweite oft sehr verschieden, indessen haben sich bei der großen Zahl der bisherigen Ausführungen auf Grund aller einschlägigen technischen und wirtschaftlichen Erwägungen und auf Grund von Erfahrungen mit der Zeit gewisse Gepflogenheiten für die Wahl der Hauptträger herausgebildet:⁵⁾

Was zunächst die Balkenbrücken angeht, so werden im allgemeinen bei kleineren Brücken in Deutschland Walzträger für Eisenbahnen bis 12 m, für Straßen bis 15 m Weite angewandt, in Amerika für Eisenbahnen bis 4 m und bei Straßen bis 8 m Weite. Blechträger besitzen gegenüber Fachwerk den Vorteil einfacher Entwurfsarbeit, Herstellung und Unterhaltung, sowie geringer Empfindlichkeit gegen Überanstrengung, sind aber bei Stützweiten von über 24 m in der Regel teurer. Es kommen daher bis etwa 20 m in Deutschland, bis 33–40 m in Amerika Blechträger, darüber hinaus Fachwerkträger in Betracht und zwar bis 50 m als Parallel- oder Parabelträger, bei mehr als 50 m als Halbparabelträger. Dabei dienen nach Möglichkeit volle Walzeisen zur Herstellung der einzelnen Stäbe, so daß durchlaufende Nietreihen entbehrlich werden. Bei großen Feldweiten

¹⁾ Zentralbl. d. Bauverwaltg. 1909, S. 66. Zeitschr. d. Ver. deutsch. Ing. 1912, S. 1101.

²⁾ Über die zu diesen Versuchen beschaffte Materialprüfungs-maschine mit 3000 t Druckkraft s. Der Eisenbau 1912, S. 155.

³⁾ Zentralbl. d. Bauverwaltg. 1911, S. 90. Engin. Record 1910, Bd. 62, S. 564. Engin. News Ed. 65, 1911, S. 526. Der Eisenbau 1911, S. 309.

⁴⁾ Zentralbl. d. Bauverwaltung 1911, S. 172.

⁵⁾ Stahl und Eisen 1911, S. 89, 189, Abb. 13.

¹⁾ Der Eisenbau 1910, S. 131; 1911, S. 187.

²⁾ Vierendeel, Constr. arch., S. 227–28.

³⁾ Handb. d. Arch., 4. Teil, 2. Halbbd., Heft 4, S. 329, 330.

⁴⁾ Zentralbl. d. Bauverwaltg. 1906, S. 249.

⁵⁾ Zentralbl. d. Bauverwaltg. 1909, S. 193. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1908, S. 452.