Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 101/102 (1933)
Heft: 10

Artikel: Ausführung und Berechnung räumlich gekrümmter Stahlbrücken
Autor: Gottfeldt, Harry
DOI: https://doi.org/10.5169/seals-82961

Nutzungsbedingungen
Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. 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. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Mehr erfahren

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. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. En savoir plus

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. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. Find out more

Download PDF: 14.12.2025

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

INHALT: Ausführung und Berechnung räumlich gekrümmter Stahlbrücken. — Die Neuanlagen und der Bebauungsplan des Sihlhölzli-Quartiers in Zürich. — Zentralheizungskessel für Kohlenfeuerung. — Das Aussengang-Haus System Scheibe. — Mitteilungen: Die Verhinderung der Schwingungen von Freileitungen. 50 Jahre Leistungsfaktor cos φ. Die Erwerbslosensiedelung München. Neubau der Universitätskliniken in Zürich. Der Sportpalast in Antwerpen. Temperaturmessung an Staumauern. Eine grosse Druckluft-Schwimmramme. Eine bauwirtschaftliche Zentralstelle. Der Genfer Automobilsalon. Basler Rheinhafenverkehr. Die 71. Hauptversammlung des Vereines deutscher Ingenieure. Internationales Amt für Mass und Gewicht. — Literatur. — Mitteilungen der Vereine. — Vortrags-Kalender.

Band 101 Der S. I. A. ist für den Inhalt des redaktionellen Teils seiner Vereinsorgane nicht verantwortlich. Nachdruck von Text oder Abbildungen ist nur mit Zustimmung der Redaktion und nur mit genauer Quellenangabe gestattet. Nr. 10

Ausführung und Berechnung räumlich gekrümmter Stahlbrücken.

Von Dr. Ing. HARRY GOTTFELDT, Berlin.

Brücken, auf denen die Bahnaxe in einer Kurve liegt, lassen sich nicht immer vermeiden. Das gilt unter anderem besonders für städtische Schnellbahnen, die an vorhandene Strassen gebunden sind, sowie für die Auswechslung alter Brücken. In den letzten Jahren ist nun in solchen Fällen in steigendem Masse von einer Bauweise Gebrauch gemacht worden, die sich von der üblichen dadurch unterscheidet, dass die Brückenaxe nicht eine Sehne der Bahnaxe bildet, sondern mit dieser zusammenfällt. Die Hauptträger liegen demgemäss im Grundriss in Kurven, im allgemeinen also auf zur Bahnaxe konzentrischen Kreisen. Sind es Blechträger, so werden sie stetig gekrümmt; die Gurte von Fachwerkträgern können zwischen den Knotenpunkten auch geradlinig verlaufen. Die Querträger wird man bei dieser Ausführung zweckmässig radial stellen, sodass die Fahrbahnfelder zwar nicht rechteckig, aber doch unter sich gleich werden. Diese Bauweise wird im allgemeinen wegen der räumlichen Zusatzkräfte in den Hauptträgern weder eine Gewichtsverminderung noch wegen der schwierigeren Werkstattarbeiten eine Verringerung des Einheitspreises zur Folge haben. Sie vermeidet aber eine Reihe der Mängel der üblichen Ausführung und ist ihr vor allem in schönheitlicher Hinsicht unbedingt überlegen. Der geringere Hauptträgerabstand — und davon abhängig eine kleinere Bauhöhe bei untenliegender Fahrbahn — ist insbesondere für städtische Schnellbahnen in den oft nicht allzu breiten Strassen günstig, ebenso aber auch in zweigeleisigen Eisenbahnstrecken mit getrennten Ueberbauten für jedes Geleise; hier ergibt sich der betriebstechnische Vorteil, dass der Geleiseabstand gegenüber der freien Strecke nicht oder nur wenig vergrössert werden muss.

Eines der bemerkenswertesten Bauwerke der hier in Rede stehenden Art ist die neue Aarebrücke der Gäubahn[1]) bei Olten (Strecke Olten-Solothurn) (Abb. 1 bis 3). Die in den Jahren 1875 bis 1876 erbaute Bahn überschritt die Aare zwischen den Bahnhöfen Olten und Olten-Hammer in schiefer Kreuzung auf einem eingeleisigen Viadukt mit drei Oeffnungen von je rd. 33 m Lichtweite in einer Kurve von 300 m Radius. Die drei Ueberbauten waren Halbparabelträger mit untenliegender Fahrbahn und genügten den ständig anwachsenden Lasten bis vor kurzem recht gut; erst die Einführung des elektrischen Betriebes machte im Jahr 1927 eine Auswechslung notwendig. Bei den Vorarbeiten stellte sich heraus, dass bei Verwendung durchgehender Blechträger mit ihrer verhältnismässig geringen Bauhöhe die Fahrbahn kaum versenkt zu werden brauchte. Da die durchgehenden Träger überdies die Pfeiler zentrisch belasten und keine Fahrbahnunterbrechungen erfordern, entschied man sich für dieses System. Von hier war es nur noch ein kleiner Schritt, statt der Knickpunkte über den Pfeilern die Hauptträger stetig gekrümmt auszuführen, zumal da sich zeigte, dass dann bei dem für später geplanten zweigeleisigen Ausbau zwischen den Bahnhöfen Olten und Olten-Hammer durchweg ein Geleiseabstand von 5,0 m eingehalten werden kann und nachdem ein Vergleich ergeben hatte, dass die Gesamtkosten des Bauwerkes trotz des etwas höheren Preises der Stahlkonstruktion durch die Krümmung nicht wachsen würden.

Von wesentlichem Einfluss für die Wahl dieses Systems war schliesslich auch die Art der Montage. Die Pfeiler und Widerlager waren schon bei Errichtung der alten Brücke für zweigeleisigen Ausbau bemessen worden. Der neue Ueberbau konnte daher *neben* den alten gelegt werden. Er wurde auf dem anschliessenden Bahndamm zusammengebaut und mit Hilfe eines ebenfalls gekrümmten Vorbauschnabels in der Axe des neuen Geleises über die drei Oeffnungen hinübergeschoben.

Naturgemäss war dieses einfache, alle Rüstungen in der Aare vermeidende Verfahren nur bei stetiger Krümmung der Hauptträger möglich. Zu alledem kommt dann noch das vorzügliche Aussehen des fertigen Bauwerkes, sodass die Wahl eines räumlich gekrümmten Systems in diesem Falle als äusserst glücklich bezeichnet werden muss. Dieser Erfolg hat dazu geführt, dass die S. B. B. für die nächsten Jahre den Bau einer räumlich gekrümmten Brücke von erheblichen Abmessungen planen.

In Berlin sind in der letzten Zeit drei solcher Brücken[2]) entstanden, und zwar zwei in Form von Gelenkträgern für die Hochbahn (Abb. 4) und eine als Anschluss einer Kohlenabsturzbahn der Gaswerke an die Reichsbahn; nach Abb. 5 sind hier zwei gekrümmte Ueberbauten mit einem Halbmesser von 180 m und einer Stützweite von 13,7 m vorhanden. Die Schienen liegen unmittelbar auf den in 1,5 m Abstand angeordneten Hauptträgern, sodass sich in diesem Fall die stetige Krümmung der Träger fast zwangläufig ergab. Alle drei Berliner Brücken sind vollwandig. An älteren Beispielen[3]) sind zwei zweigeleisige, statisch unbestimmte Fachwerkbrücken mit R = rd. 70 m zu erwähnen und zwar die eine aus dem Jahre 1904 in Paris (Abb. 6), mit stetig gekrümmten Gurtungen, die andere seit 1911 in Hamburg, mit polygonalen Gurten.

Als Nachteil dieser Bauweise war bisher die schwierige Erfassung der statischen Wirkung zu bezeichnen. An sich ist ja jedes Brückentragwerk ein räumliches Gebilde, wenn auch bei der üblichen Ausführung die Zerlegung in einzelne ebene Scheiben zu genügenden Ergebnissen führt. Eben diese Zerlegung ist nun aber bei gekrümmten Brücken nicht mehr möglich, da die Hauptträgerscheiben für sich allein nicht stabil sind. Hierdurch rechtfertigt sich auch die Bezeichnung dieses Systems als „räumlich gekrümmt". Mangels eines genauen Verfahrens behalf man sich bisher trotzdem so, dass man zunächst ein nichtgekrümmtes Bauwerk entsprechender Abmessungen berechnete.[4]) Die so gefundenen Momente bezw. Gurtkräfte ergeben in den Knickpunkten waagrechte, quer zur Brückenaxe gerichtete Komponenten; diese können durch ein Kräftepaar aus senkrechten Kräften ersetzt gedacht werden (Abb. 7), die wieder neue Gurtkräfte mit waagrechten Komponenten erzeugen usw. Es ist einleuchtend, dass die so gefundenen Korrekturwerte bei jeder Wiederholung kleiner werden, sodass das Verfahren nach dem ersten oder zweiten Mal

[1]) Vergl. A. Bühler, Die neue Aarebrücke der Gäubahn bei Olten, „Bautechnik" 1930, Heft 29 und 32. Abb. 1 und 2 sind der „Bautechnik" entnommen, die Photos zu Abb. 3 und 6 hat mir in liebenswürdiger Weise Herr Bühler zur Verfügung gestellt. Der Verfasser.

Unsern schweizerischen Lesern, die sich wundern, dass über diese *schweizerische* Brücke ein *deutscher* Kollege in der „S. B. Z." berichtet, und dass wir die Zeichnungen dazu einem *deutschen* Fachblatt entlehnen müssen, diene zur Kenntnis, dass wir schon vor Jahren, aber leider vergeblich um eine Beschreibung dieses Bauwerkes ersucht hatten. Red.

[2]) Vergl. Gottfeldt und Gehlen, „Räumlich gekrümmte Stahlbrücken", Stahlbau 1931, Heft 17.

[3]) Vergl. Fussnote 1, sowie Kapsch, „Die Eisenkonstruktionen der Viadukte und Brücken der Hamburger Hochbahn", D. B. Z. 1914, S. 593.

[4]) Vergl. die in Fussnote 1 und 3 genannten Arbeiten.

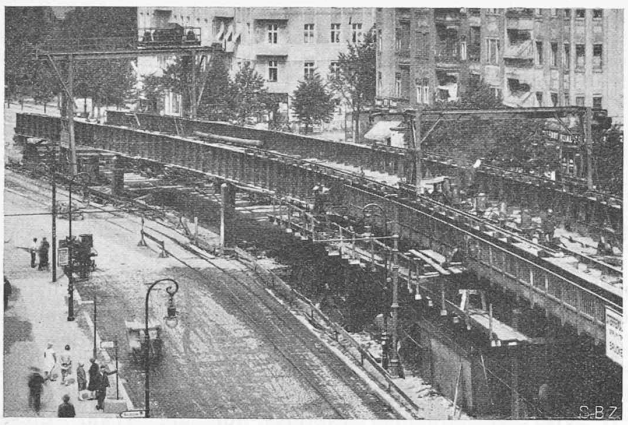

Abb. 4. Hochbahnviadukt Berlin, Schönhauser Allee. (Entwurf Obering. Ollert.)

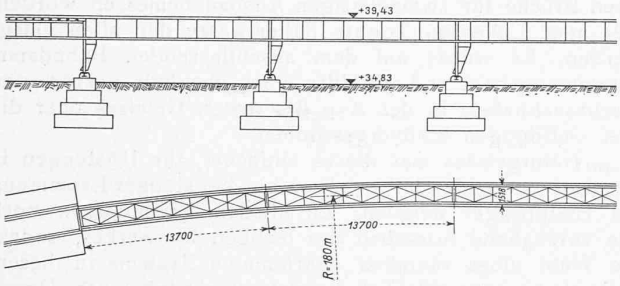

Abb. 5. Berliner Gaswerke, Brücke zur Kohlenabsturzbahn. — 1 : 500.

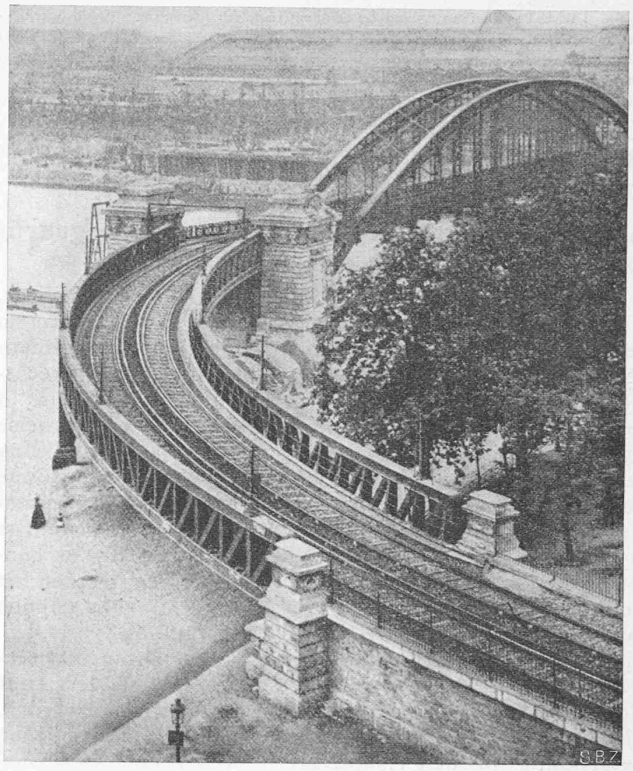

Abb. 6. Rechtsufrige Auffahrt zur Métro-Brücke beim Pont d'Austerlitz, Paris.

abgebrochen werden kann. Trotzdem ist diese Berechnungsweise recht zeitraubend. Beispielsweise ist die ungünstigste Laststellung für jeden Füllungsstab bezw. jede Querkraft eine andere, und jede dieser verschiedenen Laststellungen ergibt andere Zusatzkräfte. Die Rechnung muss also für eine ganze Reihe von Belastungsfällen durchgeführt werden. Ueberdies kann der Fall eintreten, dass die massgebenden Laststellungen der gekrümmten Brücke andere sind als die der ungekrümmten. Das gilt insbesondere für zweigeleisige Brücken, wo die beiden Geleise unter Umständen an *verschiedenen* Stellen belastet werden müssen. Das gegeschilderte Näherungsverfahren gibt über diese Fragen keine Auskunft; oft sind daher schon die Ausgangswerte, nämlich die zu Grunde gelegten Laststellungen, falsch, und auch die sorgfältigste Durchführung kann zu keinem richtigen Ergebnis führen.

Anlässlich der Bearbeitung der oben erwähnten Berliner Brücken unterzog sich der Verfasser daher der Aufgabe, genaue, praktisch verwendbare Formeln für die Einflusslinien räumlich gekrümmter Stahlbrücken abzuleiten.[5]) Ohne auf Einzelheiten näher einzugehen, seien hier kurz die wichtigsten Ergebnisse dieser Untersuchung mitgeteilt und an Hand eines Zahlenbeispiels erläutert. Mit den in Abb. 8 eingetragenen Bezeichnungen lauten die Gleichungen der Einflusslinien für die Auflagerdrücke A und A', die Querkräfte Q_m und Q_m' und die Momente M_m und M_m' einer räumlich gekrümmten Brücke mit nur einer Oeffnung

$$
\left.
\begin{aligned}
A &= \frac{r'}{b}\,\frac{n-k}{n} - \frac{r_0}{b}\,\frac{\sin(n-k)\,\varphi}{\sin n\,\varphi}\\
A' &= -\frac{r}{b}\,\frac{n-k}{n} + \frac{r_0}{b}\,\frac{\sin(n-k)\,\varphi}{\sin n\,\varphi}\\
Q_m &= \frac{r'}{b}\,\frac{n-k}{n} - \frac{r_0}{b}\,\frac{\sin(n-k)\,\varphi}{\sin n\,\varphi}\,\frac{\cos\frac{2m-1}{2}\,\varphi}{\cos\frac{\varphi}{2}}\\
Q_m' &= -\frac{r}{b}\,\frac{n-k}{n} + \frac{r_0}{b}\,\frac{\sin(n-k)\,\varphi}{\sin n\,\varphi}\,\frac{\cos\frac{2m-1}{2}\,\varphi}{\cos\frac{\varphi}{2}}\\
M_m &= \frac{r'\lambda}{b}\,\frac{m(n-k)}{n} - \frac{r_0\lambda}{b}\,\frac{\sin m\,\varphi\,\sin(n-k)\,\varphi}{\sin\varphi\,\sin n\,\varphi}\\
M_m' &= -\frac{r\lambda'}{b}\,\frac{m(n-k)}{n} + \frac{r_0\lambda'}{b}\,\frac{\sin m\,\varphi\,\sin(n-k)\,\varphi}{\sin\varphi\,\sin n\,\varphi}
\end{aligned}
\right\}\quad(1)
$$

Ein als Index beigefügter oberer Strich verweist hier und im folgenden stets auf den äusseren Träger. Die Gleichungen gelten nur für $k \geqq m$, also für Last *rechts* vom Bezugspunkt m. Man erhält von jeder Einflusslinie zunächst nur den einen Zweig, kann aber je zwei Zweige, die für symmetrisch zur Ueberbaumitte liegende Punkte berechnet wurden, zu einer vollständigen Einflusslinie zusammensetzen. Formelmässig drückt sich das dadurch aus, dass bei $k < m$ in den vorstehenden Gleichungen $n - k$ durch k und m durch $n - m$ zu ersetzen ist.

[5]) Gottfeldt, Die Berechnung räumlich gekrümmter Stahlbrücken. Dissertation Berlin, „Bautechnik" Heft 54 vom 16. Dez. 1932.

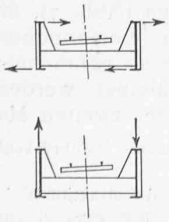

Abb. 7.

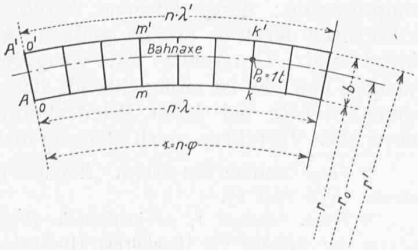

Abb. 8.

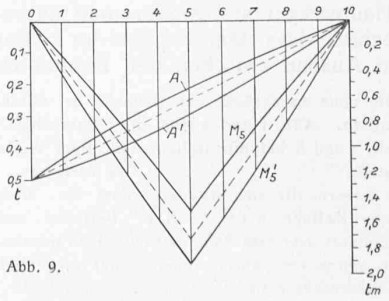

Abb. 9.

m	A	A'	M_5	M'_5
0	$\frac{0,500}{2}$	$\frac{0,500}{2}$	—	—
1	0,430	0,470	0,283	0,402
2	0,366	0,434	0,570	0,801
3	0,309	0,391	0,868	1,189
4	0,255	0,345	1,179	1,563
5	0,206	0,294	1,508	1,919
6	0,161	0,239	1,179	1,563
7	0,118	0,182	0,868	1,189
8	0,078	0,122	0,570	0,801
9	0,039	0,061	0,283	0,402
Σ	2,212	2,788	7,308	9,829

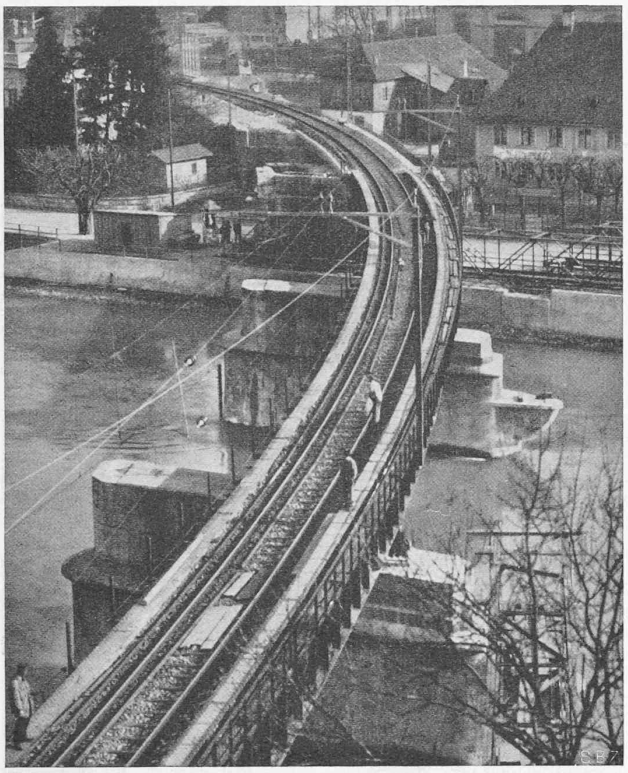

Abb. 3. Aarebrücke der „Gäubahn" bei Olten. Neubau vom Jahre 1927 mit stetig gekrümmten Hauptträgern.

Schliessen an das Gebilde der Abb. 8 Kragarme an, so gelten die Gleichungen (1) unverändert auch bei Belastung dieser Kragarme. Man darf also k über n hinaus

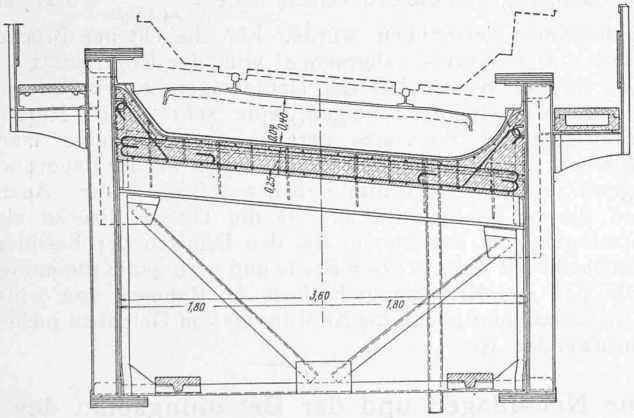

Abb. 2. Querschnitt der Gäubahnbrücke. — Masstab 1 : 60.

weiterzählen, bezw. bei Last auf dem linken Kragarm $k < 0$ einführen. Mit $m = n$ ergeben die Gleichungen für M_m und M_m' die Einflusslinien der Stützmomente M_n und M_n'. Folgt auf den Kragarm ein (zuvor mittels der Gleichungen (1) zu berechnender) eingehängter Ueberbau, so betrachte man bei Last auf diesem seine Auflagerdrücke A_e und A_e' als Belastung der Kragöffnung. In den Gleichungen (1) wird also k konstant gleich der Bezifferung des Kragarmendes. Dafür ist nicht mehr $P_0 = 1t$, sondern $P_0 = A_e + A_e'$ und $r_0 = \frac{A_e r + A_e' r'}{A_e + A_e'}$. Führt man diese Werte in (1) ein, so erhält man die Einflusslinien der Mittelöffnung des Kragträgers bei Belastung des eingehängten Ueberbaues als Funktionen von A_e und A_e' in der einfachen Form $S = a A_e + a' A_e'$, wobei a und a' Zahlen sind, die nur von den geometrischen Werten des Systems abhängen.

Geht der Ueberbau über i Oeffnungen kontinuierlich durch, so ist er $2(i-1)$fach statisch unbestimmt, vorausgesetzt, dass die Zwischenstützen einzelne Pendelstützen sind; andernfalls treten als weitere statisch unbestimmte Grössen die radial gerichteten Kräfte zwischen Pfeiler oder Portal und Ueberbau auf. Zahlenrechnungen haben übrigens ergeben, dass diese Kräfte auch bei stärkerer Krümmung nur klein sind, sodass man sie, zum mindesten bei der Berechnung des Ueberbaues selbst, im allgemeinen vernachlässigen darf. Als statisch unbestimmte Grössen wählt man entweder die Auflagerdrücke der Zwischenstützen oder, zumal bei grösserer Zahl der Oeffnungen, besser die Stützmomente. Das Hauptsystem besteht dann aus lauter einzelnen Ueberbauten mit nur einer Oeffnung. Man erhält schliesslich ein System siebengliedriger Elastizitätsgleichungen, auf dessen weitere Behandlung im Rahmen dieser Arbeit nicht eingegangen werden kann.[6])

Die Anwendung der Gleichungen (1) möge am Beispiel der Abb. 5 kurz erläutert werden. Für diese Brücke ist $r = 179{,}25$ m, $r' = 180{,}75$ m, $r_0 = 180{,}00$ m, $b = 1{,}5$ m, $n = 10$, $\lambda = 1{,}3643$ m, $\lambda' = 1{,}3757$ m, $\varphi = \frac{1{,}37}{180{,}00} = 0{,}0076111$ (im Bogenmass).

Hiermit lauten die Gleichungen (1), unter Beschränkung auf die Auflagerdrücke und auf die Grösstmomente in Brückenmitte

$$A = \frac{180{,}75}{1{,}5}\,\frac{10-k}{10} - \frac{180{,}00}{1{,}5}\,\frac{\sin(10-k)\,0{,}0076111}{\sin 0{,}0076111}$$

$$= 120{,}5 - 12{,}05k - 1578{,}1675 \sin(10-k)\,0{,}0076111$$

$$A' = -119{,}5 + 11{,}95k + 1578{,}1675 \sin(10-k)\,0{,}0076111$$

$$M_5 = 822{,}0 - 82{,}2k - 10762{,}9650 \sin(10-k)\,0{,}0076111$$

$$M_5' = -822{,}0 + 82{,}2k + 10853{,}0320 \sin(10-k)\,0{,}0076111$$

Die Zahlenwerte der trigonometrischen Funktionen können bei den hier in Frage kommenden kleinen Winkeln am

[6]) Ausser der in Fussnote 5 genannten Arbeit siehe auch Gottfeldt: Einflusslinien für räumlich gekrümmte Stahlbrücken, Stahlbau 1933 Heft 7, Dort finden sich nach einer kurzen theoretischen Entwicklung mehrere vollständig durchgerechnete Zahlenbeispiele.

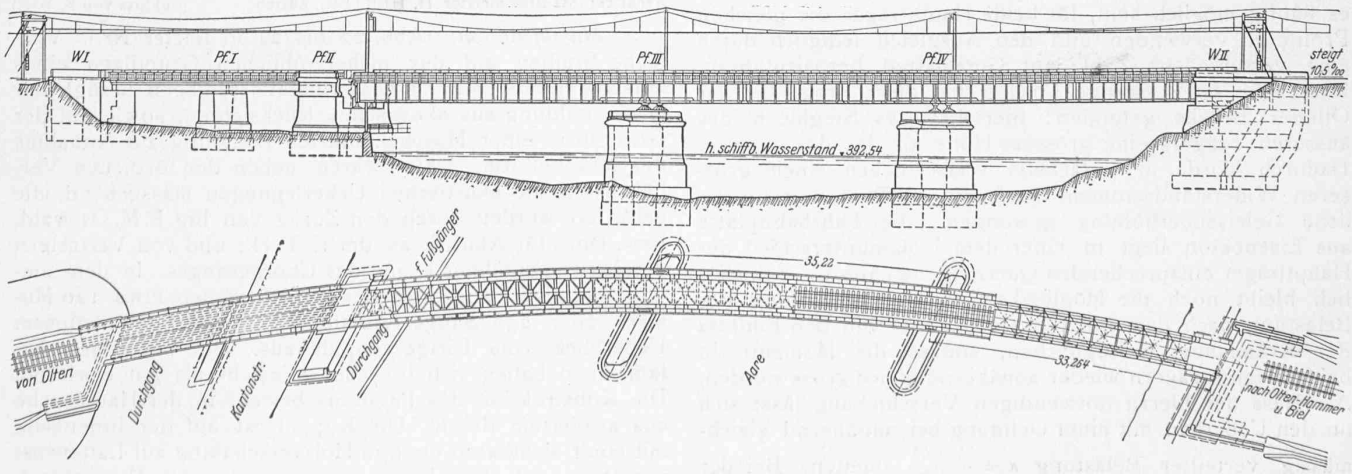

Abb. 1. Aarebrücke der „Gäubahn" bei Olten. Berechnet, konstruiert und ausgeführt von der A.-G. Th. Bell & Cie., Kriens (Obering. F. Ackermann). — Rd. 1 : 800.

einfachsten aus den ersten zwei oder höchstens drei Gliedern der Reihe $\sin x = \frac{x}{1!} - \frac{x^3}{3!} + \frac{x^5}{5!} \ldots$ ermittelt werden; eine Umrechnung in das Winkelmass ist also nicht nötig. Abb. 9 zeigt die so gefundenen Einflusslinien. Zum Vergleich sind die entsprechenden Linien einer nicht gekrümmten Brücke von 13,7 m Stützweite gestrichelt eingetragen. Die Auswertung ergibt für den Fall der ständigen Last ($G = G' = 1{,}0$ t, also $G_0 = 2{,}0$ t) mit den in Abb. 9 angegebenen Ordinatensummen: $A = 2{,}0 \cdot 2{,}212 = 4{,}424$ t, $A' = 2{,}0 \cdot 2{,}788 = 5{,}576$ t. Für das ebene Gebilde wäre $A = A' = 5{,}000$ t; das bedeutet also eine Abweichung um $\pm 11{,}5\,\%$. Weiter ist $M = 14{,}616$ tm, $M' = 19{,}658$ tm, also 14,7 % weniger, bezw. 14,8 % mehr als $M = M' = 17{,}125$ tm ohne Krümmung.

Für die Entwurfsbearbeitung räumlich gekrümmter Stahlbrücken ist es erwünscht, den Einfluss der Krümmung zunächst angenähert wenigstens für die ständige Last zu kennen. Zu diesem Zweck können die Näherungsformeln

$$A = \frac{gL}{2}\left(1 \pm \frac{4}{24}\frac{L^2}{bR}\right), \qquad M = \frac{gL^2}{8}\left(1 \pm \frac{5}{24}\frac{L^2}{bR}\right)$$

benutzt werden. L und R sind Bogenlänge und Halbmesser der Brückenaxe. Das obere Vorzeichen gilt für den äusseren Träger, das untere für den inneren. Die zweiten Glieder in den Klammern geben den Einfluss der Krümmung wieder; setzt man $R = 180{,}00$ m, $L = 13{,}7$ m und $b = 1{,}5$ m ein, so haben diese Glieder den Wert 0,116 für A bezw. 0,145 für M, in guter Uebereinstimmung mit den vorstehend errechneten genauen Prozentsätzen.

Ueber die konstruktive Ausbildung solcher Brücken ist nur wenig zu sagen. Die Fahrbahnausbildung ist durch die radiale Anordnung der Querträger eher noch einfacher als bei der üblichen Ausführung von Brücken in Geleisekurven. Auswinkelungen der Anschlusswinkel der Fahrbahnträger sind im allgemeinen nicht notwendig, da sich die Krümmung auf die Länge eines Feldes kaum bemerkbar machen wird. Die Gurtplatten der neueren vollwandigen Brücken wurden in der Weise gekrümmt, dass beim Durchgang durch die Richtwalze die eine Kante stärker gepresst wurde als die andere, bis sich durch die grössere Dehnung dieser Kante bei mehrmaliger Wiederholung der gewünschte Halbmesser einstellte. Irgendwelche Nachteile hat diese Kaltbearbeitung nicht gezeitigt. Räumlich gekrümmte Stahlbrücken eignen sich übrigens ganz besonders für die Herstellung mittels Lichtbogenschweissung, weil dann das Biegen der Gurtwinkel in Fortfall kommt. Von diesem Vorteil wurde bei der in Abb. 5 dargestellten Brücke Gebrauch gemacht.

Der Bemessung der Hauptträger wurde bei diesem Bauwerk das Grösstmoment des äusseren Trägers zu Grunde gelegt, weil es sich bei der geringen Länge nicht lohnte, für den inneren Träger andere Profile zu beschaffen. Bei grösseren Stützweiten wird man sich dem Momentenverlauf in den beiden Trägern selbstverständlich genauer anpassen. Bei geschickter Wahl des Querschnittes wird es häufig möglich sein, für beide Hauptträger die gleichen Profile zu verwenden und den Ausgleich lediglich durch eine verschiedene Zahl von Gurtplatten herbeizuführen. Eine sehr zweckmässige Lösung hat diese Frage bei der Oltener Brücke gefunden: hier hat das Stegblech des äusseren Trägers eine grössere Höhe als das des inneren. Dadurch wurde in einfachster Weise neben einem grösseren Widerstandsmoment auch die in Kurven erforderliche Geleiseüberhöhung gewonnen: die Fahrbahnplatte aus Eisenbeton liegt in einer dem Höhenunterschied der Hauptträger entsprechenden Querneigung (Abb. 2). Schliesslich bleibt noch die Möglichkeit, durch Verlagerung der Belastung nach dem inneren Hauptträger hin den Einfluss der Krümmung auszugleichen, sodass die Momente in beiden Hauptträgern wieder annähernd gleich gross werden. Als Mass der hierzu notwendigen Verschiebung lässt sich für den Ueberbau mit einer Oeffnung bei annähernd gleichmässig verteilter Belastung $e = \frac{5}{24}\frac{L^2}{R}$ ableiten. Bei der

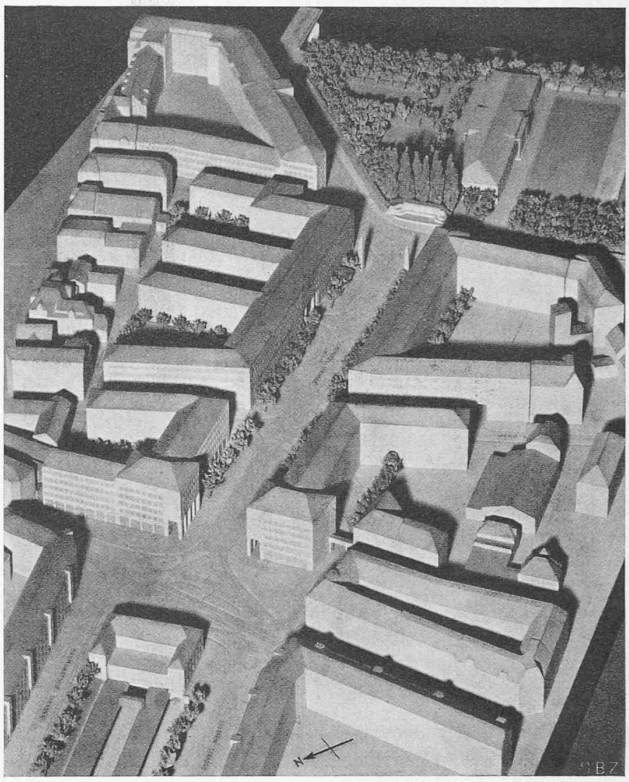

Abb. 27. Modellbild aus NW des Sihlhölzli-Quartiers gemäss Spezial-Bauordnung.

Brücke nach Abb. 5 würden also die Momente der beiden Hauptträger etwa gleich gross (und gleich dem Moment eines ebenen Trägers gleicher Stützweite) werden, wenn die Bahnaxe gegen die Brückenaxe um $e = \frac{5}{24}\frac{13{,}7^2}{180{,}0} = 0{,}217$ m nach innen verschoben würde. Für die Oltener Brücke wäre dieser Wert — abgesehen von der Kontinuität — 0,75 m. Die Kontinuität der Hauptträger bewirkt jedoch, wie Zahlenrechnungen zeigen, eine sehr starke Herabminderung des Einflusses der Krümmung, sodass man räumlich gekrümmte Stahlbrücken, wenn es der Baugrund irgend zulässt, stets kontinuierlich ausbilden sollte. Auch von diesem Standpunkt aus ist die Oltener Brücke als mustergültig zu bezeichnen. Bei den Brücken der Berliner Hochbahn mit ihrer grossen Breite und geringen Krümmung hält sich der Krümmungs-Einfluss im Rahmen von 3 bis 4 %, sodass hier gegen die Anordnung von Gelenken nichts einzuwenden ist.

Die Neuanlagen und der Bebauungsplan des Sihlhölzli-Quartiers in Zürich.

Architekt Stadtbaumeister H. HERTER, Zürich. (Schluss von S. 104.)

Musikpavillon. (Abb. 22 bis 24 in letzter Nr.). Vielfache Studien auf der bisher üblichen Grundlage eines Musikpavillons, mit Verbesserungsvorschlägen bezügl. der Deckenbildung aus akustischen Rücksichten, sowie auf der Grundform einer Muschel, führten endgültig zur Annahme der Muschelform. Dafür waren neben den örtlichen Verhältnissen die akustischen Ueberlegungen massgebend, die gefördert wurden durch den Zuzug von Ing. F. M. Osswald, Priv.-Doz. für Akustik an der E. T. H., und von Vertretern der Instrumentalmusik und des Chorgesanges. In dem amphitheatralisch angeordneten Raum können etwa 120 Musiker oder 250 Sänger Aufstellung finden, mit restlosem Ueberblick vom Dirigentenpult aus. Die bisherigen Erfahrungen haben sich in jeder Hinsicht als gut erwiesen. Die Konstruktion des Pavillons besteht in der Hauptsache aus armiertem Beton. Die Kuppel ist auf der Innenseite mit einer sichtbaren Oregon-Holzverschalung auf Lattenrost versehen, auf der Aussenseite ist sie mit Kupferblech