Zeitschrift: Schweizer Ingenieur und Architekt
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 108 (1990)
Heft: 26

Artikel: Zur Tragsicherheit von Bogenbrücken aus Stahlbeton
Autor: Herzog, Max
DOI: https://doi.org/10.5169/seals-77465

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

Zur Tragsicherheit von Bogenbrücken aus Stahlbeton

Dieser Beitrag ist aus Anlass seiner Emeritierung Prof. *B. Thürlimann* gewidmet.

Es wird gezeigt, wie einfach die Traglast von Stahlbeton-Bogenbrücken berechnet werden kann. Auf die Besonderheiten der Sicherheitsbetrachtung wird hingewiesen. Ein Zahlenbeispiel erläutert die praktische Anwendung.

Die rechnerische Traglast nach dem Mechanismus-Verfahren (theoretisch = obere Schranke) von eingespannten Bögen aus Bruchsteinen, Backsteinen, unbewehrtem Beton und

VON MAX HERZOG,
AARAU

Stahlbeton sowie von Zweigelenkbogen aus Baustahl wurde vor kurzem a.a.O. [1] mit den an Brücken von 23,0 bis 37,2 m Spannweite gemessenen Bruchlasten verglichen und eine sehr gute Übereinstimmung festgestellt. Hier wird nun die Anwendung der in [1] gewonnenen Erkenntnisse auf eine grosse Stahlbeton-Bogenbrücke gezeigt und auf jene Besonderheiten hingewiesen, die bei der Sicherheitsbetrachtung nicht übersehen werden dürfen.

Der eingespannte Bogen

Im Traglastzustand entfällt die Berücksichtigung der Zwängungen aus Schwinden und Kriechen des Betons sowie aus Temperaturänderungen und Widerlagerausweichen. Die Systemtragfähigkeit des eingespannten Bogens ist erst dann erreicht, wenn die Tragwiderstände von vier Querschnitten (Bild 1) erschöpft sind. Ein Dreigelenkbogen ist bekanntlich noch statisch bestimmt. Bei den im Massivbrückenbau üblichen eingespannten Bögen mit veränderlicher Querschnittshöhe ist eine Iteration kaum zu vermeiden. Das Ergebnis lässt sich jedoch sehr rasch eingrenzen.

Tragwiderstände der Stahlbetonbogenquerschnitte

Die Tragwiderstände der meist hohlen Bogenquerschnitte sind Funktionen der vorhandenen Betonabmessungen und Bewehrung, aber auch der angreifenden Normalkraft und ihrer Exzentrizität infolge der auftretenden Biegemomente. Sie können für Rechteckhohlquerschnitte (Bild 2) bei Ausserachtlassung der in Bruchnähe sowieso nicht mehr zutreffenden Hypothese von Bernoulli über das Ebenbleiben der Querschnitte sehr einfach berechnet werden. Für eine beliebige Höhenlage x der neutralen Faser des Rechteckhohlquerschnitts ergeben sich die Tragwiderstände der Druck- und Zugzone zu

(1) $D_u = (R_c + \mu R_s)\,[b d_o + b_{St}(x - d_o)]$

(2) $Z_u = \mu R_s [b d_u + b_{St}(d - x - d_u)]$

Aus dem Momentengleichgewicht der äusseren und inneren Kräfte erhält man letztere zu

(3) $D = N \cdot \dfrac{e}{z}$

(4) $Z = N \cdot \dfrac{e - z}{z}$

wenn e den Abstand der äusseren Normalkraft N von der Schwerlinie der inneren Zugkraft Z und

(5) $z = d - a_o - a_u$

den Hebelarm der beiden inneren Kräfte bedeutet.

Die bekannten Bemessungsdiagramme für Hohlquerschnitte von Walther und Houriet [2] gelten leider nur für den gegenwärtig gebräuchlichen Bewehrungsstahl S 500 mit der rechnerischen Fliessgrenze R_s = 460 N/mm². In den vergangenen Jahrzehnten wurden aber häufig andere Bewehrungen (z.B. R_s = 235 bzw. 355 N/mm²) verwendet, was bei der Nachrechnung bestehender Bogenbrücken zu beachten ist.

Tragsicherheit der Bogenquerschnitte

Nach den neuesten Ausgaben (1989) der SIA-Normen 160 (Einwirkungen auf Tragwerke) und 162 (Betonbauten) betragen die einzuhaltenden Lastfaktoren γ_G = 1,3 für die Eigenlast bzw. γ_Q = 1,5 für die Leitgefahr (= Verkehrslast) und der Widerstandsfaktor γ_R = 1,2 für den Stahlbeton. Die verlangte Tragsicherheit wird mit der Ungleichung

(6) $\dfrac{R}{\gamma_R} \geq \gamma_G S_G + \gamma_Q S_Q$

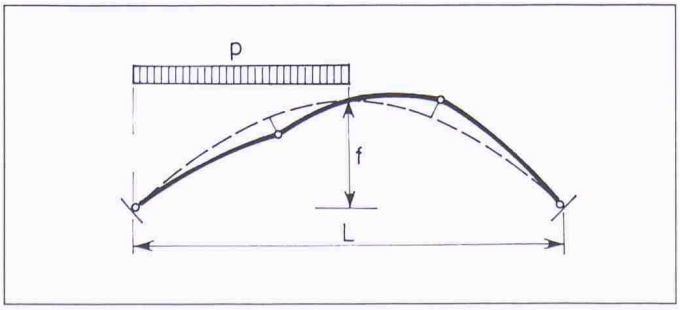

Bild 1. Bruchmechanismus eines eingespannten Bogens unter halbseitiger Verkehrslast

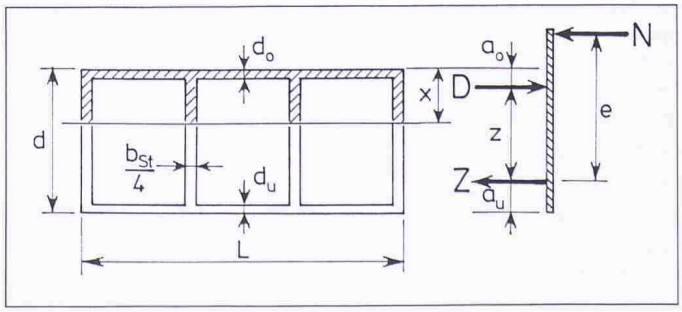

Bild 2. Symmetrisch bewehrter Rechteckhohlquerschnitt unter einachsig exzentrischem Druck

gewährleistet. Beim Nachweis der Tragsicherheit von bestehenden Bogenbrücken aus Stahlbeton wird der vorhandene Lastfaktor für die Leitgefahr (= Verkehrslast) im allgemeinen nicht unerheblich grösser ausfallen, als in der SIA-Norm 160 gefordert wird.

Systemtraglast des Bogens

Der kritische Lastfall für eine Bogenbrücke ist stets die halbseitige Verkehrslast (Bild 3). Die Bogenachse möge der Stützlinie für die Eigenlast entsprechen. Im Traglastzustand werden bekanntlich keine Biegemomente infolge von Zwängen (elastische Bogenverkürzung, Schwinden und Kriechen des Betons, Temperaturänderungen und Widerlagerausweichen), sondern nur diejenigen infolge von äusseren Lasten (Verkehr oder Wind) berücksichtigt. Die Verteilung der Biegemomente im Bogen entspricht dabei den Tragwiderständen der massgebenden Querschnitte im Kämpfer und etwa im 5/16-Punkt der Stützweite. Diese optimale Momentenverteilung kann im allgemeinen nur durch Probieren gefunden werden.

Zahlenbeispiel

Das Zahlenbeispiel ähnelt der Ersten Nösslachbrücke der Brenner-Autobahn [3], weil für dieses Objekt die meisten zur Nachrechnung erforderlichen Angaben literaturkundig sind. Die Abmessungen dieser Zwillingsbogenbrücke (Bild 4) lauten für einen der beiden eingespannten Bögen

$L = 180$ m $\quad f = 45$ m
$A_K = 8{,}7$ m² $\quad I_K = 20{,}1$ m⁴
$A_s = 6{,}9$ m³ $= A_{5/16}$ $\quad I_S = 6{,}5$ m⁴ $= I_{5/16}$

Die Kastenhöhe variiert nach dem Gesetz [4]

(7) $d = 0{,}8\, d_S (1 + \xi^8)$

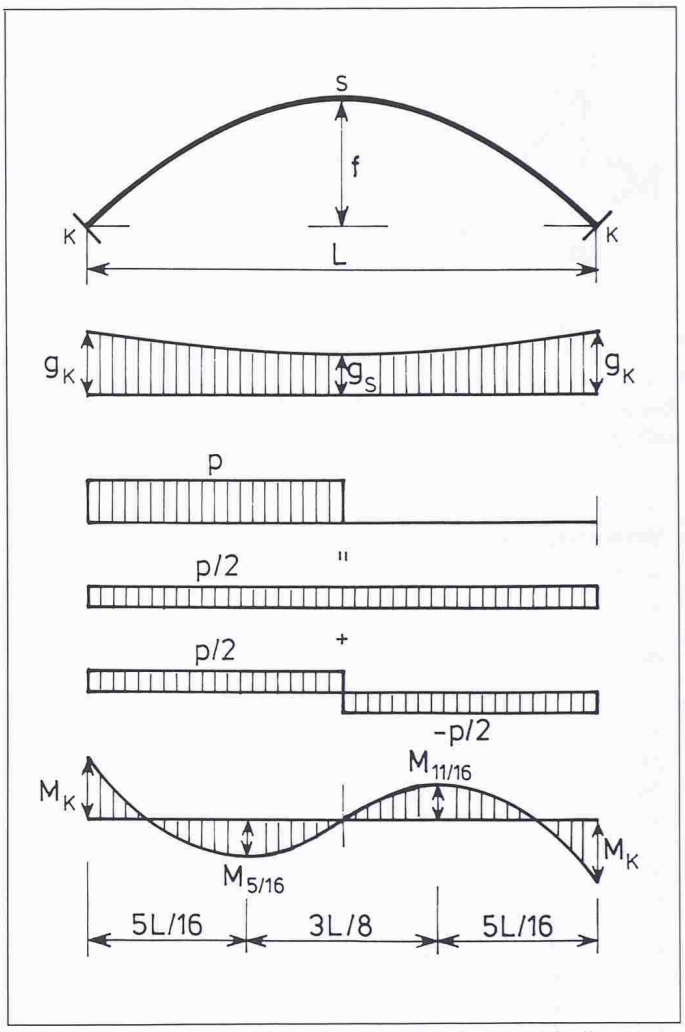

Bild 3. Eingespannter Bogen unter Eigenlast und halbseitiger Verkehrslast

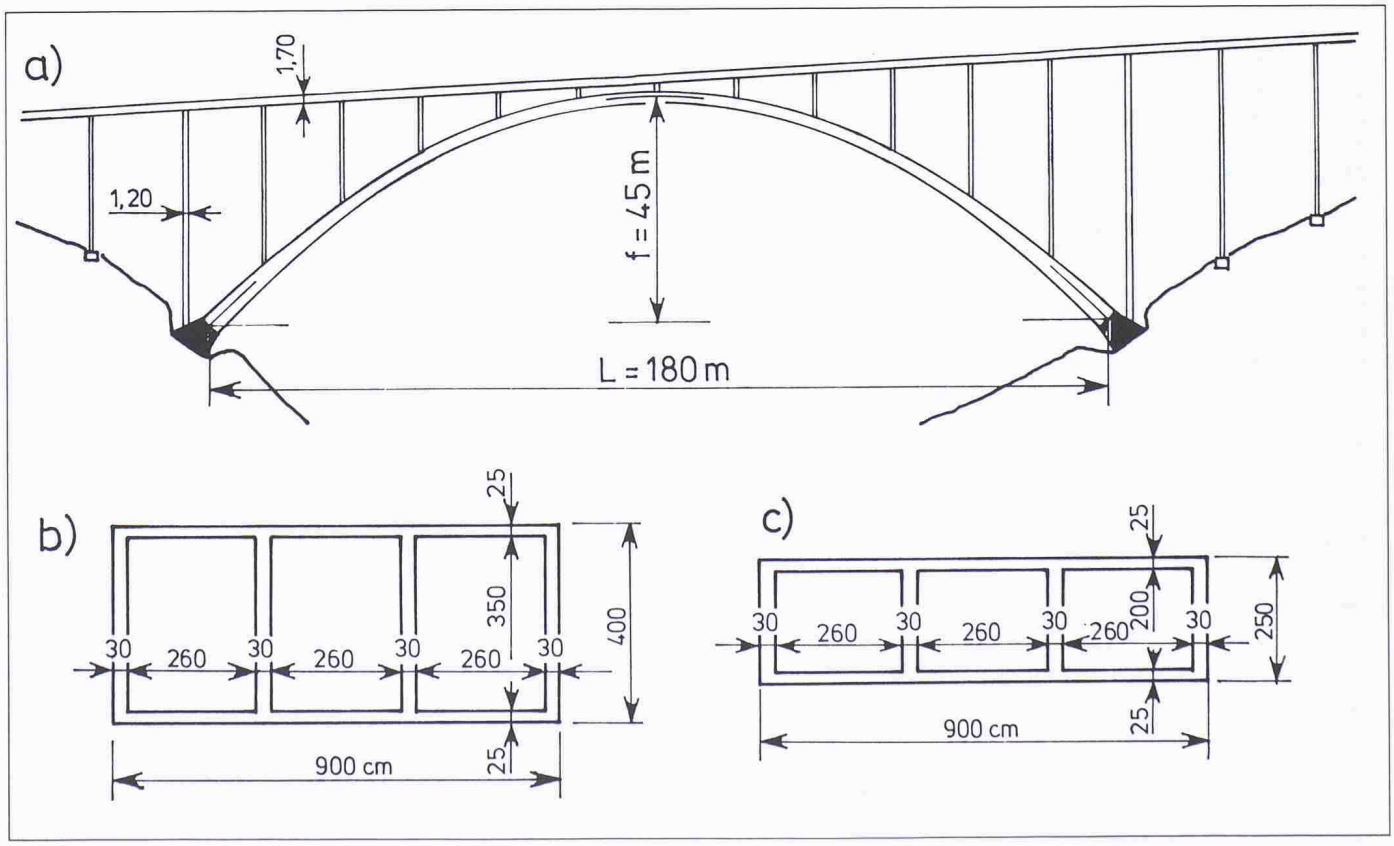

Bild 4. Erste Nösslachbrücke der Brenner-Autobahn [3] a) Längsschnitt, b) Querschnitte im Kämpfer sowie c) im Scheitel und im 5/16-Punkt

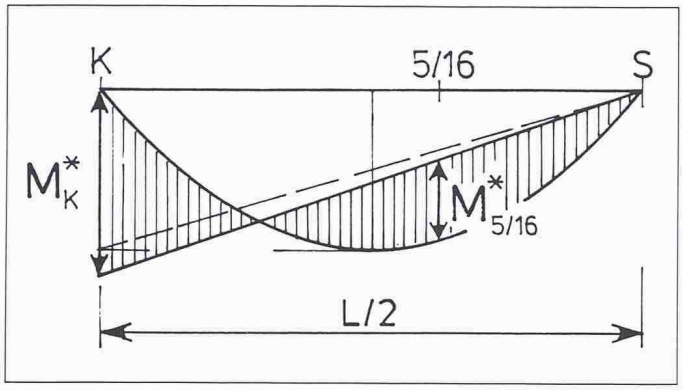

Bild 5. Momentenumlagerung im eingespannten Bogen unter halbseitiger Verkehrslast

Verwendete Bezeichnungen

A, A_c	Querschnittsfläche des Hohlkastens
a_o	Abstand der inneren Druckkraft vom gedrückten Rand des Hohlkastens
a_u	Abstand der inneren Zugkraft vom gezogenen Rand des Hohlkastens
b	Breite des Hohlkastens
b_{St}	Summe der Kastenstegdicken
D	innere Druckkraft
D_u	Tragwiderstand der Druckzone des Hohlkastens
d	Höhe des Hohlkastens
d_o	Dicke der oberen Kastenplatte
d_u	Dicke der unteren Kastenplatte
E_c	Elastizitätsmodul des Betons (E_{co} Ursprungsmodul, $E_{c\varphi}$ Kriechmodul)
e	Abstand der äusseren Normalkraft von der inneren Zugkraft
f	Bogenstich
G	Index für Eigenlast
g	Eigenlast
H_g, H_p	Horizontalschub infolge von Eigenlast bzw. Verkehrslast
I	Trägheitsmoment des Hohlkastens
i	Trägheitsradius
K	Index für Kämpfer
L	Bogenstützweite
M	Biegemoment
M^*	umgelagertes Biegemoment
N	Normalkraft (N_G infolge Eigenlast, N_Q infolge Leitgefahr = Verkehrslast)
p	Verkehrslast (gleichmässig verteilt)
Q	Index für Leitgefahr (= Verkehrslast)
R	Querschnittswiderstand
R_c	Rechenfestigkeit des Betons
R_s	Rechenfestigkeit der Bewehrung
S	Index für Scheitel und Schnittkraft (S_G infolge Eigenlast, S_Q infolge Leitgefahr = Verkehrslast)
u	Index für den Traglastzustand
x	Höhe der Druckzone des Hohlkastens
Z	innere Zugkraft
z	Hebelarm der inneren Kräfte
$5/16$	Index für den 5/16-Punkt der Bogenstützweite
γ	globaler Sicherheitsfaktor
$\gamma_{k\varphi}$	Knicksicherheit unter Berücksichtigung des Betonkriechens
γ_G, γ_Q	Lastfaktoren infolge Eigenlast und Leitgefahr (= Verkehrslast)
γ_R	Widerstandsfaktor
λ	Knickschlankheit
μ	Bewehrungsgehalt
ξ	Abstand des Querschnitts vom Scheitel aus gezählt und bezogen auf die halbe Bogenstützweite
φ	Kriechzahl des Betons
φ_K	Kämpferneigung des Bogens

Die Schnittgrössen betragen infolge der Eigenlast g = 376 kN/m je Bogen

H_g = 33,8 MN $\qquad \varphi_K$ = 45°
N_K = 47,8 MN $\qquad N_{5/16}$ = 36,1 MN

und infolge der halbseitigen Verkehrslast (Lastmodell 2 der SIA-Norm 160) p = 5 (12,1–1,4) = 53,5 kN/m näherungsweise

H_p = 2,43 MN $\qquad N_K$ = 3,43 MN $\qquad N_{5/16}$ = 2,59 MN

$$M_K = \frac{53{,}5}{2} \cdot \frac{90^2}{8} = -27{,}1 \text{ MNm}$$

$$M_{5/16} = 27{,}1 \left(0{,}9375 - \frac{3}{8}\right) = 15{,}2 \text{ MN.}$$

Die Tragwiderstände der beiden massgebenden Bogenquerschnitte ergeben sich aus den Baustoffkennwerten R_c = 0,65 (40–10) = 19,5 N/mm² und R_s = 235 N/mm² (normaler Rundstahl), sowie dem Bewehrungsgehalt μ = 0,8% mit Hilfe der Gln. (1) bis (6) und dem zunächst geschätzten Lastfaktor für die Verkehrslast von γ_Q = 4,0 im Kämpfer zu

$$\gamma_R N_K = 1{,}2(1{,}3 \cdot 47{,}8 + 4{,}0 \cdot 3{,}43) = -91{,}0 \text{ MN}$$
$$\gamma_R M_K = 1{,}2 \cdot 4{,}0 \cdot 28{,}5 = -136{,}8 \text{ MNm}$$
$$x = 2{,}25 \text{ m} \qquad a_o = 0{,}70 \text{ m} \qquad a_u = 0{,}51 \text{ m}$$
$$z = 4{,}00 - (0{,}70 + 0{,}51) = 2{,}79 \text{ m}$$
$$e = \frac{136{,}8}{91{,}0} + (2{,}00 - 0{,}51) + 0{,}05 = 3{,}04 \text{ m}$$
$$D = -91{,}0 \cdot \frac{3{,}04}{2{,}79} = -99{,}2 \text{ MN} < D_u = -99{,}4 \text{ MN}$$
$$Z = 91{,}0 \cdot \frac{3{,}04 - 2{,}79}{2{,}79} = 7{,}5 \text{ MN} < Z_u = 7{,}6 \text{ MN}$$

und im 5/16-Punkt der Stützweite zu

$$\gamma_R N_{5/16} = 1{,}2(1{,}3 \cdot 36{,}1 + 4{,}0 \cdot 2{,}59) = -68{,}8 \text{ MN}$$
$$\gamma_R M_{5/16} = 1{,}2 \cdot 4{,}0 \cdot 14{,}7 = 70{,}6 \text{ MNm}$$
$$x = 1{,}25 \text{ m} \qquad a_o = 0{,}34 \text{ m} = a_u$$
$$z = 2{,}50 - 2 \cdot 0{,}34 = 1{,}82 \text{ m}$$
$$e = \frac{70{,}6}{68{,}8} + (1{,}25 - 0{,}34) + 0{,}05 = 1{,}99 \text{ m}$$
$$D = -68{,}8 \cdot \frac{1{,}99}{1{,}82} = -75{,}2 \text{ MN} \sim D_u = -73{,}8 \text{ MN}$$
$$Z = 68{,}8 \cdot \frac{1{,}99 - 1{,}82}{1{,}82} = 6{,}4 \text{ MN} < Z_u = 6{,}5 \text{ MN.}$$

Zum Erreichen dieses Ergebnisses, das durch weitere Iteration noch unbedeutend verbessert werden könnte, ist eine geringfügige Umlagerung der Biegemomente im eingespannten Bogen (Bild 5) erforderlich gewesen. Die vorgenommene Vergrösserung des Kämpfermoments auf M_K^* = −1,05 · 27,1 = 28,5 MNm verursacht eine Abminderung des Biegemoments im 5/16-Punkt auf $M_{5/16}^*$ = 27,1 (0,9375–1,05.3/8) = 14,7 MNm.

Knicksicherheit

Im Zeitalter der «zulässigen Spannungen» ist die Bedeutung der Knicksicherheit von Bogenbrücken erheblich überschätzt worden. Rechnet man für das Zahlenbeispiel über-

$$i = \frac{6{,}5}{6{,}9} = 0{,}97 \text{ m} \qquad \lambda = \frac{0{,}4 \cdot 180}{0{,}97} = 74$$
$$E_{co} = 30\,000 \text{ MN/m}^2 \qquad \varphi = 2{,}0$$
$$E_{c\varphi} = \frac{30\,000}{1 + 2{,}0} = 10\,000 \text{ MN/m}^2$$

dann ergibt sich die Knicklast des eingespannten Bogens für symmetrische Vollbelastung und unter näherungsweiser Erfassung des Betonkriechens zu

$$(8)\quad N_{k\varphi} = \left(\frac{\pi}{\lambda}\right)^2 \cdot E_c A_c = \left(\frac{\pi}{74}\right)^2 \cdot 10\,000 \cdot 6{,}9 = 124{,}4 \text{ MN}$$

und die Knicksicherheit des Bogens

$$(9)\quad \gamma_{k\varphi} = \frac{N_{k\varphi}}{N_{5/16}} = \frac{124{,}4}{36{,}1 + 5{,}2} = 3{,}01$$

fiele erheblich grösser aus als die globale Tragsicherheit

$$(10)\quad \gamma = \frac{\gamma_R(\gamma_G N_G + \gamma_Q N_Q)}{N_G + N_Q} = \frac{1{,}2\,(1{,}3 \cdot 36{,}1 + 4{,}0 \cdot 2{,}59)}{36{,}1 + 2{,}59} = 1{,}78.$$

Einfluss der Fahrbahnkonstruktion

Unter der im allgemeinen *nicht* gegebenen Voraussetzung, dass die Längsbewehrung der Fahrbahnlängsträger über die ganze Länge des Bogens ungeschwächt durchläuft, könnte die Fahrbahnkonstruktion bei der Ermittlung der Tragwiderstände der massgebenden Bogenquerschnitte berücksichtigt werden.

Folgerungen

Aus dem Zahlenbeispiel für eine nach «zulässigen Spannungen» bemessene Bogenbrücke aus Stahlbeton geht eindeutig hervor, dass die vorhandene Tragsicherheit erheblich grösser ist, als aufgrund der seinerzeitigen Bemessung zu vermuten wäre. Die Tragreserve für die Leitgefahr (= Verkehrslast) ist im vorliegenden Fall mit

$$\frac{4{,}0-1{,}5}{1{,}5} = 167\%$$

erstaunlich gross. Da die Betondruckfestigkeit seit der Fertigstellung der Brücke vor über 20 Jahren weitergewachsen ist (vermutlich beträgt sie gegenwärtig über 60 N/mm²), fällt die wirkliche Tragreserve noch wesentlich grösser aus. Ähnliche Verhältnisse dürften bei den meisten Bogenbrücken aus Stahlbeton vorliegen, sofern sie in gutem baulichem Zustand sind. Dieses gutmütige Verhalten ist für aussergewöhnliche Schwertransporte von einiger praktischer Bedeutung. Es muss jedoch in jedem Einzelfall geprüft werden, ob die Tragfähigkeit der Fahrbahnkonstruktion ausreicht.

Adresse des Verfassers: Dr. *Max Herzog*, dipl. Bauing., Rohrerstrasse 3, 5000 Aarau.

Literatur

[1] *Herzog, M.*: Die Tragfähigkeit beliebiger Bögen in einfacher Näherung. Österr. Ing. & Arch.-Zeitschrift 134 (1989) H. 9, S. 467–474 und H. 10, S. 529

[2] *Walther, R. und Houriet, B.*: Abaques pour le dimensionnement des sections en béton armé, vol. 2. Presses polytechniques romandes, Lausanne 1988

[3] *Aigner, F.*: Stahlbeton-Bogenbrücken auf der österreichischen Brenner-Autobahn. Bauingenieur 43 (1968) H. 3, S. 91–95

[4] *Pucher, A.*: Lehrbuch des Stahlbetonbaues, 2. Aufl., S. 294–305. Springer-Verlag, Wien 1953

Wettbewerbe

Altersheim St. Martinspark in Baar ZG

Der Gemeinderat von Baar veranstaltete einen öffentlichen Projektwettbewerb für das Altersheim St. Martinspark. Teilnahmeberechtigt waren Fachleute, die im Kanton Zug seit mindestens dem 1. Januar 1988 Wohn- oder Geschäftssitz haben oder Bürger von Baar sind. Zusätzlich wurden sechs auswärtige Büros zur Teilnahme eingeladen. Es wurden 15 Projekte beurteilt. Ergebnis:

1. Preis (20 000 Fr. mit Antrag zur Weiterbearbeitung): Hertig + Hertig + Schoch, Zürich.

2. Preis (17 000 Fr.): Hornberger Architekten AG, Zürich, Dr. Klaus Hornberger, Roland Meier, Hermann Gaenslen

3. Preis (12 000 Fr.): Derungs & Achleitner, Zug; Mitarbeiter: Georg Isenring, Javad Amini

4. Preis (11 000 Fr.): Müller + Staub Partner AG, Baar; Mitarbeiter: Fritz Bucher, Kurt Schmid

5. Preis (9000 Fr.): Schmid + Partner, Fredy Schmid, Zug; Mitarbeiter Umgebung: Dölf Zürcher, Gartenarchitekt, Oberwil

6. Preis (8000 Fr.): Walter Rüssli, Luzern; Mitarbeiter: Rudolf Vollenweider, Arthur Sigg, Philipp von Matt

7. Preis (6000 Fr.): Kuhn Fischer Hungerbühler, Zürich

Ankauf (7000 Fr.): Lüscher + Lauber + Gmür, Luzern; Landschaftsarchitekt: Stefan Kuhn, Luzern

Fachpreisrichter waren T. Häfliger, Sektion Hochbau SBB, Frau R. Müller, J. Stöckli, A. Wasserfallen, U. Spillmann, Ersatz, A. Suter, Ersatz.

Zur Aufgabe

Im Zuge der Verkehrs- und Überbauungsplanung Bahnhof und nach verschiedenen Standortabklärungen hat sich für ein zusätzliches Altersheim der Standort beim Bahnhof als der beste erwiesen. Die Betagten sollen das rege Leben am künftien Bahnhofplatz und im nahen Dorfzentrum mitverfolgen können, sie sollen aber auch die Möglichkeit haben, sich in die ruhigere, besinnliche Parkanlage des St. Martinsparks zurückzuziehen.

Es wurde von den Teilnehmern eine städtebauliche Gesamtlösung erwartet, in die sich das Altersheim zwanglos einfügt. Es ging um den Nachweis, dass sich das Projekt für das Altersheim St. Martinspark städtebaulich und betrieblich mit den angrenzenden Bauvorhaben verträgt. Dementsprechend waren die übrigen Baukörper lediglich volumetrisch, d.h. ohne Grundrisse, aber mit Erschliessung, Parkierung und Umgebung darzustellen.

Um der städtebaulich anspruchsvollen Aufgabe gerecht zu werden, gliederte sich die Wettbewerbsaufgabe in zwei Teile:

- Entwerfen einer Gesamtkonzeption für das ganze Wettbewerbsareal
- Projektierung eines flexiblen Altersheimes im speziell bezeichneten Bereich.

Das Konzept des flexiblen Altersheimes St. Martinspark soll auf dem Grundsatz basieren, dass nicht die Betagten, sondern Bau, Räume und Betrieb sich der meist im Alter zunehmenden Behinderung und Pflegebedürftigkeit der Bewohner anpassen.

Auszug aus dem Raumprogramm: 4 Wohngruppen zu je 18 Betten, 4 Ferienzimmer; Gemeinschaftsbereich mit Eingangshalle, Aufenthaltsbereich, Essraum, Mehrzweckraum, Ergotherapie, Bibliothek, Kapelle; Verwaltung mit Empfang, Büro, Untersuchungszimmer; Küchenanlage usw.