

# Zur Tragsicherheit von Bogenbrücken aus Stahlbeton

Autor(en): **Herzog, Max**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizer Ingenieur und Architekt**

Band (Jahr): **108 (1990)**

Heft 26

PDF erstellt am: **26.09.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-77465>

## **Nutzungsbedingungen**

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

## **Haftungsausschluss**

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

# Zur Tragsicherheit von Bogenbrücken aus Stahlbeton

**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 Zweigelenbogen 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

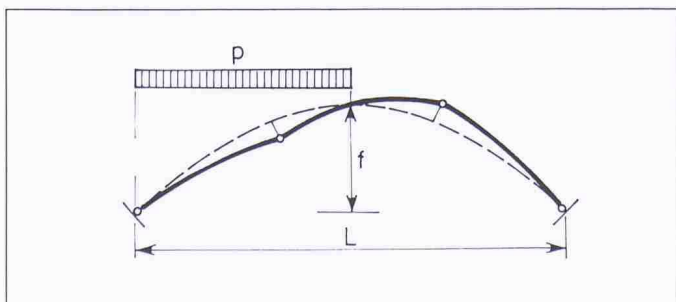


Bild 1. Bruchmechanismus eines eingespannten Bogens unter halbseitiger Verkehrslast

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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  $R_s = 460 \text{ N/mm}^2$ . In den vergangenen Jahrzehnten wurden aber häufig andere Bewehrungen (z.B.  $R_s = 235$  bzw.  $355 \text{ N/mm}^2$ ) 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  $\gamma_G = 1,3$  für die Eigenlast bzw.  $\gamma_Q = 1,5$  für die Leitgefahr (= Verkehrslast) und der Widerstandsfaktor  $\gamma_R = 1,2$  für den Stahlbeton. Die verlangte Tragsicherheit wird mit der Ungleichung

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

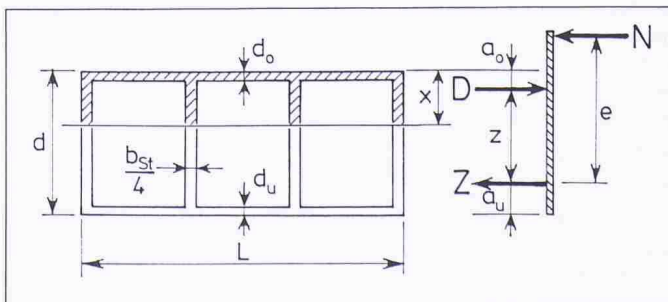


Bild 2. Symmetrisch bewehrter Rechteckhohlquerschnitt unter einachsiger exzentrischer Druck

gewährleistet. Beim Nachweis der Tragsicherheit von bestehenden Bogenbrücken aus Stahlbeton wird der vorhandene Lastfaktor für die Leitgefahrlast (= 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

- $L = 180 \text{ m}$                        $f = 45 \text{ m}$
- $A_K = 8,7 \text{ m}^2$                      $I_K = 20,1 \text{ m}^4$
- $A_S = 6,9 \text{ m}^3 = A_{5/16}$          $I_S = 6,5 \text{ m}^4 = I_{5/16}$

Die Kastenhöhe variiert nach dem Gesetz [4]

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

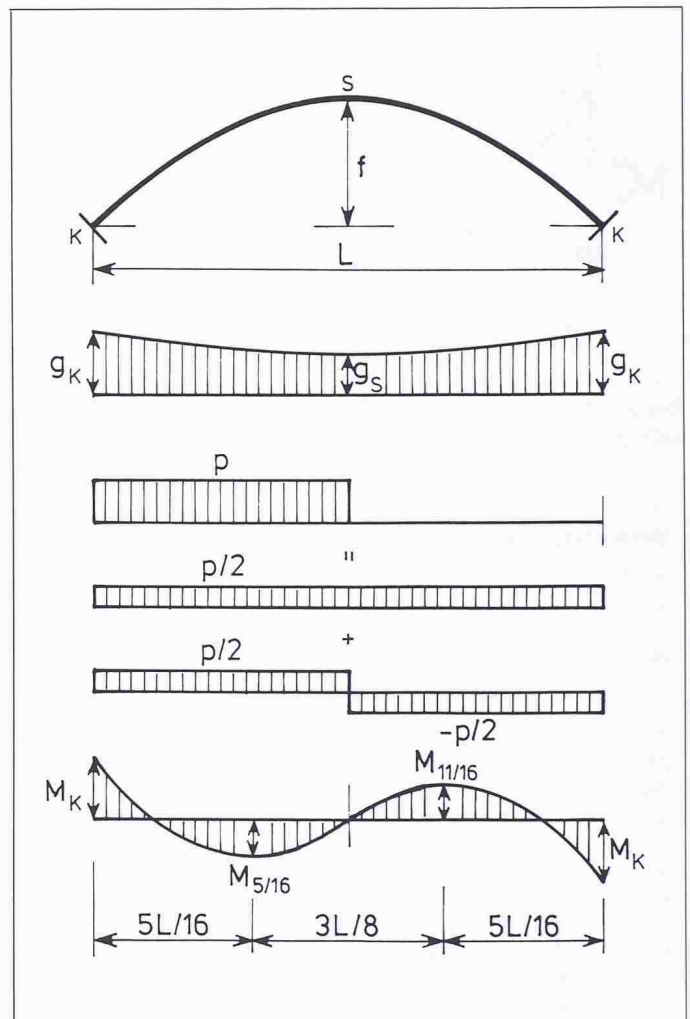


Bild 3. Eingespannter Bogen unter Eigenlast und halbseitiger Verkehrslast

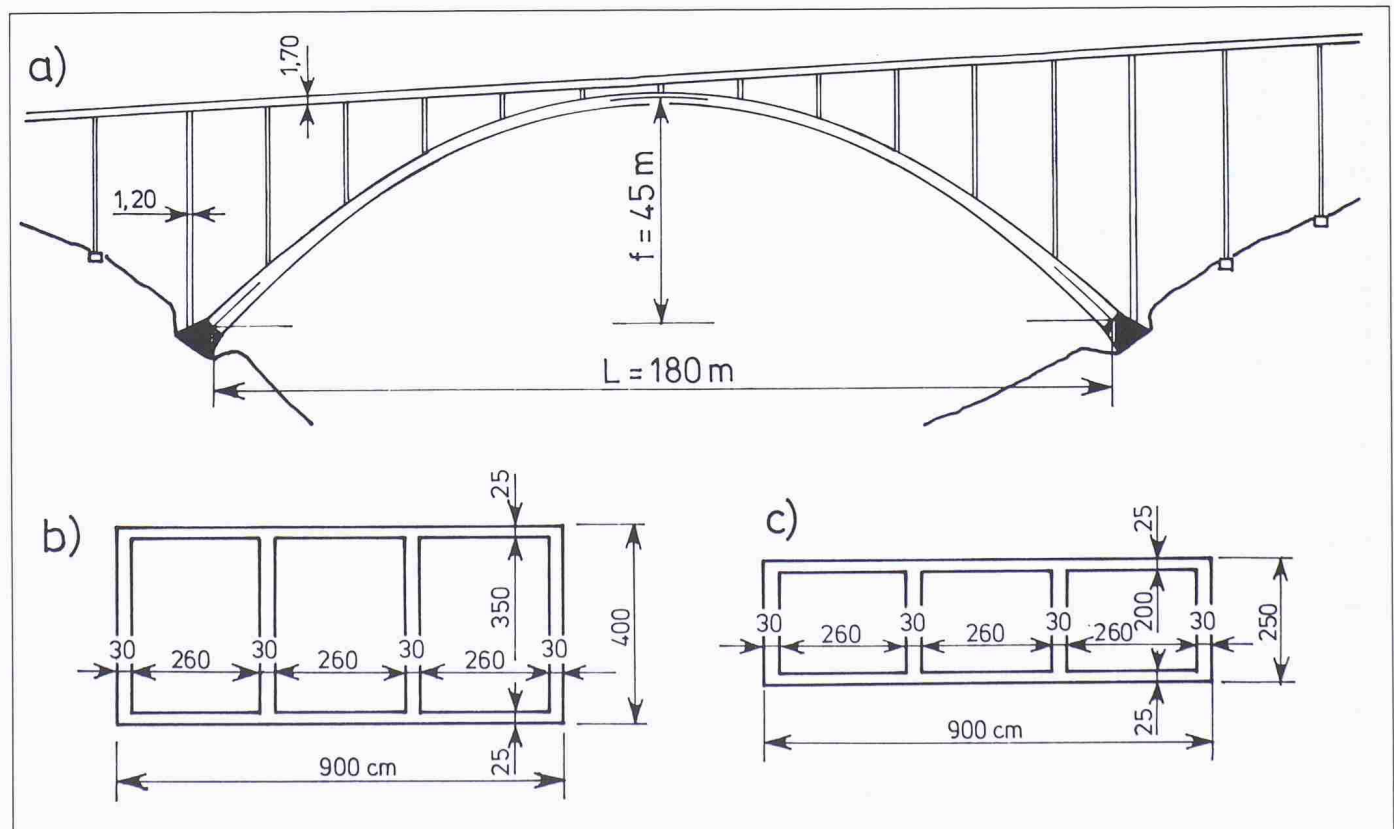


Bild 4. Erste Nösslachbrücke der Brenner-Autobahn [3] a) Längsschnitt, b) Querschnitte im Kämpfer sowie c) im Scheitel und im 5/16-Punkt



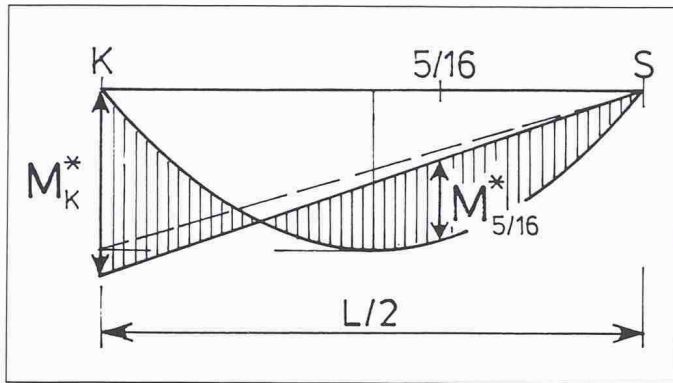


Bild 5. Momentenumlagerung im eingespannten Bogen unter halbseitiger Verkehrslast

**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, $E_{cp}$ 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 Leitgefah = Verkehrslast)
$p$	Verkehrslast (gleichmässig verteilt)
$Q$	Index für Leitgefah (= 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 Leitgefah = 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
$\gamma$	globaler Sicherheitsfaktor
$\gamma_{kp}$	Knicksicherheit unter Berücksichtigung des Betonkriechens
$\gamma_G, \gamma_Q$	Lastfaktoren infolge Eigenlast und Leitgefah (= Verkehrslast)
$\gamma_R$	Widerstandsfaktor
$\lambda$	Knickschlankheit
$\mu$	Bewehrungsgehalt
$\xi$	Abstand des Querschnitts vom Scheitel aus gezählt und bezogen auf die halbe Bogenstützweite
$\varphi$	Kriechzahl des Betons
$\varphi_K$	Kämpferneigung des Bogens

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

$$H_g = 33,8 \text{ MN} \quad \varphi_K = 45^\circ$$

$$N_K = 47,8 \text{ MN} \quad N_{5/16} = 36,1 \text{ MN}$$

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

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

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

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

Die Tragwiderstände der beiden massgebenden Bogenquerschnitte ergeben sich aus den Baustoffkennwerten  $R_c = 0,65$  (40-10) = 19,5 N/mm<sup>2</sup> und  $R_s = 235$  N/mm<sup>2</sup> (normaler Rundstahl), sowie dem Bewehrungsgehalt  $\mu = 0,8\%$  mit Hilfe der Gln. (1) bis (6) und dem zunächst geschätzten Lastfaktor für die Verkehrslast von  $\gamma_Q = 4,0$  im Kämpfer zu

$$\gamma_R N_K = 1,2(1,3 \cdot 47,8 + 4,0 \cdot 3,43) = -91,0 \text{ MN}$$

$$\gamma_R M_K = 1,2 \cdot 4,0 \cdot 28,5 = -136,8 \text{ MNm}$$

$$x = 2,25 \text{ m} \quad a_o = 0,70 \text{ m} \quad a_u = 0,51 \text{ m}$$

$$z = 4,00 - (0,70 + 0,51) = 2,79 \text{ m}$$

$$e = \frac{136,8}{91,0} + (2,00 - 0,51) + 0,05 = 3,04 \text{ m}$$

$$D = -91,0 \cdot \frac{3,04}{2,79} = -99,2 \text{ MN} < D_u = -99,4 \text{ MN}$$

$$Z = 91,0 \cdot \frac{3,04 - 2,79}{2,79} = 7,5 \text{ MN} < Z_u = 7,6 \text{ MN}$$

und im 5/16-Punkt der Stützweite zu

$$\gamma_R N_{5/16} = 1,2(1,3 \cdot 36,1 + 4,0 \cdot 2,59) = -68,8 \text{ MN}$$

$$\gamma_R M_{5/16} = 1,2 \cdot 4,0 \cdot 14,7 = 70,6 \text{ MNm}$$

$$x = 1,25 \text{ m} \quad a_o = 0,34 \text{ m} = a_u$$

$$z = 2,50 - 2 \cdot 0,34 = 1,82 \text{ m}$$

$$e = \frac{70,6}{68,8} + (1,25 - 0,34) + 0,05 = 1,99 \text{ m}$$

$$D = -68,8 \cdot \frac{1,99}{1,82} = -75,2 \text{ MN} \sim D_u = -73,8 \text{ MN}$$

$$Z = 68,8 \cdot \frac{1,99 - 1,82}{1,82} = 6,4 \text{ MN} < Z_u = 6,5 \text{ MN}$$

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  $M_K^* = -1,05 \cdot 27,1 = -28,5$  MNm verursacht eine Abminderung des Biegemoments im 5/16-Punkt auf  $M_{5/16}^* = 27,1(0,9375 - 1,05 \cdot 3/8) = 14,7$  MNm.

**Knicksicherheit**

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

$$i = \frac{6,5}{6,9} = 0,97 \text{ m} \quad \lambda = \frac{0,4 \cdot 180}{0,97} = 74$$

$$E_{co} = 30\,000 \text{ MN/m}^2 \quad \varphi = 2,0$$

$$E_{cp} = \frac{30\,000}{1 + 2,0} = 10\,000 \text{ MN/m}^2$$



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

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

und die Knicksicherheit des Bogens

$$(9) \quad \gamma_{kp} = \frac{N_{kp}}{N_{\%is}} = \frac{124,4}{36,1 + 5,2} = 3,01$$

fielen 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

### **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

hervor, dass die vorhandene Tragsicherheit erheblich grösser ist, als aufgrund der seinerzeitigen Bemessung zu vermuten wäre. Die Tragreserve für die Leitgefahre (= 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/mm<sup>2</sup>), 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.

## **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 Überbauplanung 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 künftigen 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.