

Über die Berechnung des Feuerwiderstandes von Verbundstützen mit Stahlkern

Autor(en): **Bryl, Stanislaw / Keller, Bruno**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizer Ingenieur und Architekt**

Band (Jahr): **100 (1982)**

Heft 40

PDF erstellt am: **21.09.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-74867>

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.

Über die Berechnung des Feuerwiderstandes von Verbundstützen mit Stahlkern

Von Stanislaw Bryl und Bruno Keller, Winterthur

Einleitung

Unter den verschiedenen Typen von Verbundstützen (Bild 1) nimmt die *Verbundstütze mit Stahlkern* eine besondere Stellung ein. Im Gegensatz zu den ausbetonierten Hohlprofilen ist der grösste Teil des tragenden Querschnittes durch Betonschichten geschützt. Auch im Vergleich zu den einbetonierten Walzprofilen besitzt die Kernstütze einige Vorteile, u. a. ist keine zusätzliche Armierung und keine Schalung notwendig. Der äussere Mantel aus abgekantetem Stahlblech oder aus dünnwandigen Hohlprofilen verleiht der Kernstütze erhebliche Vorteile auch gegenüber den Stahlbetonstützen. Grösster Nachteil der Stahlbetonstützen sind die Betonabplatzungen, welche die tragenden Armierungen freilegen und zu frühzeitiger Zerstörung der Stahlbetonstütze führen (Bild 2). Bei der Verbundstütze mit Stahlkern verhindert der äussere Mantel das Abplatzen der Betonschichten, und der *Stahlkern bleibt*

dauernd vor den Auswirkungen des Brandes geschützt.

Die *Berechnung der Traglast* von Kernstützen während eines Brandes kann nicht mit den üblichen Berechnungsmethoden des Feuerwiderstandes von Stahlteilen erfolgen [1], sondern verlangt eine *genaue Ermittlung der Temperaturverteilung* im massiven Querschnitt der Stütze.

Berechnung der Temperaturverteilung

Bei der Berechnung des Feuerwiderstandes werden die Stützen als allseitig beflammt angenommen und der Brandverlauf nach der ISO-Normbrandkurve dargestellt:

$$\vartheta = 20 + 345 \lg(8t + 1)$$

wobei:

ϑ = Brandraumtemperatur in °C
 t = Zeit in Minuten

Die Erwärmung des Verbundquerschnittes stellt einen zweidimensionalen, instationären Erwärmungsprozess dar, der mit folgender Differentialgleichung beschrieben werden kann:

$$\frac{\partial \vartheta}{\partial t} = \frac{\lambda}{c \cdot \varrho} \left[\frac{\partial^2 \vartheta}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \vartheta}{\partial y^2} \right]$$

wobei:

ϑ = Temperatur
 λ = Wärmeleitfähigkeit
 c = spezifische Wärme
 ϱ = Dichte
 x, y = Koordinaten des betrachteten Punktes.

Für die Lösung der Aufgabe eignen sich besonders die Methoden der Finiten Elemente und der Finiten Differenzen. Dabei werden sowohl die Zeit als auch

Bild 2. Betonplatzungen nach 20 Minuten eines Brandversuchs. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz (TU Braunschweig)

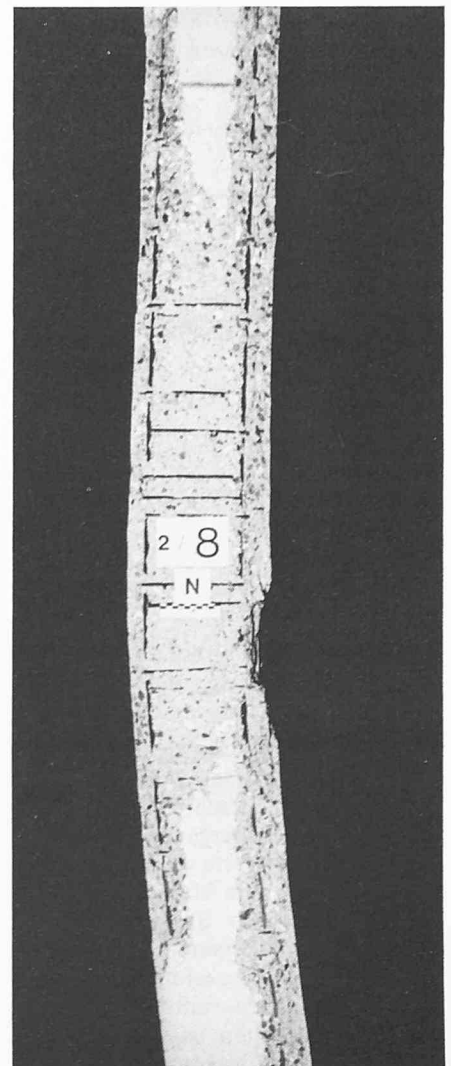
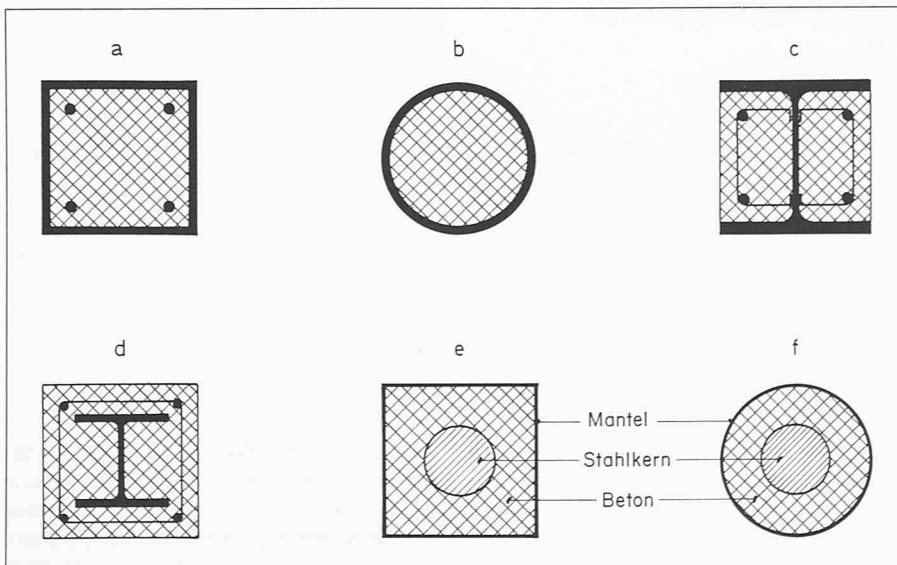


Bild 1. Querschnitte der Verbundstützen

- ausbetonierte Hohlprofile mit und ohne Armierung: a), b)
- einbetonierte Walzprofile: d)
- zwischen den Flanschen ausbetonierte Walzprofile: c)
- Verbundstützen mit Stahlkern: e), f)



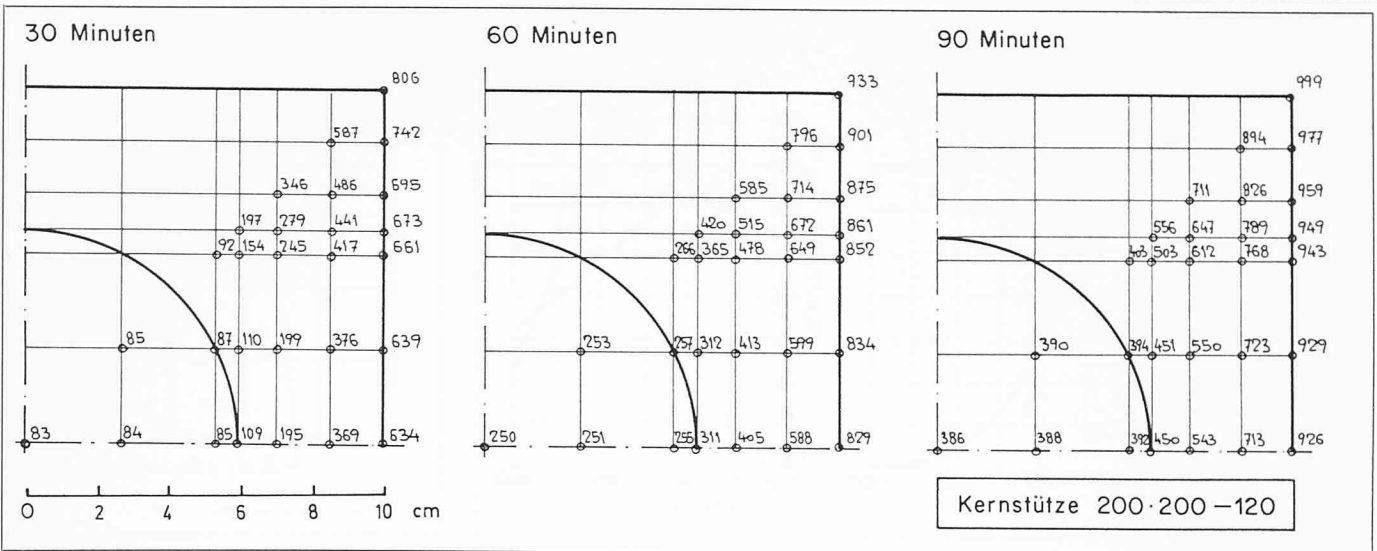


Bild 6. Temperaturentwicklung in Kernstütze 200 · 200-120

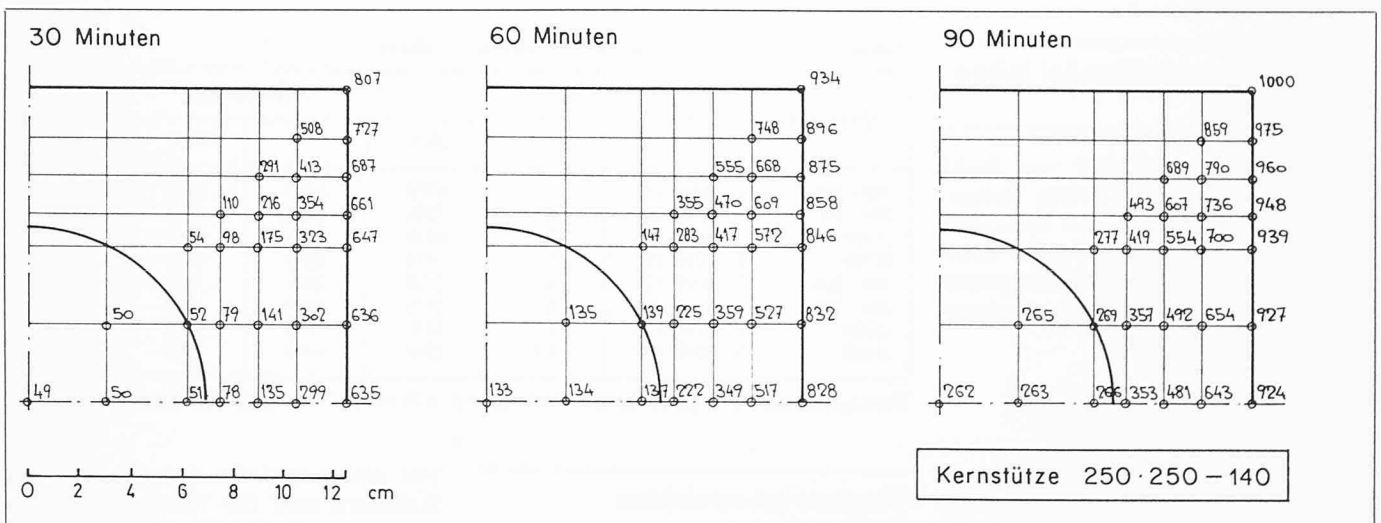


Bild 7. Temperaturentwicklung in Kernstütze 250 · 250-140

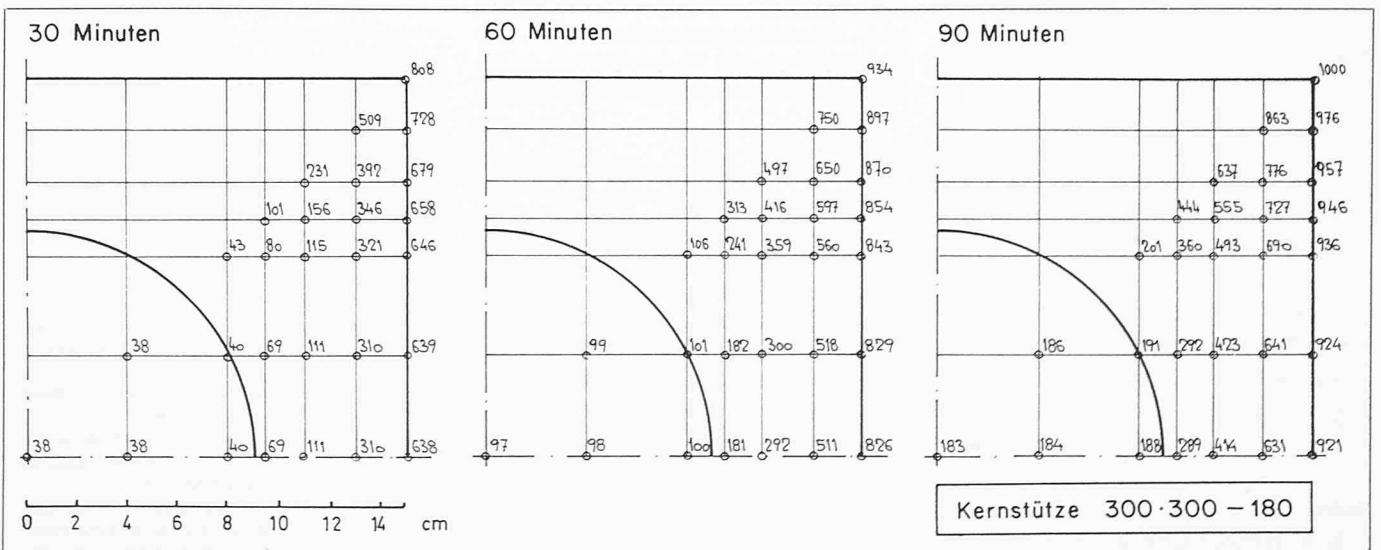


Bild 8. Temperaturentwicklung in Kernstütze 300 · 300-180

und Strahlung andererseits im Blech vernachlässigt worden. Die Dominanz der Strahlung berechtigt aber dazu, und die Annahme des resultierenden Emissionsvermögens mit $\epsilon_R = 0,3$ trägt allen Korrekturen 2. Ordnung Rechnung.

Abschliessend kann gesagt werden, dass das Blech wie ein Strahlungsschirm wirkt, der das resultierende ϵ_R auf Werte kleiner als 0,3 herabsetzt. Bilder 6 bis 8 zeigen die Resultate der Berechnung von Temperaturfeldern

für Kernstützen mit 20, 25 und 30 cm Abmessung. Deutlich ist dabei die geringe Differenz der Temperaturen im Kernbereich, wobei die Tendenz zum Temperaturengleich mit der Branddauer zunimmt.

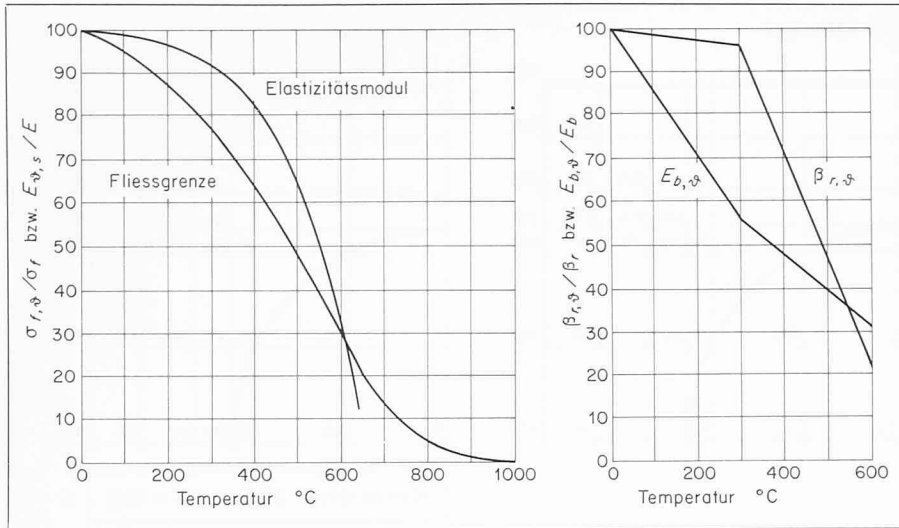


Bild 9. Links: Abhängigkeit der Fließgrenze und des E-Moduls von der Temperatur. Baustähle Fe-235 und Fe-355. Rechts: Einfluss der Temperatur auf Druckfestigkeit und E-Modul des Betons

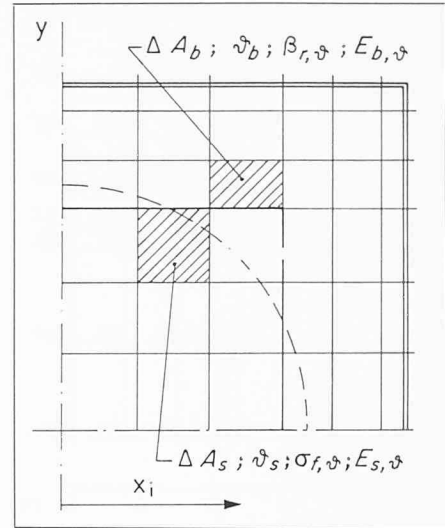


Bild 10. Berechnung der Knicklast bei erhöhten Temperaturen

Materialeigenschaften bei hohen Temperaturen

Die Materialeigenschaften von Stahl und Beton sind auch bei hohen Temperaturen gut bekannt. Für die Baustähle der Qualität Fe-235 und Fe-355 kann folgende Abhängigkeit der Fließgrenze und des E-Moduls von der Temperatur angenommen werden [1]:

$$\sigma_{f,\vartheta} = \sigma_f \left(1 + \frac{\vartheta_s}{767 \ln(\vartheta_s/1750)} \right)$$

$$E_{S,\vartheta} = E_S (1 + 15,9 \cdot 10^{-5} \vartheta_S - 34,5 \cdot 10^{-7} \vartheta_S^2 + 11,8 \cdot 10^{-9} \vartheta_S^3 - 17,2 \cdot 10^{-12} \vartheta_S^4)$$

Beide Gleichungen (Bild 9, links) sind für Temperaturen von $\vartheta_s \leq 600^\circ\text{C}$ gültig. Für höhere Temperaturen kann die Tragfähigkeit des Materials vernachlässigt werden.

Für die Betonteile wird ebenfalls die Temperatur von 600°C als Grenztemperatur betrachtet. Die Materialwerte für Temperaturen unter dieser Grenze betragen [4], (Bild 9, rechts):

- für $\vartheta_b \leq 300^\circ\text{C}$
 $\beta_{r,\vartheta} = \beta_r (1 - 1,333 \cdot 10^{-4} \vartheta_b)$
 $E_{b,\vartheta} = E_b (1 - 1,467 \cdot 10^{-3} \vartheta_b)$
- für $300^\circ\text{C} < \vartheta_b \leq 600^\circ\text{C}$
 $\beta_{r,\vartheta} = \beta_r (1,70 - 2,467 \cdot 10^{-3} \vartheta_b)$
 $E_{b,\vartheta} = E_b (0,81 - 8,333 \cdot 10^{-4} \vartheta_b)$

wobei:

- β_r = rechnerische Betondruckfestigkeit bei normalen Temperaturen
- $\beta_{r,\vartheta}$ = rechnerische Betondruckfestigkeit bei Temperatur ϑ
- ϑ_b = Betontemperatur in $^\circ\text{C}$
- ϑ_s = Stahltemperatur in $^\circ\text{C}$
- $\sigma_f, \sigma_{f,\vartheta}$ = Fließgrenze des Stahls bei Normaltemperatur und Temperatur ϑ
- $E_s, E_{s,\vartheta}, E_b, E_{b,\vartheta}$ = entsprechende E-Moduli von Stahl und Beton.

Tabelle 1. Traglast von typischen Querschnitten mit Stahlkern

Querschnitt	Kern	Mantel	Knicklast [kN]			
			20 °C	F 30	F 60	F 90
300 · 300	RND 160	6	6280	4370	3930	3580
300 · 300	RND 180	6	7290	5420	4930	4510
∅ 300	RND 160	7,1	6450	3970	3740	3150
∅ 300	RND 180	7,1	7450	4890	4450	3270
200 · 200	RND 120	6	3370	2020	1630	1270
200 · 200	RND 100	6	2770	1490	1140	870
∅ 220	RND 120	5,9	3470	1970	1560	1050
∅ 220	RND 100	5,9	2890	1460	1300	950

Die angegebenen Werte gelten für $\sigma_f = 215 \text{ N/mm}^2$, $\beta_r = 30 \text{ N/mm}^2$ und für eine Stützenlänge von 300 cm

Traglast bei erreichten Temperaturen

Mit bekannter Temperaturverteilung und Materialeigenschaften kann die Tragfähigkeit der Verbundstütze in bekannter Weise errechnet werden [7], [8]:

- Quetschlast
 $N_{Q,\vartheta} = \Sigma(\Delta A_s \sigma_{f,\vartheta}) + \Sigma(\Delta A_b \beta_{r,\vartheta})$
- Eulersche Knicklast
 $N_{cr,\vartheta} = [\Sigma(\Delta A_s E_{s,\vartheta} x_i^2) + \Sigma(\Delta A_b E_{b,\vartheta} x_i^2)] \pi^2 / l_K^2$
- bezogene Schlankheit
 $\bar{\lambda}_{\vartheta} = \sqrt{N_{Q,\vartheta} / N_{cr,\vartheta}}$
- Abminderung der Quetschlast durch Knicken σ_K / σ_f entsprechend der europäischen Knickkurve C:
 $\sigma_K / \sigma_f = \beta - \sqrt{\beta^2 - 1 / \bar{\lambda}_{\vartheta}^2}$
 mit $\beta = (1 + 0,384 \sqrt{\bar{\lambda}_{\vartheta}^2 - 0,04} + \bar{\lambda}_{\vartheta}^2) / (2 \bar{\lambda}_{\vartheta}^2)$
- Traglast bei erreichten Temperaturen
 $N_{K,\vartheta} = N_{Q,\vartheta} \sigma_K / \sigma_f$

Es bedeuten (Bild 10):

- $\Delta A_s, \Delta A_b$ = Teilelemente des Stahl- bzw. Betonquerschnitts
- x_i = Koordinate des Schwerpunktes dieser Elemente
- l_K = Knicklänge der Stützen

Für einige typische Querschnitte mit Stahlkern sind die Resultate der Berechnungen in Tabelle 1 zusammengestellt.

Literaturhinweise

- [1] ECCS Committee 3. European Recommendations for the Fire Safety of Steel Structures. Level 1. July 1981
- [2] Wickström U.: TASEF-2. A Computer Program for Temperature Analysis of Structures Exposed to Fire. Lund Institute of Technology. Rep. Nr. 79-2
- [3] Collatz L.: The Numerical Treatment of Differential Equations. Springer-Verlag, Berlin 1966
- [4] Ove Pettersson et al.: Fire Engineering Design of Steel Structures. Swedish Institute of Steel Constructions. Publ. 50/1976
- [5] Holzmüller W.: Technische Physik Band II/1. Pflanz Verlag, Basel 1966
- [6] F.I.P.: FIP/CEB Report on Methods of Assessment of the Fire Resistance of Concrete Structural Members. FIP 1978
- [7] Roik, K. u. a.: Tragfähigkeit von einbetonierten Stahlstützen. Institut für konstruktiven Ingenieurbau. Ruhr-Universität Bochum. Techn.-wissenschaftliche Mitteilungen Nr. 76-4, 1976
- [8] Vandamme, M., Janns, J.: Buckling of Axially Loaded Steel Columns in Fire Conditions. IABSE Proceeding P-43/81

Adresse der Verfasser: S. Bryl, dipl. Ing. AGH/SIA und Dr. B. Keller, c/o Geilinger AG, Postfach, 8401 Winterthur.