

# **Zur Bemessung von Hohlprofil- verbundstützen im Brandfall**

Marco Bergmann

Institut für Konstruktiven Ingenieurbau  
Bergische Universität Wuppertal

2013

Die Dissertation kann wie folgt zitiert werden:

urn:nbn:de:hbz:468-20130408-144137-6

[<http://nbn-resolving.de/urn/resolver.pl?urn=urn%3Anbn%3Ade%3A468-20130408-144137-6>]

Veröffentlicht als Heft 21 in der Schriftenreihe des  
Instituts für Konstruktiven Ingenieurbau  
Fachbereich D, Abteilung Bauingenieurwesen  
Bergische Universität Wuppertal

### **Herausgeber**

Der Geschäftsführende Direktor  
Institut für Konstruktiven Ingenieurbau  
Bergische Universität Wuppertal

### **Fachgebiet**

Stahlbau und Verbundkonstruktionen  
Univ.-Prof. Dr.-Ing. Gerhard Hanswille  
Fachbereich D, Abteilung Bauingenieurwesen  
Bergische Universität Wuppertal

### **Organisation und Verwaltung**

Dipl.-Ing. W. Hammer  
Institut für Konstruktiven Ingenieurbau  
Bergische Universität Wuppertal  
Pauluskirchstraße 11  
42285 Wuppertal  
Telefon: (0202) 439-4209

© **Dr.-Ing. Marco Bergmann**  
Cranachstraße 32  
44795 Bochum

ISBN 978-3-940795-20-5

Alle Rechte, insbesondere das der Übersetzung in fremde Sprachen, vorbehalten. Mit Genehmigung des Autors ist es gestattet, dieses Heft ganz oder teilweise auf fotomechanischem Wege (Fotokopie, Mikrokopie) zu vervielfältigen.

## Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Lehr- und Forschungsgebiet Stahlbau und Verbundkonstruktionen der Bergischen Universität Wuppertal.

An erster Stelle möchte ich herzlich Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. G. Hanswille für die Unterstützung meiner Forschung, das entgegengebrachte Vertrauen und die wertvolle fachliche Diskussion danken. Ferner danke ich ihm für die Übernahme des Referates und die sehr gute Zusammenarbeit.

Ebenso danke ich meinem Vater, Herrn Dr.-Ing. R. Bergmann, für den fachlichen Austausch und das Fundament für diese Arbeit, das er mit seiner Forschung legte.

Mein besonderer Dank gilt Herrn Prof. Dr. Eng. A. Kurita (Osaka Institute of Technology, Japan) für die familiäre Betreuung während meiner Zeit in Japan und die Übernahme eines Koreferates dieser Arbeit. Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. R. Harte und Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. W. Klingsch danke ich ebenfalls aufrichtig für die Übernahme der weiteren Koreferate und Herrn Prof. Dr.-Ing. W. Zahlten für die Übernahme des Vorsitzes der Prüfungskommission.

Ein weiterer Dank gilt den Kollegen und wissenschaftlichen Hilfskräften des Lehr- und Forschungsgebietes Stahlbau und Verbundkonstruktionen sowie des Instituts für Konstruktiven Ingenieurbau der Bergischen Universität Wuppertal für die gute Zusammenarbeit. Frau Ingeborg Görge danke ich für die stete Hilfsbereitschaft und die abschließende redaktionelle Durchsicht meiner Arbeit.

Ein ganz besonderer Dank gilt meiner Frau für Ihre Unterstützung, Geduld, Toleranz und Rücksichtnahme während der Erstellung dieser Arbeit. Außerdem danke ich meinen Kindern dafür, dass sie da sind.

Bochum im Februar 2013

Marco Bergmann



## Zusammenfassung

Die Bemessung von Verbundstützen aus Stahl und Beton im Brandfall ist in DIN EN 1994-1-2 geregelt. Die Norm beschreibt hierzu drei verschiedene Arten von Bemessungsverfahren: Tabellarische, vereinfachte und allgemeine Bemessungsverfahren. Für kammerbetonierte I-Profile ist ein vereinfachtes Bemessungsverfahren in der Norm enthalten, das für die Handrechnung geeignet ist. Im Folgenden werden neue Verfahren für die vereinfachte Bemessung von ausbetonierten kreisrunden Hohlprofilen mit und ohne I-förmige Einstellprofile hergeleitet, die ebenfalls als Handrechnung durchgeführt werden können. Die entwickelten Verfahren orientieren sich in ihrer Methodik eng an den Berechnungsverfahren für Verbundstützen nach DIN EN 1994-1-1. Die aus der Temperaturbelastung resultierenden verschiedenen Streckgrenzen und thermischen Eigenspannungen werden durch eine von der Beflammungsdauer abhängige Einordnung des Querschnitts in das bekannte Knickspannungslinienspektrum berücksichtigt. Zur Herleitung der Verfahren werden in umfangreichen Parameteruntersuchungen jeweils zuerst die Temperaturfelder verschiedener Querschnitte auf der Grundlage von DIN EN 1994-1-2 bestimmt und vereinfachte Berechnungsmethoden für die Temperaturfeldberechnung abgeleitet. Für die oben beschriebene Einordnung werden für diese Querschnitte die Traglastkurven für verschiedene Branddauern unter Berücksichtigung der Eigenspannungen in den stählernen Querschnittsteilen gemäß DIN EN 1993-1-1 ermittelt. Hieraus wird eine über die Stützenlänge konstante, effektive Ersatzsteifigkeit zur Ermittlung der bezogenen Schlankheit abgeleitet, womit der Nachweis gemäß DIN EN 1994-1-2 geführt werden kann.

## Abstract

### Structural fire design of circular hollow composite columns

The rules for the structural fire design of composite columns are compiled in DIN EN 1994-1-2, where three design methods are given: Table-based, simplified and general design methods. For partially encased I-sections a simplified method is given, which can be carried out by hand calculation. In the following a simplified method for the structural fire design of circular hollow composite columns combined with and without I-sections is described. The developed design method closely follows the design method for composite columns according to DIN EN 1994-1-1. With respect to different yield strengths across the cross section due to the temperature field and the stresses caused by thermal strains the cross section is classified to specific buckling curves on the base of the well-known buckling curve spectrum of DIN EN 1994-1-1. For the development of the design method temperature fields of various cross sections are determined according to DIN EN 1994-1-2, from which simplified calculation methods for temperature fields are derived. For the classification mentioned above for each cross section the load bearing curve is determined with respect to the residual stresses according to DIN EN 1993-1-1. From that an effective bending stiffness for the determination of the related slenderness is derived, with which the calculations according to DIN EN 1994-1-2 can be carried out.

# Inhalt

1	Einleitung .....	1
1.1	Stahlstützen .....	2
1.1.1	Entwicklung des Ersatzstabverfahrens und der europäischen Knickspannungslinien .....	3
1.1.1.1	Ersatzstabverfahren für Normalkraftbelastung .....	7
1.1.1.2	Ersatzstabverfahren für Biegung und Normalkraft .....	8
1.2	Bemessung von Stahlstützen unter Brandbelastung .....	10
1.3	Verbundstützen .....	12
1.3.1	Ersatzstabverfahren für Normalkraftbelastung .....	13
1.3.2	Verfahren für Biegung und Normalkraft .....	16
1.3.3	Momenten-Normalkraft-Interaktion bei Verbundstützen .....	16
1.4	Brandbemessung von Verbundstützen .....	16
1.4.1	Ersatzstabverfahren für Normalkraftbelastung .....	17
2	Grundlagen der statischen Berechnung .....	20
2.1	Stabilitätsuntersuchung .....	20
2.1.1	Grundlegende Annahmen .....	20
2.1.2	Systemgleichung nach Theorie II. Ordnung .....	20
2.1.3	Numerische Umsetzung .....	23
2.1.4	Beurteilung der numerischen Iteration .....	23
2.1.5	Einfluss der Netzfeinheit .....	24
2.2	Fließzonentheorie / Verfahren der effektiven Biegesteifigkeit .....	25
2.3	Eigenspannungen .....	26
3	Grundlagen der Brandbemessung .....	28
3.1	Allgemeines .....	28
3.2	Thermische Analyse .....	28
3.2.1	Wärmeleitung in ruhenden Stoffen .....	29
3.2.2	Wärmeleitung in nicht ruhenden Stoffen (Konvektion) .....	31
3.2.3	Wärmestrahlung .....	31
3.3	Materialeigenschaften bei erhöhten Temperaturen .....	33
3.3.1	Spezifische Wärmekapazität .....	35

---

3.3.2	Wärmeleitfähigkeit.....	36
3.3.3	Thermische Dehnung .....	37
3.3.4	Dichte .....	38
3.3.5	Festigkeit und Steifigkeit von Beton.....	38
3.3.6	Festigkeit und Steifigkeit von Stahl.....	41
3.4	Thermische Einwirkungen .....	42
3.5	Temperaturdehnungen .....	43
4	Untersuchungen .....	45
4.1	Allgemeines .....	45
4.2	Vergleich mit vorhandenen Versuchsergebnissen.....	45
4.3	Zuordnung zu den europäischen Knickspannungslinien.....	48
4.4	Ersatzquerschnitte für Handrechenverfahren .....	55
4.4.1	Ausbetonierte kreisrunde Hohlprofile.....	55
4.4.1.1	Effektive Biegesteifigkeit der Stahlteile des Verbundquerschnitts .....	56
4.4.1.2	Effektive Biegesteifigkeit des Verbundquerschnitts.....	57
4.4.1.3	Einfluss des Außendurchmessers des Rohres.....	60
4.4.1.4	Einfluss der Bewehrung.....	63
4.4.1.5	Einfluss der Betondruckfestigkeit.....	65
4.4.1.6	Einfluss der Wanddicke des Rohres .....	67
4.4.1.7	Zusammenfassung ausbetonierte kreisrunde Hohlprofile .....	67
4.4.2	Ausbetonierte Hohlprofile mit I-förmigen Einstellprofil .....	68
4.4.2.1	Ausweichen um die schwache Achse .....	69
4.4.2.1.1	Einfluss der Wanddicke des Rohres .....	70
4.4.2.1.2	Einfluss der Betondruckfestigkeit .....	70
4.4.2.1.3	Einfluss des Einstellprofils.....	72
4.4.2.1.4	Einfluss des Abstandes zwischen Einstellprofil und Außenrohr .....	73
4.4.2.1.5	Einfluss des Außendurchmessers .....	75
4.4.2.1.6	Einfluss der Stahlgüte des Einstellprofils .....	76
4.4.2.2	Zusammenfassung „Ausweichen um die schwache Achse“ .....	77
4.4.2.3	Ausweichen um die starke Achse.....	78
4.5	Thermische Beiwerte für die Ersatzbiegesteifigkeit .....	78

---

4.5.1	Ausbetonierte kreisrunde Hohlprofile .....	78
4.5.2	Ausbetonierte Hohlprofile mit I-förmigem Einstellprofil .....	82
4.6	Normalkrafttragfähigkeit im Brandfall .....	84
4.6.1	Ausbetonierte kreisrunde Hohlprofile .....	84
4.6.2	Ausbetonierte Hohlprofile mit I-förmigem Einstellprofil .....	86
5	Anwendungsbeispiele .....	88
5.1	Beispiel 1 – Ausbetonierte kreisrunde Hohlprofilstütze .....	88
5.2	Beispiel 2 – Ausbetonierte Hohlprofilstütze mit Einstellprofil .....	91
6	Vorhersagegenauigkeit .....	96
7	Zusammenfassung und Ausblick .....	98
	Literatur .....	100
	ANHANG .....	105

## Bezeichnungen

### Abkürzungen

EC 1-1-2	Eurocode 1-1-2, in Deutschland veröffentlicht als DIN EN 1991-1-2 [44]
EC 2-1-1	Eurocode 2-1-1, in Deutschland veröffentlicht als DIN EN 1992-1-1 [45]
EC 2-1-2	Eurocode 2-1-2, in Deutschland veröffentlicht als DIN EN 1992-1-2 [47]
EC 3-1-1	Eurocode 3-1-1, in Deutschland veröffentlicht als DIN EN 1993-1-1 [13]
EC 3-1-2	Eurocode 3-1-2, in Deutschland veröffentlicht als DIN EN 1993-1-2 [14]
EC 4-1-1	Eurocode 4-1-1, in Deutschland veröffentlicht als DIN EN 1994-1-1 [15]
EC 4-1-2	Eurocode 4-1-2, in Deutschland veröffentlicht als DIN EN 1994-1-2 [16]
ETK	Einheits-Temperaturzeitkurve
FEM	Methode der Finiten Elemente

### Große lateinische Buchstaben

A	Querschnittsfläche
$A_a$	Querschnittsfläche des Stahlprofils
$A_{a,\vartheta}$	Querschnittsfläche des Stahlprofils bei einer Temperatur $\vartheta$
$A_c$	Querschnittsfläche des Betons
$A_{c,netto}$	Netto-Querschnittsfläche des Betons
$A_{c,\vartheta}$	Querschnittsfläche des Betons bei einer Temperatur $\vartheta$
$A_{el}$	Querschnittsfläche mit Spannungen im elastischen Bereich der Spannungsdehnungslinie
$A_{pl}$	Querschnittsfläche mit Spannungen im plastischen Bereich der Spannungsdehnungslinie
$A_s$	Querschnittsfläche der Bewehrung
$A_{s,\vartheta}$	Querschnittsfläche der Bewehrung bei einer Temperatur $\vartheta$
C	Wärmekapazität
D	Durchmesser
$D_c$	Durchmesser des Betons
E	charakteristischer Wert des Elastizitätsmoduls bei 20 °C
$E_a$	charakteristischer Wert des Elastizitätsmoduls von Baustahl bei 20 °C
$E_{a,Gurt,\vartheta}$	charakteristischer Wert des Elastizitätsmoduls von Baustahl bei einer Temperatur $\vartheta$ für die Gurte eines I-Profils
$E_{a,Gurt,\vartheta,red}$	reduzierter Elastizitätsmodul von Baustahl bei einer Temperatur $\vartheta$ für die Gurte eines I-Profils
$E_{a,Rohr,\vartheta}$	charakteristischer Wert des Elastizitätsmoduls von Baustahl bei einer Temperatur $\vartheta$ für ein kreisrundes Hohlprofil
$E_{a,Steg,\vartheta}$	charakteristischer Wert des Elastizitätsmoduls von Baustahl bei einer Temperatur $\vartheta$ für den Steg eines I-Profils
$E_{a,\vartheta}$	charakteristischer Wert des Elastizitätsmoduls von Baustahl bei einer Temperatur $\vartheta$
$E_{bi}$	Effektiver Elastizitätsmoduls des Betons (alte Notation)

$E_{c,eff}$	Effektiver Elastizitätsmoduls des Betons
$E_{cm}$	Mittlerer Elastizitätsmodul des Betons als Sekante bei 20 °C, nach EC 2-1-1, Tabelle 3.1
$E_{c,sek,\vartheta}$	charakteristischer Wert des Sekantenmoduls von Beton im Brandfall, abhängig von der Temperatur $\vartheta$
$E_{c,sek,0}$	Grundwert des Sekantenmoduls von Beton im Brandfall für 20 °C
$E_{cm,\vartheta}$	Mittlerer Elastizitätsmodul des Betons als Sekante zwischen Null und $0,4 \cdot f_{c,\vartheta}$ im Brandfall
$E_{el}$	Elastizitätsmodul im elastischen Bereich der Spannungsdehnungslinie
$E_{fi,d,t}$	Bemessungswert der maßgebenden Beanspruchung im Brandfall zum Zeitpunkt $t$ , einschließlich indirekter Brandeinwirkungen und Beanspruchungen im Brandfall
$E_{pl}$	Elastizitätsmodul im plastischen Bereich der Spannungsdehnungslinie
$E_s$	charakteristischer Wert des Elastizitätsmodul von Betonstahl
$E_{s,\vartheta}$	charakteristischer Wert des Elastizitätsmoduls von Betonstahl bei einer Temperatur $\vartheta$
$I$	Flächenträgheitsmoment
$I_a$	Flächenträgheitsmoment von Baustahl
$I_{a,Gurte}$	Flächenträgheitsmoment der Gurte eines I-Profiles
$I_{a,Gurt,z}$	Flächenträgheitsmoment eines Gurtes eines I-Profiles um die z-Achse des Profils
$I_{a,Rohr}$	Flächenträgheitsmoment eines kreisrunden Hohlprofils
$I_{a,Steg}$	Flächenträgheitsmoment des Steges eines I-Profiles
$I_{a,Steg,z}$	Flächenträgheitsmoment des Steges eines I-Profiles um die z-Achse des Profils
$I_b$	Flächenträgheitsmoment von Beton (alte Notation)
$I_c$	Flächenträgheitsmoment von Beton
$I_{c,netto}$	Netto-Flächenträgheitsmoment von Beton
$I_e$	Flächenträgheitsmoment von Betonstahl (alte Notation)
$I_{i,\vartheta}$	Flächenträgheitsmoment einer teilweise reduzierten Teilfläche $i$ eines Querschnitts bei Biegung um die schwache oder starke Achse im Brandfall
$I_s$	Flächenträgheitsmoment von Betonstahl
$M$	Biegemoment
$M_{Ed}$	Bemessungswert des einwirkenden Biegemoments bei 20 °C
$M_{pl,Rd,fi}$	Bemessungswert der vollplastischen Momententragfähigkeit im Brandfall
$M_{Rd}$	Bemessungswert der Momententragfähigkeit bei 20 °C
$M_{y,Ed}$	Bemessungswert des einwirkenden Biegemoments um die y-Achse bei 20 °C
$M_{y,fi,Ed}$	Bemessungswert des einwirkenden Biegemoments um die y-Achse im Brandfall
$M_{y,fi,\vartheta,Rd}$	Bemessungswert der Momententragfähigkeit um die y-Achse bei einer Temperatur $\vartheta$
$M_{y,Rd}$	Bemessungswert der Momententragfähigkeit um die y-Achse bei 20 °C
$M_{z,Ed}$	Bemessungswert des einwirkenden Biegemoments um die z-Achse bei 20 °C
$M_{z,fi,Ed}$	Bemessungswert des einwirkenden Biegemoments um die z-Achse im Brandfall
$M_{z,fi,\vartheta,Rd}$	Bemessungswert der Momententragfähigkeit um die z-Achse bei einer Temperatur $\vartheta$
$M_{z,Rd}$	Bemessungswert der Momententragfähigkeit um die z-Achse bei 20 °C

N	Normalkraft
$N_{b,fi,t,Rd}$	Knickfestigkeit druckbeanspruchter Bauteile im Brandfall zum Zeitpunkt $t$
$N_{Ed}$	Bemessungswert der einwirkenden Normalkraft
$N_{fi,cr}$	ideale Verzweigungslast einer Verbundstütze (= Euler-Knicklast) im Brandfall
$N_{fi,Ed}$	Bemessungswert der einwirkenden Normalkraft im Brandfall
$N_{fi,pl}$	charakteristischer Wert der vollplastischen Normalkrafttragfähigkeit des gesamten Verbundquerschnitts im Brandfall
$N_{fi,pl,Rd}$	Bemessungswert der vollplastischen Normalkrafttragfähigkeit des gesamten Verbundquerschnitts im Brandfall
$N_{fi,Rd}$	Bemessungswert der Grenznormalkraft (unter zentrischem Druck) im Brandfall
$N_{fi,Rd,kalt}$	Knicklast bei normaler Temperatur
$N_{fi,\vartheta,Rd}$	Bemessungswert der Tragfähigkeit eines auf Zug beanspruchten Bauteils mit gleichmäßiger Temperatur $\vartheta$
$N_{Ki}$	ideale Verzweigungslast
$N_{pl}$	vollplastische Normalkrafttragfähigkeit
$N_{pl,R}$	vollplastische Normalkrafttragfähigkeit
$N_R$	Normalkrafttragfähigkeit
$N_{Rd}$	Bemessungswert der Normalkrafttragfähigkeit bei 20 °C
$R_{außen}$	Außenradius
$R_c$	Radius von Beton
$R_{fi,d,t}$	Bemessungswert der Tragfähigkeit eines Bauteils im Brandfall zum Zeitpunkt $t$
T	Temperatur in Kelvin [K]
U	Umfang
$W_{ext}$	äußere Arbeit
$W_{int}$	innere Arbeit
(EI)	Biegesteifigkeit
$(EI)_{eff,fi}$	effektive Biegesteifigkeit im Brandfall

### Kleine lateinische Buchstaben

c	Randabstand zwischen Einstellprofil und Rohrrinnenwand eines ausbetonierten kreisrunden Hohlprofils mit I-Profil als Einstellprofil
c	Spezifische Wärmekapazität
$c_a$	Spezifische Wärmekapazität für Stahl
$c_c$	Spezifische Wärmekapazität für Beton
$c_{grenz}$	Grenzwert für den Randabstand c
$d_s$	Durchmesser des Betonstahls
$f_{ay,\vartheta}$	charakteristischer Wert der Streckgrenze von Baustahl bei einer Temperatur $\vartheta$
$f_{ap,\vartheta}$	Proportionalitätsgrenze von Baustahl im Brandfall, abhängig von der Temperatur $\vartheta$
$f_c, f_{ck}$	charakteristischer Wert der Zylinderdruckfestigkeit von Beton nach 28 Tagen und bei 20 °C
$f_{c,\vartheta}$	charakteristischer Wert der Zylinderdruckfestigkeit bei einer Temperatur $\vartheta$
$f_{cd}$	Bemessungswert der Zylinderdruckfestigkeit bei 20 °C

$f_{sd}$	Bemessungswert der Streckgrenze des Betonstahls bei 20 °C
$f_{sk}$	charakteristischer Wert der Streckgrenze des Betonstahls bei 20 °C
$f_{sy,\vartheta}$	charakteristischer Wert der Streckgrenze des Betonstahls bei einer Temperatur $\vartheta$
$f_{sp,\vartheta}$	Proportionalitätsgrenze von Betonstahl im Brandfall, abhängig von der Temperatur $\vartheta$
$f_y, f_{yk}$	charakteristischer Wert der Streckgrenze von Baustahl bei 20 °C
$f_{yd}$	Bemessungswert der Streckgrenze von Baustahl bei einer Temperatur $\vartheta$
$i$	Trägheitsradius
$k_{a,E,\vartheta}, k_{E,\vartheta}$	Reduktionsfaktor für den Elastizitätsmodul von Baustahl in Abhängigkeit von der Temperatur $\vartheta$
$k_{c,E,\vartheta}$	Reduktionsfaktor für den Grundwert des Sekantenmoduls $E_{c,sek,0}$ von Beton in Abhängigkeit von der Temperatur $\vartheta$
$k_{c,\vartheta}$	Reduktionsfaktor für die Druckfestigkeit von Beton in Abhängigkeit von der Temperatur $\vartheta$
$k_{f,c,\vartheta}$	Reduktionsfaktor für die Druckfestigkeit von Beton in einer Hohlprofil-Verbundstütze mit Einstellprofil in Abhängigkeit von der Temperatur $\vartheta$
$k_{y,\vartheta}$	Reduktionsfaktor für die Streckgrenze von Baustahl in Abhängigkeit von der Temperatur $\vartheta$
$k_{p,\vartheta}$	Reduktionsfaktor für die Proportionalitätsgrenze von Baustahl in Abhängigkeit von der Temperatur $\vartheta$
$k_{\varphi,c}$	Reduktionsfaktor für den Beflammungsdauerbeiwert $\varphi$ in Abhängigkeit der Betonfestigkeitsklasse
$\ell$	Länge
$m$	Masse
$\dot{q}$	Wärmestromdichte
$s_k$	Knicklänge bei 20 °C
$s_{k,fi}$	Knicklänge im Brandfall
$t$	Blechdicke
$t$	Zeit, Branddauer, Beflammungsdauer
$t_f$	Flanschdicke
$t_{Rohr}$	Wanddicke eines kreisrunden Hohlprofils
$t_w$	Stegdicke
$u, v, w$	Verformungen in Richtung der Koordinaten $x, y, z$
$u$	Abstand zwischen dem Mittelpunkt eines Bewehrungsstabes und der inneren Oberfläche des Hohlprofils bei ausbetonierten Hohlprofilen

### Kleine griechische Buchstaben

$\alpha$	Parameter für die Knickspannungslinien
$\alpha$	konvektiver Wärmeübergangskoeffizient
$\alpha$	Absorbtionsgrad bei Wärmeübertragung durch Strahlung
$\alpha_c$	Beiwert für die Betondruckfestigkeit



$\beta$	Beiwert
$\beta_R$	Rechenwert der Betonfestigkeit (alte Notation)
$\beta_{WN}$	Würfeldruckfestigkeit von Beton (alte Notation)
$\gamma_{M,0}$	Teilsicherheitsbeiwert für Baustahl nach EN 1993-1-1, 6.1(1)
$\gamma_{M,fi}$	Teilsicherheitsbeiwert für eine Werkstoffeigenschaft im Brandfall
$\gamma_{M,fi,a}$	Teilsicherheitsbeiwert für die Festigkeit von Baustahl im Brandfall
$\gamma_{M,fi,c}$	Teilsicherheitsbeiwert für die Festigkeit von Beton im Brandfall
$\gamma_{M,fi,s}$	Teilsicherheitsbeiwert für die Festigkeit von Bewehrungsstahl im Brandfall
$\varepsilon$	Dehnung
$\varepsilon_{a,\vartheta}$	Dehnung von Baustahl im Brandfall
$\varepsilon_{ae,\vartheta}$	Grenzdehnung von Baustahl im Brandfall
$\varepsilon_{ap,\vartheta}$	Proportionalitätsdehnung von Baustahl im Brandfall
$\varepsilon_{au,\vartheta}$	Grenzdehnung von Baustahl für den Bereich des Fließplateaus im Brandfall
$\varepsilon_{ay,\vartheta}$	Fließdehnung von Baustahl im Brandfall
$\varepsilon_{Bauteil}$	Emissivität der Bauteiloberfläche
$\varepsilon_c$	Dehnung des Betons
$\varepsilon_{c,\vartheta}$	Dehnung des Betons im Brandfall
$\varepsilon_{ce,\vartheta}$	Bruchdehnung des Betons im Brandfall
$\varepsilon_{cu,\vartheta}$	Dehnung des Betons im Brandfall unter der Maximalspannung $f_{c,\vartheta}$
$\varepsilon_{Flamme}$	Emissivität der Flamme
$\varepsilon_{th,a}$	Thermische Dehnung von Baustahl und Betonstahl
$\varepsilon_{th,c}$	Thermische Dehnung von Beton
$\varepsilon_{th,c,Quarz}$	Thermische Dehnung von Beton mit quarzhaltigen Zuschlägen
$\varepsilon_{th,c,Kalk}$	Thermische Dehnung von Beton mit kalkhaltigen Zuschlägen
$\vartheta$	Temperatur in °C
$\vartheta_a$	Temperatur von Baustahl
$\vartheta_{a,Gurt,m}$	mittlere Temperatur der Gurte von I-Profilen
$\vartheta_{a,Rohr}$	mittlere Temperatur von kreisrunden Hohlprofilen
$\vartheta_{a,Steg,m}$	mittlere Temperatur des Steges von I-Profilen
$\vartheta_c$	Temperatur von Beton
$\vartheta_{c,m}$	mittlere Temperatur von Beton
$\vartheta_m$	Arithmetischer Mittelwert der Temperaturen
$\vartheta_s$	Temperatur von Betonstahl
$\kappa$	Abminderungsfaktor für Biegeknicken
$\lambda$	Schlankheit $\lambda = \frac{s_k}{i}$ , Wärmeleitfähigkeit
$\lambda_a$	Bezugsschlankheitsgrad $\lambda_a = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
$\lambda_{c,sup}$	Obere Grenze der Wärmeleitfähigkeit von Beton
$\lambda_{c,inf}$	Untere Grenze der Wärmeleitfähigkeit von Beton

---

$\bar{\lambda}$	bezogener Schlankheitsgrad bei 20 °C
$\bar{\lambda}_{fi}$	bezogener Schlankheitsgrad im Brandfall
$\bar{\lambda}_{\vartheta}$	bezogener Schlankheitsgrad bei einer Temperatur $\vartheta$
$\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z$	bezogener Schlankheitsgrad für Biegung um die y-, z-Achse bei 20 °C
$\bar{\lambda}_{y,\vartheta}, \bar{\lambda}_{z,\vartheta}$	bezogener Schlankheitsgrad für Biegung um die y-, z-Achse bei einer Temperatur $\vartheta$
$\nu_k, \nu_{Ki}, \nu_u$	Sicherheitsbeiwerte (alte Notation)
$\rho$	Reflexionsgrad bei Wärmeübertragung durch Strahlung
$\rho$	Rohdichte
$\rho_c$	Rohdichte von Normalbeton
$\rho_s$	Bewehrungsgrad
$\sigma$	Stefan-Boltzmann-Konstante [ $5,67 \cdot 10^{-8} \text{ W/m}^2\text{K}^4$ ]
$\sigma_{a,\vartheta}$	Spannung im Baustahl im Brandfall
$\sigma_{c,\vartheta}$	Spannung im Beton im Brandfall
zul $\sigma_d$	zulässige Spannung (alte Notation)
$\sigma_{\text{Eigen}}$	Eigenspannung
$\sigma_k$	Knickspannung
$\tau$	Transmissionsgrad bei Wärmeübertragung durch Strahlung
$\varphi$	Beflammungsdauerbeiwert
$\varphi$	Sichtfaktor zur Berücksichtigung der räumlichen Orientierung der Flächen bei Wärmeübertragung durch Strahlung
$\varphi_{a,\vartheta}$	Reduktionskoeffizient für Baustahl aufgrund der Auswirkungen von thermischen Spannungen im Brandfall
$\varphi_{c,\vartheta}$	Reduktionskoeffizient für Beton aufgrund der Auswirkungen von thermischen Spannungen im Brandfall
$\varphi_{s,\vartheta}$	Reduktionskoeffizient für Betonstahl aufgrund der Auswirkungen von thermischen Spannungen im Brandfall
$\varphi_t$	Kriechzahl des Betons nach EC 2-1-1
$\chi_{fi}$	Abminderungsfaktor für Biegeknicken im Brandfall
$\chi_{LT}$	Abminderungsfaktor für Biegedrillknicken
$\chi_{LT,fi}$	Abminderungsfaktor für Biegedrillknicken im Brandfall



# 1 Einleitung

Innerhalb der letzten 50 Jahre ermöglichte die fortschreitende Entwicklung des Computers nicht nur im Bauingenieurwesen die Durchführung von Simulationen und Berechnungen in einer zuvor ungeahnten Komplexität und half so, die Baukunst zu optimieren bzw. viele offene Fragen zu klären. Allerdings darf man die Anwendbarkeit der Ergebnisse komplexer Computerberechnungen für den entwerfenden Ingenieur nicht außer Acht lassen. Prof. Wunderlich, der durch die Formulierung vieler numerischer Grundlagen einen großen Anteil an der Verwendbarkeit des Computers für den Konstruktiven Ingenieurbau hat, formuliert das in der Rede zu seiner Ehrenpromotion wie folgt:

***Am Beispiel der Behälterforschung wird deutlich, dass man mit dem mächtigen Werkzeug des Computers im Laufe der Zeit immer anspruchsvollere Aufgabenstellungen bewerkstelligt hat und auch in Zukunft bewerkstelligen wird. Aber kann das auch der entwerfende Ingenieur? Schließlich hat man in der Praxis häufig nicht die Zeit (und wohl auch nicht das Expertenwissen), derartig aufwendige Computersimulationen durchzuführen. Deshalb ist der Brückenschlag zur Entwurfspraxis dringend erforderlich. Dies kann dadurch gelingen, dass Parameterstudien durchgeführt werden und die Ergebnisse von aufwendigen Berechnungen in einfacher zu verwertende Diagramme und Ingenieurformeln einfließen, die wiederum Bestandteile von Normen oder Richtlinien werden können.***

nach Wunderlich, 2005 [58]

Was Wunderlich am Beispiel der Behälterforschung darstellt, gilt uneingeschränkt auch für den Bereich der Brandbemessung im Verbundbau, die lange Zeit größtenteils Experten vorbehalten war. Zwar gibt es seit 1934 mit der DIN 4102 [54] die Möglichkeit, die Ergebnisse der Brandforschung als tabellarische Bemessung mit engen Anwendungsgrenzen zu nutzen, jedoch enthält selbst die neuste Normengeneration im Eurocode 4-1-2 [16] für Verbundstützen nur für wenige Fälle ein vereinfachtes Verfahren für die Brandbemessung, das als Handrechnung durchgeführt werden kann [59]. In der Literatur gibt es einige Verfahren für weitere Fälle, die bis jetzt jedoch keinen Eingang in die Normung gefunden haben [27], [28], [29], [30], [49].

Ziel dieser Arbeit ist es, die Anwendungsmöglichkeiten für den entwerfenden Ingenieur zu erweitern, so dass schon im Entwurfsstadium einer Konstruktion eine einfache Beurteilung der Tragfähigkeit von Verbundstützen im Brandfall ermöglicht wird. Dazu wird ein computergestütztes numerisches Berechnungsverfahren entwickelt, mit dem Parameteruntersuchungen durchgeführt werden, auf deren Grundlage ein Handrechenverfahren hergeleitet wird.

Um die zu entwickelnden Verfahren möglichst gut an die etablierten Bemessungsverfahren für Verbundstützen anzupassen, wird zunächst die historische Entwicklung der Tragsicherheitsnachweise für Verbundstützen betrachtet bis zu dem Stand, der in der aktuellen Normensituation niedergelegt ist. Danach werden in Kapitel 2 die statischen Grundlagen und ihre numerische Umsetzung beschrieben. Kapitel 3 schließt mit den Grundlagen der thermischen Berechnung und der Brandbemessung an. Die durchgeführten Parameteruntersuchungen und die Herleitung vereinfachter Berechnungsvorschriften werden in Kapitel 4 erläutert. Einige Anwendungsbeispiele zu den

entwickelten Verfahren sind dann in Kapitel 5 enthalten. Den Abschluss bilden die Zusammenfassung und ein Ausblick mit Erläuterung weiteren Forschungsbedarfs in Kapitel 7.

Historisch gesehen ist der sog. Verbundbau, also die Verbundbauweise von Baustahl und Beton im Bereich des Hoch- und Brückenbaus in Deutschland ein „Kind“ des Stahlbaus. Und das, obwohl auch der klassische Stahlbetonbau auf der Kombination von Stahl und Beton beruht. Die Grenze wird im Allgemeinen dadurch gebildet, dass der Stahlanteil im Querschnitt von Verbundkonstruktionen eine nennenswerte Eigenbiegesteifigkeit besitzt.

Aufgrund der historischen Zuordnung in Deutschland lehnen sich viele Nachweise formell eng an die Nachweisformate des Stahlbaus an. So wird zum Beispiel häufig mit der aufgrund von plastischen Spannungsverteilungen bestimmten plastischen Querschnittstragfähigkeiten gearbeitet, die eventuell aufgrund von dehnungsbeschränkten Versagenszuständen abgemindert werden, wohingegen der Stahlbetonbau eher auf tabellierte Bemessungsverfahren zurückgreift, die auf der Grundlage dehnungsbeschränkter Querschnittsbemessungen erstellt werden.

Auch die aktuellen Stabilitätsnachweise für Verbundstützen in EC 4-1-1 [15] entsprechen in ihrem Format und der Nachweisführung dem Verfahren für Stahlstützen. Aus diesem Grund führt der Einstieg in die Thematik über die Verfahren für Stahlstützen.

## 1.1 Stahlstützen

Als Stützen werden in der Regel vertikale Bauteile bezeichnet, deren Belastungen hauptsächlich aus Drucknormalkräften bestehen.

Im Rahmen der Tragsichernachweise von Stützen wird im Allgemeinen der Stabilitätsnachweis maßgebend. Zusätzlich zu den äußeren Lasten werden hierbei Einflüsse aus Imperfektion berücksichtigt. Diese Bauteilimperfektionen werden in zwei Bereiche unterteilt, zum Einen die geometrischen Imperfektionen wie zum Beispiel eine initiale Schiefstellung oder die Abweichung von der Mittelachse über die Bauteillänge, zum Anderen strukturelle Imperfektionen wie zum Beispiel Eigenspannungen aus dem Herstellungs- und Verarbeitungsprozess.

Generell kann der Nachweis der Tragsicherheit mit Berücksichtigung der Stabilität des Bauteils mittels zweier Vorgehensweisen erfolgen. Es können alle Imperfektionen auf der Belastungsseite durch Ersatzlasten erfasst und die resultierenden Schnittgrößen nach Theorie II. Ordnung ermittelt werden. Danach erfolgen die Querschnittsnachweise in den kritischen Schnitten des Bauteils.

Als zweites Verfahren wurde das sogenannte Ersatzstabverfahren entwickelt. Hierbei werden die Schnittgrößen ohne Berücksichtigung der Imperfektionen des Bauteils und der Verformungseinflüsse nach Theorie II. Ordnung gebildet und es wird gegen reduzierte Tragfähigkeiten nachgewiesen. Diese reduzierten Tragfähigkeiten berücksichtigen dann die maßgebenden Imperfektionen und die Einflüsse nach Theorie II. Ordnung. Die Reduktion der Tragfähigkeiten erfolgt in Abhängigkeit von der bezogenen Schlankheit und der Querschnittsform des Bauteils mit Hilfe von Knickspannungslinien. Auf das Ersatzstabverfahren wird im Folgenden weiter eingegangen.

### 1.1.1 Entwicklung des Ersatzstabverfahrens und der europäischen Knickspannungslinien

Petersen gibt in seinem Buch Statik und Stabilität der Baukonstruktion [3] einen Überblick über die Entwicklung der Knicknachweise im Bauwesen bis Ende der 1970er Jahre.

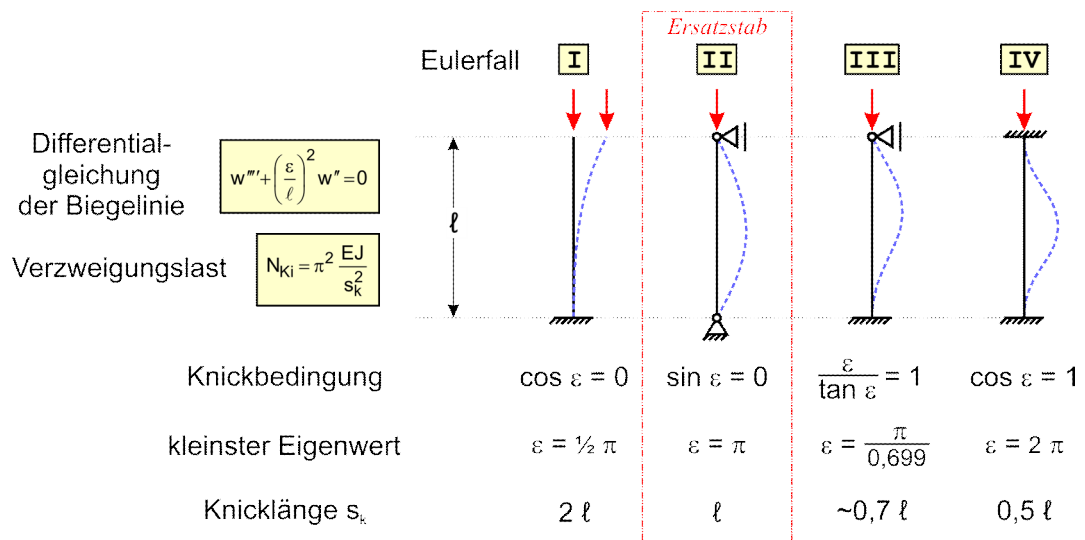


Abbildung 1: Eulerfälle

Demnach wurden im Laufe des 19. Jahrhunderts von mehreren Forschern, unter anderem Hodgkinson und Bauschinger [36], Knickversuche durchgeführt, mit dem Ziel, die von Euler 1744 formulierte Theorie des ideal elastischen Knickstabes zu überprüfen und im Weiteren auf plastisches Werkstoffverhalten zu erweitern. Abbildung 1 zeigt die Knickbedingungen nach Euler für ausgewählte Fälle, die sogenannten Eulerfälle. Zur Berücksichtigung des plastischen Werkstoffverhaltens ermittelte Tetmajer [35] unter anderem eine Knickspannungslinie für Flusseisen, die sich aus der Eulerhyperbel und einer Geraden im plastischen Bereich zusammensetzt. Das untersuchte Flusseisen hatte mit einer Streckgrenze von 244 N/mm<sup>2</sup>, einer Zugfestigkeit von mehr als 450 N/mm<sup>2</sup> und einem E-Modul von 22400 N/mm<sup>2</sup> ähnliche Werkstoffeigenschaften wie unsere heutigen Baustähle. Diese Untersuchungen waren Grundlage für die 1934 erschienene DIN 1050 „Berechnungsgrundlagen für Stahl“. In dieser Norm wird die Knickspannung  $\sigma_K$  einer Stahlstütze über ihre Schlankheit  $\lambda$  wie in Abbildung 2 dargestellt beschrieben. Zur Ermittlung der zulässigen Spannungen  $\sigma_d$  wurde die Knickspannung  $\sigma_K$  durch einen Sicherheitsfaktor  $v_K$  von bis zu 3,5 abgemindert, der für den damals gebräuchlichen Lastfall H (= Hauptlasten) ebenfalls in Abbildung 2 dargestellt ist.

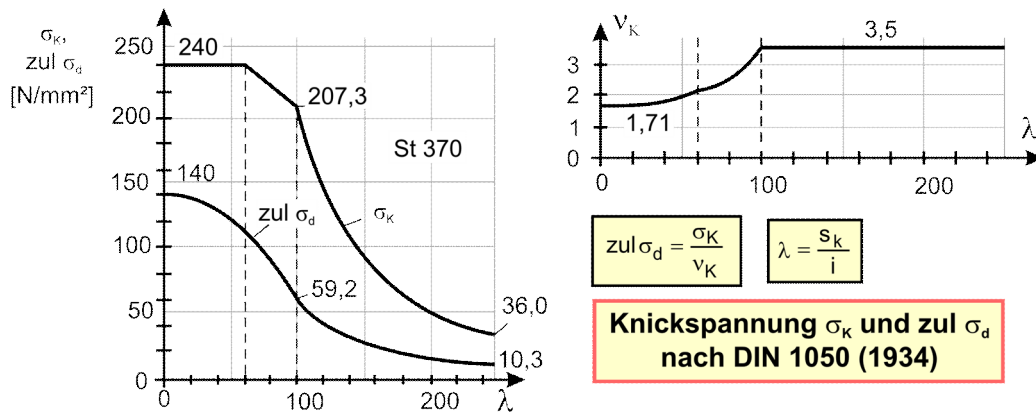


Abbildung 2: Knickspannung  $\sigma_K$  und Sicherheitsbeiwert  $v_K$  nach DIN 1050 (1934) [3]

Die Normen basierten zu dieser Zeit noch auf einem globalen Sicherheitskonzept, bei dem alle Sicherheiten auf der Widerstandsseite berücksichtigt wurden. Schlankheiten  $\lambda > 250$  waren nach DIN 1050 (1934) nicht zulässig.

In den 30er Jahren des letzten Jahrhunderts führten unter anderem die Untersuchungen von Chwalla [40], [39] und Jezek [37], [38] dazu, dass der große Einfluss von Imperfektionen wie zum Beispiel herstellungsbedingte Außermittigkeiten erkannt wurde. Dieser Einfluss findet sich besonders im Bereich mittelschlanker Stahlstützen. Weiterhin wurde erkannt, dass die Traglast von der Querschnittsform abhängig ist. Für die nächste Normengeneration DIN 4114 (1952/53) [51] wurde daher auf Grundlage des ungünstigsten untersuchten Profils eine Grenzspannungslinie  $\sigma_u(\lambda)$  entwickelt. Das ungünstigste untersuchte Profil war der Doppelwinkel, also ein zusammengesetzter T-Querschnitt. Die zulässigen Spannungen  $\text{zul } \sigma_d$  wurden dann mit Gleichung (1) ermittelt und sind in Abbildung 3 grafisch dargestellt. Die Sicherheitsbeiwerte waren nun nicht mehr abhängig von der Schlankheit  $\lambda$  und betragen zum Beispiel im Lastfall H konstant  $v_u = 1,5$  und  $v_{Ki} = 2,5$ .

$$\text{zul } \sigma_d = \min\left(\frac{\sigma_u}{v_u}; \frac{\sigma_{Ki}}{v_{Ki}}\right) \quad (1)$$

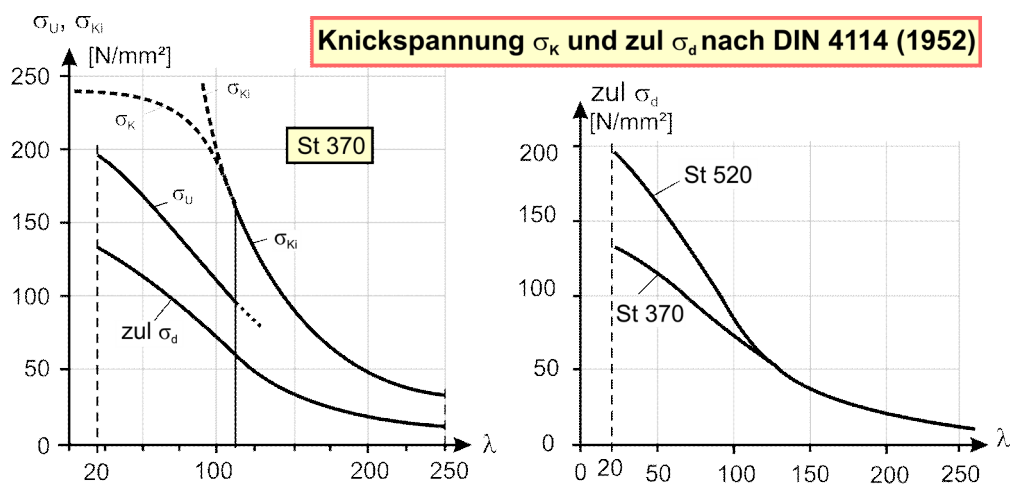


Abbildung 3: Knickspannung  $\sigma_K$  und zul  $\sigma_d$  nach DIN 4114 (1952) [3]

Die Europäische Konvention der Stahlbauverbände (EKS bzw. engl. ECCS) förderte von 1955-1970 ein groß angelegtes Forschungsprogramm zur genaueren Bestimmung der Traglast von gedrückten Stahlstützen. Aus den Ergebnissen der über 1000 Einzelversuche wurden drei Knickspannungslinien abgeleitet, die Knickspannungslinien a, b und c. Im Jahre 1976 wurde diese Gruppe von drei Kurven an jeder Seite um eine erweitert. Oberhalb der Kurve a wurde eine Kurve a<sub>0</sub> definiert, um dem günstigeren Tragverhalten von hochfestem Stahl Rechnung zu tragen. Unterhalb von Kurve c wurde die Kurve d angeordnet, die die verminderte Tragfähigkeit von Stützen aus dicken Blechen (t > 40 mm) erfasst, die aus der größeren Streckgrenzenstreuung für diese Bleche resultiert. Die Knickspannungslinien waren anfänglich nur tabellarisch vorhanden und waren nicht als mathematische Gleichung definiert. Während der Diskussion um den Verlauf der europäischen Knickspannungskurven wurden mehrere Änderungen an deren Verlauf vorgenommen und verschiedene Näherungsformeln entwickelt u. a. von Maquoi [42], Lindner [41] oder im Entwurf zu DIN 4114 neu [3]. Abbildung 4 gibt hierzu einen Überblick und soll verdeutlichen, dass die letztendliche mathematische Definition der Knickspannungskurven das Ergebnis von zum Teil unterschiedlichen Datenbasen, Vereinfachungen und Idealisierungen ist.

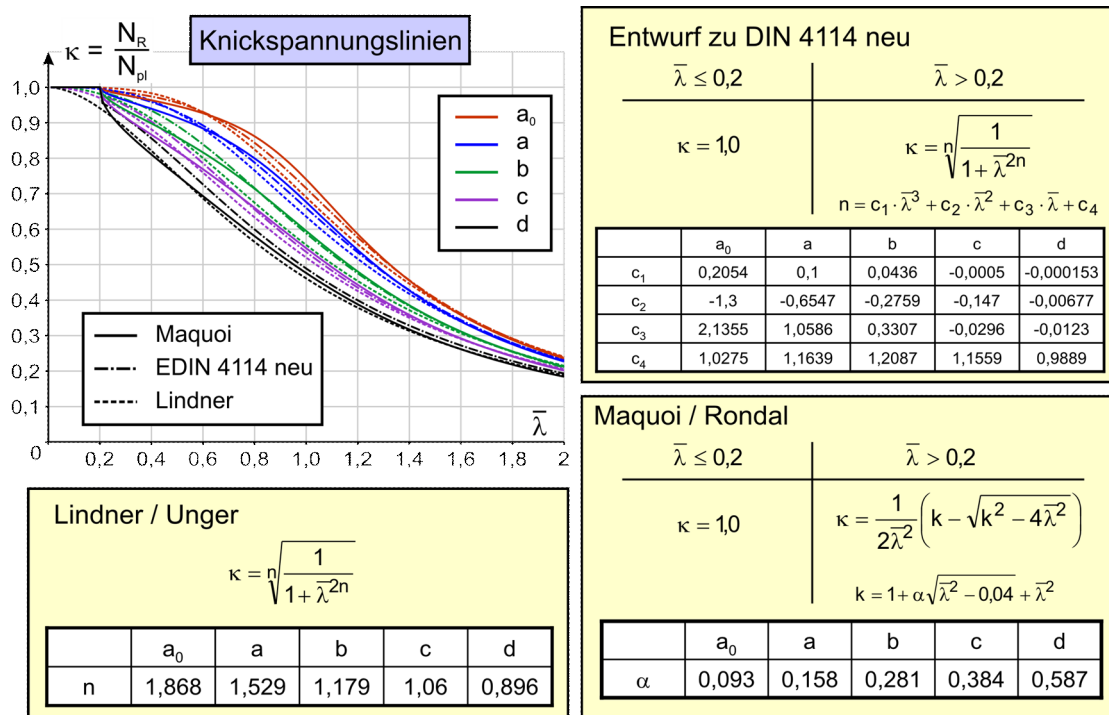


Abbildung 4: Verschiedene Näherungsfunktionen für die Knickspannungslinien

Mitte der 1970er Jahre wurde beschlossen, die Berechnungsgrundlagen auf europäischer Ebene zu harmonisieren. Hierzu wurde das Eurocode-Programm ins Leben gerufen. Im Hinblick auf die Stabilität von Stäben baute das Programm für den Bereich des Stahlbaus auf den von der EKS initiierten Forschungen auf.



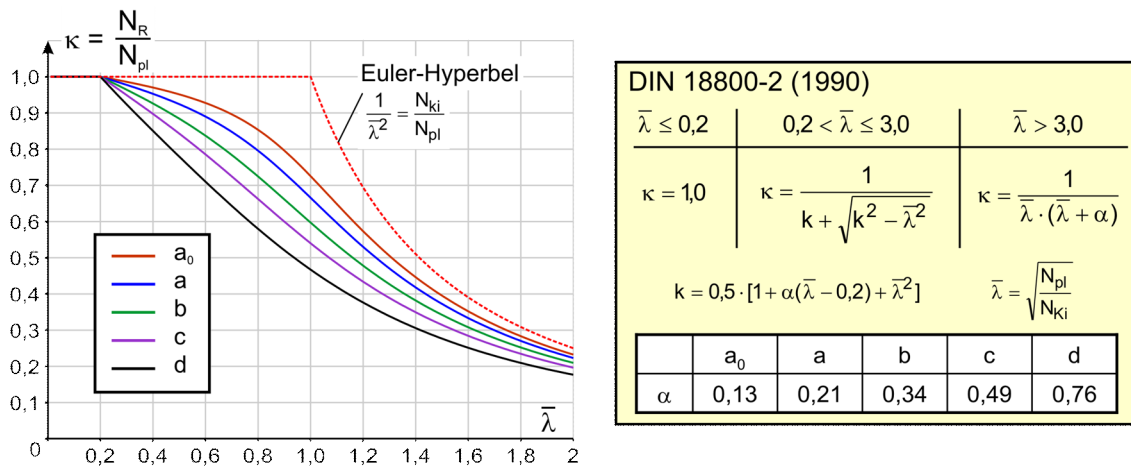


Abbildung 5: Knickspannungskurven nach DIN 18800-2 (1990)

Als erstes Ergebnis der Harmonisierung und als Umsetzung des fortschreitenden Standes der Technik auf nationaler Ebene erschien 1990 die DIN 18800-2 „Stahlbauten; Knicken von Stäben und Stabtragwerken“ [52]. Diese lag zuvor annähernd ein Jahrzehnt als Entwurf vor und ist der Ersatz für DIN 4114 [51]. In der endgültigen Veröffentlichung von DIN 18800-2 1990 sind die Knickspannungskurven entsprechend Abbildung 5 definiert.

Die formelmäßige Beschreibung der Knickspannungslinien hat sich über die vergangenen Jahrzehnte und Normgenerationen verändert, im Eurocode 3-1-1 [13] werden die Kurven außerdem nur noch mit Knickkurven bezeichnet. Während in der DIN 18800-2:2008-11 [53], einer Auffrischung der Ausgabe von 1990, die Knickspannungslinien Funktionen sind, die in drei Bereichen definiert sind, unterscheidet der Eurocode 3-1-1:2010-12 [13] nur noch zwei Abschnitte. In Tabelle 1 sind die jeweiligen Funktionen angegeben. Im Rahmen dieser Arbeit wird die Bezeichnung Knickspannungslinie sowie die Notation mit  $\kappa$ ,  $k$ , etc. beibehalten.

Tabelle 1: Definition der Knick(spannungs)linien in den verschiedenen Normen

Norm	$\bar{\lambda} \leq 0,2$	$0,2 < \bar{\lambda} \leq 3,0$	$\bar{\lambda} > 3,0$
DIN 18800-2: 2008-11	$\kappa = 1,0$	$\kappa = \frac{1}{k + \sqrt{k^2 - \bar{\lambda}^2}}$	$\kappa = \frac{1}{\bar{\lambda} \cdot (\bar{\lambda} + \alpha)}$
EC3-1-1: 2010-12	$\chi = 1,0$	$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}}$	
mit $k = 0,5 \cdot [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$ bzw. $\Phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$			

### 1.1.1.1 Ersatzstabverfahren für Normalkraftbelastung

Das Ersatzstabverfahren nach DIN 18800-2 [53] für Belastungen durch planmäßig mittige Normalkraft beruht auf den europäischen Knickspannungskurven, die direkt zur Bestimmung der Grenztragfähigkeit des untersuchten Bauteils benutzt werden können. Die europäischen Knickspannungskurven sind ein direktes Ergebnis von Traglastversuchen und somit empirisch bestimmt. Sie sind dimensionslose Darstellungen der parametrisierten Funktion  $\kappa(\bar{\lambda})$ , wobei der Abminderungsfaktor  $\kappa$  das Verhältnis von  $N_{Rd}/N_{pl,Rd}$  repräsentiert und  $\bar{\lambda}$  der bezogene Schlankheitsgrad der Stütze nach Gleichung (2) ist.

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl}}{N_{Ki}}} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{\pi^2 \frac{EI}{s_k^2}}} = \frac{\lambda}{\lambda_a} \quad \text{mit} \quad \lambda = \frac{s_k}{i} \quad \text{und} \quad \lambda_a = \pi \sqrt{\frac{E}{f_{y,k}}} \quad (2)$$

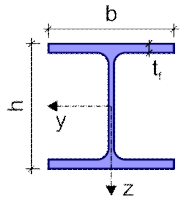
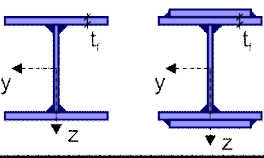

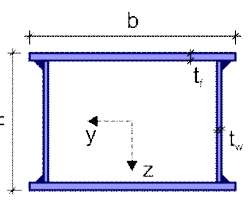
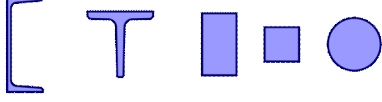

Die verwendete Knicklänge ist hierbei die Länge eines Ersatzstabes, der entsprechend Eulerfall 2 gelagert ist, siehe Abbildung 1.

Der Nachweis wird nach Gleichung (3) mit  $\kappa$  nach Tabelle 1 geführt.

$$\frac{N_{Ed}}{\kappa \cdot N_{pl,Rd}} \leq 1,0 \quad \text{bzw.} \quad \frac{N_{Ed}}{\chi \cdot N_{pl,Rd}} \leq 1,0 \quad (3)$$

Die Zuordnung zu den Knickspannungskurven zur Bestimmung des Abminderungsfaktors  $\kappa$  erfolgt in Abhängigkeit von der Querschnittsform nach Tabelle 2 (vgl. Abbildung 5).

Tabelle 2: Zuordnung zu den Knickspannungslinien nach EC 3-1-1

Querschnittstyp		Ausweichen senkrecht zur Achse	Knicklinie				
			S235 S355	S275 S420	S460		
Gewalzte I-Querschnitte		$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y	a	$a_0$	
				z-z	b	$a_0$	
			$t_f > 40 \text{ mm}$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y	b	a	
				z-z	c	a	
				$t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y	b	a
					z-z	c	a
$t_f > 100 \text{ mm}$	y-y	d	c				
	z-z	d	c				
Geschweißte I-Querschnitte			$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y	b	b	
				z-z	c	c	
			$t_f > 40 \text{ mm}$	y-y	c	c	
				z-z	d	d	
Hohlquerschnitte			warm-gefertigt	a	$a_0$		
			kalt-gefertigt	c	c		
Geschweißte Kastenquerschnitte			dicke Schweißnähte: $a > 0,5 t_f$ $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$	jede	c	c	
			sonst	jede	b	b	
U-, T- und Vollquerschnitte			jede	c	c		
L-Querschnitte			jede	b	b		

### 1.1.1.2 Ersatzstabverfahren für Biegung und Normalkraft

Für Stützen, die zusätzlich zur Normalkraftbelastung eine planmäßige äußere Biegebeanspruchung erhalten, stellte DIN 18800-2 [53] noch zwei verschiedene Verfahren für Stäbe mit Normalkraft- und Momentenbelastung zur Verfügung, eines nach *Roik, Kindmann* [6], [7] für Normalkraft mit ausschließlich einachsiger Biegung und eines nach *Roik, Kuhlmann* [8], das auch für zweiachsige Biegung verwendet werden kann. EC 3-1-1 [13] enthält nur noch ein Verfahren zur Berücksichtigung einer kombinierten Biege-Normalkraft-Bbeanspruchung bei stabilitätsgefährdeten Bauteilen.

Außerdem beinhaltet der Nachweis nach EC 3-1-1 zusätzlich noch den Nachweis auf Biegedrillknicken. Hierzu wird das Ausweichen in z- und in y-Richtung getrennt nach Gleichung (4) bzw. (5) betrachtet.

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{pl,d}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rd}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1,0 \tag{4}$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{pl,d}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rd}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1,0 \tag{5}$$

Der Beiwert  $\chi_{LT}$  kann nach verschiedenen Methoden bestimmt werden. Abbildung 6 gibt einen Überblick dazu.

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2}}$$

Allgemeiner Fall			Gewalzte oder gleichartig geschweißte Querschnitte														
$\beta = 1$ $\Phi_{LT} = \frac{1}{2} [1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$			$\beta = 0,75$ $\Phi_{LT} = \frac{1}{2} [1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,4) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$														
Knicklinien	gewalzt	h/b ≤ 2 h/b > 2	a b	gewalzt	h/b ≤ 2 h/b > 2	b c											
	geschweißst	h/b ≤ 2 h/b > 2	c d	geschweißst	h/b ≤ 2 h/b > 2	c d											
	Andere Querschnitte		d	<table border="1" style="border-collapse: collapse; width: 100%; text-align: center;"> <tr> <td style="width: 10%;"></td> <td style="width: 10%;"><b>a</b></td> <td style="width: 10%;"><b>b</b></td> <td style="width: 10%;"><b>c</b></td> <td style="width: 10%;"><b>d</b></td> </tr> <tr style="background-color: #ffffcc;"> <td><b><math>\alpha_{LT}</math></b></td> <td><b>0,21</b></td> <td><b>0,34</b></td> <td><b>0,49</b></td> <td><b>0,76</b></td> </tr> </table>					<b>a</b>	<b>b</b>	<b>c</b>	<b>d</b>	<b><math>\alpha_{LT}</math></b>	<b>0,21</b>	<b>0,34</b>	<b>0,49</b>	<b>0,76</b>
		<b>a</b>	<b>b</b>	<b>c</b>	<b>d</b>												
<b><math>\alpha_{LT}</math></b>	<b>0,21</b>	<b>0,34</b>	<b>0,49</b>	<b>0,76</b>													

Abbildung 6: Abminderungsfaktor für das Biegedrillknicken  $\chi_{LT}$  nach EC 3-1-1

Zur Bestimmung der Beiwerte  $k_{ij}$  sind im Anhang A und B zu Eurocode 3-1-1 [13] Verfahren angegeben. Das Verfahren nach Anhang A ist im Hinblick auf eine computergestützte Auswertung entwickelt worden, das Verfahren nach Anhang B im Hinblick auf die Handrechnung. Abbildung 7 zeigt einen Überblick über die Ermittlung der Beiwerte  $k_{ij}$  nach Anhang B für Querschnitte der Klassen 1 und 2, also unter Verwendung plastischer Widerstandsgrößen.

$k_{yy}$		$k_{yz}$	
$k_{yy} = C_{my} \cdot \left( 1 + a_y \cdot \frac{N_{Ed}}{N_{y,b,Rd}} \right)$ <p>mit <math>a_y = \bar{\lambda}_y - 0,2 \leq 0,8</math></p>		$k_{yz} = 0,6 \cdot k_{zz}$	
$k_{zy}$		$k_{zz}$	
verdrehsteif ( $\chi_{LT} = 0$ )	verdrehweich	$k_{zz} = C_{mz} \cdot \left( 1 + a_z \cdot \frac{N_{Ed}}{N_{z,b,Rd}} \right)$	
$k_{zy} = 0,6 \cdot k_{yy}$	$k_{zy} = 1 - \frac{b_z}{C_{mLT} - 0,25} \cdot \frac{N_{Ed}}{N_{z,b,Rd}}$ <p>mit <math>b_z = 0,1 \cdot \bar{\lambda}_y \leq 0,1</math></p>		
	zusätzlich: Wenn $\bar{\lambda}_z < 0,4 \rightarrow k_{zy} \leq 0,6 + \bar{\lambda}_z$		I-förmiger Querschnitt
$k_{yz} = 0$ wenn Belastung nur N & $M_y$		rechteckiger Hohlkasten	$a_z = \bar{\lambda}_z - 0,2 \leq 0,8$
$C_{my}, C_{mz}, C_{mLT}$ nach DIN EN 1993-1-1, Anhang B, Tabelle B.3			

Abbildung 7: Interaktionsbeiwerte  $k_{ij}$  nach EC 3-1-1

## 1.2 Bemessung von Stahlstützen unter Brandbelastung

Die Brandbemessung von Stahlstützen ist in Eurocode 3 Teil 1-2, Abschnitt 4.2.3.2 [14] geregelt. Für planmäßig mittigen Druck kann ebenfalls das Ersatzstabverfahren zur Bestimmung des Tragwiderstandes einer Stütze verwendet werden. Der Tragwiderstand wird in EC 3-1-2 als Knickfestigkeit druckbeanspruchter Bauteile  $N_{b,fi,t,Rd}$  bezeichnet und ist entsprechend Gleichung (6) definiert. Grundlage für diese Berechnung ist die Annahme einer konstanten Temperatur  $\vartheta_a$  im Querschnitt.

$$N_{b,fi,t,Rd} = \chi_{fi} \cdot N_{fi,9,Rd} = \chi_{fi} \cdot \frac{A \cdot k_{y,9} \cdot f_y}{\gamma_{M,fi}} \quad (6)$$

Der Abminderungsfaktor für das Biegeknicken unter Brandbeanspruchung  $\chi_{fi}$  wird mit den folgenden Gleichungen (7) bis (9) bestimmt

$$\chi_{fi} = \frac{1}{\varphi_9 + \sqrt{\varphi_9^2 - \bar{\lambda}_9^2}} \quad (7)$$

$$\varphi_9 = \frac{1}{2} \left( 1 + \alpha \cdot \bar{\lambda}_9 + \bar{\lambda}_9^2 \right) \quad (8)$$

$$\bar{\lambda}_9 = \bar{\lambda} \cdot \sqrt{\frac{k_{y,9}}{k_{E,9}}} \quad (9)$$

Hierbei sind  $k_{y,9}$  und  $k_{E,9}$  die Abminderungsfaktoren der Streckgrenze bzw. des E-Moduls für die Stahltemperatur  $\vartheta_a$  zum betrachteten Zeitpunkt t. Der Beiwert  $\alpha$  in Gleichung (8) folgt hierbei nicht der bekannten Einordnung in die Knickspannungslinien  $a_0$  bis d wie im Kaltfall (vgl. Tabelle 2), sondern berechnet sich für alle Querschnittstypen mit:

$$\alpha = 0,65 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} \tag{10}$$

Für die gängigen Stahlsorten S235 und S355 ergibt sich somit als Parameter für die Knickspannungskurve ein Wert von  $\alpha = 0,65$  bzw.  $\alpha = 0,53$ . Diese beiden Werte liegen zwischen den Werten für die Knickspannungslinien c ( $\alpha = 0,49$ ) und d ( $\alpha = 0,76$ ), die wie in Abschnitt 1.1.1 beschrieben, im Kaltfall Anwendung finden. Ebenfalls abweichend von der Bemessung im Kaltfall ist, dass die Knickspannungskurve keinen Plateauwert von 1,0 für einen bezogenen Schlankheitsgrad  $\bar{\lambda}_\vartheta$  von 0 bis 0,2 aufweist. In Abbildung 8 sind die jeweiligen Knickspannungskurven zum Vergleich grafisch dargestellt.

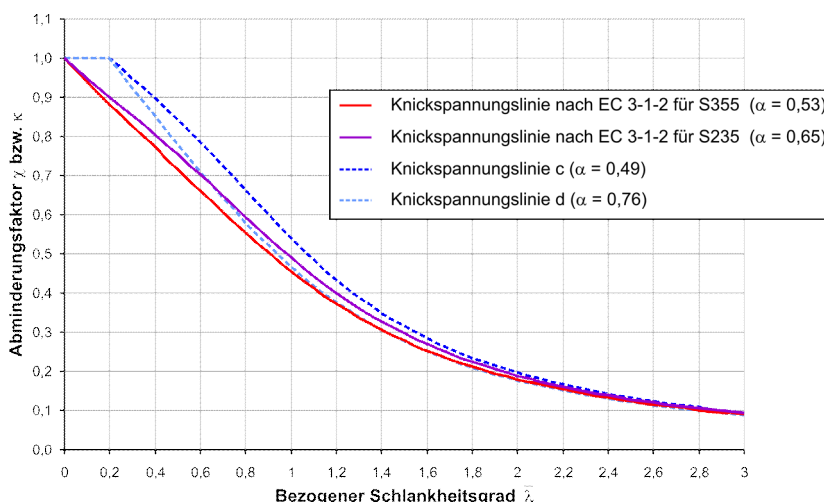


Abbildung 8: Vergleich der Knickspannungslinien nach EC 3-1-2 (Brandfall) mit den Knickspannungslinien c und d nach EC 3-1-1 (Kaltfall)

Der bezogene Schlankheitsgrad  $\bar{\lambda}_\vartheta$  ergibt sich aus dem bezogenen Schlankheitsgrad im Kaltfall  $\bar{\lambda}$  multipliziert mit der Wurzel des Quotienten der beiden temperaturabhängigen Abminderungsfaktoren  $k_{y,\vartheta}$  und  $k_{E,\vartheta}$  wie in Gleichung (9) beschrieben.

Ein Verfahren für Querschnitte mit einer ungleichmäßigen Temperaturverteilung ist in EC 3-1-2 nicht explizit enthalten. Es kann aber sinngemäß abgeleitet werden, indem der Querschnitt in Teilflächen mit konstanter Temperatur unterteilt wird, wie es im Eurocode 3-1-2 explizit für den Bemessungswert der Normalkrafttragfähigkeit angegeben ist. Ob es sich um eine homogene oder eine inhomogene Temperaturverteilung handelt, kann man an den Indizes der Werte erkennen. Bei einer gleichmäßigen homogenen Temperaturverteilung wird der Index  $\vartheta$  verwendet, während bei einer ungleichmäßigen Temperaturverteilung allgemein der Index t bzw. die entsprechende Zeit t zum betrachteten Zeitpunkt verwendet wird.

Tabelle 3: Bestimmung der Normalkrafttragfähigkeit eines Stahlquerschnitts im Brandfall

Gleichmäßige Temperatur	Ungleichmäßige Temperaturverteilung
$N_{fi,\vartheta,Rd} = k_{y,\vartheta} \cdot N_{Rd} \frac{\gamma_{M,0}}{\gamma_{M,fi}}$	$N_{fi,t,Rd} = \sum A_i \cdot k_{y,\vartheta,i} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}$

Man kann an diesem Verfahren erkennen, dass die Walz- und Schweißzugspannungen von Stahlstützen im Brandfall deutlich an Einfluss verlieren, da hier nicht mehr in Querschnitte mit hohen und Querschnitte mit niedrigen Eigenspannungen unterschieden wird, wie es im Verfahren im Kaltfall der Fall ist.

Ein Ersatzstabverfahren für Belastungen aus axialem Druck und Biegung im Brandfall ist in EC 3-1-2, Abschnitt 4.2.3.5 für die Querschnittsklassen 1 bis 3 und in Abschnitt 4.2.3.6 für Querschnitte der Klasse 4 enthalten. Wie zuvor schon im Kaltfall, wird die Betrachtung auf Querschnitte der Klasse 1 und 2 beschränkt. Es sind 2 Nachweise zu führen, ein reiner Biegeknicknachweis (Gleichung (11)) und einer in Kombination mit Biegedrillknicken (Gleichung (12)).

$$\frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{min,fi} \cdot N_{fi,9,Rd}} + k_y \frac{M_{y,fi,Ed}}{M_{y,fi,9,Rd}} + k_z \frac{M_{z,fi,Ed}}{M_{z,fi,9,Rd}} \leq 1,0 \quad (11)$$

$$\frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{z,fi} \cdot N_{fi,9,Rd}} + k_{LT} \frac{M_{y,fi,Ed}}{\chi_{LT,fi} \cdot M_{y,fi,9,Rd}} + k_z \frac{M_{z,fi,Ed}}{M_{z,fi,9,Rd}} \leq 1,0 \quad (12)$$

Die  $\chi$ -Beiwerte berechnen sich wie in den Gleichungen (7) bis (9) beschrieben. Für den Abminderungsfaktor für das Biegedrillknicken  $\chi_{LT,fi}$  ist die Temperatur des Druckflansches die Bezugstemperatur. Die Interaktionsfaktoren  $k_y$ ,  $k_z$  und  $k_{LT}$  sind in Abbildung 9 dargestellt.


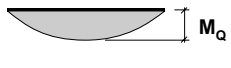

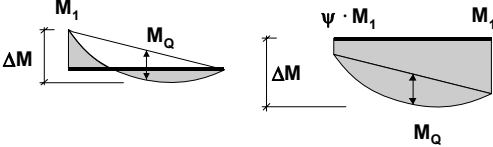
$k_y$	$k_y = 1 - \mu_y \cdot \frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{y,fi} \cdot N_{fi,9,Rd}} \leq 3$	mit	$\mu_y = (2 \cdot \beta_{M,y} - 5) \cdot \bar{\lambda}_{y,9} + 0,44 \cdot \beta_{M,y} + 0,29 \leq 0,8$
$k_z$	$k_z = 1 - \mu_z \cdot \frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{z,fi} \cdot N_{fi,9,Rd}} \leq 3$	mit	$\mu_z = (1,2 \cdot \beta_{M,z} - 3) \cdot \bar{\lambda}_{z,9} + 0,71 \cdot \beta_{M,z} - 0,29 \leq 0,8$
$k_{LT}$	$k_{LT} = 1 - \mu_{LT} \cdot \frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{z,fi} \cdot N_{fi,9,Rd}} \leq 1$	mit	$\mu_{LT} = 0,15 \cdot \bar{\lambda}_{z,9} \cdot \beta_{M,LT} - 0,15 \leq 0,9$
<b>Anpassungsfaktoren für den Momentenverlauf <math>\beta_M</math></b>			
Endmomente	Momente aus Querlasten	Momente aus Querlasten + Endmomente	
 $-1 \leq \psi \leq 1$ $\beta_{M,\psi} = 1,8 - 0,7 \cdot \psi$	 $\beta_{M,Q} = 1,3$  $\beta_{M,Q} = 1,4$	 $\beta_M = \beta_{M,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} \cdot (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$	

Abbildung 9: Interaktionsfaktoren  $k_y$ ,  $k_z$  und  $k_{LT}$  nach EC 3-1-2

### 1.3 Verbundstützen

Als Verbundstützen werden vorwiegend druckbeanspruchte Bauteile bezeichnet, deren Querschnitt Baustahl und (Stahl-)Beton beinhaltet und diese Materialien so miteinander verbunden sind, dass Längsschubkräfte zwischen ihnen übertragen werden.

Generell unterscheidet man nach Querschnittsform und Anordnung der jeweiligen Materialien in verschiedene Verbundstützentypen:

- Vollständig einbetonierte Stahlquerschnitte
- Teilweise einbetonierte Stahlquerschnitte, dies sind in der Regel I-förmige Walzquerschnitte mit ausbetonierten Kammern
- Ausbetonierte Hohlprofile
- Ausbetonierte Hohlprofile mit Einstellprofilen
- Sonderprofile

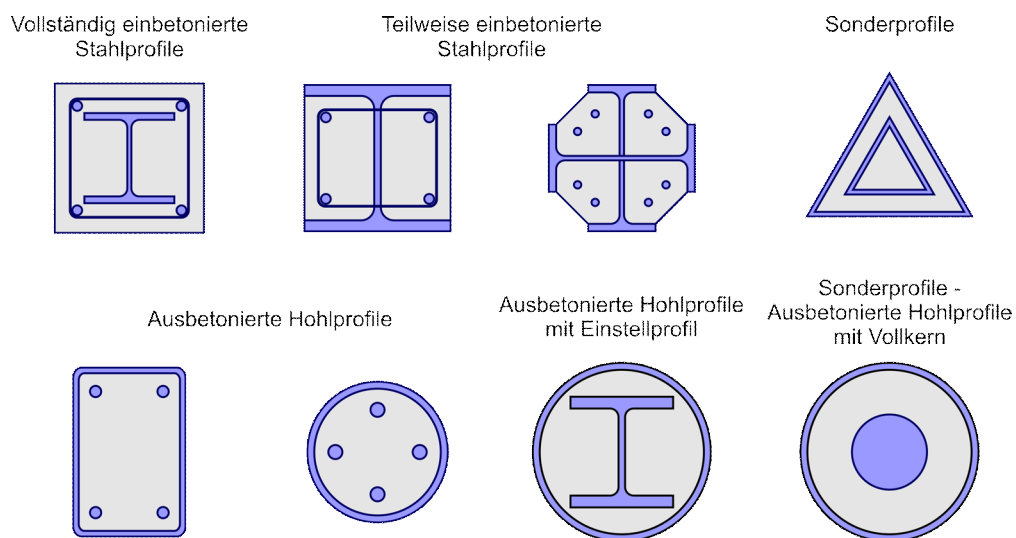


Abbildung 10: Verbundstützentypen

### 1.3.1 Ersatzstabverfahren für Normalkraftbelastung

Die Anwendung des Ersatzstabverfahrens auf Verbundstützen im Jahre 1976 [10] stellt einen bedeutenden Schritt zur Vereinfachung des Umgangs mit Verbundstützen dar und ermöglicht deren Bemessung ohne die Benutzung von numerischen Rechenverfahren. Da der Abminderungsfaktor von der Schlankheit der Stütze abhängig ist und die Schlankheit wiederum eine Funktion unter anderem der Steifigkeit der Stütze ist, muss die Steifigkeit einer Verbundstütze definiert werden. Diese ändert sich jedoch mit der Krümmung der Stütze, da der Betonquerschnitt aufgrund von Zugspannungen reißt und die gerissenen Betonteilflächen keinen Beitrag zur Steifigkeit des Querschnitts leisten. Eine ausführlichere Erklärung hierzu befindet sich in Abschnitt 2.2.

Nach [9] wurde die effektive Steifigkeit nach Gleichung (13) eines Verbundstützenquerschnitts durch Rückrechnung hergeleitet, um vorhandene Versuchsergebnisse in die Knickspannungslinien einzuordnen. In den Gleichungen (13) bis (15) wird die alte Notation der 1970er Jahre verwendet. Im Einzelnen bezeichnet der Index a den Baustahl, Index b Beton, Index i eine ideelle Größe und Index e Bewehrungsstahl.



$$(EI)_w = E_a I_a + E_{bi} I_b + E_a I_e \quad (13)$$

mit

$$E_{bi} \quad \text{effektiver E-Modul des Betons mit } E_{bi} = 500 \beta_R \quad (14)$$

$\beta_R$  Rechenwert der Betonfestigkeit

$$\beta_R = 0,7 \beta_{WN} \text{ für ausbetonierte Hohlprofile}$$

$$\beta_R = 0,6 \beta_{WN} \text{ für einbetonierte Stahlquerschnitte}$$

Durch numerische Extrapolation dieser Ergebnisse wurden auf Grundlage der festgelegten effektiven Biegesteifigkeit verschiedene Querschnittstypen von Verbundstützen identifiziert und den aus dem Stahlbau bekannten Knickspannungskurven zugeordnet. Allerdings zeigte sich für mittel-schlank und schlank Stützen ( $\bar{\lambda} > 0,5$ ) eine bessere Übereinstimmung der Ergebnisse, wenn bei für den effektiven E-Modul des Betons der Wert

$$E_{bi} = 500 \cdot \beta_{WN} \quad (15)$$

zugrunde gelegt wird, wobei  $\beta_{WN}$  die Würfeldruckfestigkeit (200 mm Kantenlänge) des Beton ist. Gegenüber Gleichung (14) ergibt sich ein Wert für den effektiven E-Modul des Betons  $E_{bi}$ , der je nach Quelle um den Faktor 1,4 [11] bis 1,7 [12] größer ist.

Über die verschiedenen Arbeitszwischenstände im Rahmen der Entwicklung des Eurocodes 2 veränderte sich der Rechenwert für den E-Modul von Beton. Da Eurocode 4 sich für die betontechnischen Grundlagen auf Eurocode 2 bezieht, erfolgte folgerichtig auch eine Anpassung der Berechnung der effektiven Biegesteifigkeit für Verbundstützen. Ein Vergleich der verschiedenen Ansätze für den Beton E-Modul befindet sich ebenfalls in [9]. Die aktuelle Berechnungsvorschrift in EC 4-1-1 (2010) für die effektive Biegesteifigkeit einer Verbundstütze lautet:

$$(EI)_{\text{eff}} = E_a I_a + 0,6 \cdot E_{cm} I_c + E_s I_s \quad (16)$$

mit

$$E_{cm} \quad \text{nach EC 2-1-1, Tabelle 3.1}$$

Zur Berücksichtigung der Einflüsse aus dem Langzeitverhalten des Betons kann der effektive E-Modul des Betons  $E_{c,\text{eff}}$  nach Gleichung (17) bestimmt und in Gleichung (16) an Stelle von  $E_{cm}$  verwendet werden.

$$E_{c,\text{eff}} = E_{cm} \frac{1}{1 + \varphi_t \frac{N_{G,Ed}}{N_{Ed}}} \quad (17)$$

mit

$$\varphi_t \quad \text{Kriechzahl des Betons nach EC 2-1-1}$$

Wie bei reinen Stahlstützen wird mit der Biegesteifigkeit die Eulersche Knicklast  $N_{ki}$  bestimmt und aus dem Quotienten aus plastischer Normalkrafttragfähigkeit  $N_{pl}$  nach Gleichung (18) und  $N_{ki}$  der bezogene Schlankheitsgrad  $\bar{\lambda}$  berechnet.

$$N_{pl} = A_a \cdot f_{yd} + A_s \cdot f_{sd} + A_c \cdot \alpha_c f_{cd} \quad (18)$$

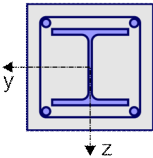
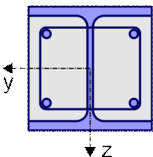
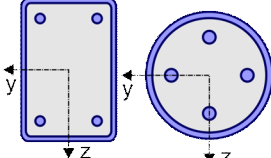
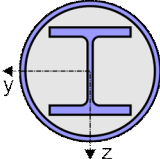
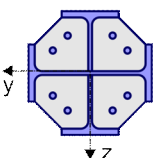
mit

$$\alpha_c = 1,0 \quad \text{für ausbetonierte Hohlprofile}$$

$\alpha_c = 0,85$  für alle anderen Querschnitte  
 $f_{cd}$  nach EC 4-1-1

Der Nachweis wird dann mit Gleichung (3) geführt. Die Zuordnung zu den Knickspannungslinien für Verbundquerschnitte im Kaltfall erfolgt nach Tabelle 4. Das beschriebene Verfahren darf für bezogene Stützenschlankheiten bis maximal  $\bar{\lambda} = 2,0$  angewendet werden. Außerdem darf die vorhandene Längsbewehrung rechnerisch nur bis maximal 6% der Betonfläche berücksichtigt werden [15].

Tabelle 4: Knickspannungslinien für Verbundstützen [15]

Querschnittstyp	Ausweichen senkrecht zur Achse	Knickspannungslinie	max. Stich der Vorverkrümmung
Vollständig einbetonierte I-Querschnitte 	y-y	b	L/200
	z-z	c	L/150
Teilweise einbetonierte Stahlprofile 	y-y	b	L/200
	z-z	c	L/150
Ausbetonierte Hohlprofile 	$\rho_s \leq 3\%$	y-y und z-z	a
	$\rho_s > 3\%$ $\rho_s \leq 6\%$	y-y und z-z	b
Ausbetonierte Hohlprofile mit I-Profilen als Einstellprofil 	y-y und z-z	b	L/200
Teilweise einbetonierte, gekreuzte I-Profile 	y-y und z-z	b	L/200

### 1.3.2 Verfahren für Biegung und Normalkraft

Ein echtes Ersatzstabverfahren für Verbundstützen, die mit Biegung und Normalkraft belastet sind, gibt es nicht in EC 4-1-1. Der Eurocode enthält ein vereinfachtes Verfahren zur Berücksichtigung dieser kombinierten Belastung, allerdings werden hierbei die Einwirkungen unter Berücksichtigung der Theorie II. Ordnung bestimmt und dann mit den Querschnittstragfähigkeiten verglichen. Zur Berücksichtigung der geometrischen und strukturellen Imperfektionen werden geometrische Ersatzimperfektionen angesetzt. Die wirksame Biegesteifigkeit der Verbundstütze wird auch nicht nach Gleichung (16) bestimmt, sondern nach Gleichung (19), da letztere Grundlage für die in Tabelle 4 dargestellten Ersatzimperfektionsansätze waren [56], [57].

$$(EI)_{\text{eff,II}} = 0,9 \cdot (E_a I_a + 0,5 \cdot E_{cm} I_c + E_s I_s) \quad (19)$$

Die Querschnittstragfähigkeit wird unter Berücksichtigung der Momenten-Normalkraft-Interaktion bestimmt.

### 1.3.3 Momenten-Normalkraft-Interaktion bei Verbundstützen

Abbildung 11 zeigt qualitativ den Verlauf von M-N-Interaktionskurven eines Verbundstützenquerschnitts. Die M-N-Interaktionskurve ist typisch für einfachsymmetrische Querschnitte, obwohl Verbundstützenquerschnitte in der Regel geometrisch doppelsymmetrisch sind. Charakteristisch für einen einfach symmetrischen Querschnitt ist zum Beispiel, dass die maximale Momententragfähigkeit nicht bei einer Normalkraft von 0 kN auftritt. Der Grund hierfür liegt an der nicht symmetrischen Spannungs-Dehnungslinie des Betons, da der Beton rechnerisch ohne Zugkrafttragfähigkeit angesetzt wird.

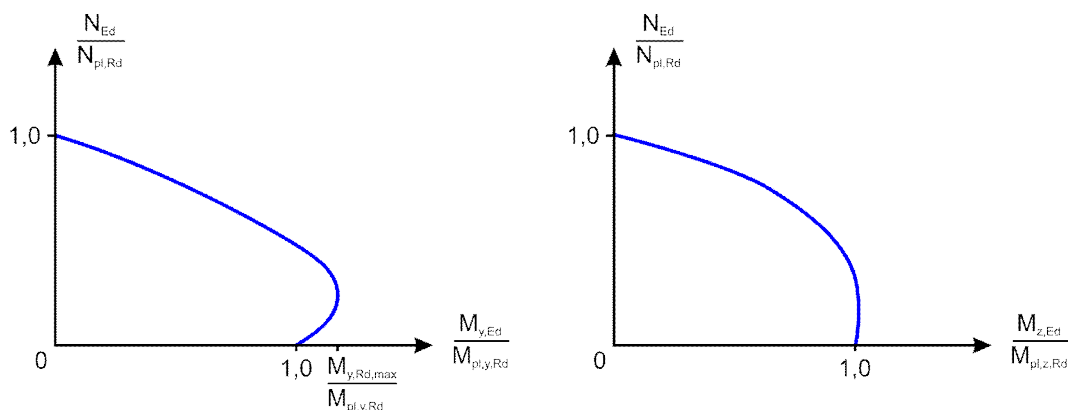


Abbildung 11: Typische Verläufe der M-N-Interaktion bei Verbundstützenquerschnitten

## 1.4 Brandbemessung von Verbundstützen

Die Brandbemessung von Verbundstützen ist in Eurocode 4 Teil 1-2 [16] geregelt. Sie gehört im Sinne der Norm zu den passiven Brandschutzmaßnahmen. Das Ziel einer Brandbemessung ist es, sicherzustellen, dass die Tragfähigkeit der Struktur für die relevante Branddauer  $t$  gewährleistet ist. Die Bemessungswerte Einwirkungen im Brandfall zum Zeitpunkt  $t$   $E_{fi,d,t}$  müssen kleiner als die Bemessungswerte der Tragwiderstände im Brandfall zum Zeitpunkt  $t$   $R_{fi,d,t}$  sein (Gleichung (20)).

$$E_{fi,d,t} \leq R_{fi,d,t} \quad (20)$$

Die relevante Branddauer  $t$  wird in Deutschland durch den Gesetzgeber in den Landesbauordnungen in Abhängigkeit von der Abmessungen, Funktion und Nutzung eines Gebäudes für einzelne Bauteile festgelegt. Diese Festlegung geschieht, indem die Bauteile sogenannten Feuerwiderstandsklassen zugeordnet werden. In der Regel sind die Feuerwiderstandsdauern unterteilt in Branddauern von 30, 60, 90, 120, 180 und 240 Minuten und da es sich um Tragsicherheitsnachweise handelt, erhalten diese Klassen ein vorgestelltes ‚R‘ (für engl. resistance) und die Branddauer  $t$  als Bezeichnung, also zum Beispiel R30.

In den Brandschutzteilen der Eurocodes werden die Nachweismethoden in drei Stufen eingeteilt. Nachweismethoden der Stufe eins sind tabellarische Bemessungsverfahren für bestimmte Bauteile. Diese Nachweise sind in der Regel sehr schnell und ohne großen Rechenaufwand zu führen, allerdings haben sie häufig einen sehr engen Anwendungsbereich und/oder liefern sehr konservative Ergebnisse. Die Stufe zwei bilden die sogenannten vereinfachten Bemessungsverfahren. Auch diese beziehen sich in der Regel nur auf einzelne Bauteile. Sie sind im Allgemeinen flexibler als die Verfahren der Stufe eins und meistens noch für eine Handrechnung geeignet. Querschnitte können mit den Verfahren der Stufe zwei genauer an die Erfordernisse angepasst und optimiert werden, als das mit den Klassifizierungstabellen der Stufe eins möglich ist. Den Abschluss bilden die allgemeinen Nachweisverfahren der Stufe drei. Hierbei kommen in der Regel FE-Systeme zur Simulation des Verhaltens von Gesamt- oder Teiltragwerken oder Einzelbauteilen zum Einsatz.

Tabellen für Bauteilnachweise der Stufe eins für Verbundstützen finden sich in EC 4-1-2, in DIN 4102 [55] und in weiteren Bemessungshilfen, wie dem von *Lange* für Bauen mit Stahl e.V. erstellten Verbundstützenkatalog [31] oder den von *Muess* und *Richter* beschriebenen Verfahren [28].

Die nachfolgend beschriebenen Ersatzstabverfahren zählen zu den Nachweisen der Stufe zwei. Anhang G von EC 4-1-2 enthält ein für die Handrechnung geeignetes Verfahren der Stufe zwei für die Berechnung des Tragwiderstands im Brandfall für kammerbetonierte Verbundstützen für Biegeknicken um die schwache Achse, das auf den Arbeiten von *Jungbluth* [59], [60] beruht. EC 4-1-2, Anhang H [16] enthält ein Verfahren für ausbetonierte Hohlprofile, das jedoch nicht vollständig mit den dortigen Angaben per Hand angewendet werden kann, da die Berechnung der Temperaturen des Querschnitts nicht enthalten ist. Außerdem haben *Klingsch, et al.* ein Näherungsverfahren für ausbetonierte Hohlprofile, teilweise- und vollständig einbetonierte Walzprofile für eine Brandflammdauer von 90 Minuten entwickelt [49].

#### 1.4.1 Ersatzstabverfahren für Normalkraftbelastung

Grundsätzlich darf das Ersatzstabverfahren für Stützen im Brandfall nach EC 4-1-2 nur für Stützen in ausgesteiften Tragwerken angewendet werden. Die Nachweisform nach Gleichung (21) orientiert sich stark an dem Ersatzstabverfahren im Kaltfall, das in Abschnitt 1.3.1 beschrieben ist.

$$\frac{N_{fi,Ed}}{N_{fi,Rd}} = \frac{N_{fi,Ed}}{\chi \cdot N_{fi,pl,Rd}} \leq 1,0 \quad (21)$$

Der Abminderungsfaktor  $\chi$  ist mit Knickspannungslinie  $c$  und dem bezogenen Schlankheitsgrad  $\bar{\lambda}_\phi$  nach Gleichung (22) zu bestimmen. Zur Ermittlung der plastischen Normalkrafttragfähigkeit im Brandfall (Gleichung (23)) und der effektiven Biegesteifigkeit im Brandfall trifft EC 4-1-2 nur relativ allgemeine Aussagen (Gleichung (24)). Umso überraschender ist deshalb die Festlegung,

dass alle Verbundquerschnitte im Brandfall ausschließlich der Knickspannungslinie  $c$  zugeordnet werden.

Die plastische Normalkrafttragfähigkeit des Querschnitts darf als Summe der temperaturreduzierten, plastischen Teilnormalkrafttragfähigkeiten der einzelnen Materialien nach Gleichung (23) ermittelt werden. Die Teilsicherheitsbeiwerte auf der Materialseite  $\gamma_{M,fi,a}$ ,  $\gamma_{M,fi,s}$  und  $\gamma_{M,fi,c}$  sind durch den Nationalen Anhang zu EC 4-1-2 [17] alle zu 1,0 gesetzt. Demzufolge ist also der charakteristische Wert der Normalkrafttragfähigkeit  $N_{fi,pl,R}$  gleich dem Bemessungswert  $N_{fi,pl,Rd}$ .

$$\bar{\lambda}_g = \sqrt{\frac{N_{fi,pl,R}}{N_{fi,cr}}} \quad (22)$$

$$N_{pl,fi} = \frac{\sum A_{a,g} \cdot f_{ay,g}}{\gamma_{M,fi,a}} + \frac{\sum A_{s,g} \cdot f_{sy,g}}{\gamma_{M,fi,s}} + \frac{\sum A_{c,g} \cdot f_{c,g}}{\gamma_{M,fi,c}} \quad (23)$$

$$(EI)_{fi,eff} = \sum (\varphi_{a,g} \cdot E_{a,g} \cdot I_{a,g}) + \sum (\varphi_{s,g} \cdot E_{s,g} \cdot I_{s,g}) + \sum (\varphi_{c,g} \cdot E_{c,sek,g} \cdot I_{c,g}) \quad (24)$$

Die Knicklänge im Brandfall  $l_g$  zur Bestimmung der Verzeigungslast  $N_{fi,cr}$  entspricht im Allgemeinen der Knicklänge im Kaltfall. Für den Fall, dass bei über mehrere Geschosse laufenden Stützen die angrenzenden Geschosse einem anderen Brandabschnitt angehören, darf davon ausgegangen werden, dass in den angrenzenden Brandabschnitten kein Brandfall vorliegt, wodurch die Endtangentenverdrehung der zu bemessenden Stütze im Brandfall behindert wird. An dieser Stelle darf nach Eurocode 4-1-2 als grobe Näherung eine Einspannung angenommen werden. Abbildung 12 verdeutlicht diese Regelung.

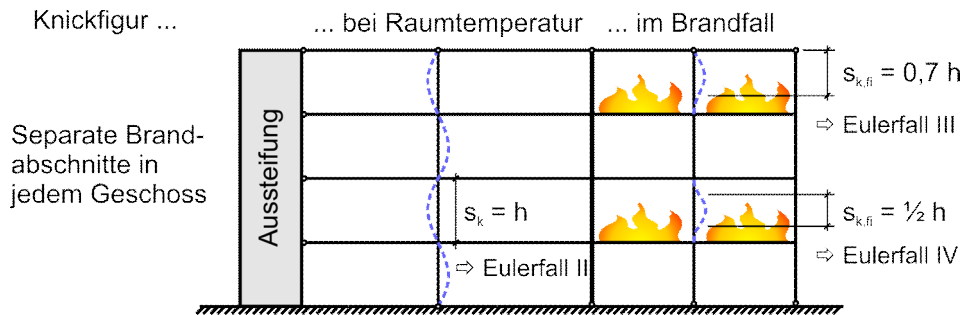


Abbildung 12: Knicklängen von Stützen über mehrere Geschosse im Brandfall

Ein Ersatzstabverfahren der Nachweisstufe zwei für eine Belastungskombination aus Normalkraft und Biegung ist in EC 4-1-2 nicht enthalten. Für kammerbetonierte Verbundstützen mit einer exzentrischen Normalkraftbelastung, deren Angriffspunkt innerhalb des Querschnitts liegt, kann die Normalkrafttragfähigkeit  $N_{fi,Rd,\delta}$  unter Berücksichtigung der Exzentrizität bestimmt werden, indem die zentrische Normalkrafttragfähigkeit  $N_{fi,Rd}$  mit dem Verhältnis der Normalkrafttragfähigkeiten mit und ohne Exzentrizität des Kaltfalls abgemindert wird.

$$N_{fi,Rd,\delta} = N_{fi,Rd} \cdot \frac{N_{Rd,\delta,kalt}}{N_{Rd,kalt}} \quad (25)$$

In der Literatur gibt es weitere vereinfachte Verfahren. Unter anderem eines für kammerbetonierte Verbundstützen von *Hosser* [29] und ein Verfahren für ausbetonierte, runde Hohlprofile von *El-Nesr* [30].

## 2 Grundlagen der statischen Berechnung

### 2.1 Stabilitätsuntersuchung

#### 2.1.1 Grundlegende Annahmen

Die folgenden grundlegenden Annahmen wurden getroffen, um Verbundstützen numerisch beschreiben zu können:

1. Die Querschnitte sind eben. Es tritt kein Schlupf zwischen Stahl und Beton auf (Bernoulli-Hypothese, starrer Verbund).
2. Die Querschnitte sind formtreu. Es findet keine Profilverformung statt.
3. Lokales Stabilitätsversagen einzelner Querschnittsteile wird ausgeschlossen.
4. Es sind nur geringe Schubspannungen vorhanden. Somit ist der Einfluss einer Querkraft- und Torsionsbeanspruchung auf das Plastizieren des Querschnitts gering und kann unberücksichtigt bleiben.
5. Die x-Achse des Koordinatensystems ist in Richtung der Stützenlängsachse definiert. Die Abmessungen in y- und z-Richtung (Breite und Höhe des Stützenquerschnitts) sind klein gegenüber der Stützenlänge.
6. Die Dehnungen und Spannungen senkrecht zur Stützenachse bleiben unberücksichtigt.

#### 2.1.2 Systemgleichung nach Theorie II. Ordnung

Die Systemgleichung zur Berechnung der Stützen wird ausgehend vom Prinzip der virtuellen Arbeit (Gleichung (26)) entwickelt.

$$\begin{aligned} \delta W &= \delta W_{\text{int}} - \delta W_{\text{ext}} = 0 \\ &= \int_V \delta \varepsilon^T \sigma dV - \int_V \delta u^T p_V dV - \int_O \delta u^T p_O dO = 0 \end{aligned} \quad (26)$$

Die volumenhaft angreifenden Kräfte  $p_V$  bleiben bei der Berechnung unberücksichtigt. Formuliert man Gleichung (26) für Stabelemente um und unterscheidet man die oberflächlich angreifenden Kräfte  $p_O$  in Linien- und Einzellasten ergibt sich:

$$\delta W = \int_{xA} \delta \varepsilon \sigma dA dx - \int_x \delta u p dx - \sum F \delta u = 0 \quad (27)$$

Die kinematische Beziehung wird unter Berücksichtigung großer Rotationen aufgestellt, um das gesamte Stabilitätsverhalten der Stütze zu erfassen [19]. Hierzu wird die Green-Lagrange-Dehnung benutzt, die im Folgenden nach *Rust* [43] veranschaulicht wird.

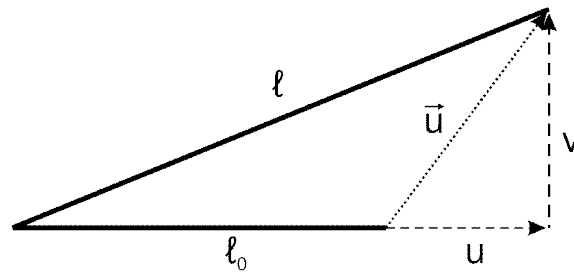


Abbildung 13: Verzerrung an einem Stabelement

Ein Stab mit der Länge  $\ell_0$  erfährt in der x-y-Ebene eine Verzerrung. Die bezogene Änderung der Quadrate von unverformter und verformter Stablänge ist dann:

$$\Delta = \frac{\ell^2 - \ell_0^2}{\ell_0^2} = \frac{(\ell_0 + u)^2 + v^2 - \ell_0^2}{\ell_0^2} = \frac{\ell_0^2 + 2u\ell_0 + u^2 + v^2 - \ell_0^2}{\ell_0^2} = 2\frac{u}{\ell_0} + \left(\frac{u}{\ell_0}\right)^2 + \left(\frac{v}{\ell_0}\right)^2 \quad (28)$$

Für  $\ell_0 \rightarrow dx$  ergibt sich die Green-Lagrange-Dehnung zu:

$$\varepsilon = \frac{\Delta}{2} = \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{1}{2}\left(\frac{\partial u}{\partial x}\right)^2 + \frac{1}{2}\left(\frac{\partial v}{\partial x}\right)^2 = u' + \frac{1}{2}u'^2 + \frac{1}{2}v'^2 \quad (29)$$

Erweitert um die Verformung  $w$  in z-Richtung erhält man die Dehnung der Stütze unter Berücksichtigung geometrischer Nichtlinearitäten:

$$\varepsilon_{xx} = \varepsilon = u' + \frac{1}{2}u'^2 + \frac{1}{2}v'^2 + \frac{1}{2}w'^2 \quad (30)$$

Die Variation dieser Dehnung ist dann:

$$\delta\varepsilon = \delta u' + u' \cdot \delta u' + v' \cdot \delta v' + w' \cdot \delta w' \quad (31)$$

Da die Verformungen in x-Richtung deutlich kleiner sind als in den anderen beiden Koordinatenrichtungen, gilt

$$u' \cdot \delta u' \rightarrow 0 \quad (32)$$

und somit

$$\delta\varepsilon = \delta u' + v' \cdot \delta v' + w' \cdot \delta w' \quad (33)$$

Nach der Bernoulli-Hypothese ist außerdem

$$u = u_0 - y \cdot v' - z \cdot w' \quad (34)$$

Deren Variation lautet:

$$\delta u' = \delta u_0' - y \cdot \delta v'' - z \cdot \delta w'' \quad (35)$$

Somit kann die innere Arbeit wie folgt ausgedrückt werden:

$$\delta W_{\text{int}} = \int \int_{xA} (\delta u_0' - y \cdot \delta v'' - z \cdot \delta w'' + v' \cdot \delta v' + w' \cdot \delta w') \sigma dA dx \quad (36)$$

Über das Werkstoffgesetz  $\sigma = E \cdot \varepsilon$  erhält man:



$$\delta W_{\text{int}} = \int \int_{xA} (E \cdot \varepsilon \cdot \partial u'_0 - E \cdot \varepsilon \cdot y \cdot \partial v'' - E \cdot \varepsilon \cdot z \cdot \partial w'' + E \cdot \varepsilon \cdot v' \cdot \partial v' + E \cdot \varepsilon \cdot w' \cdot \partial w') dA dx \quad (37)$$

Für  $dx \rightarrow 0$  folgt aus Gleichung (35):

$$\varepsilon = \varepsilon_0 - y \cdot v'' - z \cdot w'' \quad (38)$$

Zusammen ergeben Gleichungen (37) und (38):

$$\delta W_{\text{int}} = \int \int_{xA} \begin{pmatrix} E \cdot \varepsilon_0 \cdot \partial u'_0 - E \cdot y \cdot \partial v'' \cdot \partial u'_0 - E \cdot z \cdot \partial w'' \cdot \partial u'_0 \\ -E \cdot y \cdot \varepsilon_0 \cdot \partial v'' + E \cdot y^2 \cdot v'' \cdot \partial v'' + E \cdot z \cdot y \cdot w'' \cdot \partial v'' \\ -E \cdot z \cdot \varepsilon_0 \cdot \partial w'' + E \cdot z \cdot y \cdot v'' \cdot \partial w'' + E \cdot z^2 \cdot w'' \cdot \partial w'' \\ + E \cdot \varepsilon_0 \cdot v' \cdot \partial v' - E \cdot y \cdot \partial v'' \cdot v' \cdot \partial v' - E \cdot z \cdot \partial w'' \cdot v' \cdot \partial v' \\ + E \cdot \varepsilon_0 \cdot w' \cdot \partial w' - E \cdot y \cdot \partial v'' \cdot w' \cdot \partial w' - E \cdot z \cdot \partial w'' \cdot w' \cdot \partial w' \end{pmatrix} dA dx \quad (39)$$

Durch Einsetzen der Flächenintegrale 0. bis 2. Ordnung ergibt sich hieraus:

$$\delta W_{\text{int}} = \int_x \begin{pmatrix} EA \cdot \varepsilon_0 \cdot \partial u'_0 - EA_y \cdot \partial v'' \cdot \partial u'_0 - EA_z \cdot \partial w'' \cdot \partial u'_0 \\ -EA_y \cdot \varepsilon_0 \cdot \partial v'' + EA_{yy} \cdot v'' \cdot \partial v'' + EA_{yz} \cdot w'' \cdot \partial v'' \\ -EA_z \cdot \varepsilon_0 \cdot \partial w'' + EA_{yz} \cdot v'' \cdot \partial w'' + EA_{zz} \cdot w'' \cdot \partial w'' \\ + EA \cdot \varepsilon_0 \cdot v' \cdot \partial v' - EA_y \cdot \partial v'' \cdot v' \cdot \partial v' - EA_z \cdot \partial w'' \cdot v' \cdot \partial v' \\ + EA \cdot \varepsilon_0 \cdot w' \cdot \partial w' - EA_y \cdot \partial v'' \cdot w' \cdot \partial w' - EA_z \cdot \partial w'' \cdot w' \cdot \partial w' \end{pmatrix} dx \quad (40)$$

Nach *Wunderlich* [21] und *Bergmann* [20] kann man die Variation der Arbeit zu Gleichung (41) bzw. (42) zusammenfassen:

$$\delta W = \int_x \delta u^T \begin{pmatrix} \begin{bmatrix} {}_x dEA dx & -{}_x dEA_y dx^2 & -{}_x dEA_z dx \\ -{}_x dEA_y dx^2 & {}_x d^2 EA_{yy} dx^2 & {}_x d^2 EA_{yz} dx^2 \\ -{}_x dEA_z dx & {}_x d^2 EA_{yz} dx^2 & {}_x d^2 EA_{zz} dx^2 \\ +{}_x dN_0 dx & & +{}_x dN_0 dx \end{bmatrix} u - \begin{bmatrix} q_x \\ q_y \\ q_z \end{bmatrix} \end{pmatrix} dx - \delta u^T \begin{bmatrix} v_x \\ v_y -{}_x dM_z \\ v_z -{}_x dM_y \end{bmatrix} \Big|_0^x \quad (41)$$

$$\delta W = \int_x \delta u^T \cdot (K \cdot u - q) dx - \delta u^T F \Big|_0^x \quad (42)$$

Nach *Wunderlich* [21] bedeutet dabei die Notation  ${}_x d$ , dass die Ableitung vor der Matrix durchgeführt wird.

Die Matrix  $K$  kann in eine lineare und eine geometrische Steifigkeitsmatrix aufgeteilt werden. Dabei berücksichtigt die lineare Steifigkeitsmatrix  $\underline{K}^I$  die linearen Lastanteile ausschließlich nach Theorie I. Ordnung, während die geometrische Steifigkeitsmatrix  $\underline{K}^{II}$  abhängig von Spannungen und nichtlinearen Lastanteilen ist und die Theorie II. Ordnung berücksichtigt.

$$\underline{K} = \underline{K}^I(Q) + \underline{K}^{II}(\sigma, F) \quad (43)$$

### 2.1.3 Numerische Umsetzung

Die zu untersuchende Stütze wird in Stabelemente unterteilt. Innerhalb eines Stabelementes wird eine Änderung der Normalkraft ausgeschlossen.

$$\frac{dN}{dx} = N' = 0 \tag{44}$$

Pro Elementknoten werden 6 Freiheitsgrade  $u, u', v, v', w$  und  $w'$  betrachtet. Die entsprechenden Verformungsfunktionen  $u(x), v(x)$  und  $w(x)$  werden mit Hermiteschen Interpolationspolynomen 3. Grades beschrieben.

Die Belastung wird inkrementell aufgebracht.

Als programmtechnische Umsetzung erstellte *Bergmann* im Rahmen seiner Arbeit [20] das Programm VBST.

### 2.1.4 Beurteilung der numerischen Iteration

Vergleichsrechnungen haben gezeigt, dass die Wahl des Anfangsinkrements der Belastung einen signifikanten Einfluss auf das Ergebnis einer Rechnung, also die Tragfähigkeit, hat. Dieser Einfluss tritt dann auf, wenn das Anfangsinkrement der Belastung größer als die Tragfähigkeit gewählt wird. Die Schrittweite der Stützweite zur Ermittlung einer Traglastkurve hat nur einen untergeordneten Einfluss (vergleiche hierzu die Symbole Raute und Dreieck).

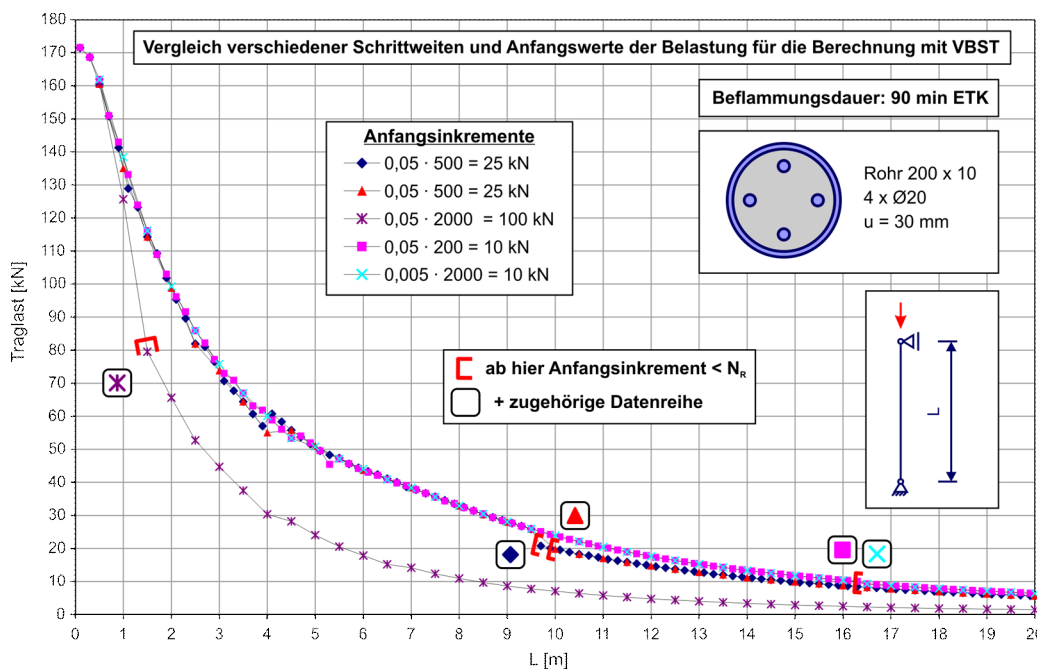


Abbildung 14: Vergleich der Berechnungsergebnisse bei verschiedenen Anfangsinkrementen der Belastung

In Abbildung 14 stellt jeder Punkt eine Traglastberechnung dar. Die erste Einzelrechnung einer jeden Berechnungsreihe, bei der das Anfangsinkrement der Belastung die Tragfähigkeit der Stütze überschreitet, ist mit einer roten Klammer gekennzeichnet. Der dadurch entstehende Fehler ist deutlich in Abbildung 14 zu erkennen. Ebenfalls zu erkennen ist, dass je länger die Stütze ist, bei

der das Anfangsinkrement kleiner als die Tragfähigkeit ist, desto geringer ist der auftretende Fehler. Bei den beiden kleinsten Anfangsinkrementen von jeweils 10 kN (Symbol: Quadrat und X) ist so gut wie keine Abweichung mehr zu erkennen.

### 2.1.5 Einfluss der Netzfeinheit

Einen wichtigen Einfluss auf die Genauigkeit einer FE-Untersuchung hat die Feinheit des FE-Netzes. Um diesen Einfluss abzuschätzen, wurde zusätzlich zu der gewählten Netzfeinheit zusätzlich die doppelte Netzfeinheit untersucht, d.h. die Elemententeilung entlang der Kanten verdoppelt (vgl. Abbildung 15).

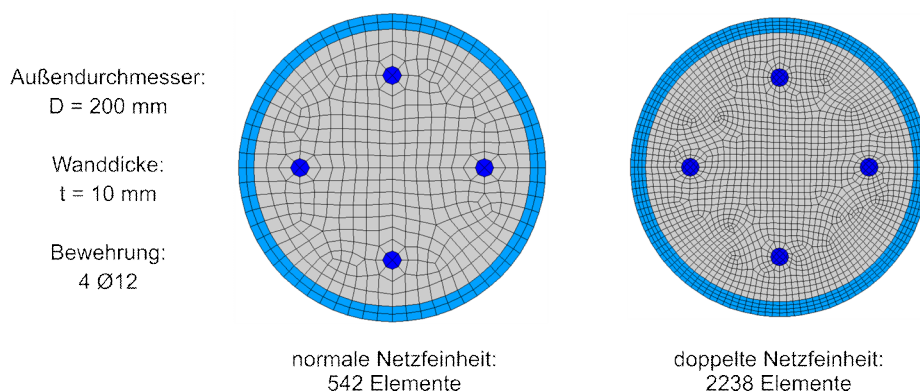


Abbildung 15: Normale und doppelte Netzfeinheit

Der Querschnitt mit der doppelten Netzfeinheit liefert geringfügig höhere Tragfähigkeiten, sowohl bei der Normalkraft als auch beim maximal aufnehmbaren Moment. Abbildung 16 stellt exemplarisch die Traglastkurven für eine Beflammungsdauer mit der ETK von 60 Minuten dar. Auch hier ist zu sehen, dass der Querschnitt mit der doppelten Netzfeinheit ungefähr 5% höhere Werte liefert. Für die mit der normalen Elemententeilung durchgeführten Parameteruntersuchungen bedeutet das, dass hiermit die Querschnittstragfähigkeit geringfügig unterschätzt wird. Aus Sicht der Sicherheit liegen die ermittelten Werte auf der sicheren Seite und sind daher unkritisch.

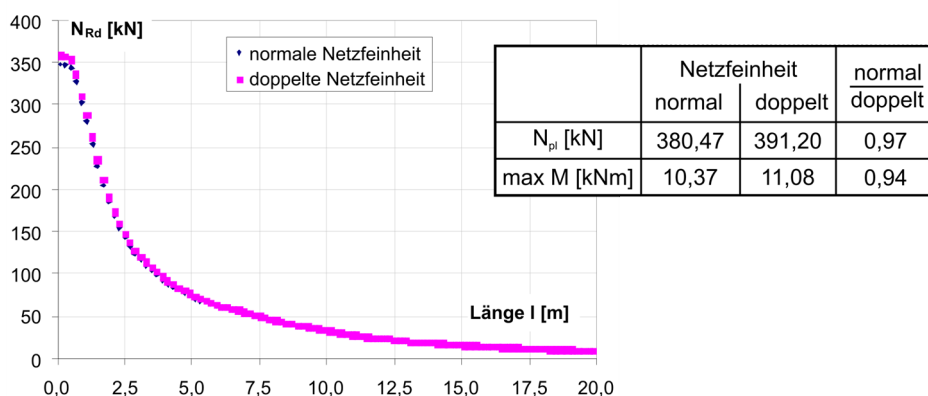


Abbildung 16: Vergleich der Traglastkurven für normale und doppelte Netzfeinheit

## 2.2 Fließzonentheorie / Verfahren der effektiven Biegesteifigkeit

Die Fließzonentheorie erlaubt es, Querschnitte aus Werkstoffen mit duktilem Verhalten über die elastische Grenzlast hinaus zu beanspruchen.

Dadurch wird der Querschnitt „weicher“, d. h. seine wirksame Biegesteifigkeit für weitere Belastungs- bzw. Dehnungsinkremente nimmt ab. Abbildung 17 verdeutlicht diesen Effekt an einem stählernen Rechteckquerschnitt unter Momentenbelastung. Allgemein ist die Berechnung der Biegesteifigkeit in Gleichung (45) ausgedrückt.

$$(EI_y)_{\text{wirk}} = \int_A E(\varepsilon)z^2 dA = \int_{A_{\text{el}}} E_{\text{el}}z^2 dA_{\text{el}} + \underbrace{\int_{A_{\text{pl}}} E_{\text{pl}}z^2 dA_{\text{pl}}}_{=0 \text{ für } E_{\text{pl}}=0} \quad (45)$$

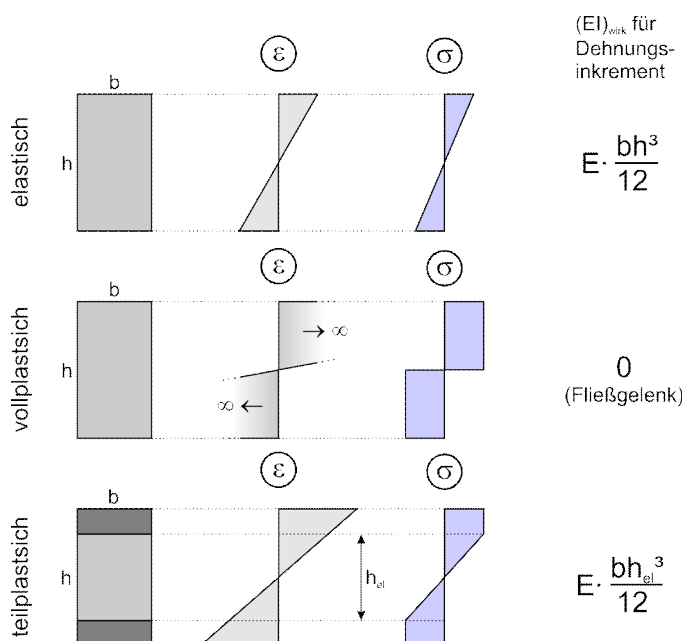


Abbildung 17: Wirksame Biegesteifigkeit für ein Dehnungsincrement  $\Delta\varepsilon$

Für Beton im Zustand II gilt im Zugbereich, dass dieser keinen Beitrag zur Steifigkeit des Querschnittes liefert, weshalb sich die wirksame Biegesteifigkeit von Verbundquerschnitten zusätzlich reduziert. Ebenfalls unberücksichtigt bleibt der Effekt des Tension-Stiffening.

Eine Abnahme der wirksamen Steifigkeit hat einen direkten Einfluss auf die Schnittgrößen, da die Verformungen der Stütze größer werden, was eine Vergrößerung der Schnittgrößen infolge Theorie 2. Ordnung aufgrund des wachsenden Hebelarmes der Normalkraft nach sich zieht. Da die wirksame Steifigkeit von dem Spannungsniveau im Querschnitt abhängig ist und die Schnittgrößen nicht konstant über die Länge des Stabes sind, ist folglich nach Erreichen der elastischen Grenztragfähigkeit die wirksame Steifigkeit nicht mehr konstant über die Stützenlänge.

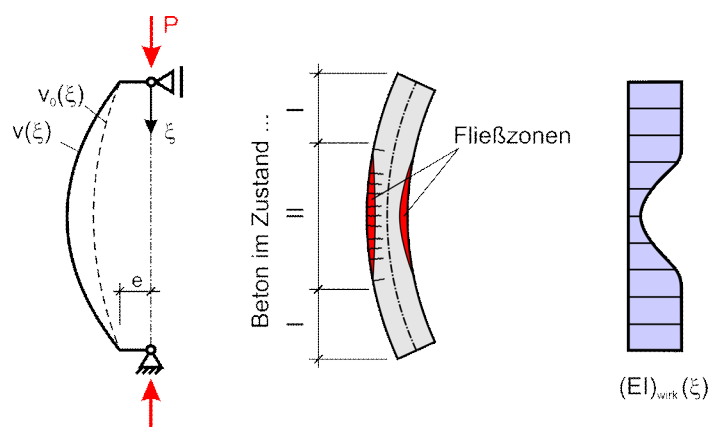


Abbildung 18: Wirksame Steifigkeit über die Stützenlänge im teilplastischen Zustand

Diese nichtlineare Verteilung der wirksamen Steifigkeit ist beim Ersatzstabverfahren mit den Abminderungsfaktoren aus den Knickspannungslinien abgedeckt.

### 2.3 Eigenspannungen


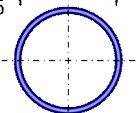
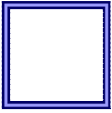
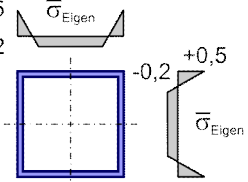
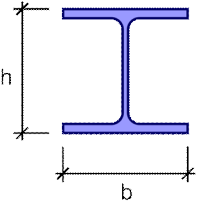
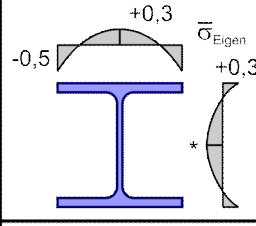
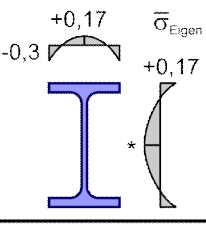
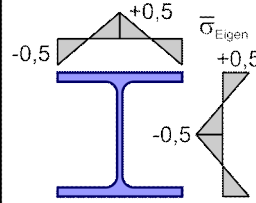
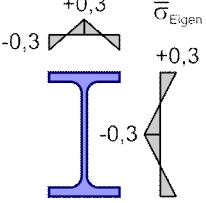
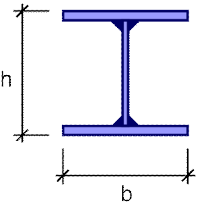
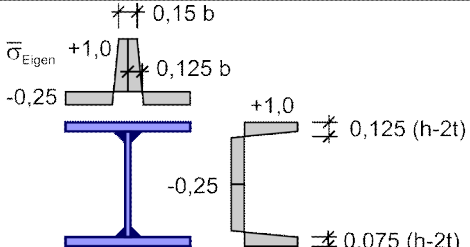
Eigenspannungen in Stahlquerschnitten sind herstellungsbedingt immer vorhanden. Sie entstehen u. a. beim Abkühlen des Querschnitts nach dem Walzen, durch lokale Erwärmung und Abkühlung beim Schweißen oder durch Kaltumformung. Sie sind in der Regel nichtlinear verteilt. Eigenspannungen führen dazu, dass Querschnittsteile eher plastizieren. Der in Abschnitt 2.2 beschriebene Effekt, dass die effektive Biegesteifigkeit des Querschnitts durch das Plastizieren einzelner Querschnittsteile abnimmt, kann also bereits bei geringen Belastungen auftreten. Die Tragfähigkeit der Stütze wird dadurch reduziert.

Über den Querschnitt aufsummiert ist die Summe aller Eigenspannungen gleich Null. Eigenspannungen erzeugen keine Schnittgrößen!

$$\int_A \sigma_{\text{Eigen}} dA = 0 \quad (46)$$

Abweichend von der wirklichen Eigenspannungsverteilung in Stahlquerschnitten werden bei Stabilitätsberechnungen in der Regel rechnerische Eigenspannungsverteilungen zu Grunde gelegt, die sich aus konstanten, linearen oder quadratischen Funktionen zusammensetzen. Über die jeweiligen Teilflächen ergeben sich somit die in Tabelle 5 dargestellten Verläufe. Obwohl in vielen Publikationen die Größe der Eigenspannungen in Abhängigkeit von der Streckgrenze des Stahlwerkstoffs benannt ist, existiert diese Abhängigkeit zwischen Eigenspannung und Streckgrenze nicht [22].

Tabelle 5: Eigenspannungsverläufe nach [23]

Profiltyp	Eigenspannungen	$\bar{\sigma}_{Eig} = \frac{\sigma_{Eig}}{235 \text{ N/mm}^2}$	
Runde Hohlprofile 	+0,15 -0,15 	Die Eigenspannungen für runde Hohlprofile werden in der Regel nicht berücksichtigt, da ihre Auswirkung auf die Traglast verschwindend gering ist.	
Quadratische Hohlprofile 	+0,5 -0,2 		
Gewalzte I-Profile 	$h/b \leq 1,2$	$h/b > 1,2$	
	parabelförmig 		
	* aus Gleichgewichtsbedingung bestimmen		
	linear 		
Geschweißte I-Profile 			

## 3 Grundlagen der Brandbemessung

### 3.1 Allgemeines

Zur Bestimmung der Tragfähigkeit eines Bauteils unter erhöhten Temperaturen gibt es zwei grundlegende Vorgehensweisen. Zum einen kann unter einer gegebenen statischen Belastung die Widerstandsdauer des Bauteils für eine Temperatur-Zeit-Belastung bestimmt werden. Diese Vorgehensweise wird in der Regel bei der empirischen Bestimmung und deren computergestützten Nachrechnung benutzt.

Für die zweite Vorgehensweise wird in einem ersten Schritt eine thermische Analyse des Querschnitts durchgeführt, d.h. es wird die Temperaturverteilung im untersuchten Querschnitt zu einem gewählten Zeitpunkt bestimmt. In einem zweiten Schritt wird dann analog zum Tragsicherheitsnachweis bei Raumtemperatur eine mechanische bzw. statische Analyse durchgeführt, der temperaturabhängige Werkstoffkennwerte zu Grunde liegen. Diese zweite Vorgehensweise bietet sich besonders für vereinfachte Handrechnungsverfahren an, da für die Tragsicherheitsnachweise bei Raumtemperatur etablierte Verfahren bestehen, wie zum Beispiel das Ersatzstabverfahren. Besonders für den Ingenieur in der Praxis wird die Akzeptanz einer Bemessungsmethode gesteigert, wenn diese sich an einer etablierten Methode orientiert. Außerdem verbessert dieses in der Regel auch die Anwendbarkeit einer Methode.

### 3.2 Thermische Analyse

Als thermische Analyse oder Temperaturfeldberechnung wird die Lösung eines Wärmeübertragungsproblems eines Bauteils bezeichnet. Grundlage hierfür sind die ersten beiden Hauptsätze der Thermodynamik:

***In einem abgeschlossenen System bleibt der Gesamtbetrag der Energie konstant. Innerhalb des Systems können die verschiedenen Energieformen ineinander umgewandelt werden.***

nach Helmholtz, 1874 [25]

***Wärme geht nicht von selbst von einem kalten auf einen warmen Körper über.***

nach Clausius, 1850 [25]

Für die Bauteiluntersuchungen an Verbundstützen kann die Temperatur über die Bauteillängsachse als konstant angesehen werden [26], daher kann das Wärmeübertragungsproblem auf ein zweidimensionales reduziert werden.

Dem Verbundstützenquerschnitt wird über seine Außenkanten Energie in Form von Wärme zugeführt. Dadurch verändert sich die Temperatur im Querschnitt in Abhängigkeit von der Lage innerhalb des Querschnittes und der Zeit. Dieses wird als instationäres Wärmeübertragungsproblem bezeichnet.

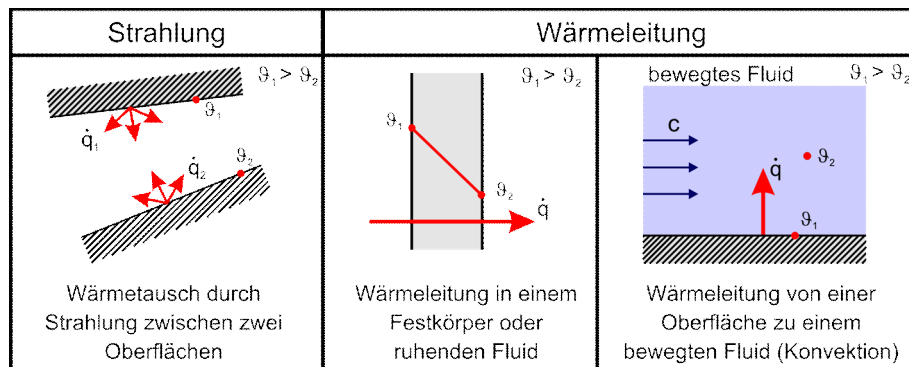


Abbildung 19: Arten der Wärmeübertragung

Die Wärmeübertragung kann durch zwei Arten erfolgen, durch Strahlung oder Wärmeleitung [24]. In Falle der Strahlung wird Energie (Wärme) als elektromagnetische Wellen von einer Oberfläche zu einer anderen übertragen. Unter Wärmeleitung versteht man den Wärmetransport in Stoffen, in denen ein Temperaturunterschied vorhanden ist. Diese Stoffe können fest, flüssig oder gasförmig sein. Für die Berechnung der Wärmeleitung spielt es eine große Rolle, ob diese Stoffe ruhend oder strömend sind. Sind strömende Stoffe an der Wärmeleitung beteiligt, so spricht man von Konvektion. Diese Konvektion wird als frei bezeichnet, wenn die Strömung nur aufgrund des Temperaturunterschiedes vorhanden ist. Hat die Strömung andere Ursachen, z. B. einen äußeren Druckunterschied, so liegt erzwungene Konvektion vor.

Die in dieser Arbeit untersuchte Problemstellung umfasst Wärmeübertragung mittels Strahlung, Wärmeleitung und freier Konvektion. Da den verschiedenen Wärmeübertragungsarten unterschiedliche physikalische Gesetzmäßigkeiten zu Grunde liegen, können sie mathematisch getrennt voneinander beschrieben werden.

### 3.2.1 Wärmeleitung in ruhenden Stoffen

Wärmeleitung in ruhenden Stoffen entsteht bei Temperaturdifferenzen innerhalb des Stoffes. Aufgrund dieses Temperaturgradienten wird kinetische Energie zwischen benachbarten Molekülen übertragen. Die übertragene Energie wird als Wärmestrom  $\dot{Q}$  bezeichnet, bei Bezug auf die durchströmte Fläche als Wärmestromdichte  $\dot{q}$ . Die Wärmestromdichte für den stationären Zustand, also ohne Berücksichtigung einer Zeitspanne, wird nach dem Gesetz von Fourier allgemein wie folgt definiert:

$$\dot{q} = -\lambda \cdot \nabla \vartheta = -\lambda \cdot \left( \underbrace{\frac{\partial \vartheta}{\partial x}}_{\text{hier}=0} + \frac{\partial \vartheta}{\partial y} + \frac{\partial \vartheta}{\partial z} \right) = -\lambda \cdot \left( \frac{\partial \vartheta}{\partial y} + \frac{\partial \vartheta}{\partial z} \right) \quad (47)$$

Ein Temperaturgradient in x-Richtung (= Stützenachse) ist, wie in Abschnitt 3.2 beschrieben, nicht vorhanden [26].

Betrachtet man den Wärmestrom für den eindimensionalen Fall an einem Element diskreter Länge  $s$ , erhält man bei der Annahme einer temperaturunabhängigen Wärmeleitfähigkeit  $\lambda$  die in



Abbildung 20 dargestellte Gleichung. Die Wärmeleitfähigkeit pro Strecke  $\lambda/s$  wird auch als Wärmeübergangszahl  $\alpha$  bezeichnet.

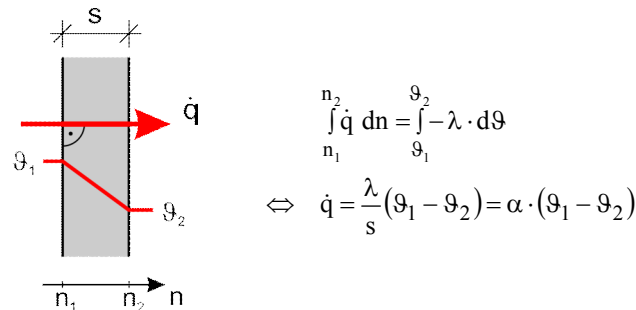


Abbildung 20: Eindimensionaler Wärmestrom

Da für die Brandbemessung von Bauteilen die Temperatur im Querschnitt in Abhängigkeit von der Einwirkungszeit der Brandbeanspruchung relevant ist, ist hierbei die instationäre Wärmeleitung zu berücksichtigen. Wenn ein Wärmestrom durch ein Element fließt und sich dabei verändert, kommt es zu einer zeitlichen Änderung der Enthalpie (innere Energie) des Elements. Abbildung 21 zeigt dies an einem Element einer Querschnittsfläche. Der Wärmestrom  $q$  wurde in Abbildung 21 in seine kartesischen Komponenten  $q_z$  und  $q_y$  aufgeteilt.

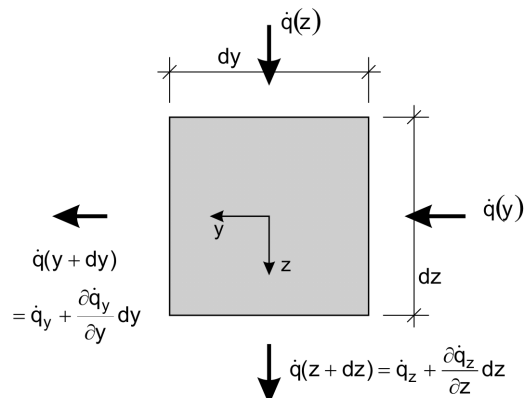


Abbildung 21: Wärmestrom durch die Ränder eines Flächenelements

Die Änderung der Enthalpie bzw. der Temperatur des Elementes wird durch zwei Werkstoffeigenschaften beeinflusst, die spezifische Wärmekapazität  $c$  und die Dichte  $\rho$ . Die Wärmebilanzgleichung für das betrachtete Element lautet:

$$\begin{aligned}
 c \cdot \rho \cdot \frac{\partial \vartheta}{\partial t} &= -[\dot{q}_{y+dy} - \dot{q}_y + \dot{q}_{z+dz} - \dot{q}_z] \\
 &= -\left[ \frac{\partial \dot{q}_y}{\partial y} + \frac{\partial \dot{q}_z}{\partial z} \right] \\
 &= \lambda \left[ \frac{\partial^2 \vartheta}{\partial^2 y} + \frac{\partial^2 \vartheta}{\partial^2 z} \right]
 \end{aligned} \tag{48}$$

Zur Lösung dieser Differentialgleichung wird im Allgemeinen die Methode der finiten Elemente verwendet, da sowohl die spezifische Wärmekapazität  $c$ , die Dichte  $\rho$  und auch die Wärmeleitfähigkeit  $\lambda$  temperaturabhängig sind.

### 3.2.2 Wärmeleitung in nicht ruhenden Stoffen (Konvektion)

Nicht ruhende Stoffe sind in der Regel Fluide. Als Fluide werden in der Thermodynamik sowohl Flüssigkeiten als auch Gase bezeichnet. Diese Stoffe unterscheiden sich von festen Stoffen dadurch, dass eine Änderung der Energie eines Teilchens des Stoffes in der Regel auch zu einer Änderung der Lage innerhalb des Stoffes führt. Am Beispiel der Luft bedeutet das, dass zum Beispiel warme Luftschichten durch die temperaturabhängige Dichte der Luft aufsteigen, während kalte Luftschichten absinken. An Kontaktflächen der Luft mit anderen Stoffen, an denen ein Temperaturgradient besteht, findet ein Wärmeübergang statt und es entstehen ebensolche Schichten. Einen Wärmeübergang zwischen zwei thermodynamischen Systemen, die sich relativ zueinander bewegen, nennt man Konvektion. Hat die Bewegung innerhalb des Fluids andere Ursachen als Auftriebskräfte aufgrund eines temperaturbedingten Dichteunterschieds, spricht man von erzwungener Konvektion. Ist dies nicht der Fall, wird die Konvektion als frei bezeichnet. Im Fall der Brandbeanspruchung eines Bauteils handelt es sich im Allgemeinen um freie Konvektion. Deshalb beschränkt sich die weitere Betrachtung auf die freie Konvektion.

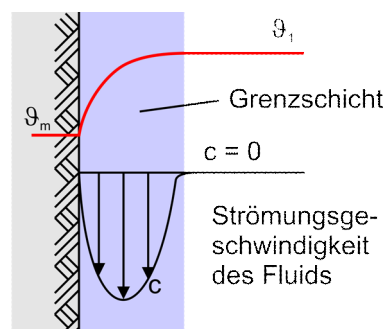


Abbildung 22: Freie Konvektion

Der Wärmestrom zwischen Fluid und Festkörper wird mit Gleichung (49) beschrieben.

$$\dot{q} = \alpha \cdot (\vartheta_1 - \vartheta_m) \quad (49)$$

Die Proportionalitätskonstante  $\alpha$  in Gleichung (49) wird als Wärmeübergangswert bezeichnet. Dieser wird in der Regel in Modellversuchen ermittelt. Für baupraktische Anwendungen können die Wärmeübergangswerte  $\alpha$  nach EC 4-1-2 auf der dem Brand zugewandten Seite mit  $\alpha = 25 \text{ W/m}^2\text{K}$  und auf der Brand abgewandten Seite mit  $\alpha = 4 \text{ W/m}^2\text{K}$  angenommen werden. Wird auf der dem Brand abgewandten Seite die Strahlung nicht explizit in der Berechnung berücksichtigt, darf dort  $\alpha = 9 \text{ W/m}^2\text{K}$  benutzt werden.

### 3.2.3 Wärmestrahlung

Wärmestrahlung ist der stofflose Transport von Energie mittels elektromagnetischer Wellen. Sie verläuft vom wärmeren Körper zum kälteren Körper. Elektromagnetische Wellen, die auf einen

Körper treffen, werden von diesem entweder absorbiert, reflektiert oder durchgelassen. Es gilt hierbei allgemein:

$$\alpha + \rho + \tau = 1 \quad (50)$$

mit

$\alpha$	absorbierter Anteil bzw. Absorbtionsgrad
$\rho$	reflektierter Anteil bzw. Reflektionsgrad
$\tau$	durchgelassener Anteil bzw. Transmissionsgrad

Für Stützen aus Stahl und Beton ist der Transmissionsgrad  $\tau = 0$ . Die Strahlung wird also entweder absorbiert oder reflektiert bzw. nur teilweise absorbiert und teilweise reflektiert.

Die Fähigkeit eines Strahlers, Wärmestrahlung auszusenden, wird als Emissivität bezeichnet und mit dem Emissionsgrad  $\varepsilon$  beschrieben. Gemäß des Kirchhoffschen Strahlungsgesetzes gilt, dass der Emissionsgrad eines Körpers gleich seinem Absorbtionsgrad ist.

$$\alpha = \varepsilon \quad (51)$$

Der Emissionsgrad eines Körpers liegt zwischen 0 und 1. Besitzt ein Körper einen Emissionsgrad von  $\varepsilon = 1$ , spricht man von einem sog. schwarzen Körper. Das Gegenteil mit einem Emissionsgrad von  $\varepsilon = 0$  ist der weiße Körper. Für baupraktische Anwendungen geht man von sog. grauen Körpern aus, das sind Körper mit einem Emissionsgrad  $\varepsilon < 1$ , wobei  $\varepsilon$  über den gesamten Wellenlängenbereich konstant ist. Die Wärmestromdichte, die von einem Körper ausgeht, ist:

$$\dot{q} = \varepsilon \cdot \sigma \cdot T^4 = \varepsilon \cdot \sigma \cdot (9 + 273)^4 \quad (52)$$

mit

$\sigma$	Stefan-Boltzmann-Konstante mit $\sigma = 5,67 \cdot 10^{-8} \text{ W/m}^2 \text{ K}$
----------	--

Findet ein Wärmeaustausch zwischen 2 Flächen statt, geben beide Flächen Wärme ab und nehmen sie auch auf. Der Wärmestrom zwischen den Flächen hängt von den Emissionsgraden, der räumlichen Orientierung zueinander (Abstand und Winkel der Flächennormalen), dem Größenverhältnis und dem Temperaturunterschied ab.

$$\dot{q} = \varphi \cdot \varepsilon_{\text{Flamme}} \cdot \varepsilon_{\text{Bauteil}} \cdot \sigma \cdot (T_1 - T_2)^4 \quad (53)$$

Für die Ermittlung von Temperaturfeldern von Querschnitten, die mit der Einheits-Temperaturzeitkurve belastet sind, wird die Emissivität der Flamme zu  $\varepsilon_{\text{Flamme}} = 1$  und bei allseitig beflamten Stützen auch der Sichtfaktor zu  $\varphi = 1$  gesetzt. Somit vereinfacht sich Gleichung (53) zu:

$$\dot{q} = \varepsilon_{\text{Bauteil}} \cdot \sigma \cdot (T_1 - T_2)^4 \quad (54)$$

Für die Emissivität der Bauteiloberfläche  $\varepsilon_{\text{Bauteil}}$  wird im Rahmen dieser Arbeit der nach EC 4-1-2 [16] für Stahl- und Betonoberflächen empfohlene Wert von  $\varepsilon_{\text{Bauteil}} = 0,7$  verwendet.

### 3.3 Materialeigenschaften bei erhöhten Temperaturen

Von erhöhten Temperaturen spricht man im Allgemeinen ab einer Temperatur größer als 50 bis 100 °C. Die Bestimmung von Materialeigenschaften bei erhöhten Temperaturen war Gegenstand vieler Forschungsarbeiten. Die Materialeigenschaften zur Brandbemessung von Verbundstützen sind in EC 1-1-2 gegeben. Abbildung 23 zeigt eine Übersicht über einige für die Bemessung relevante Hochtemperatureigenschaften und unterteilt diese in zwei Gruppen, thermische und mechanische Eigenschaften.

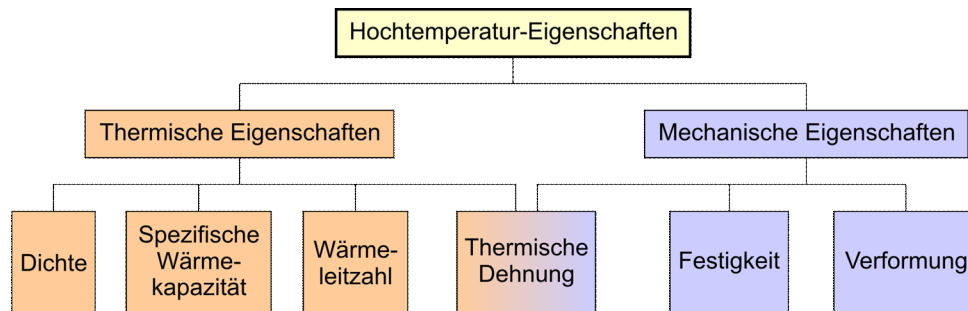


Abbildung 23: Werkstoffeigenschaften bei erhöhten Temperaturen

Die thermische Dehnung kann bei der Einteilung nach Abbildung 23 nicht eindeutig einer der beiden definierten Gruppen zugeordnet werden, da sie sowohl Auswirkungen auf die Temperaturfeldberechnung hat, weil die spezifische Dichte sich verändert (vgl. Gleichung (48)), als auch auf die mechanische Berechnung, da behinderte thermische Dehnungen zu mechanischen Zwangsbeanspruchungen führen.

***„Wird einem Festkörper oder einer Flüssigkeit Wärme zugeführt, dann ist dies immer mit einer Temperaturerhöhung verknüpft, falls kein Phasenübergang stattfindet.“ [25]***

Die Bedeutung des Phasenübergangs in zuvor stehendem Zitat kann man etwas verallgemeinern und ebenfalls Veränderung auf atomarer Ebene sowohl auf chemischer Ebene zum Beispiel durch Oxidation o. ä. als auch auf kristalliner Ebene verstehen. Diese Phasenübergänge finden sich als signifikante Punkte in den Verläufen der verschiedenen Eigenschaften über die Temperatur. Beim Stahl ist das der Phasenwechsel von  $\alpha$ -Eisen zu  $\gamma$ -Eisen, also der Wechsel der Atomanordnung im Kristallgitter von einer kubisch raumzentrierten Anordnung zu einer kubisch flächenzentrierten Anordnung, der in Abhängigkeit vom Kohlenstoffgehalt bei einer Temperatur zwischen 723°C und 1147°C stattfindet.

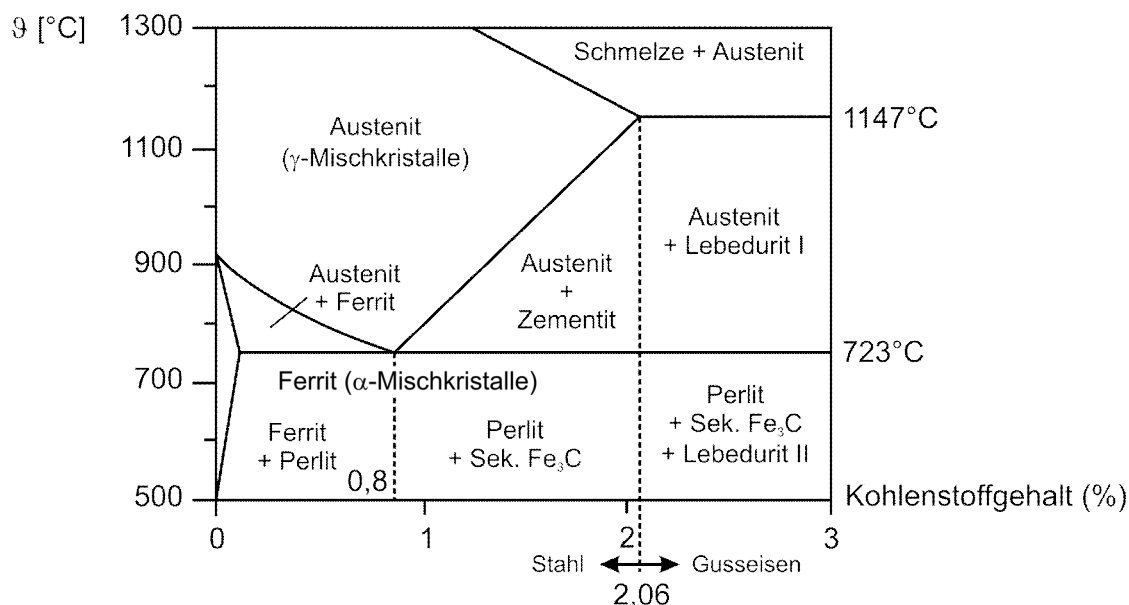


Abbildung 24: Phasendiagramm Eisen

Beim Beton ist der Siedepunkt von Wasser hervorzuheben. Der Übergang von der flüssigen in die gasförmige Phase erfolgt beim Beton für das nicht chemisch gebundene Wasser. Desweiteren finden auf chemischer Ebene sowohl im Zementstein als auch in den Zuschlägen Prozesse statt (vgl. Tabelle 6). Quarzhaltige Zuschläge unterliegen ähnlich dem Stahl einer Kristallgitterumbildung von  $\alpha$ -Quarz zu  $\beta$ -Quarz, die zu einer Volumenvergrößerung führt (sog. Quarzsprung).

Tabelle 6: Thermisch bedingte Phasenumwandlung im Beton (verallgemeinert) nach [1]

Temperaturbereich [°C]	Umwandlungs- oder Zersetzungsreaktion
30-120	Verdunstung bzw. Verdampfung von nicht chemisch gebundenem Wasser
100-300	Gelabbau, Dehydratisierungsprozess
250-600	Abgabe des chemisch gebundenen Wassers
450-550	Zersetzung von Portlandit ( $\text{Ca}(\text{OH})_2$ )
573	Nur bei Quarz: Quarzsprung ( $\alpha$ -Quarz $\rightarrow$ $\beta$ -Quarz)
600-700	Beginn der Zersetzung der Calciumsilicathydrat-Phasen (CSH)
600-900	Nur bei Kalkstein: Entsäuerung ( $\text{Kalkstein } \text{CaCO}_3 \rightarrow \text{Calciumoxid } \text{CaO} + \text{CO}_2$ )

Im Folgenden werden die Hochtemperatur-Eigenschaften für Stahl und Beton im Einzelnen erläutert.

### 3.3.1 Spezifische Wärmekapazität

Die spezifische Wärmekapazität  $c$  ist die auf die Masse  $m$  bezogene Wärmekapazität  $C$ . Sie ist das Maß dafür, wie viel Energie in Joule benötigt wird, um die Temperatur eines Körpers um ein Kelvin zu steigern.

$$c = \frac{C}{m} \left[ \frac{\text{J}}{\text{kg} \cdot \text{K}} \right] \quad (55)$$

Für Stahl und Beton ist die spezifische Wärmekapazität eine nichtlineare Funktion der Temperatur.

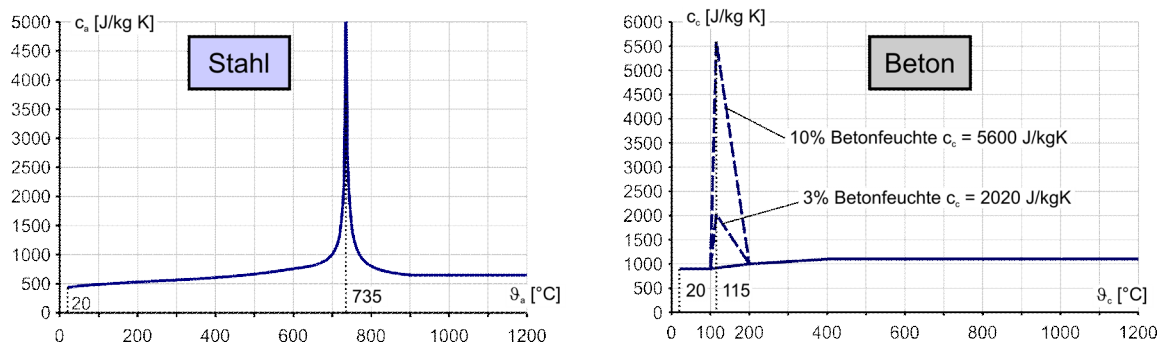


Abbildung 25: Spezifische Wärmekapazität für Stahl und Beton

In Abbildung 25 sind die Verläufe der spezifischen Wärmekapazität für Stahl und Beton nach [16] dargestellt und in Gleichung (56) und (57) definiert. Beim Stahl kann man sehr gut den Bereich des Phasenübergangs erkennen. Die spezifische Wärmekapazität steigt in diesem Bereich sehr stark an, da ein Großteil der zugeführten Energie nicht in Temperatur umgesetzt wird, sondern in den Umbau der kristallinen Struktur des Werkstoffs investiert wird. Sie ist nicht abhängig von der Streckgrenze des Stahls.

$$c_a = \begin{cases} 425 + 0,773 \cdot \vartheta_a - 1,69 \cdot 10^{-3} \cdot \vartheta_a^2 + 2,22 \cdot 10^{-6} \cdot \vartheta_a^3 & 20^\circ\text{C} \leq \vartheta_a < 600^\circ\text{C} \\ 666 - \frac{13002}{\vartheta_a - 738} & 600^\circ\text{C} \leq \vartheta_a < 735^\circ\text{C} \\ 545 + \frac{17820}{\vartheta_a - 731} & 735^\circ\text{C} \leq \vartheta_a < 900^\circ\text{C} \\ 650 & 900^\circ\text{C} \leq \vartheta_a < 1200^\circ\text{C} \end{cases} \quad (56)$$

Wird das im Beton enthaltene nicht chemisch gebundene Wasser nicht explizit als eigenes Element bei der Temperaturfeldberechnung betrachtet, kann es implizit in der spezifischen Wärmekapazität des Betons betrachtet werden. Hierzu wird zwischen 100 und 200 °C der Verlauf der spezifischen Wärmekapazität um ein lokales Maximum bei 115°C erweitert. Dieses Maximum ist abhängig von dem Feuchtegehalt des Betons. Eurocode 4-1-2 enthält Werte für dieses Maximum von 2020 J/kg K für eine Betonfeuchte von 3% und 5600 J/kg K für eine Betonfeuchte von 10%. Weiterhin sollte eine Grenze von 4% Feuchte im Beton nicht überschritten werden, wenn keine anderen Messwerte vorhanden sind und es sich nicht um ausbetonierte Hohlprofile handelt. Eine Abhängigkeit von der Betonfestigkeit besteht nicht. Die Art der Betonzuschläge hat jedoch einen Einfluss auf die spezifische Wärmekapazität des Betons.

$$c_c = \begin{cases} 900 & 20^\circ\text{C} \leq \vartheta_c < 100^\circ\text{C} \\ 900 + (\vartheta_c - 100) & 100^\circ\text{C} \leq \vartheta_c < 200^\circ\text{C} \\ 1000 + \frac{(\vartheta_c - 200)}{2} & 200^\circ\text{C} \leq \vartheta_c < 400^\circ\text{C} \\ 1100 & 400^\circ\text{C} \leq \vartheta_c < 1200^\circ\text{C} \end{cases} \quad (57)$$

Alternativ zu Gleichung (57) darf für die Bestimmung der spezifischen Wärmeleitfähigkeit von Beton auch Gleichung (58) benutzt werden.

$$c_c = 890 + 56,2 \cdot \left(\frac{\vartheta_c}{100}\right) - 3,4 \cdot \left(\frac{\vartheta_c}{100}\right)^2 \quad (58)$$

Für die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Temperaturfeldberechnungen (thermischen Analysen) wurde die spezifische Wärmekapazität wie in Gleichung (56) bzw. (57) gegeben verwendet.

### 3.3.2 Wärmeleitfähigkeit

Die Wärmeleitfähigkeit ist ein Maß für die Wärmemenge, die in einer Zeiteinheit entlang einer Strecke bei einem Temperaturunterschied von 1 K fließt. Die Wärmeleitfähigkeit von Beton beträgt ca. ein Zehntel der des Stahls. Dadurch erwärmt sich Stahl gleichmäßiger und schneller als Beton. In Abbildung 26 sind die in EC 4-1-2 vorgeschlagenen Verläufe dargestellt.

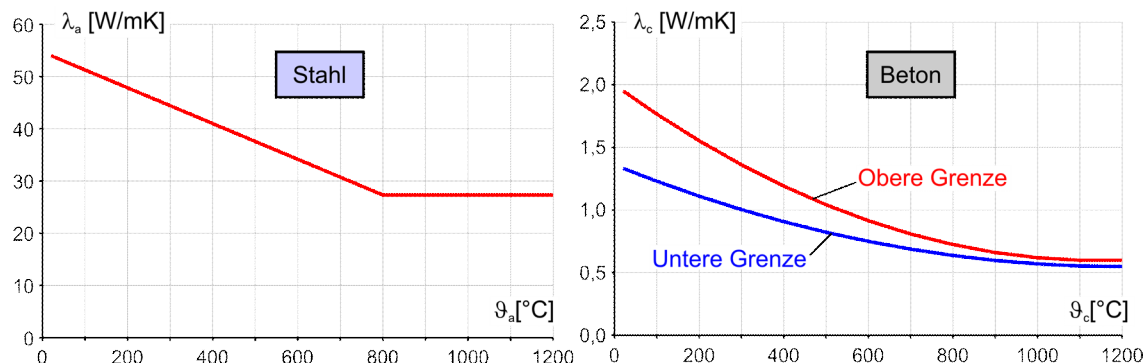


Abbildung 26: Wärmeleitfähigkeit von Stahl und Beton

Der Verlauf der Wärmeleitfähigkeit über die Temperatur ist beim Stahl abhängig vom Legierungsgehalt und den Legierungsstoffen. Dies wird jedoch nach EC 4-1-2 [16] nicht gesondert berücksichtigt.

$$\lambda_a = \begin{cases} 54 - 0,0333 \cdot \vartheta_a & 20^\circ\text{C} \leq \vartheta_a \leq 800^\circ\text{C} \\ 27,3 & 800^\circ\text{C} < \vartheta_a \leq 1200^\circ\text{C} \end{cases} \quad (59)$$

Beim Beton hängt die Wärmeleitfähigkeit von der Art des Zuschlages ab. Leichtzuschlag hat zum Beispiel im Vergleich zu kalksteinhaltigem Zuschlag eine deutlich geringere Wärmeleitfähigkeit, wohingegen die Wärmeleitfähigkeit von quarzitischem Zuschlag noch oberhalb der des kalksteinhaltigen liegt. In EC 4-1-2 ist diesem Einfluss Rechnung getragen worden, indem dort eine untere und eine obere Grenze für die Wärmeleitfähigkeit von Normalbeton angegeben wird. Der Nationa-

le Anhang zu EC 4-1-2 [17] empfiehlt, die obere Grenze nach Gleichung (60) zu verwenden, da diese aus Versuchen an Verbundbauteilen stammt. Die obere Grenze liegt auf der sicheren Seite, da durch eine höhere Wärmeleitfähigkeit des Betons die Wärmebeanspruchung eher zu einbetonierten Stahlteilen gelangt.

$$\text{Obere Grenze:} \quad \lambda_{c,\text{sup}} = 2 - 0,2451 \cdot \frac{\vartheta_c}{100} + 0,0107 \cdot \left(\frac{\vartheta_c}{100}\right)^2 \quad (60)$$

$$\text{Untere Grenze:} \quad \lambda_{c,\text{inf}} = 1,36 - 0,136 \cdot \frac{\vartheta_c}{100} + 0,0057 \cdot \left(\frac{\vartheta_c}{100}\right)^2 \quad (61)$$

Für die Temperaturfeldberechnungen (thermischen Analysen) im Rahmen dieser Arbeit wurden die Wärmeleitfähigkeiten nach Gleichung (59) bzw. (60) verwendet.

### 3.3.3 Thermische Dehnung

Die thermische Dehnung wird im Allgemeinen entweder durch das Verhältnis  $\Delta/l = \varepsilon_{\text{th}}$  oder durch den Wärmeausdehnungskoeffizienten  $\alpha$  beschrieben. Sowohl Stahl als auch Beton dehnen sich mit steigender Temperatur aus. Der Verlauf von  $\varepsilon_{\text{th}}$  für beide Werkstoffe ist in Abbildung 27 dargestellt. Das Plateau im Verlauf der thermischen Dehnung des Stahls ist in dem unter Abschnitt 3.3 beschriebenen Übergang von  $\alpha$ - zu  $\gamma$ -Eisen begründet. Wie aus dem Eisen-Kohlenstoff-Diagramm (Abbildung 24) ersichtlich ist, hängt dieser Phasenwechsel hauptsächlich vom Kohlenstoffgehalt des Stahls ab und streut daher schon aufgrund kleiner Änderungen der Stahlzusammensetzung. Nach EC 4-1-2 darf folgender Verlauf angenommen werden:

$$\varepsilon_{\text{th,a}} = \begin{cases} -2,416 \cdot 10^{-4} + 1,2 \cdot 10^{-5} \cdot \vartheta_a + 0,4 \cdot 10^{-8} \cdot \vartheta_a^2 & 20^\circ\text{C} \leq \vartheta_a \leq 750^\circ\text{C} \\ 11 \cdot 10^{-3} & 750^\circ\text{C} < \vartheta_a \leq 860^\circ\text{C} \\ -6,2 \cdot 10^{-3} + 2 \cdot 10^{-5} \cdot \vartheta_a & 860^\circ\text{C} < \vartheta_a \leq 1200^\circ\text{C} \end{cases} \quad (62)$$

Die thermische Dehnung von Beton ist von der Art der Zuschläge abhängig. Für quarzhaltige Zuschläge berechnet sich  $\varepsilon_{\text{th}}$  nach Gleichung (63) und für kalkhaltige nach Gleichung (64).

$$\varepsilon_{\text{th,c,Quarz}} = \begin{cases} -1,8 \cdot 10^{-4} + 9 \cdot 10^{-6} \cdot \vartheta_c + 2,3 \cdot 10^{-11} \cdot \vartheta_c^3 & 20^\circ\text{C} \leq \vartheta_c \leq 700^\circ\text{C} \\ 14 \cdot 10^{-3} & 700^\circ\text{C} < \vartheta_c \leq 1200^\circ\text{C} \end{cases} \quad (63)$$

$$\varepsilon_{\text{th,c,Kalk}} = \begin{cases} -1,2 \cdot 10^{-4} + 6 \cdot 10^{-6} \cdot \vartheta_c + 1,4 \cdot 10^{-11} \cdot \vartheta_c^3 & 20^\circ\text{C} \leq \vartheta_c \leq 805^\circ\text{C} \\ 12 \cdot 10^{-3} & 805^\circ\text{C} < \vartheta_c \leq 1200^\circ\text{C} \end{cases} \quad (64)$$

Die Verläufe für beide Materialien sind in Abbildung 27 dargestellt. Für die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Temperaturfeldberechnungen (thermischen Analysen) wurden die thermischen Dehnungen in der Definition nach Gleichung (62) bzw. (63) verwendet.



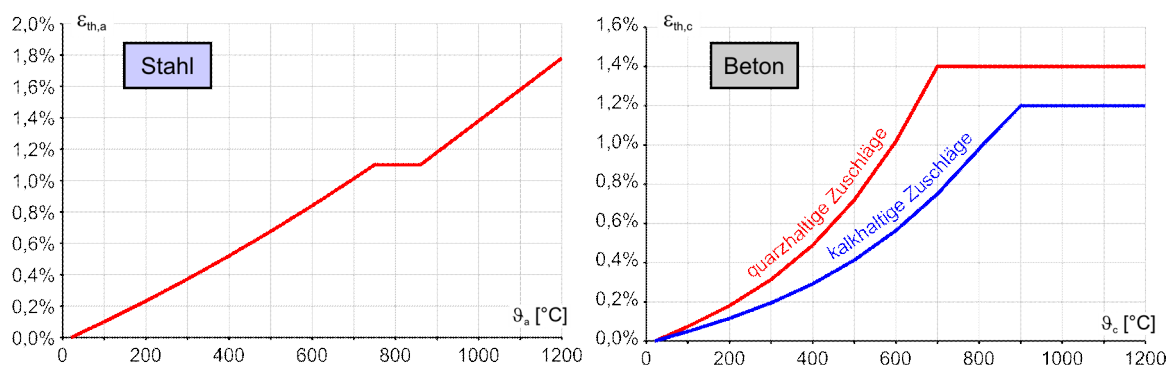


Abbildung 27: Thermische Dehnung von Stahl und Beton

Die mechanischen Auswirkungen der thermischen Dehnungen werden separat in Abschnitt 3.5 ‚Temperaturdehnungen‘ beschrieben.

### 3.3.4 Dichte

Als Dichte eines Körpers wird die auf das Volumen bezogene Masse bezeichnet. Da die betrachteten Materialien wie oben beschrieben einer thermischen Dehnung unterliegen, nimmt ihr Volumen mit steigender Temperatur zu. Die Masse hingegen bleibt beim Stahl gleich, die des Betons verringert sich um das verdampfende Wasser. Deshalb nimmt die Dichte von Stahl und Beton mit zunehmender Temperatur ab.

Stahl hat bei Raumtemperatur eine Dichte von 7850 kg/m<sup>3</sup>. Sie nimmt bis auf ca. 7500 kg/m<sup>3</sup> bei 1100°C ab [2]. Der Verlauf ist annähernd linear mit einem Sprung an der Übergangstemperatur des Phasenwechsels des Stahls. Er kann aber nach EC 4-1-2 als konstant über die Temperatur angesehen werden. Die Dichte von Beton darf zur Ermittlung der statischen Belastung, also des Eigengewichts, konstant angenommen werden, was eine Abschätzung auf der sicheren Seite ist. Bei der Berechnung der Temperaturfelder sollte diese Abnahme berücksichtigt werden, da sich dadurch der Temperaturzuwachs des Betons vergrößert. Nach EC 4-1-2 gilt für die Dichte von Normalbeton folgende Gleichung:

$$\rho_c = 2354 - 23,47 \cdot \left( \frac{\theta_c}{100} \right) \quad (65)$$

### 3.3.5 Festigkeit und Steifigkeit von Beton

Die Festigkeit von Beton nimmt bei höheren Temperaturen ab. Gleichzeitig steigt die Verformbarkeit deutlich. So nimmt die maximale Bruchstauchung von 2,5‰ im Kaltfall auf bis zu 25‰ bei ca. 600°C zu. Der ansteigende Ast der Spannungsdehnungslinie bis zum Erreichen der Druckfestigkeit kann nach EC 4-1-2 mit Gleichung (66) beschrieben werden. Danach fällt die Kurve entsprechend Gleichung (67) linear bis auf den Wert ε<sub>ce,θ</sub> ab. Nach EC 2-1-2 sind auch andere Modelle für den abfallenden Ast zulässig, im Rahmen dieser Arbeit wird der lineare Ansatz verwendet.

$$\sigma_{c,9} = k_{c,9} \cdot f_c \cdot \frac{3 \left( \frac{\varepsilon_{c,9}}{\varepsilon_{cu,9}} \right)}{2 + \left( \frac{\varepsilon_{c,9}}{\varepsilon_{cu,9}} \right)^3} \quad \text{für } \varepsilon \leq \varepsilon_{cu,9} \quad (66)$$

$$\sigma_{c,9} = k_{c,9} \cdot f_c \cdot \frac{\varepsilon_{ce,9} - \varepsilon_{c,9}}{\varepsilon_{ce,9} - \varepsilon_{cu,9}} \quad \text{für } \varepsilon > \varepsilon_{cu,9} \quad (67)$$

Der temperaturabhängige Beiwert  $k_{c,9}$  und die Werte für  $\varepsilon_{cu,9}$  und  $\varepsilon_{ce,9}$  sind in Tabelle 7 angegeben. Die dargestellte Spannungs-Dehnungsbeziehung gilt nach EC 2-1-2 nur für Aufwärmgeschwindigkeiten zwischen 2 und 50 K/min. Auch bei der Festigkeits- und Steifigkeitsabnahme ist wieder ein signifikanter Unterschied zwischen quarz- und kalksteinhaltigen Betonzuschlägen vorhanden. Dabei sollten nach EC 2-1-2 für die Einordnung als kalksteinhaltiger Zuschlag mindestens 80% der Masse kalksteinhaltig sein.

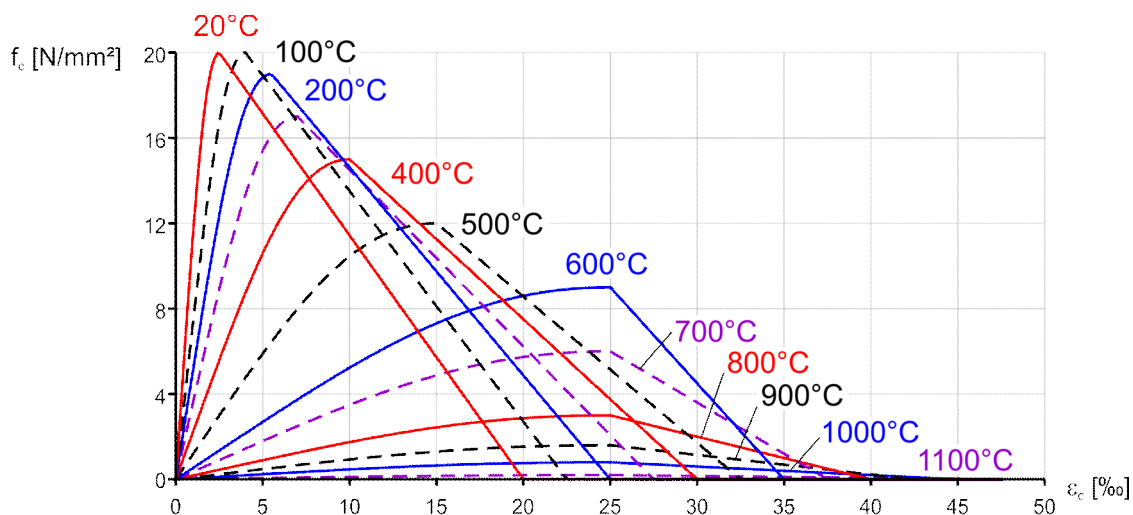


Abbildung 28: Spannungs-Dehnungs-Linien von Beton bei erhöhten Temperaturen

Ein Elastizitätsmodul ist nach EC 2-1-2 im Gegensatz zur Kaltbemessung nach EC 2-1-1 nicht explizit angegeben.

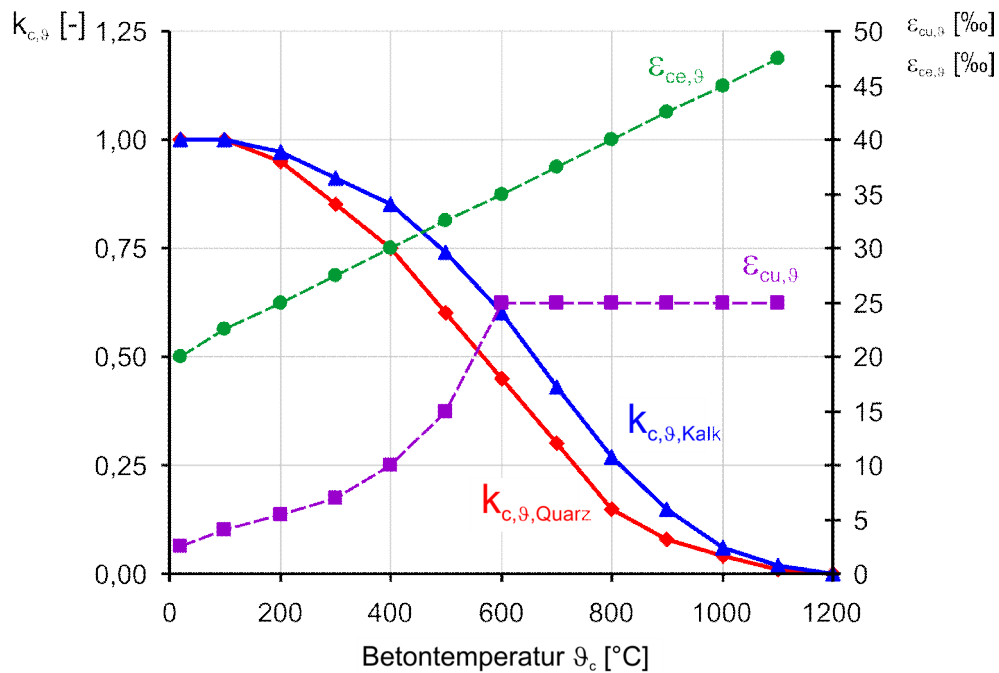


Abbildung 29: Temperaturabhängige Beiwerte der Spannungs-Dehnungslinie von Beton [16]

Tabelle 7: Temperaturabhängige Beiwerte der Spannungs-Dehnungslinie von Beton [EC 2-1-2]

Temp. $\vartheta_c$ [°C]	Quarzhaltige Zuschläge			Kalksteinhaltige Zuschläge		
	$k_{c,\vartheta}$ [-]	$\varepsilon_{cu,\vartheta}$ [‰]	$\varepsilon_{ce,\vartheta}$ [‰]	$k_{c,\vartheta}$ [-]	$\varepsilon_{cu,\vartheta}$ [‰]	$\varepsilon_{ce,\vartheta}$ [‰]
20	1,00	2,5	20,0	1,00	2,5	20,0
100	1,00	4,0	22,5	1,00	4,0	22,5
200	0,95	5,5	25,0	0,97	5,5	25,0
300	0,85	7,0	27,5	0,91	7,0	27,5
400	0,75	10,0	30,0	0,85	10,0	30,0
500	0,60	15,0	32,5	0,74	15,0	32,5
600	0,45	25,0	35,0	0,60	25,0	35,0
700	0,30	25,0	37,5	0,43	25,0	37,5
800	0,15	25,0	40,0	0,27	25,0	40,0
900	0,08	25,0	42,5	0,15	25,0	42,5
1000	0,04	25,0	45,0	0,06	25,0	45,0
1100	0,01	25,0	47,5	0,02	25,0	47,5
1200	0	-	-	0	-	-

Im Rahmen dieser Arbeit werden auf der sicheren Seite liegend nur Betone mit quarzhaltigen Zuschlägen betrachtet, da für diese die Tragfähigkeit aufgrund der Temperatur stärker abgemindert wird.

### 3.3.6 Festigkeit und Steifigkeit von Stahl

Ebenso wie beim Beton nimmt die Festigkeit und Steifigkeit von Stahl bei höheren Temperaturen ab. Generell kann man das Verhalten qualitativ mit der in Abbildung 30 gegebenen Form und den ebenfalls angegebenen Gleichungen beschreiben. Der bilineare Ansatz bei der Beschreibung der Spannungs-Dehnungslinien im Kaltfall kann bei erhöhten Temperaturen nicht mehr beibehalten werden, da sich ein ausgeprägter Übergangsbereich zwischen Proportionalitätsgrenze und Streckgrenze einstellt.

Tabelle 8: Reduktionsfaktoren für die Spannungs-Dehnungslinien von Baustahl und Betonstahl

Temp. $\vartheta_a$ bzw. $\vartheta_s$ [°C]	Baustahl & warmgewalzter Betonstahl			Kaltverformter Betonstahl		
	$k_{E,\vartheta}$	$k_{p,\vartheta}$	$k_{y,\vartheta}$	$k_{E,\vartheta}$	$k_{p,\vartheta}$	$k_{y,\vartheta}$
	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
20	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
100	1,00	1,00	1,00	1,00	0,96	1,00
200	0,90	0,807	1,00	0,87	0,92	1,00
300	0,80	0,613	1,00	0,72	0,81	1,00
400	0,70	0,420	1,00	0,56	0,63	0,94
500	0,60	0,360	0,78	0,40	0,44	0,67
600	0,31	0,180	0,47	0,24	0,26	0,40
700	0,13	0,075	0,23	0,08	0,08	0,12
800	0,09	0,050	0,11	0,06	0,06	0,11
900	0,0675	0,0375	0,06	0,05	0,05	0,08
1000	0,0450	0,0250	0,04	0,03	0,03	0,05
1100	0,0225	0,0125	0,02	0,02	0,02	0,03
1200	0	0	0	0	0	0

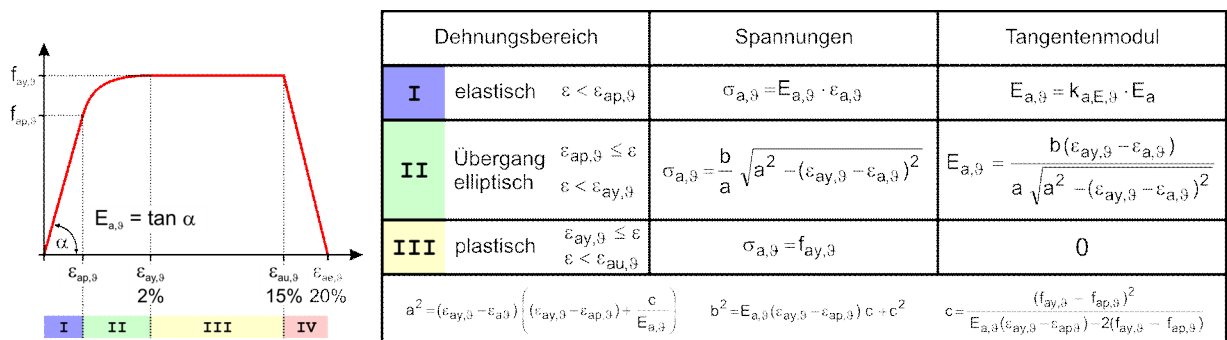


Abbildung 30: Allgemeine Beschreibung der Spannungs-Dehnungslinie von Stahl unter erhöhten Temperaturen [EC 3-1-2]

In Abhängigkeit von der Stahltemperatur sind die Beiwerte  $k_{y,\vartheta}$ ,  $k_{p,\vartheta}$  und  $k_{E,\vartheta}$  definiert. Diese unterscheiden sich für Kohlenstoffstähle nach Art ihrer Herstellung. Für warmgewalzten Bau- und

Betonstahl liegen die Werte der Abminderungsfaktoren ein wenig oberhalb der für kaltverformten Betonstahl.

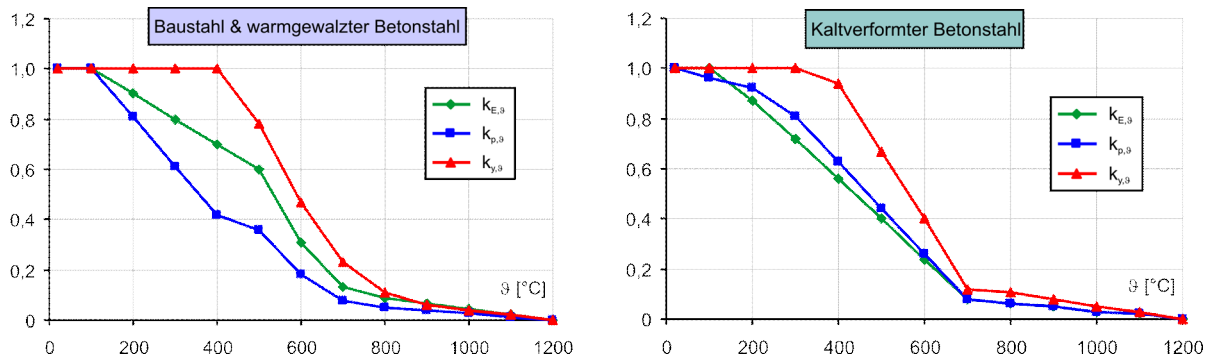


Abbildung 31: Abminderungsfaktoren für Stahlwerkstoffe

Im Rahmen dieser Arbeit wird auf der sicheren Seite liegend nur Bewehrung aus kaltverformtem Betonstahl betrachtet. Eine Verfestigung von Baustahl wurde nicht berücksichtigt.

### 3.4 Thermische Einwirkungen

Die thermischen Einwirkungen für eine Brandbemessung eines Tragwerks oder Bauteils resultieren aus einem Brand. Der allgemeine Verlauf eines Brandes kann, wie in Abbildung 32 gezeigt, beschrieben und in verschiedene Phasen gegliedert werden.

Brände werden für die Brandbemessung von tragenden Strukturen durch ihre Temperaturzeitkurven beschrieben, da die anderen Auswirkungen eines Brandes wie z.B. Rauchentwicklung, Toxizität des Rauches, etc. keinen nennenswerten Einfluss auf die unmittelbare Tragfähigkeit von Bauteilen und Tragwerken haben.

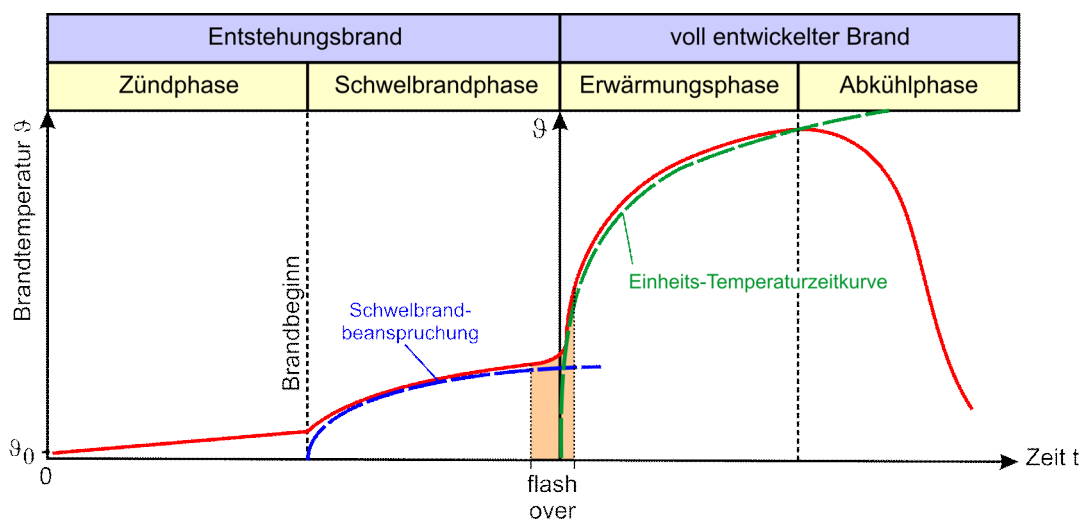


Abbildung 32: Brandphasen nach [2]

Die Intensität und die Dauer der einzelnen Brandphasen hängen von den individuellen Randbedingungen ab. Auf der Grundlage dieser Randbedingungen wie z.B. der räumlichen Geometrie, der Brandlast und den Ventilationsbedingungen kann heutzutage mit einer sog. CFD-Berechnung (Computational Fluid Dynamics) unter Berücksichtigung der Strömungsmechanik ein Brand simuliert werden und für jeden Punkt der Baustruktur eine Temperaturzeitkurve abgeleitet werden. Zusammengefasst werden diese auf speziellen Randbedingungen beruhenden Temperaturzeitkurven auch in Eurocode 1-1-2 als Naturbrandmodelle bezeichnet. Hierbei werden häufig auch Abkühlphasen berücksichtigt.

Zur Klassifizierung von Baustrukturen und Bauteilen werden sog. nominelle Temperaturzeitkurven verwendet. Im Eurocode 1-1-2 werden drei nominelle Temperaturzeitkurven definiert: die Einheits-Temperaturzeitkurve, die Außenbrandkurve und die Hydrokarbon-Brandkurve. Letztere wird hauptsächlich für Berechnungsfälle im Off-Shore-Bereich und in Tunneln verwendet. Die Außenbrandkurve gilt, wie der Name schon sagt, für außenliegende Bauteile, wie z.B. außenliegende Hallenstützen im Industriebau. Für den allgemeinen Hochbau wird für die Brandbemessung der tragenden Struktur die Einheits-Temperaturzeitkurve (ETK) nach ISO 834 bzw. Eurocode 1-1-2, 3.2.1 verwendet. Die ETK ist ebenso Grundlage für die experimentelle Bauteilprüfung zur Bestimmung der Feuerwiderstandsdauer nach DIN 4102 und den Eurocodes.

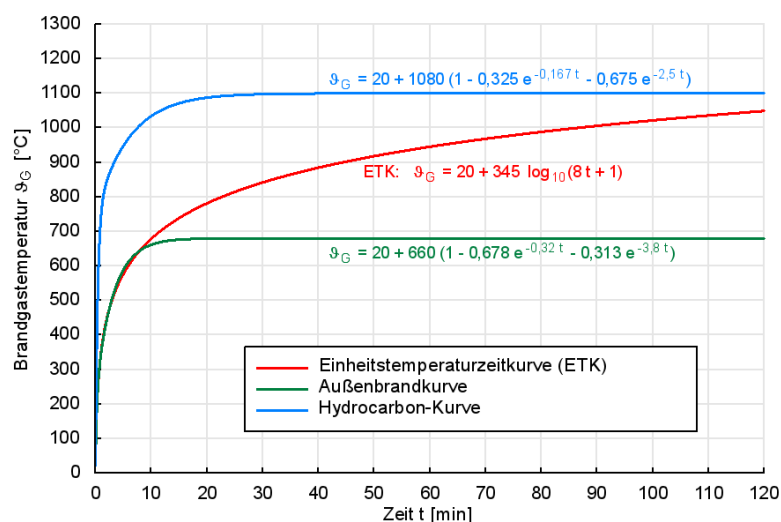


Abbildung 33: Nominelle Temperaturzeitkurven nach Eurocode 1-1-2

### 3.5 Temperaturdehnungen

Nachdem die thermischen Dehnungen in Abschnitt 3.3.3 schon als Materialeigenschaften behandelt wurden, widmet sich dieser Abschnitt den Auswirkungen der thermischen Dehnung der im Querschnitt vorhandenen Materialien auf die statische Berechnung von Verbundstützen.

Aus der unterschiedlichen Temperaturverteilung über den Querschnitt resultieren unterschiedliche Temperaturdehnungen. Die über den Querschnitt gemittelte thermische Dehnung kann sich bei statisch bestimmt gelagerten Stützen ungehindert einstellen. Wird diese mittlere thermische Dehnung durch die Lagerungsbedingung behindert, ergeben sich Zwangsnormalkräfte. Diese Zwangsnormalkräfte werden beim Nachweis auf der Einwirkungsseite berücksichtigt.

Die Differenzdehnungen einzelner Querschnittsfasern gegenüber diesem Mittelwert führen jedoch zu über den Querschnitt verteilten Zwangsspannungen, die ähnlich wie die Eigenspannungen zu einer Reduzierung der wirksamen Biegesteifigkeit des Querschnitts führen. Die Zwangsspannungen aus der Differenzdehnung werden bei der Herleitung des Verfahrens auf der Widerstandseite berücksichtigt.

## 4 Untersuchungen

### 4.1 Allgemeines

Die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Untersuchungen werden mit Hilfe zweier numerischer Rechenprogramme durchgeführt. Die thermischen Untersuchungen, also die Temperaturfeldberechnungen, werden mit ANSYS durchgeführt. Die mechanischen Analysen werden mit dem Programm TVBST durchgeführt, das auf dem im Rahmen der Arbeiten von *Bergmann* [20] entstandenen Programm VBST beruht. Die Schnittstelle zwischen beiden Programmen bilden verschiedene in VBA (Visual Basic for Applications) unter Microsoft Excel geschriebene Routinen. Das Programm VBST ist in Fachkreisen anerkannt und braucht für Bemessungen im Kaltfall nicht mehr verifiziert werden. Für die Weiterentwicklung zu TVBST wurden neue temperaturabhängige Materialgesetze eingefügt, der eigentliche Programmkern wurde nicht verändert.

Als Ergebnis einer TVBST-Berechnung erhält man für die untersuchte Stütze in Abhängigkeit von dem Querschnitt, dem Temperaturfeld, den Spannungsdehnungslinien der verwendeten Materialien, den Eigenspannungen, den Temperaturdehnungen, der Stützenlänge und den Lagerungsbedingungen die Traglast. Ermittelt man diese Traglasten für viele Stützenlängen bei ansonsten gleichbleibenden Parametern, erhält man die Traglastkurve  $N_R(\ell)$  des untersuchten Verbundstützenquerschnitts. Bezieht man diese Traglastkurve auf die vollplastische Normalkrafttragfähigkeit  $N_{pl,R}$  des Querschnitts, erhält man den Abminderungsfaktor  $\kappa(\ell)$ . Um diesen Abminderungsfaktor  $\kappa(\ell)$  im Rahmen des Ersatzstabverfahrens verwenden zu können, muss er in Abhängigkeit vom bezogenen Schlankheitsgrad  $\bar{\lambda}$  ausgedrückt werden. Hierzu fehlt jedoch genauere Kenntnis über die effektive Biegesteifigkeit des jeweiligen Verbundstützenquerschnitts. Würde die effektive Biegesteifigkeit mehr oder weniger willkürlich festgelegt werden, erhielte man wahrscheinlich für jeden Querschnitt eine individuelle Knickspannungslinie. Für die Anwendbarkeit des Ersatzstabverfahrens ist es sinnvoll, sich auf wenige Knickspannungslinien zu beschränken. Hier sollte möglichst auf die aus dem Nachweisverfahren im Kaltfall bekannten und etablierten europäischen Knickspannungslinien zurückgegriffen werden.

Grundlage für die Parameteruntersuchung ist der Eulerstab II, eine beidseitig gelenkig gelagerte Stütze, bei der ein Lager in alle Richtungen unverschieblich und ein Lager nur in axialer Richtung verschieblich gelagert ist (vgl. Abbildung 1).

### 4.2 Vergleich mit vorhandenen Versuchsergebnissen

Zur Überprüfung der numerischen Berechnung wurden in der Literatur verfügbare Versuchsergebnisse nachgerechnet. So wurden vollständig einbetonierte Walzprofile mit den Ergebnissen von *Kordina* und *Klingsch* aus dem Projekt 35 [26] der Studiengesellschaft für Anwendungstechnik von Eisen und Stahl verglichen. In diesen Brandversuchen wurden die Versuchskörper unter einer konstanten exzentrischen Normalkraftbelastung bis zum Versagen entsprechend der Einheits-Temperaturzeitkurve nach DIN EN 1991-1-2 [44] erwärmt. Über innerhalb des Querschnitts angeordnete Temperaturfühler wurden Temperaturen an diskreten Punkten über Zeit aufgenommen. Für die Nachrechnung wurden die Temperaturfelder für die untersuchten Querschnitte im



Abstand von jeweils 10 Minuten Branddauer mit ANSYS bestimmt. Die thermischen Materialeigenschaften wurden nach DIN EN 1994-1-2 [15] unter Berücksichtigung von DIN EN 1994-1-2 NA [16] angenommen. Abbildung 34 zeigt, dass die berechneten Temperaturen zum Teil deutlich über den gemessenen liegen.

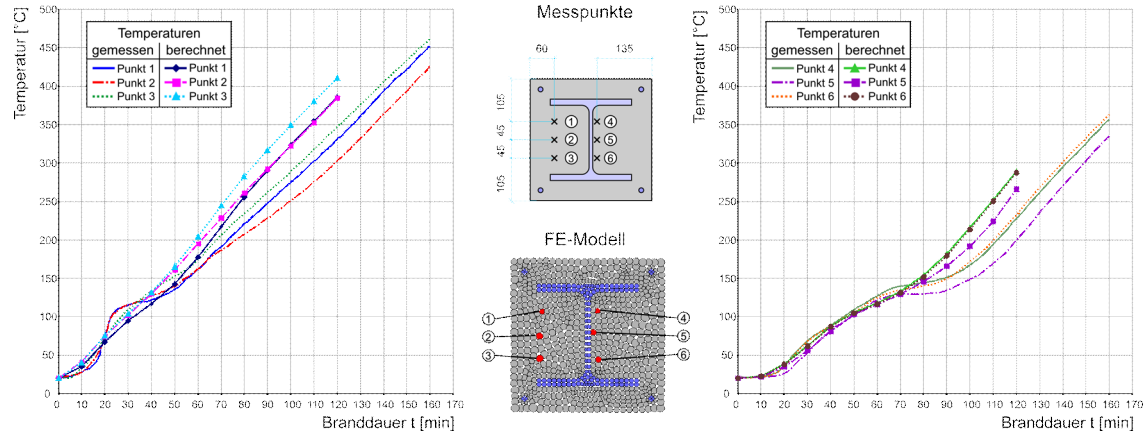


Abbildung 34: Temperaturen Stütze 2/6 (Projekt 35) [26]

Die Gründe für diese Abweichungen sind vielfältig. Zum einen ist die Betonfeuchte im Querschnitt und deren Verteilung über den Querschnitt in [26] nicht angegeben und somit unbekannt. Ebenfalls nicht bekannt sind die genauen thermischen Eigenschaften der verwendeten Betonzuschlagsstoffe.

Für Vergleichsrechnungen konnten die gemessenen Temperaturen in den meisten Fällen mit einer angenommenen Betonfeuchte von 10% ausreichend genau nachgerechnet werden. Die Ergebnisse der anschließenden statischen Nachrechnung der Versuche sind in Abbildung 35 zusammengestellt. Die theoretischen Traglasten wurden auf Grundlage der zuvor bestimmten Temperaturfelder im Abstand von jeweils 10 Minuten Branddauer ermittelt und für den angegebenen Versagenszeitpunkt linear interpoliert.

Versuch Nr.	$t_{\text{versagen}}$ min	$F_{R,\text{Versuch}}$ kN	$F_{R,\text{theo}}$ kN
2/01	134	1157	1055,6
2/02	163	1477	1454,9
2/03*	171	1887	2099,5
2/05	112	2303	2226,3
2/06	157	646	664,5
2/07	180	1263	1040,6
2/08	117	642	580,2
2/10	100	2036	2097,0
2/11	113	2313	2372,8
2/12	97	2625	2837,9
2/13	91	1691	1994,4
2/14	103	2540	2570,0

\* Stütze 2/03: angenommene Betonfeuchte = 4%

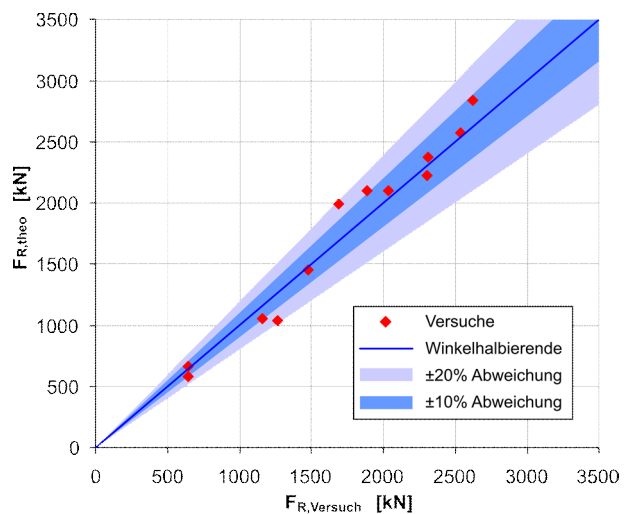


Abbildung 35: Versuchsnachrechnungen Projekt 35 [26]

Die Nachrechnungen ergaben Abweichungen unterhalb von  $\pm 20\%$ , wobei für einen Großteil der Versuche die Traglast auf 10% genau ermittelt werden konnte. Für Versuchsnachrechnungen kann man hier von einer guten Korrelation sprechen.

Weitere Versuche und berechnete Temperaturfelder sind in dem Projekt 86 [33] der Studiengesellschaft für Anwendungstechnik von Eisen und Stahl veröffentlicht. In den folgenden Abbildungen sind die Temperaturfelder für ein einbetoniertes Walzprofil HEB 240 mit denen mit ANSYS bestimmten dargestellt. Die Betonfeuchte für diesen Querschnitt wurde mit 4% angenommen.

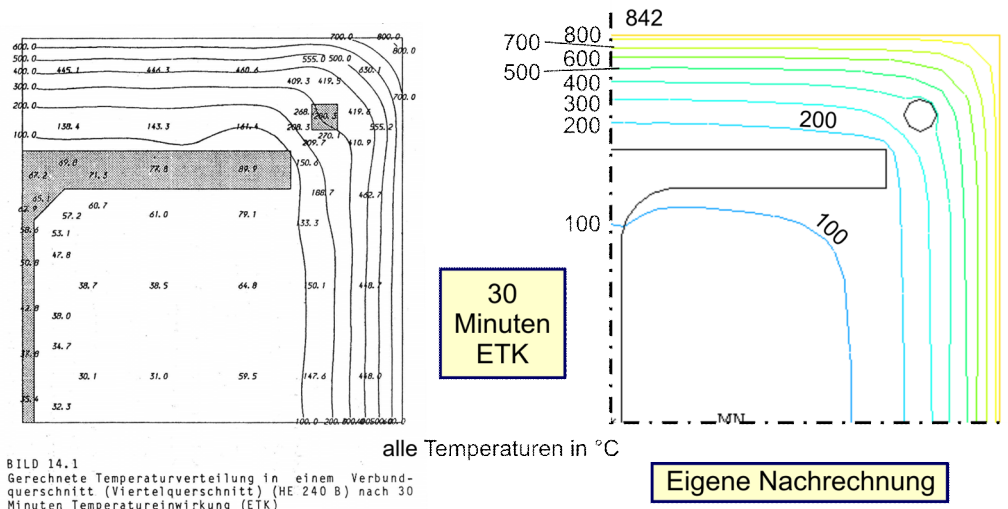


Abbildung 36: Vergleich der Temperaturfelder nach 30 Minuten ETK

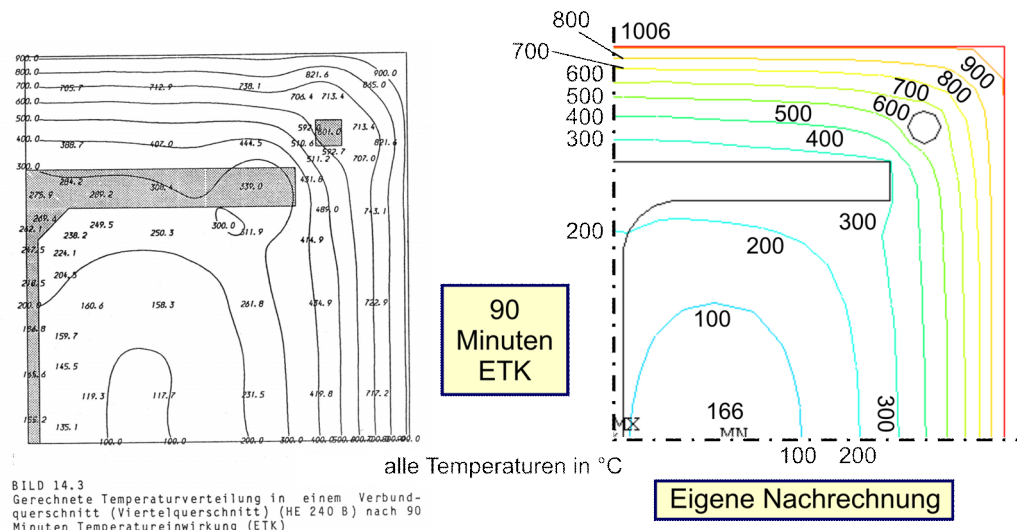


Abbildung 37: Vergleich der Temperaturfelder nach 90 Minuten ETK

Die beiden Vergleiche zeigen qualitativ gleiche Temperaturfelder. Die Unterschiede insbesondere in den Minimaltemperaturen resultieren aus unterschiedlichen Annahmen der thermischen Materialeigenschaften, da die eigenen Berechnungen auf den Ansätzen nach EC 4-1-2 beruhen, während in [33] andere Ansätze verwendet wurden. Weitere Unterschiede resultieren aus der Elemententeilung des Querschnitts. Die verwendeten FE-Netze sind in Abbildung 38 dargestellt. Hier ist deut-

lich zu sehen, dass die in [33] verwendeten Elementnetze nicht so fein wie die Elemententeilung der eigenen Berechnungen sind.

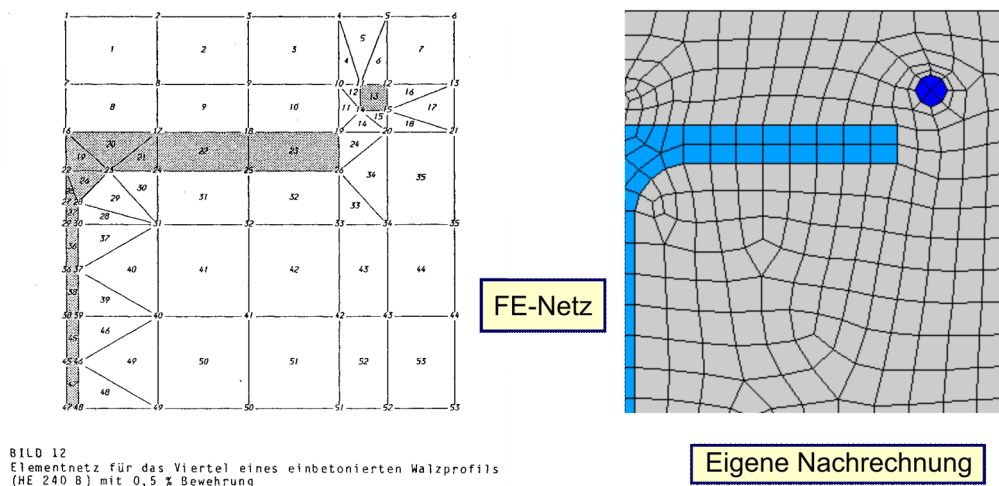


Abbildung 38: Vergleich der FE-Netze

Weitere Vergleichsrechnungen und die Berechnung des Eichbeispiels nach DIN EN 1991-1-2/NA Anhang CC für die verwendete Berechnungsmethodik finden sich bei *Hylla* [32] und *Schäfer* [34]. Auch sie kommen zu guten Ergebnissen. Die verwendete Berechnungsmethodik kann damit als validiert angesehen werden.

### 4.3 Zuordnung zu den europäischen Knickspannungslinien

Die Zuordnung der untersuchten Querschnitte zu den europäischen Knickspannungslinien erfolgt in der Regel, indem die Traglastkurven des Querschnitts mit den Knickspannungslinien verglichen werden. Dieser Vergleich wird im Folgenden veranschaulicht.

Die europäischen Knickspannungslinien nach Eurocode 3-1-1 sind in zwei Bereichen abschnittsweise definierte Funktionen, wie in Tabelle 1 zusammengefasst. Die Funktion beschreibt den Wert  $\kappa = N_R/N_{pl}$  in Abhängigkeit von dem bezogenen Schlankheitsgrad  $\bar{\lambda}$  nach Gleichung (2) bzw. Gl. (68). Von größter Relevanz in der Baupraxis ist der mittlere Bereich von ca.  $\bar{\lambda} = 0,5$  bis  $\bar{\lambda} = 2,0$ .

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl}}{\pi^2 \frac{EI}{s_k^2}}} \quad (68)$$

Gemäß Abschnitt 4.1 soll das Ziel dieser Auswertung sein, die Knickspannungslinie zu finden, die eine möglichst gute Übereinstimmung mit der numerisch ermittelten Traglastkurve eines Verbundstützenquerschnitts aufweist. Betrachten wir hierfür Gleichung (68) im Hinblick auf eventuelle Parameter, mit denen die Traglastkurve an die Knickspannungslinie angepasst werden kann, genauer. Die plastische Normalkraft  $N_{fi,pl}$  ist unabhängig von der Stützenlänge und kann mechanisch als Integral der Festigkeiten über die Querschnittsfläche beschrieben werden. Hier anzusetzen wäre

also aus mechanischer Sicht nicht sehr günstig. Die Zahl  $\pi$  ist eine mathematische Konstante und steht außer Frage. Die Knicklänge  $s_k$  kann statisch sehr anschaulich erklärt werden und ist unabhängig vom Querschnitt. Sie ist also auch nicht geeignet, in Abhängigkeit vom Querschnitt verändert zu werden. Es bleibt nur noch die Biegesteifigkeit der Stütze übrig. Diese ist sowieso vom Querschnitt abhängig und gerade für Verbundquerschnitte nicht besonders scharf definiert, da wegen des nichtlinearen Verhaltens der Werkstoffe hier in der Regel eine effektive Biegesteifigkeit angenommen wird [9].

Die Biegesteifigkeit eines warmen Querschnitts ist ein Querschnittsparameter und ist deshalb unabhängig von der Länge der Stütze. Bestimmt man mit der Umkehrfunktion der Knickspannungslinie für den Bereich  $0,2 < \bar{\lambda} < 3,0$  aus einer bekannten Traglastkurve eine erforderliche Biegesteifigkeit, so sollte diese also konstant sein. Bei einer Deckungsgleichheit von Traglast- und Knickspannungskurve ist das der Fall. Da deckungsgleiche Traglast- und Knickspannungskurven jedoch in der Regel nicht erzielt werden können, kann das Minimum des Variationskoeffizienten der erforderlichen Biegesteifigkeit einen Hinweis auf die Zuordnung zu einer Knickspannungslinie sein.

Die Umkehrfunktion der europäischen Knickspannungslinien nach Tabelle 1 lautet:

$$\bar{\lambda}_{fi} = \frac{1}{2} \cdot \frac{\alpha - \sqrt{\frac{4}{\kappa} + 4\kappa - 0,8\alpha\kappa - 8 + 0,8\alpha + \alpha^2}}{\kappa - 1} \quad (69)$$

Der Abminderungsfaktor  $\kappa(\ell)$  wird mit TVBST ermittelt. Mit Gleichung (69) wird der erforderliche bezogene Schlankheitsgrad  $\bar{\lambda}_{fi}(\ell)$  ermittelt. Mit der plastischen Normalkrafttragfähigkeit des Verbundquerschnittes und der Knicklänge  $s_k = \ell$  kann nach Gleichung (70) die erforderliche Biegesteifigkeit  $(EI)_{eff,fi}(\ell)$  bestimmt werden.

$$(EI)_{eff,fi} = \frac{s_k^2 \cdot N_{fi,pl}}{\pi^2 \cdot \bar{\lambda}_{fi}^2} \quad (70)$$

Die Zuordnung zu einer Knickspannungslinie kann dann durch die Betrachtung des Verlaufes von  $(EI)_{eff,fi}$  über die Variation der Stützenlänge  $\ell$  bestimmt werden. Je konstanter der Verlauf ist, desto größer ist die Ähnlichkeit der untersuchten Traglastkurve zur jeweiligen Knickspannungslinie. Überprüft wird dieses, indem für jeden Wert von  $\alpha$  der Mittelwert im Bereich  $0,5 < \bar{\lambda}_{fi} < 2,0$  gebildet und der Variationskoeffizient  $V_x$  bestimmt wird. Der Minimalwert von  $V_x(\alpha)$  gibt dann an, welcher Knickspannungslinie die Traglastkurve am ehesten zuzuordnen ist. Der Bereich bis zu einem bezogenen Schlankheitsgrad von ca.  $\bar{\lambda}_{fi} = 0,5$  bleibt hierbei unberücksichtigt, da die Knickspannungslinien für  $\bar{\lambda}_{fi} < 0,2$  einen horizontalen Abschnitt aufweisen, so dass die Ableitung dort nicht stetig ist. Numerisch berechnete Traglastkurven besitzen dahingegen keine Knicke, sie besitzen eine stetige Ableitung und weichen deshalb im Bereich des Knickes der Knickspannungslinie von dieser ab.

Der Vorteil dieser Vorgehensweise liegt darin, dass die effektive Biegesteifigkeit des Querschnitts zum Zeitpunkt der Zuordnung zu einer Knickspannungskurve noch nicht bekannt sein muss, da wie beschrieben nur auf Grund der Streuung der erforderlichen Steifigkeit eine Zuordnung erfolgen kann.

Für ein ausbetoniertes Rohr mit 600 mm Durchmesser und einer Wanddicke von 10 mm ergeben sich nach einer Beflammungsdauer von 30 Minuten für die Knickspannungskurve a bis d die in Abbildung 39 zusammengestellten Werte. Die geringste Abweichung ergibt sich im Vergleich der Traglastkurve der Stütze mit Knickspannungslinie a, womit der Stützenquerschnitt RH600-4D20 nach 30 Minuten ETK Knickspannungslinie a zugeordnet werden kann.

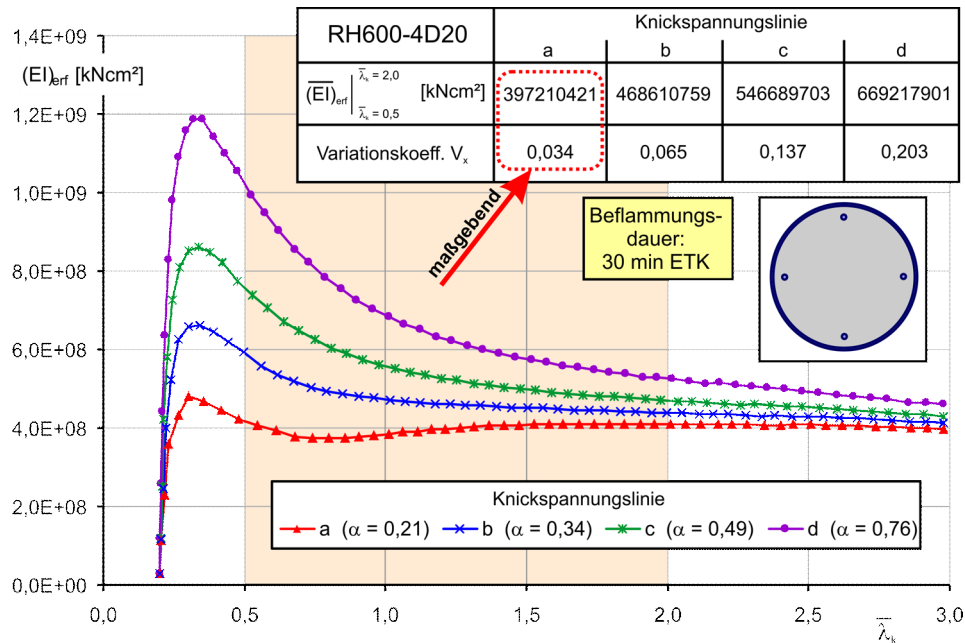


Abbildung 39:  $(EI)_{\text{eff}}$  für verschiedene Knickspannungslinien nach 30 min ETK

Für die Beflammungsdauern von 60 und 90 Minuten verändert sich die Zuordnung nicht und die Variationskoeffizienten differieren auch nur geringfügig, wie Abbildung 40 und Abbildung 41 zeigen.

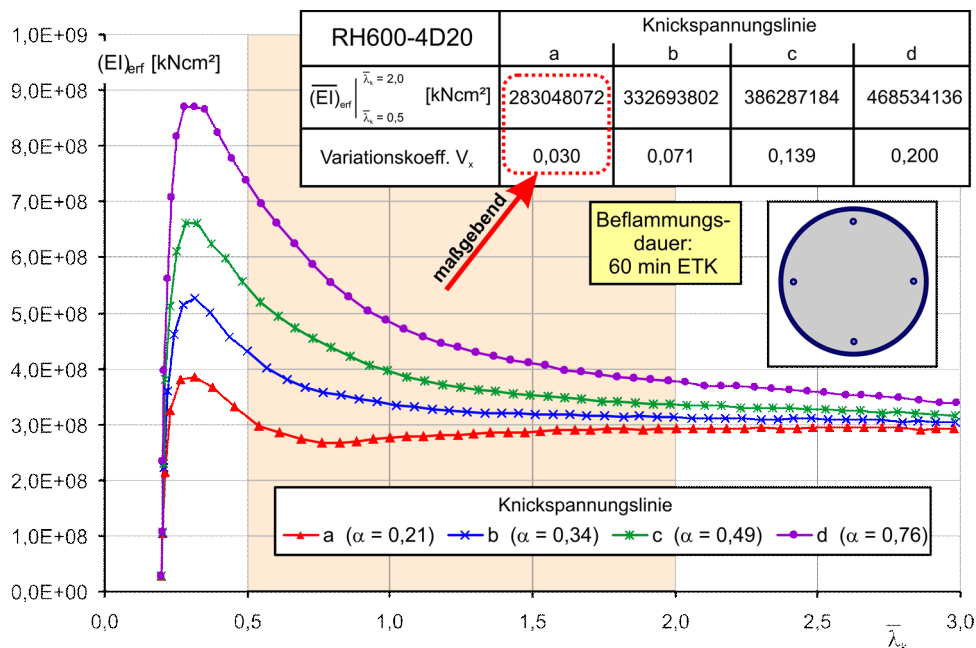


Abbildung 40:  $(EI)_{\text{eff}}$  für verschiedene Knickspannungslinien nach 60 min ETK

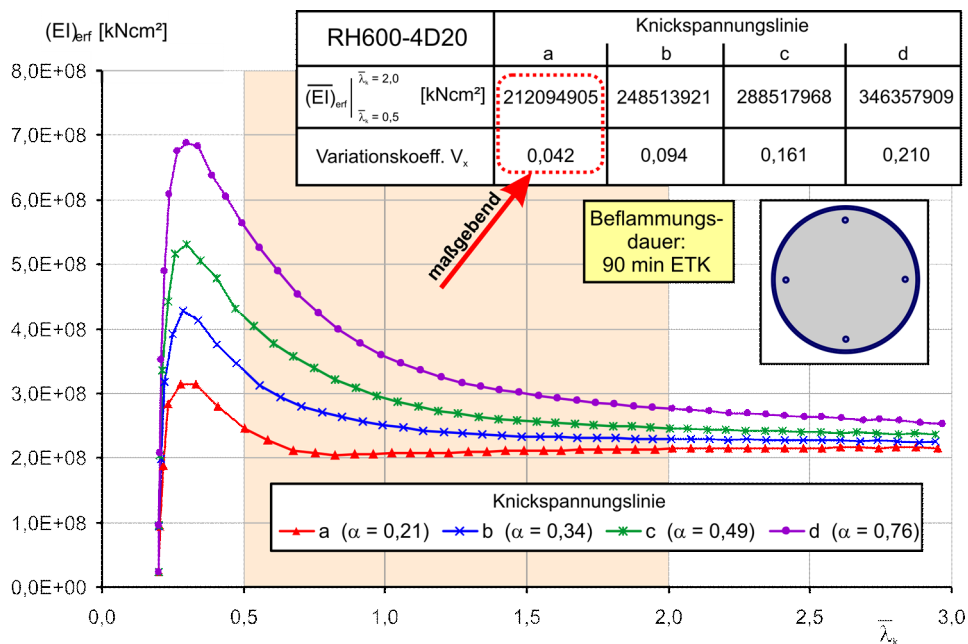


Abbildung 41:  $(EI)_{\text{eff}}$  für verschiedene Knickspannungslinien nach 90 min ETK

Betrachtet man die Temperaturfelder dieses Querschnittes nach 30, 60 und 90 Minuten Beflammungsdauer mit den Temperaturen der ETK, kann man feststellen, dass die Massigkeit des Querschnitts dazu führt, dass es zu allen drei Zeitpunkten im Kern der Stützen einen relativ großen Bereich mit einer Temperatur unterhalb von 100°C gibt (s. Abbildung 42).

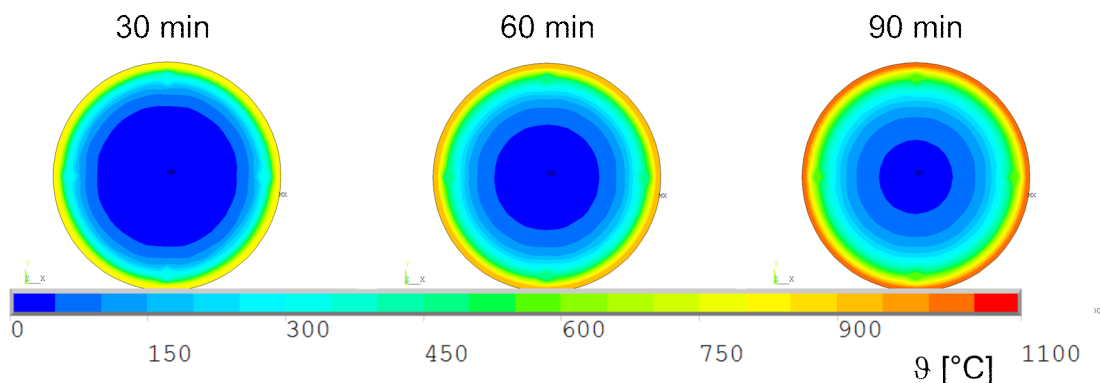


Abbildung 42: Temperaturfelder für den Stützenquerschnitt RH600-4D20

Im Gegensatz hierzu ist bei den Temperaturfeldern eines Rohres mit 200 mm Außendurchmesser und ebenfalls 10 mm Wanddicke in Abbildung 43 eine deutliche Zunahme der Temperatur bis in den Kern des Querschnitts zu beobachten.

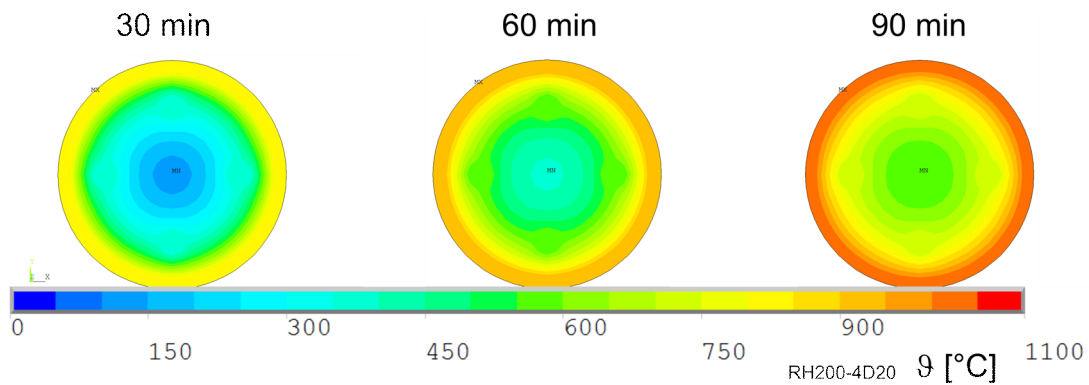
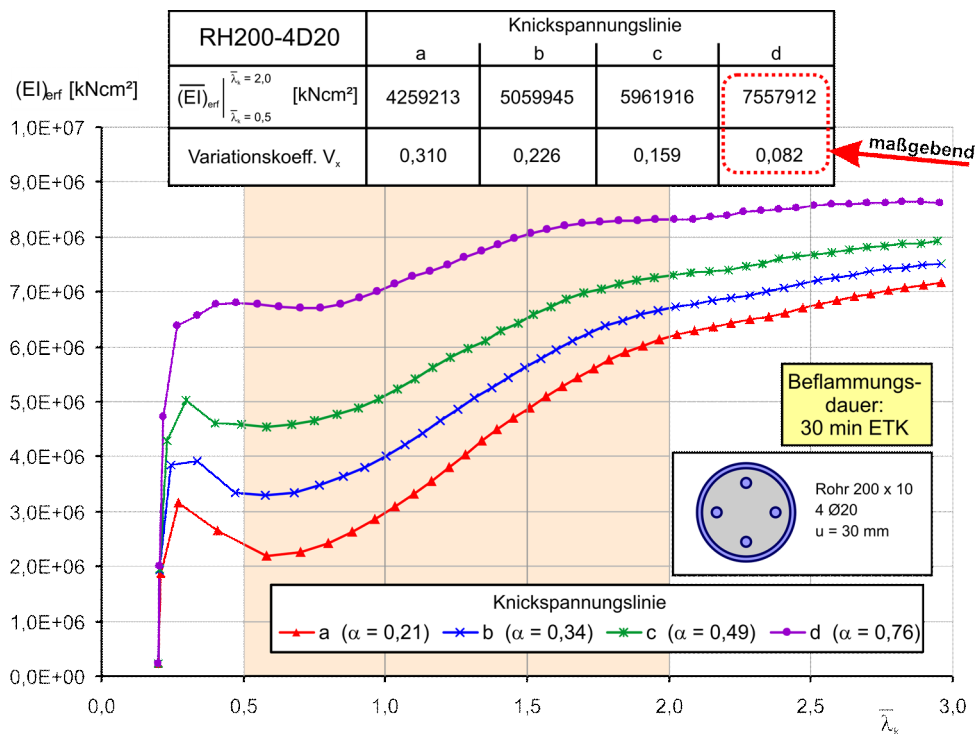


Abbildung 43: Temperaturfelder für den Stützenquerschnitt RH200-4D20

Die erforderlichen Biegesteifigkeiten für den Querschnitt RH200-4D20 sind in den folgenden Abbildungen dargestellt. Für eine Belastungsdauer von 30 Minuten nach ETK ergibt sich eine Zuordnung zu Knickspannungslinie d, jedoch ist im Vergleich mit den oben dargestellten Ergebnissen ein relativ großer Variationskoeffizient  $V_x$  von über 8% vorhanden.

Die Verläufe für 60 und 90 Minuten Belastungsdauer nach der ETK zeigen, dass diese Abweichung zunimmt. Die Verläufe in Abbildung 45 und Abbildung 46 weisen auch augenscheinlich eine große Diskrepanz zu einem konstanten Verlauf der Biegesteifigkeit auf und sind eher affin zu einer steigenden linearen Funktion.

Abbildung 44:  $(EI)_{\text{erf}}$  für verschiedene Knickspannungslinien nach 30 min ETK



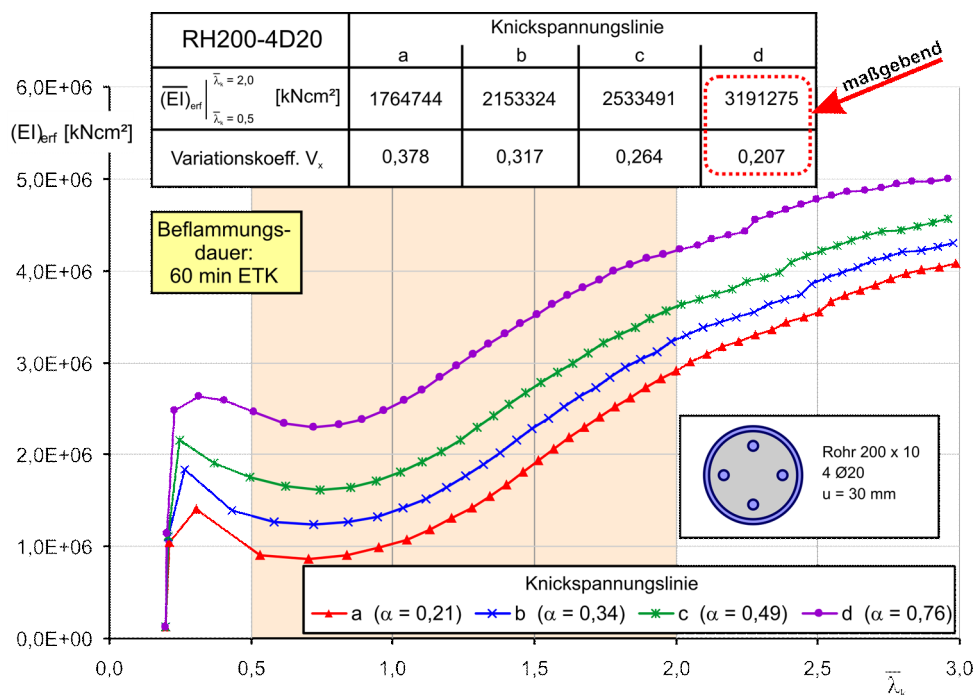


Abbildung 45:  $(EI)_{\text{eff}}$  für verschiedene Knickspannungslinien nach 60 min ETK

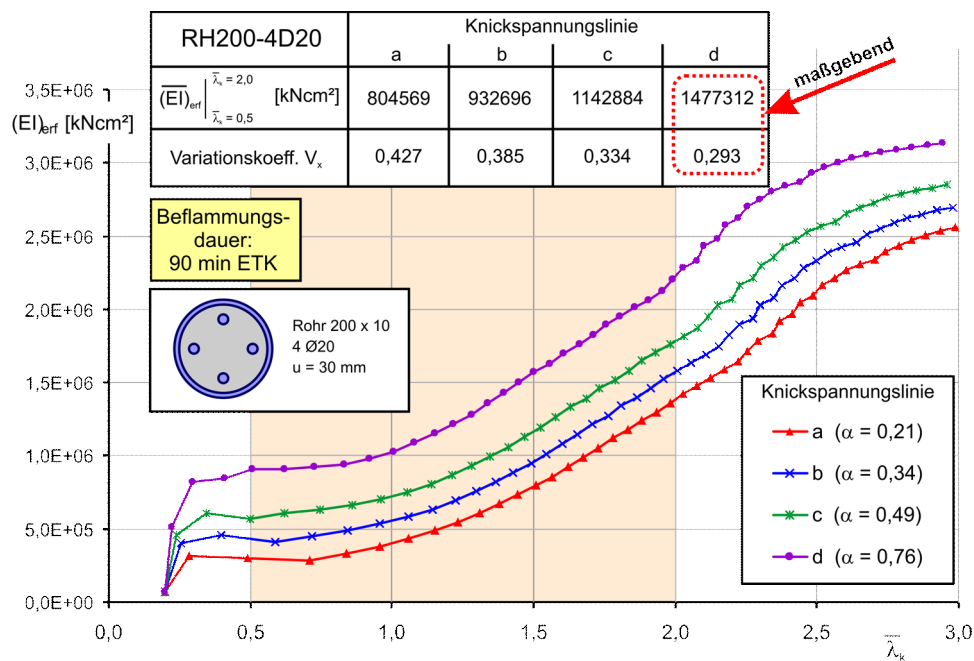


Abbildung 46:  $(EI)_{\text{eff}}$  für verschiedene Knickspannungslinien nach 90 min ETK

Bei Beschränkung auf die in EC 4-1-1 definierten Knickspannungslinien a bis d beschreibt Knickspannungslinie d am ehesten den Verlauf der Traglastkurve. Deutlich besser angenähert wird zum Beispiel die Traglastkurve des Querschnitts RH200-4D20 nach 60 Minuten ETK-Belastung durch eine Knickspannungskurve mit dem Beiwert  $\alpha = 1,25$  in Abbildung 47. Der Variationskoeffizient der erforderlichen Biegesteifigkeit beträgt hier nur 13% im Gegensatz zu 21%, wenn Knickspannungslinie d als Grundlage für die Bestimmung der erforderlichen Biegesteifigkeit verwendet wird.



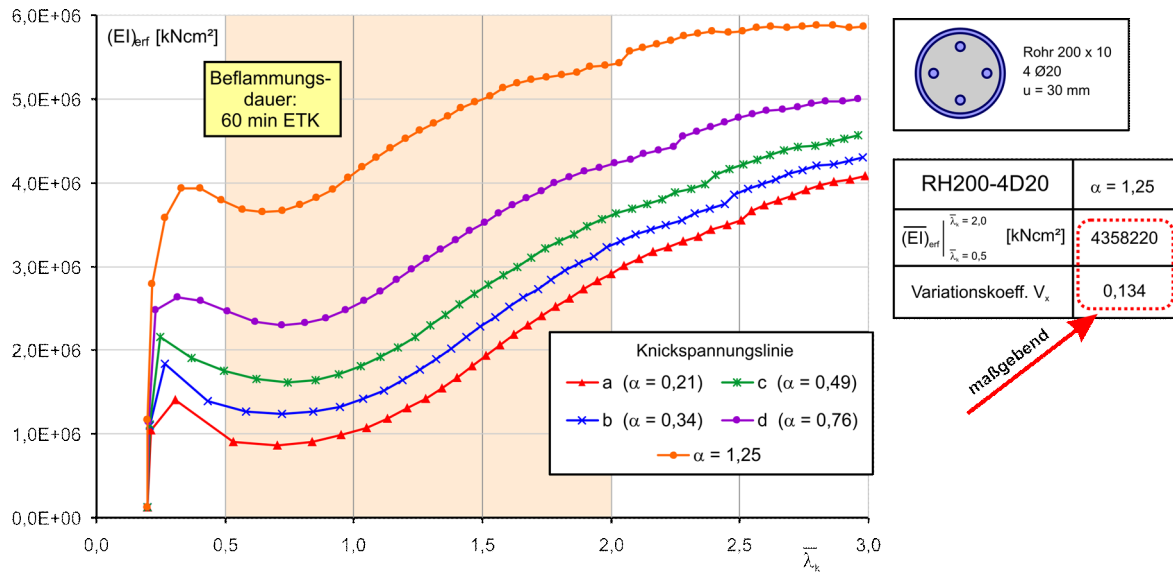


Abbildung 47:  $(EI)_{\text{erf}}$  für verschiedene Knickspannungslinien nach 60 min ETK mit Erweiterung des Knickspannungslinienspektrums

Als Regel kann man aus dieser Beobachtung ableiten, dass je größer die Durchwärmung bzw. die Minimaltemperatur im Querschnitt ist, desto eher fällt die Traglastkurve ab, d. h. desto größer ist der Knickspannungslinienbeiwert  $\alpha$ . Verlässt man den Rahmen der etablierten Knickspannungslinien, können auch für Querschnitte mit größerer Durchwärmung konstante Werte für  $(EI)_{\text{erf}}$  erreicht werden, wie in Abbildung 47 zu sehen ist. Hierzu wurden im Rahmen dieser Arbeit zwei Knickspannungslinien mit den Beiwerten  $\alpha = 1,25$  und  $\alpha = 2,06$  definiert. Bei der Definition wurde versucht, einen ähnlichen Abstand zwischen die Knickspannungslinien zu erzielen, wie zwischen den etablierten Knickspannungslinien a bis d (vgl. Abbildung 48).

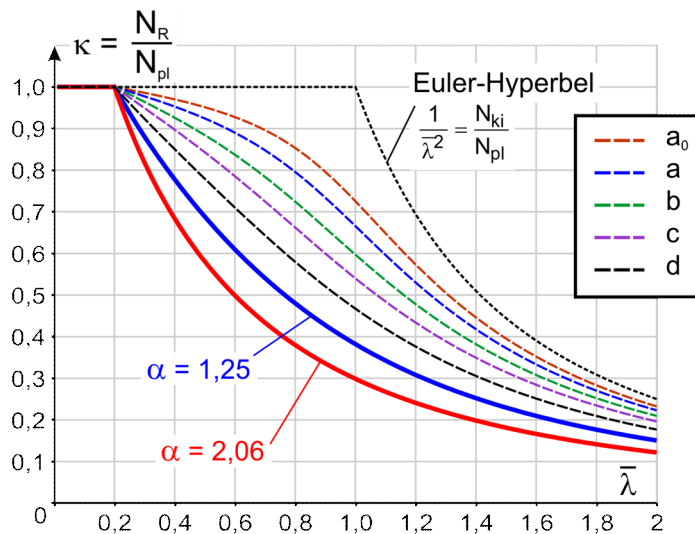


Abbildung 48: Erweiterung des Knickspannungslinienspektrums

## 4.4 Ersatzquerschnitte für Handrechenverfahren

Um die Brandbemessung von Verbundstützen vollständig als Handrechnung durchführen zu können, ist es erforderlich, den Querschnitt unter Berücksichtigung des Temperaturfeldes und den daraus resultierenden Werkstoffeigenschaften durch einen Ersatzquerschnitt auszudrücken, der aus wenigen Bereichen mit konstanten Werkstoffeigenschaften besteht. Dieser Ersatzquerschnitt muss den folgenden Bedingungen genügen:

- $N_{pl,Ersatz} = N_{pl,Rd,fi}$
- $M_{pl,Ersatz} = M_{pl,Rd,fi}$
- $(EI)_{Ersatz} = (EI)_{eff,fi}$

Für das Ersatzstabverfahren für zentrische Beanspruchung ist die Kenntnis von  $N_{pl,Ersatz}$  und  $(EI)_{Ersatz}$  ausreichend.

Ausgehend von der Temperaturverteilung werden sowohl die Werkstofffestigkeiten als auch die Geometrie des Ausgangsquerschnitts reduziert. Nachdem die Zuordnung zu einer Knickspannungslinie erfolgt ist, wird die erforderliche Ersatzbiegesteifigkeit  $(EI)_{eff}$  des Querschnitts als Mittelwert zwischen  $\bar{\lambda} = 0,5$  und  $\bar{\lambda} = 2$  gebildet. In diesem Zusammenhang bedeutet ‚erforderlich‘ den zur Anpassung des Handrechenverfahrens an die numerische Berechnung erforderlichen Wert.

### 4.4.1 Ausbetonierte kreisrunde Hohlprofile

Verbundstützen aus ausbetonierten kreisrunden Hohlprofilen bestehen zusätzlich zu den beiden namensgebenden Komponenten Hohlprofil und Beton meistens noch aus einer Bewehrung des Betons. Diese ist in der Regel in einer Lage rotationssymmetrisch um den Mittelpunkt angeordnet. Ein Verbundstützenquerschnitt dieses Typs kann durch folgende geometrische Parameter beschrieben werden:

- Außendurchmesser des Rohres
- Wanddicke des Rohres
- Anzahl der Bewehrungsstäbe
- Durchmesser der Bewehrungsstäbe
- Abstand der Bewehrungsstäbe zur Außenkante (In der Regel wird hier der Abstand zwischen Schwerpunkt des Bewehrungsstabes und Außenkante des Betons, also der Innenkante des Rohres verwendet)
- Betondruckfestigkeit

Das Verhältnis von Außendurchmesser zu Wanddicke des Rohres, auch D/t-Wert genannt, liegt in der Regel zwischen 25 und 90. Bei D/t-Werten größer als 90 ist nach Eurocode 4-1-1 das Stahlrohr durch örtliches Beulen gefährdet und es sind entsprechende Nachweise zu führen, weshalb diese Grenze üblicherweise nicht überschritten wird. Ein Wert unter 25 ist ebenfalls nicht sehr sinnvoll [27] und auch in der Baupraxis nicht etabliert, da das außen liegende Rohr als erster Quer-

schnittsteil einen Festigkeits- und Steifigkeitsverlust durch die erhöhten Temperaturen erfährt. Deshalb werden im Rahmen dieser Arbeit keine Wanddicken größer als 10 mm für das Außenrohr betrachtet. Aus demselben Grund sind höhere Stahlgüten als S235 für das Rohr unwirtschaftlich [27] und werden ebenfalls nicht betrachtet. Weiterhin wurden die Eigenspannungen für die Rohre zu Null angenommen, da diese vernachlässigbar gering sind (vgl. Tabelle 5).

Die Temperaturfelder nach 30, 60 und 90 Minuten Beflammung nach ETK (Abbildung 42 und Abbildung 43) zeigen, dass der Temperaturgradient über die Wanddicke des Rohres und über den Durchmesser der Bewehrungsstäbe relativ gering ist. Deshalb wird üblicherweise für diese Querschnittsteile eine konstante Temperatur angenommen. Dieses gilt auch bei der Herleitung eines Ersatzquerschnittes für die Handrechnung. Aufgrund dieser konstanten Temperaturen werden nach EC 4-1-2 die Abminderungsfaktoren für die Festigkeit und den E-Modul bestimmt. Diese konstante Temperatur wird als arithmetischer Mittelwert der Temperaturen der jeweiligen Querschnittsteile nach Gleichung (71) berechnet.

$$\vartheta_m = \frac{\int \vartheta \, dA}{A} \quad (71)$$

Der Betonkern ist dahingegen sehr massig und besitzt einen großen Temperaturgradienten. Die Temperaturen am Rand des Betonkerns sind relativ hoch, während das Innere relativ kalt bleibt. Bei der Berechnung des Flächenträgheitsmomentes ist der Einfluss einer betrachteten Teilfläche jedoch umso größer, je größer ihr Abstand zum Schwerpunkt ist. Aus diesem Grund wird dieser Abstand bei der Ermittlung einer mittleren Betontemperatur berücksichtigt und zwar im Verhältnis ihres polaren Flächenmomentes zum polaren Gesamtflächenmoment. Auf eine Unterscheidung in Richtung der Hauptspannungen kann wegen der Rotationssymmetrie verzichtet werden.

$$\vartheta_{c,m} = \frac{\int \vartheta \cdot r^2 \, dA}{\int r^2 \, dA} \quad (72)$$

Eine vereinfachte Berechnungsvorschrift für die mittleren Temperaturen der einzelnen Querschnittsteile ist in Abschnitt 4.5.1 angegeben.

#### 4.4.1.1 Effektive Biegesteifigkeit der Stahlteile des Verbundquerschnitts

Erfahrungsgemäß lässt sich die effektive Biegesteifigkeit von reinen Stahlquerschnitten relativ gut ermitteln. Sie setzt sich zusammen aus der Summe der Biegesteifigkeiten einzelner Teilquerschnitte. Durch das unterschiedliche Tragverhalten des Betons im Zug- und Druckbereich und dem nichtlinearen Verlauf im Druckbereich der Spannungs-Dehnungslinie ist die Bestimmung der effektiven Biegesteifigkeit des Betonteilquerschnitts schwieriger. Deshalb wurden in einem ersten Schritt die Traglastkurven für Verbundstützen mit einem Beton C0 (C“Null“) ermittelt. Ein Beton C0 hat alle thermischen Eigenschaften eines normalen Betons nach DIN 1045 (EC 2-1-1), wohingegen die mechanischen Eigenschaften zu Null gesetzt sind. Dieser virtuelle Beton liefert also keinen Beitrag zur Tragfähigkeit und Steifigkeit des Verbundquerschnitts, sorgt allerdings dafür, dass Stahlrohr und Bewehrung rechnerisch schubsteif miteinander verbunden sind.

$$(EI)_{\text{Ersatz},\vartheta} = E_{a,\vartheta} \cdot I_a + E_{s,\vartheta} \cdot I_s \quad (73)$$

Für diese Untersuchungsreihe ergibt sich eine sehr gute Übereinstimmung der numerisch bestimmten effektiven Biegesteifigkeit mit der Biegesteifigkeit des Ersatzquerschnittes nach Gleichung (73), wie auch in Abbildung 49 dargestellt.

Der Verlauf der Traglastkurven im Warmfall kann Knickspannungslinie  $d$  zugeordnet werden. Wobei auch hier wiederum das in Abschnitt 4.3 angesprochene Verhalten zu beobachten ist, dass die Traglastkurven mit zunehmender Durchwärmung des Querschnitts unterhalb der Knickspannungslinie  $d$  liegen. Eine zu niedrig gewählte Knickspannungslinie resultiert bei der Auswertung in einem zu geringen  $(EI)_{\text{erf}}$ , weshalb der Quotient  $(EI)_{\text{Ersatz}} / (EI)_{\text{erf}}$  für die beiden längeren betrachteten Beflammungsdauern von 60 min und 90 min für die Rohre mit geringem Durchmesser zunimmt.

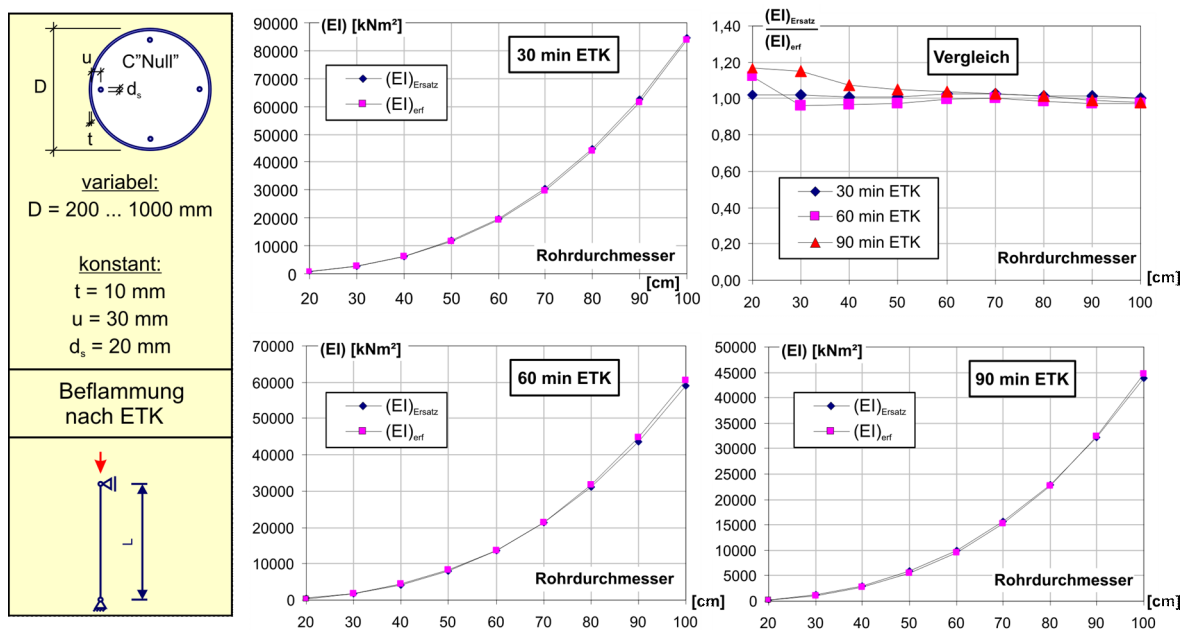
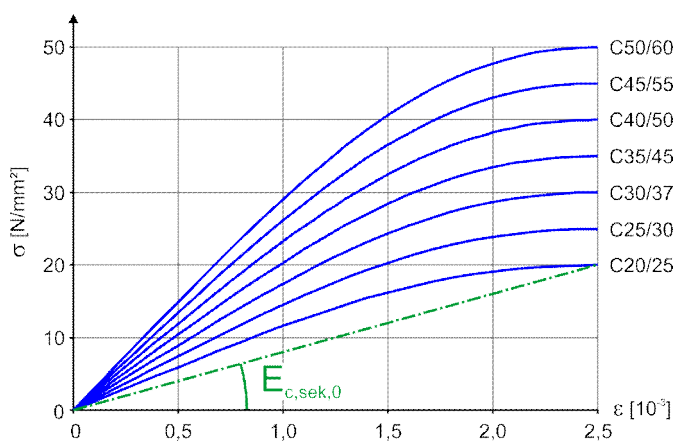


Abbildung 49: Vergleich Ersatzbiegesteifigkeit nach Gl. (73) mit erforderlicher Biegesteifigkeit

#### 4.4.1.2 Effektive Biegesteifigkeit des Verbundquerschnitts

Hier ergibt sich die Frage nach dem E-Modul des Betons im Brandfall. So verwenden einige bisher veröffentlichte Handrechenverfahren[16] als Bezugswert die Steigung der Geraden zwischen dem Ursprung und dem Maximum der Spannungsdehnungslinie des Betons bei 20°C nach EC 4-1-2. Dies erscheint sinnvoll, da es eine einfache Berechnung ist, die durch den Anhang des Eurocodes schon eine gewisse Bekanntheit besitzt. Deshalb wird im Folgenden ebenfalls dieser Bezugswert verwendet. Er wird mit  $E_{c,sek,0}$  bezeichnet und ist nach Gleichung (74) definiert. Eine Zusammenstellung der Werte für die Betonfestigkeitsklassen C20/25 bis C50/60 befindet sich in Tabelle 9.

$$E_{c,sek,0} = \frac{f_c}{\varepsilon_{cu,20^\circ}} = \frac{f_c}{0,0025} = 400 f_c \quad (74)$$

Abbildung 50: Definition  $E_{c,sek,0}$ Tabelle 9: Grundwert des E-Moduls von Beton  $E_{c,sek,0}$  für die Brandbemessung

Betonfestigkeitsklasse	$f_{c,9}$ kN/cm <sup>2</sup>	$\epsilon_{cu,9}$ ‰	$E_{c,sek,9}$ kN/cm <sup>2</sup>
C20/25	2,0	2,5	800
C25/30	2,5	2,5	1000
C30/37	3,0	2,5	1200
C35/45	3,5	2,5	1400
C40/50	4,0	2,5	1600
C45/55	4,5	2,5	1800
C50/60	5,0	2,5	2000

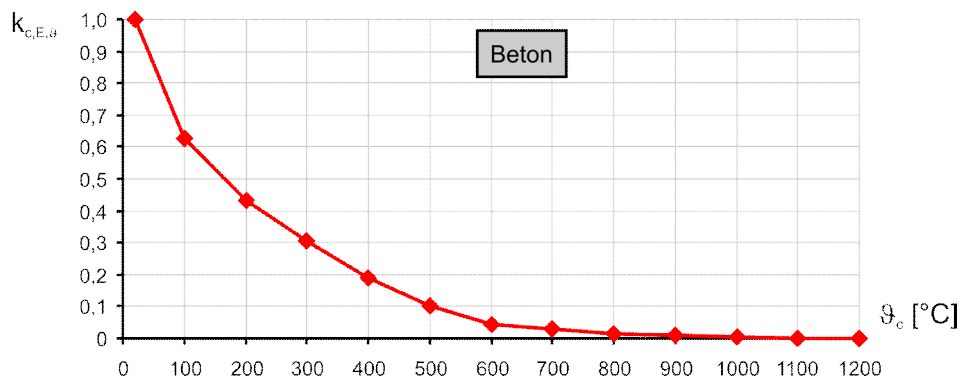
Zusammen mit dem Abminderungsfaktor  $k_{c,E}$  ergibt sich dann der E-Modul  $E_{c,sek,9}$  unter Berücksichtigung der Temperatur durch:

$$E_{c,sek,9} = \frac{f_{c,9}}{\epsilon_{cu,9}} = \frac{k_{c,9} \cdot f_c}{\frac{\epsilon_{cu,9}}{\epsilon_{cu,20^\circ}} \cdot \epsilon_{cu,20^\circ}} = \frac{k_{c,9}}{\frac{\epsilon_{cu,9}}{\epsilon_{cu,20^\circ}}} \cdot \frac{f_c}{\epsilon_{cu,20^\circ}} = k_{c,E,9} \cdot E_{c,sek,0} \quad (75)$$

Der Abminderungsfaktor  $k_{c,E,9}$  ist in EC 4-1-2 nicht direkt definiert. Es sind allerdings der Abminderungsfaktor für die Betondruckfestigkeit  $k_{c,9}$  und die zu  $f_{c,9}$  gehörige Bruchstauchung  $\epsilon_{cu,9}$  tabelliert, wie auch schon in Abschnitt 3.3.5 beschrieben. Tabelle 10 zeigt die Werte aus EC4-1-2 für Normalbeton und den abgeleiteten Abminderungsfaktor  $k_{c,E,9}$ .

Tabelle 10: Abminderungsfaktoren für temperaturabhängige Betoneigenschaften

Betontemperatur $\vartheta_c$ [°C]	$k_{c,\vartheta}$	$\varepsilon_{cu,\vartheta}$ ‰	$k_{c,E,\vartheta}$
20	1	2,5	1,000
100	1	4	0,625
200	0,95	5,5	0,432
300	0,85	7	0,304
400	0,75	10	0,188
500	0,6	15	0,100
600	0,45	25	0,045
700	0,3	25	0,030
800	0,15	25	0,015
900	0,08	25	0,008
1000	0,04	25	0,004
1100	0,01	25	0,001
1200	0	-	0,000

Abbildung 51: Abminderungsfaktor für den Beton-E-Modul  $k_{c,E,\vartheta}$ 

Wie man in Abbildung 51 gut erkennen kann, verliert der Beton sehr schnell seine Steifigkeit. So ist schon bei ca. 150°C der E-Modul des Betons um die Hälfte verringert. Im Vergleich mit den E-Moduln für die verschiedenen Betonfestigkeitsklassen im Kaltfall nach EC 2-1-1 zeigt sich weiterhin, dass gerade die E-Moduln der unteren Betonfestigkeitsklassen für den Brandfall nach EC 2-1-2 deutlich geringer angenommen werden. So ist zum Beispiel nach EC 2-1-2 für den Brandfall das Verhältnis der E-Moduln von C20/25 und C50/60 gleich 2,5, während das gleiche Verhältnis nach EC 2-1-1 im Kaltfall nur 1,23 beträgt. In Abbildung 52 sind hierzu die ansteigenden Äste der Spannungsdehnungslinien der Betonfestigkeitsklassen C20/25 bis C50/60 nach den beiden zuvor genannten Normen dargestellt. Zur Veranschaulichung sind die Kurven nach EC 2-1-2 für eine Materialtemperatur von 20°C aufgetragen. Der Elastizitätsmodul des Betons im Brandfall  $E_{cm,\vartheta}$  in Abbildung 52 wurde als Sekantenmodul zwischen  $\sigma_c = 0$  und  $\sigma_c = 0,4 f_{c,\vartheta}$  gebildet.

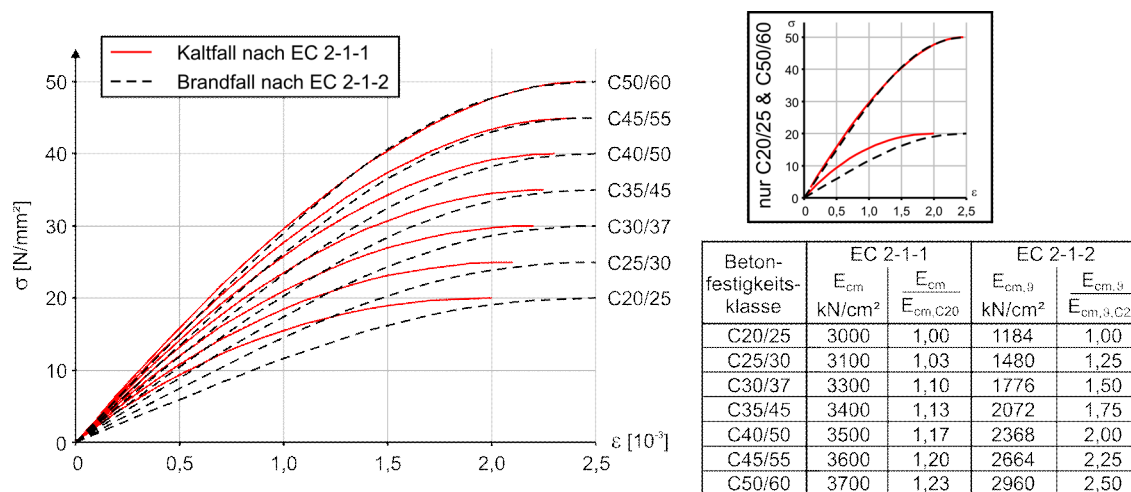


Abbildung 52: Vergleich der Spannungsdehnungslinien nach EC 2-1-1 und EC 2-1-2

In Voruntersuchungen ergab sich eine gute Übereinstimmung der numerisch bestimmten effektiven Biegesteifigkeit mit der Biegesteifigkeit des Ersatzquerschnittes nach Gleichung (76).

$$(EI)_{\text{Ersatz},\vartheta} = \varphi \cdot (E_{a,\vartheta} \cdot I_a + E_{S,\vartheta} \cdot I_S + 1,8 \cdot E_{c,\text{sek},\vartheta} \cdot I_c) \tag{76}$$

Der Beiwert  $\varphi$  ergibt sich in Abhängigkeit von der Beflammungsdauer  $t$  aus den Parameterstudien. Er ist für die jeweilige Untersuchungsserie in den folgenden Abbildungen angegeben. Die Auswertung und endgültige Festlegung erfolgt im Abschnitt 4.4.1.7.

#### 4.4.1.3 Einfluss des Außendurchmessers des Rohres

Der Durchmesser einer Hohlprofilverbundstütze oder allgemeiner gesagt der Quotient  $U/A$  von Umfang zu Fläche ist ein wichtiger Faktor bei der Beschreibung von Verbundstützen im Brandfall. Die Temperaturverteilung über den Querschnitt wird maßgeblich von diesem Verhältnis bestimmt. Eine vereinfachte Modellvorstellung für den Temperaturverlauf entlang des Durchmessers eines Stützenquerschnitts ist in Abbildung 53 dargestellt.

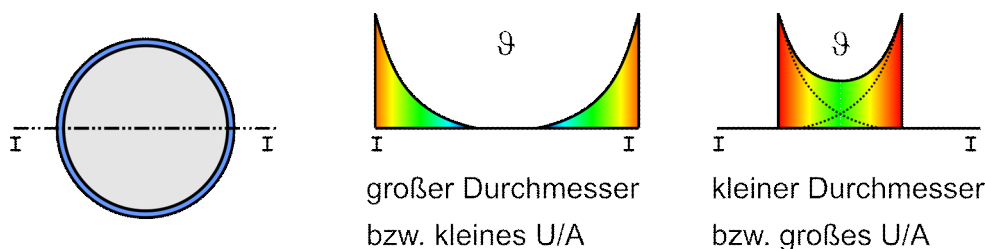


Abbildung 53: Modellvorstellung Temperaturverlauf

Vom Rand einer runden Verbundstütze wird die Wärme in den Querschnitt eingetragen, ebendort ist die Temperatur auch am größten. Aufgrund der spezifischen Wärmekapazität und der Wärmeleitfähigkeit des Querschnittes erfolgt die Erwärmung weiter innen liegender Querschnittsteile mit einer zeitlichen Verzögerung. Ist der Querschnitt sehr massig (großes  $U/A$ ), fällt die Temperatur vom Rand zum Mittelpunkt, ohne die Kernbereiche der Stütze in den betrachteten Zeiträumen

nennenswert zu erwärmen und damit ohne die Temperaturen auf der anderen Seite des Schwerpunkts zu beeinflussen. Bei nicht so massigen Querschnitten, wie im rechten Teil von Abbildung 53 dargestellt, überlagern sich die von beiden Rändern kommenden Temperaturverläufe und die Kerntemperatur des Querschnitts steigt deutlich an. Die Auswirkungen der hohen Temperaturen im Querschnitt auf die Tragfähigkeit in Abhängigkeit von der Stützenlänge verdeutlicht Abbildung 54. Während im linken Diagramm die Traglastkurven für Beflammungsdauern von 30, 60 und 90 Minuten für einen massigen Querschnitt dargestellt sind, zeigt das rechte Diagramm diese für einen nicht so massigen Querschnitt.

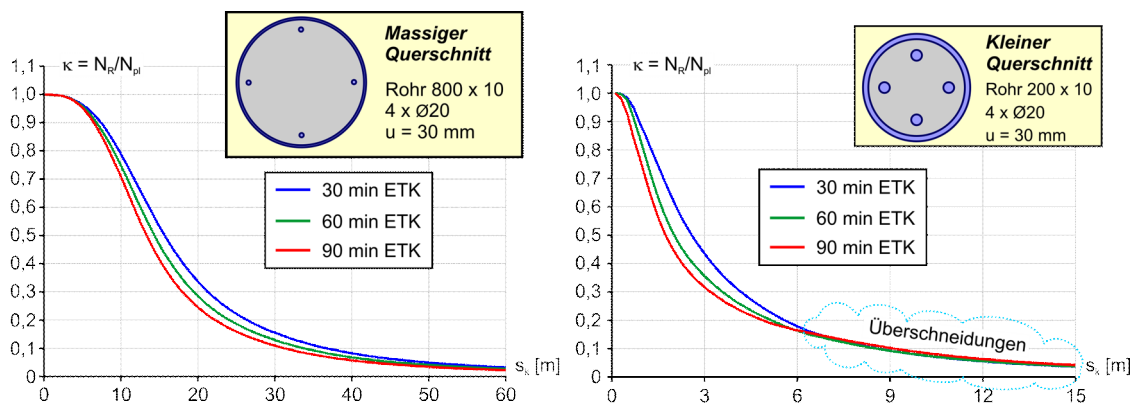


Abbildung 54: Entwicklung der Traglastkurven für verschiedene Temperaturfelder

Die Traglastkurven für die verschiedenen Beflammungsdauern für den massigen Querschnitt haben einen ähnlichen Verlauf, wohingegen die Traglastkurven des kleinen Querschnitts deutliche Unterschiede zueinander zeigen, besonders im Bereich zwischen  $N/N_{pl} = 1,0$  und  $N/N_{pl} = 0,2$ . Im Bereich  $N/N_{pl} < 0,2$  sind die Kurven annähernd deckungsgleich bzw. es kommt sogar zu Überschneidungen. Für die Zuordnung zu den Knickspannungslinien bedeutet dies, dass der massige Querschnitt für alle drei betrachteten Beflammungsdauern derselben Knickspannungslinien zuzuordnen ist. Der Querschnitt mit geringerem Durchmesser hingegen wird für jede Beflammungsdauer, also jedes Temperaturfeld, einer anderen Knickspannungslinie zugeordnet. Daraus lässt sich schlussfolgern:

***Die temperaturreduzierten Steifigkeiten sind die Eigenspannungen des Brandfalls.***

Dieser griffige Satz bedarf näherer Erläuterung. Die temperaturreduzierten Steifigkeiten haben für die Effekte der Theorie II. Ordnung im Brandfall einen ähnlichen Einfluss, wie die strukturellen Imperfektionen im Kaltfall.

Im Kaltfall sind die herstellungsbedingten Eigenspannungen eines Querschnitts neben der Querschnittsgeometrie der Haupteinflussfaktor bei der Zuordnung der Querschnitte zu den Knickspannungslinien, da diese, wie in Abschnitt 2.2 beschrieben, den Querschnitt effektiv weicher werden lassen. Diese Eigenspannungen resultieren aus inhomogenen Temperaturfeldern während und unmittelbar nach der Fertigung zum Beispiel durch Schweißen oder Abkühlprozesse beim Walzen. Man könnte sie auch als eingefrorene Temperaturdehnungen bezeichnen.

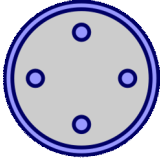
Im Brandfall bildet sich dieser Prozess wieder zurück, indem sich die eingefrorenen Temperaturdehnungen mit denen aus der Erwärmung überlagern. Verantwortlich für den schnellen Traglastabfall im Bereich sehr gedrungener Stützen für nicht massige Querschnitte ist der temperaturabhängi-



ge Steifigkeitsverlust der Werkstoffe. Je weicher der Querschnitt ist, desto größer sind die Verformungen aufgrund der Imperfektionen. Das wiederum führt zu einem viel stärkeren Einfluss der Theorie II. Ordnung. Bei ansonsten gleichen Randbedingungen hat also ein weicherer Querschnitt eine geringere Traglast als ein steiferer. Die Form der Traglastkurve und damit die Zuordnung zu den Knickspannungslinien ist im Brandfall maßgeblich von den Steifigkeiten des Querschnitts abhängig, die wiederum hauptsächlich von der Temperatur beeinflusst werden. Haupteinflussfaktor für die Temperaturen im Querschnitt ist, wie oben schon gesagt, der Profilmfaktor  $U/A_c$ , der also auch den größten Einfluss auf die Zuordnung zu den Knickspannungslinien im Brandfall besitzt.

Die Zuordnung zu den Knickspannungslinien wurde wie in Abschnitt 4.3 beschrieben vorgenommen. Für die Einordnung in die Knickspannungslinien ergab sich eine signifikante Abhängigkeit von dem Verhältnis  $U/A_c$ . Zur Vereinfachung wurde anstelle von  $U/A_c$  für die hier untersuchten kreisrunden Hohlprofile der Durchmesser  $D_c$  als Bezugswert gewählt. Die Ergebnisse sind in Tabelle 11 zusammengestellt.

Tabelle 11: Zuordnung zu den Knickspannungslinien für ausbetonierte Rohre

		R30	R60	R90
Ausbetonierte Rohre $D_c$ in [mm] 	$180 \leq D_c < 280$	d	$\alpha = 1,25$	$\alpha = 2,06$
	$280 \leq D_c < 380$	c	c	d
	$380 \leq D_c < 580$	b	b	b
	$580 \leq D_c$	a	a	a

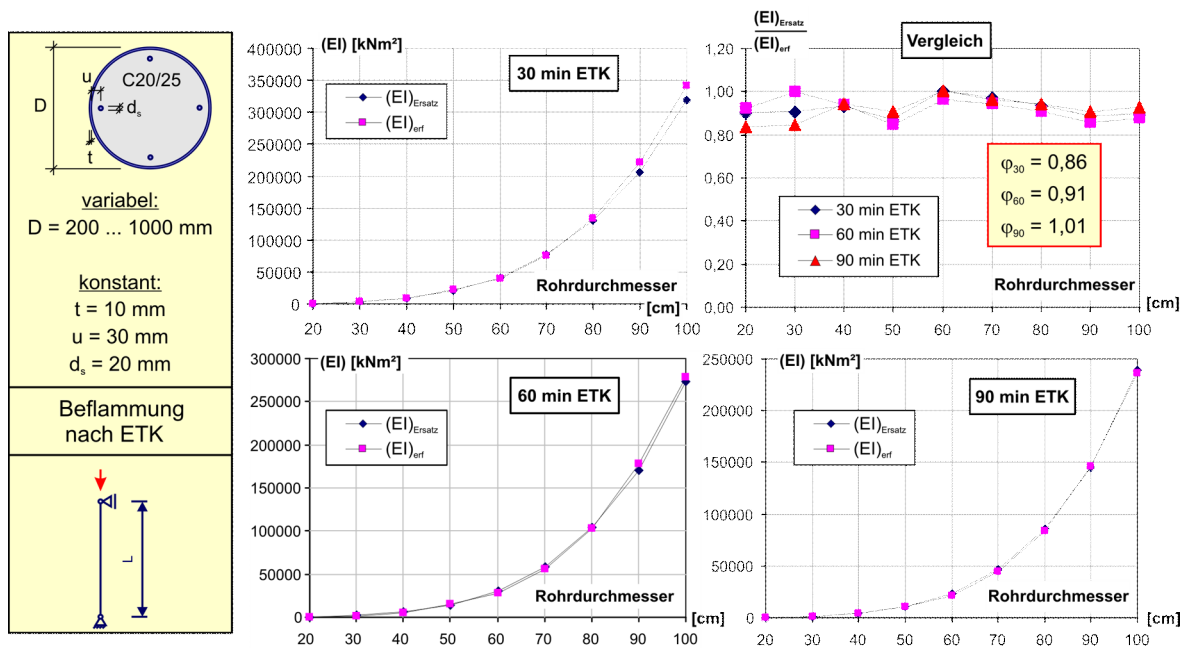


Abbildung 55: Vergleich Ersatzbiegesteifigkeit nach Gl. (76) mit erforderlicher Biegesteifigkeit

Wie in Abbildung 55 zu sehen, ergibt sich eine gute Übereinstimmung der Ersatzsteifigkeit mit der rückgerechneten effektiven Biegesteifigkeit.

#### 4.4.1.4 Einfluss der Bewehrung

Der Einfluss der Bewehrung auf die Genauigkeit der Ersatzbiegesteifigkeit  $(EI)_{Ersatz,9}$  wurde in mehreren Teilaspekten untersucht. Es wurde der Randabstand  $u$ , der Bewehrungsgrad, die Größe und die Anzahl der Bewehrungsstäbe im Querschnitt variiert.

Der Einfluss des Randabstandes wurde in vier verschiedenen Untersuchungsreihen untersucht, während jeweils die anderen Parameter innerhalb dieser Serien konstant blieben.

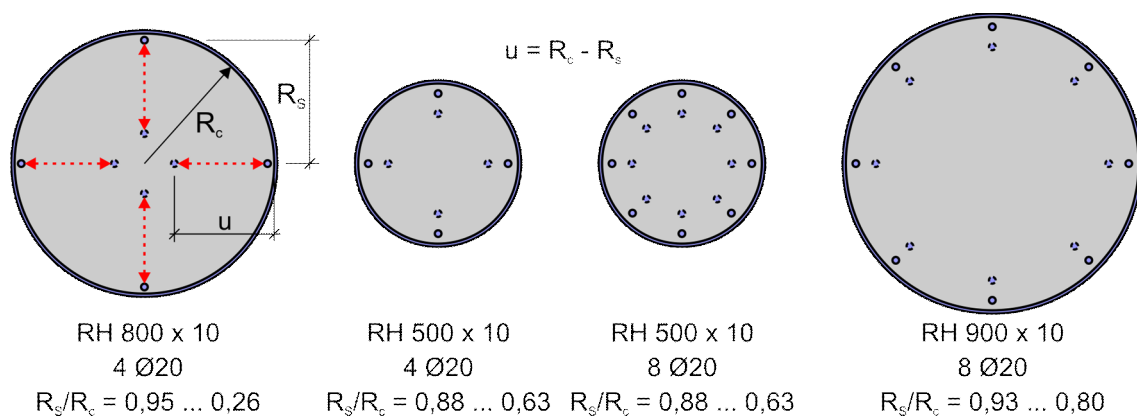


Abbildung 56: Untersuchungsreihen zum Einfluss des Bewehrungsabstandes

Die Ersatzsteifigkeit nach Gleichung (76) weicht von der erforderlichen Ersatzsteifigkeit, die aus der FE-Berechnung resultiert, pro Serie im Mittel um maximal 2,5% ab. Aufgrund dieser geringen Abweichung ist die Annahme berechtigt, dass die Lage der Bewehrung im Querschnitt keinen signifikanten Einfluss auf die Genauigkeit der Ersatzbiegesteifigkeit nach Gleichung (76) hat.

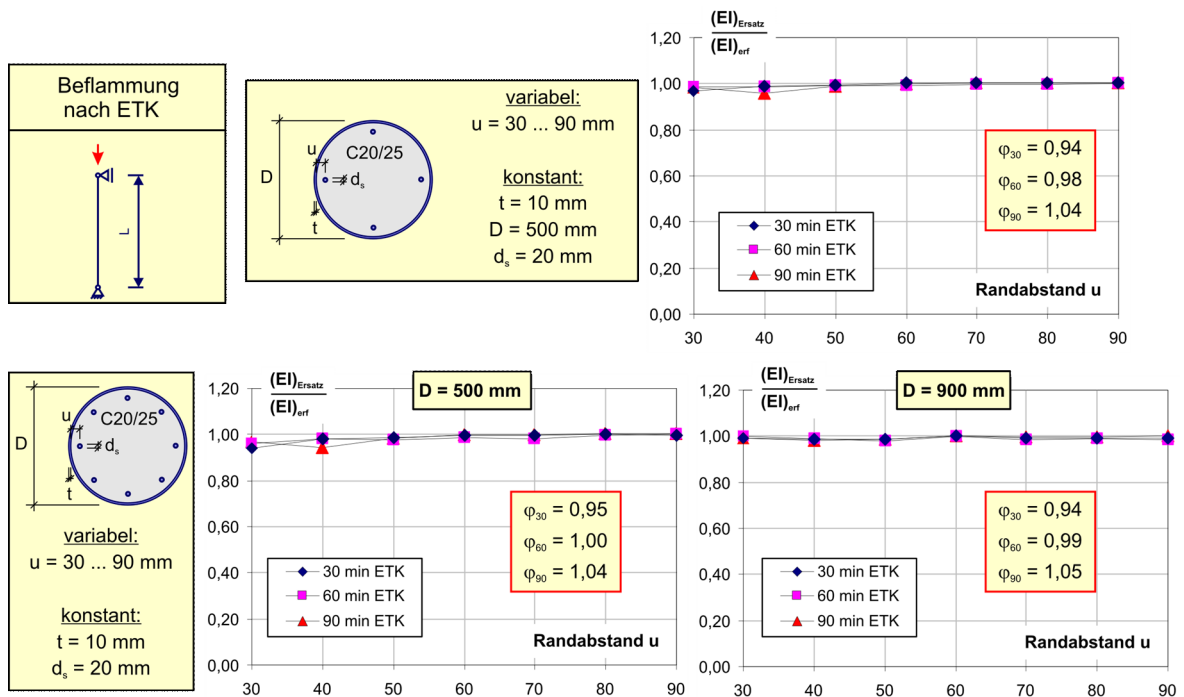


Abbildung 57: Vergleich Ersatzbiegesteifigkeit nach Gl. (76) mit erforderlicher Biegesteifigkeit für die Untersuchungsserien nach Abbildung 56

Zur Untersuchung des Einflusses der Stabdurchmesser der Bewehrung und der Stabanzahl wurden die in Abbildung 58 dargestellten Querschnitte betrachtet. Auch hier konnte kein signifikanter Einfluss auf die Genauigkeit der Ersatzbiegesteifigkeit  $(EI)_{Ersatz,9}$  gefunden werden.

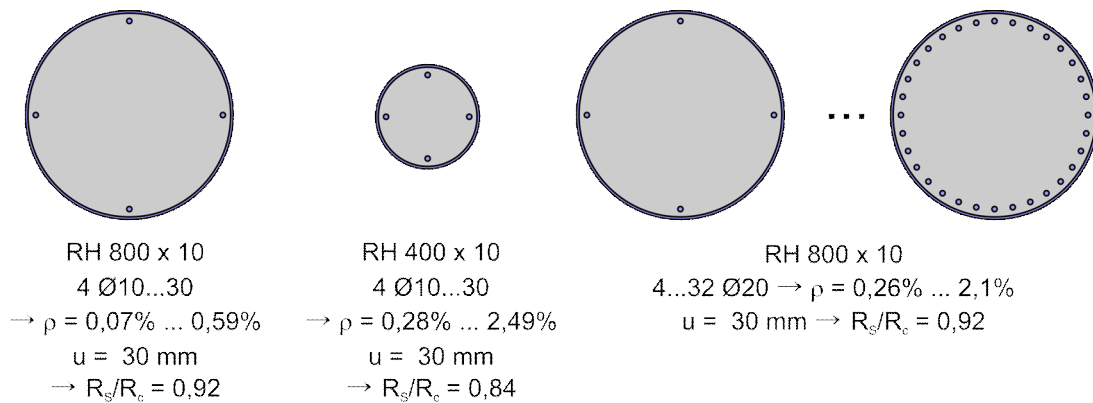


Abbildung 58: Untersuchungsserien zum Einfluss der Anzahl und des Durchmessers der Bewehrungsstäbe

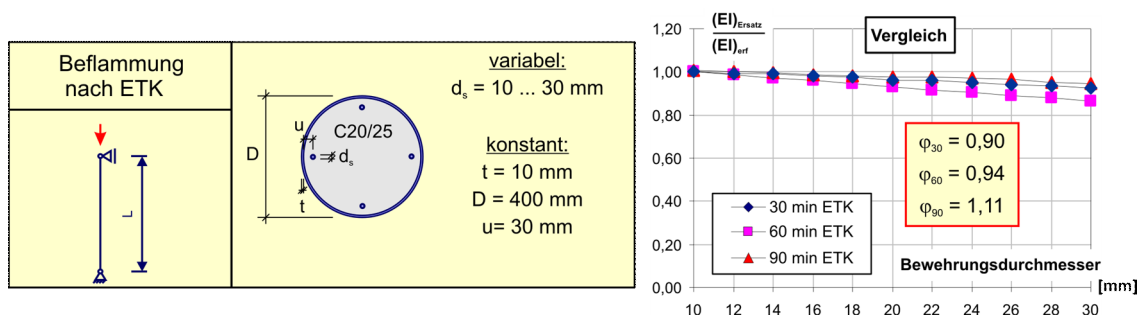


Abbildung 59: Vergleich Ersatzbiegesteifigkeit nach Gl. (76) mit erforderlicher Biegesteifigkeit für die Untersuchungsserien nach Abbildung 58

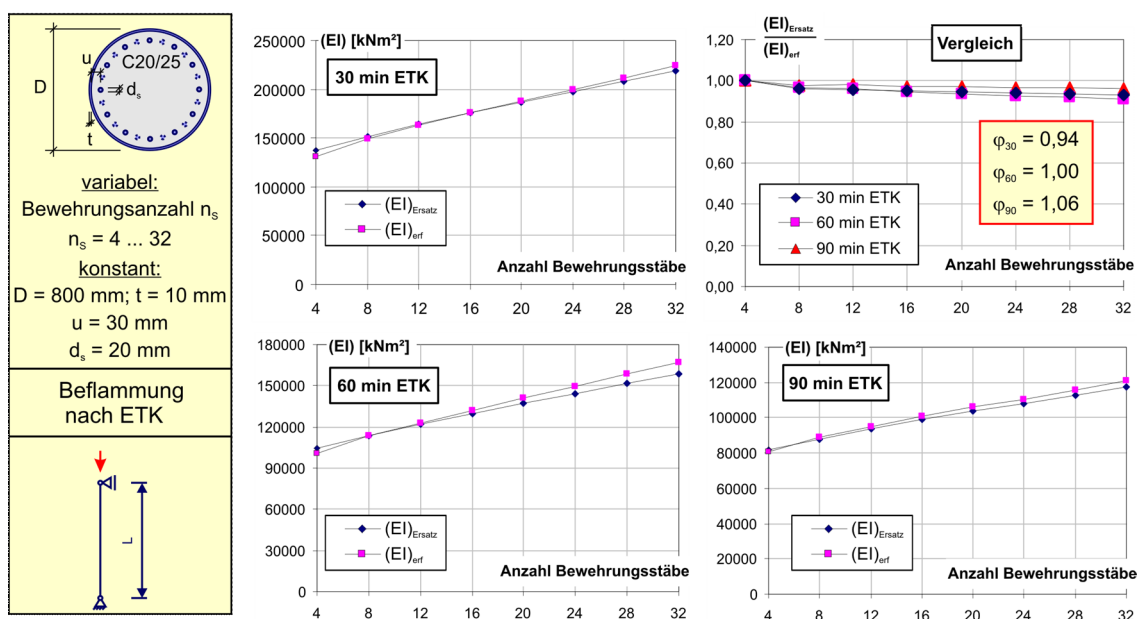


Abbildung 60: Vergleich Ersatzbiegesteifigkeit nach Gl. (76) mit erforderlicher Biegesteifigkeit für die Untersuchungsserien nach Abbildung 58

Zusammenfassend kann man sagen, dass die Bewehrung mit Gleichung (76) ausreichend genau in der Ersatzbiegesteifigkeit für ein Handrechenverfahren erfasst wird.

#### 4.4.1.5 Einfluss der Betondruckfestigkeit

Die Betondruckfestigkeit hat keinen signifikanten Einfluss auf die Genauigkeit der Ersatzbiegesteifigkeit  $(EI)_{Ersatz,9}$  nach Gleichung (76). Wie in Abbildung 61 zu sehen ist, nimmt die Vorhersagegenauigkeit zwar mit zunehmender Betondruckfestigkeit ab, jedoch liegen die Abweichungen auf der sicheren Seite. Zur Verdeutlichung der sicheren Seite sind die Auswirkungen im Flussdiagramm in Abbildung 62 dargestellt.

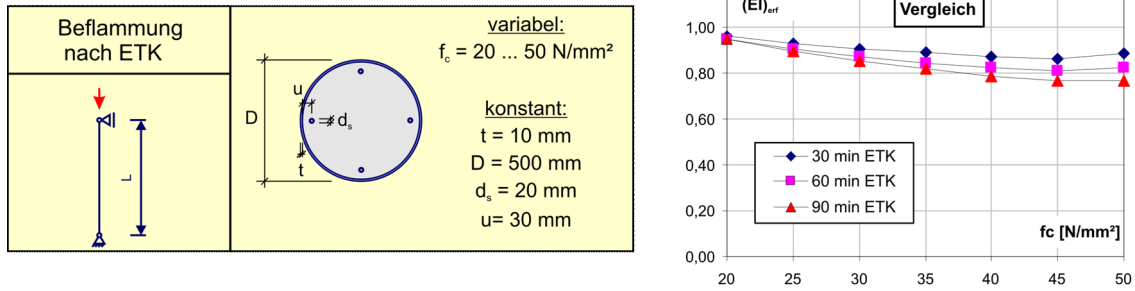


Abbildung 61: Vergleich Ersatzbiegesteifigkeit nach Gl. (76) mit erforderlicher Biegesteifigkeit für verschiedene Betondruckfestigkeiten

Wenn  $(EI)_{Ersatz}$  der Handrechnung kleiner ist als  $(EI)_{erf}$  aus der numerischen Berechnung, ergibt sich auch eine kleinere Tragfähigkeit  $N_{Rd,Ersatz}$  aus der Handrechnung, da ein kleineres  $(EI)_{Ersatz}$  zu einem kleineren  $N_{Ki,Ersatz}$  führt, aus dem wiederum ein größerer bezogener Schlankheitsgrad  $\bar{\lambda}_{Ersatz}$  und somit ein kleinerer Abminderungsfaktor  $\kappa$  für die plastische Normalkrafttragfähigkeit des Querschnitts resultiert. Die ungünstigsten Werte nach Gleichung (76) ergeben sich für die Betondruckfestigkeitsklasse C20/25.

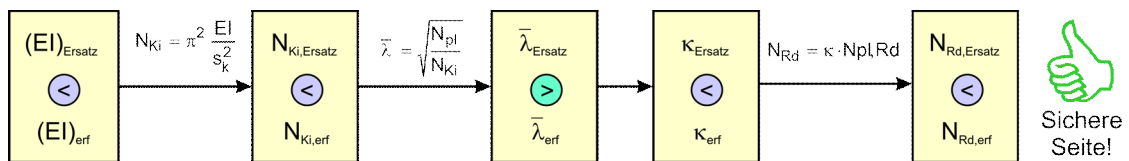


Abbildung 62: Sichere Seite der Ersatzbiegesteifigkeit

Abbildung 63 zeigt die Genauigkeit der Handrechnung für Beton C50/60 bei ansonsten gleichen Parametern wie für die Untersuchung, die in Abbildung 55 dargestellt ist. Hier ist zu erkennen, dass die Betondruckfestigkeit keinen Einfluss auf die Vorhersagegenauigkeit von Gleichung (76) innerhalb derselben Betonfestigkeitsklasse hat.

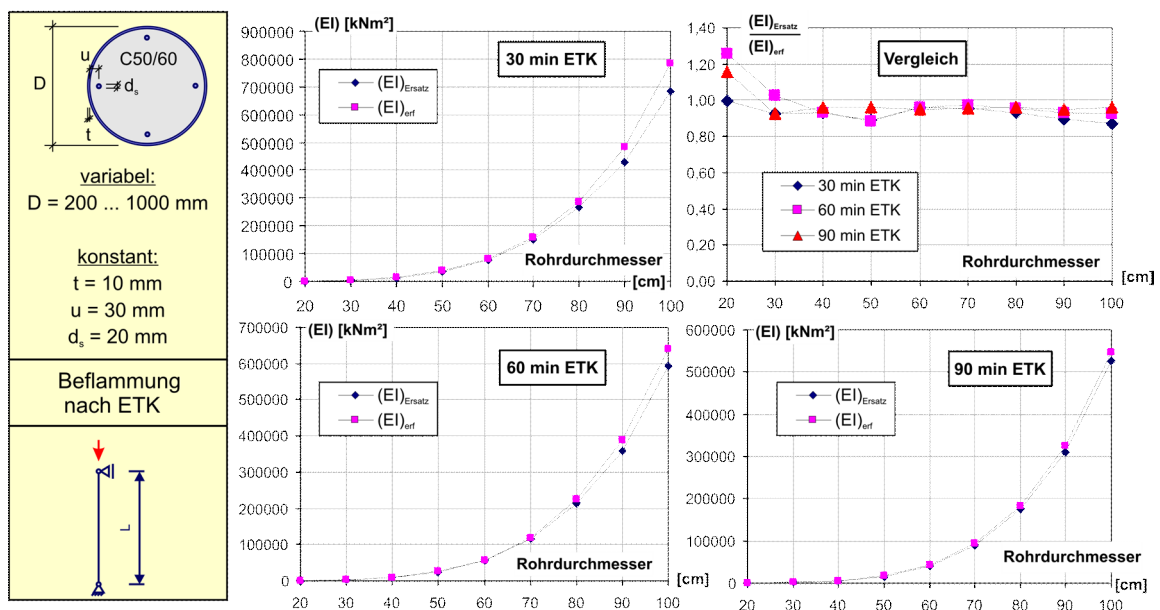


Abbildung 63: Vergleich Ersatzbiegesteifigkeit nach Gl. (76) mit erforderlicher Biegesteifigkeit

#### 4.4.1.6 Einfluss der Wanddicke des Rohres

Die Wanddicke des Außenrohres wird in einem Bereich zwischen 3 und 10 mm variiert. Die Ergebnisse, die in Abbildung 64 zusammengestellt sind, zeigen eine nicht so gute Übereinstimmung mit der Handrechnung nach Gleichung (76). Um das Handrechenverfahren einfach zu halten, wird es wie im Falle der Betondruckfestigkeit am ungünstigsten Fall kalibriert.

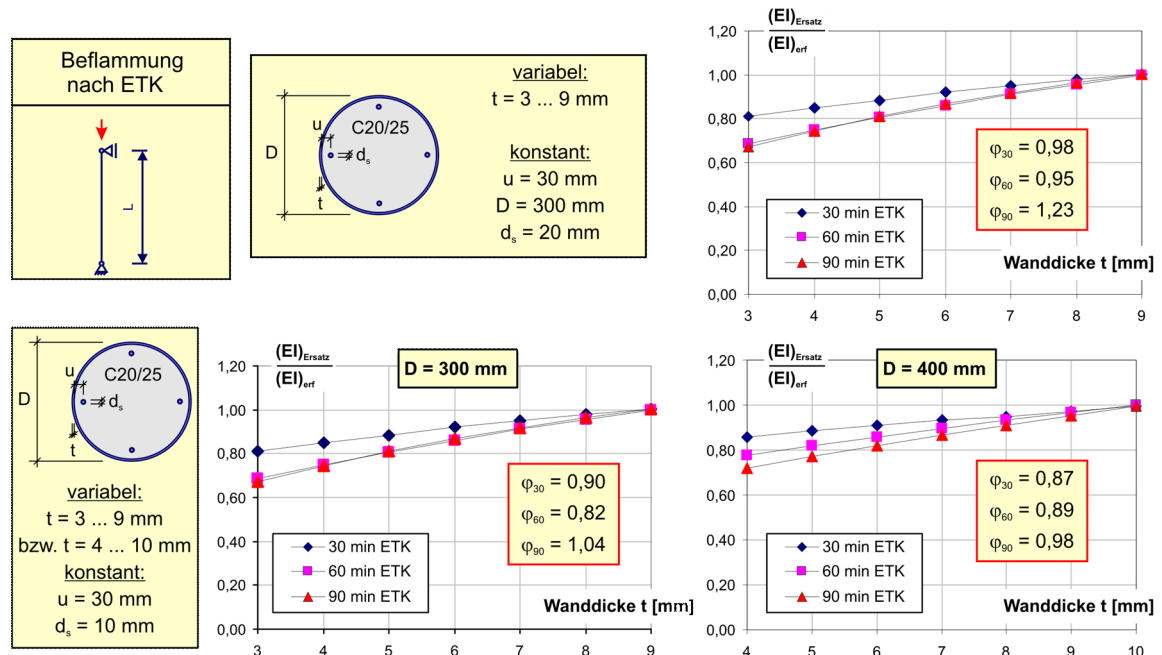


Abbildung 64: Vergleich Ersatzbiegesteifigkeit nach Gl. (76) mit erforderlicher Biegesteifigkeit für Untersuchungsserien mit variabler Wanddicke

Betrachtet man die Ergebnisse genauer, zeigt sich, dass der Einfluss des Außenrohres in Gleichung (76) überschätzt wird. Eine bessere Anpassung an die FE-Berechnung erreicht man, indem jeweils für die Teilbiegesteifigkeit des Stahls und im Zusammenhang damit auch für die des Betons noch Vorfaktoren  $\varphi_{a,9}$  und  $\varphi_{c,9}$  eingeführt werden.

#### 4.4.1.7 Zusammenfassung ausbetonierte kreisrunde Hohlprofile

Werden die Querschnitte den in Tabelle 11 gegebenen Knickspannungslinien zugeordnet, ergeben sich unter der Voraussetzung, dass die Handrechnung nach Gleichung (76) im Vergleich zu allen durchgeführten Untersuchungsserien auf der sicheren Seite liegende Ersatzbiegesteifigkeiten liefert, die in Tabelle 12 zusammengestellten Beiwerte:

Tabelle 12: Globaler Beflammungsdauerbeiwert  $\varphi$

t [min]	30	60	90
$\varphi$	0,85	0,85	0,9

Ansätze zur genaueren Bestimmung wurden bei den jeweils erkannten Abweichungen beschrieben, werden aber im Rahmen dieser Arbeit nicht weiterverfolgt, um die Handrechnung so einfach wie möglich zu halten.

#### 4.4.2 Ausbetonierte Hohlprofile mit I-förmigen Einstellprofil

Verbundstützen aus ausbetonierten kreisrunden Hohlprofilen mit Einstellprofilen können ohne eine zusätzliche Bewehrung des Betons ausgeführt werden. Das Einstellprofil ist in der Regel zentrisch im Hohlprofil angeordnet, da dort die geringsten Temperaturen herrschen. Durch das eingestellte I-Profil ist im Gegensatz zu den in Abschnitt 4.4.1 besprochenen Querschnitten keine Rotations-symmetrie mehr vorhanden, allerdings sind die Querschnitte in der Regel doppelsymmetrisch. Ausbetonierte Hohlprofilquerschnitte mit I-förmigem Einstellprofil besitzen somit nur zwei Hauptachsen, die in die starke und die schwache Achse unterschieden werden (vgl. Abbildung 65). Hierbei gilt:

$$I_{\text{starke Achse}} > I_{\text{schwache Achse}} \quad (77)$$

Das bedeutet, dass eine zentrisch gedrückte Stütze mit allseitiger Brandbeanspruchung und gleicher Lagerung in beide Hauptachsenrichtungen immer auf Biegung um die schwache Achse ausweicht.

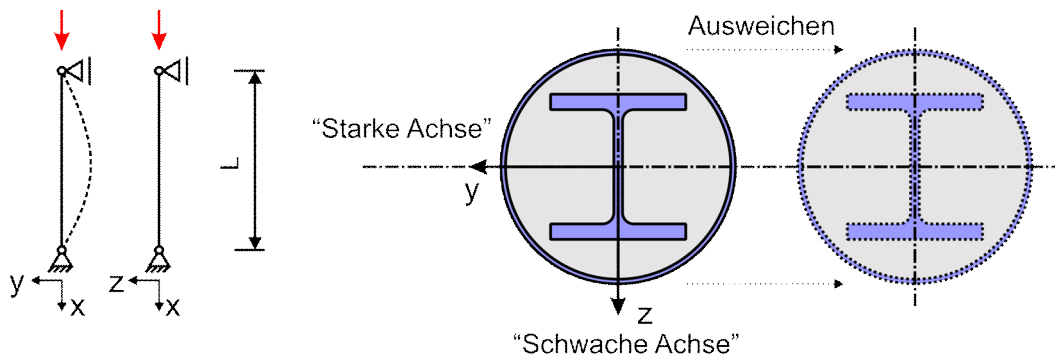


Abbildung 65: Definition schwache Achse – starke Achse

Die Unterscheidung zwischen starker und schwacher Achse wird also dadurch getroffen, um welche Achse der Querschnitt beim Ausweichen ein Biegemoment erhält, siehe Abbildung 65. Das Ausweichen um die schwache Achse findet also in Richtung der starken Achse statt!

Folgende Parameter werden untersucht:

- Außendurchmesser des Rohres
- Wanddicke des Rohres
- Abmessungen des Walzprofils
- Abstand  $u$  zwischen Einstellprofil und Rohr nach Abbildung 66
- Ausweichen um die starke / schwache Querschnittsachse
- Betondruckfestigkeit
- Streckgrenze des Stahls des Einstellprofils

Die Temperaturen im äußeren Stahlrohr und im Beton entwickeln sich über die Beflammungsdauer im Prinzip wie bei dem zuvor beschriebenen Querschnittstyp „Ausbetoniertes kreisrundes Hohlprofil“. Das eingestellte I-Profil wird für das vereinfachte Handrechenverfahren als Blechquerschnitt bestehend aus drei Blechen (zwei Gurtblechen und einem Stegblech) idealisiert, die Ausrundungen



des Walzprofils werden komplett vernachlässigt. Ebenso werden die Temperaturen in den Gurtblechen und im Stegblech als konstant angesehen. Den maßgeblichsten Einfluss auf die Temperatur in den Gurten des Einstellprofils hat der minimale Randabstand  $c$  zur Rohrkantenkante. Er kann mit Gleichung (78) berechnet werden. In der Regel unterschreitet dieser Abstand 30 mm nicht, da sich sonst der Beton beim Betonieren nicht gleichmäßig im Rohr verteilen kann. Im Rahmen dieser Arbeit werden allerdings zur Überprüfung der Verfahrensgrenzen Abstände zwischen Einstellprofil und Rohr ab ca. 5 mm betrachtet.

$$c = R_{\text{außen}} - t_{\text{Rohr}} - \sqrt{\left(\frac{h_{\text{I-Pr ofil}}}{2}\right)^2 + \left(\frac{b_{\text{I-Pr ofil}}}{2}\right)^2} \quad (78)$$

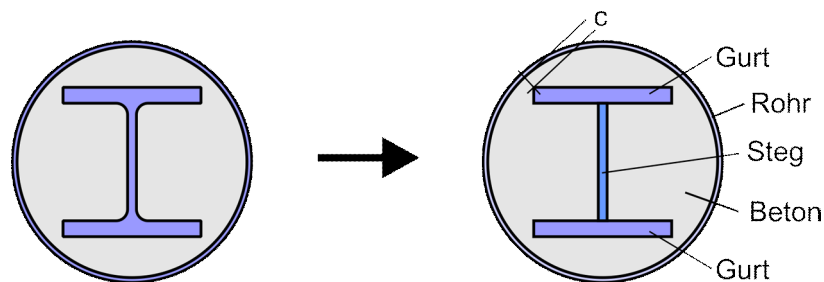


Abbildung 66: Vereinfachung des Querschnitts für die Handrechnung

Die nachfolgenden Untersuchungen beschränken sich auf Walzprofile als Einstellprofile. Für deren Einfluss wurden über 100 Querschnitte mit Einstellprofilen der Reihen HEA, HEB und HEM untersucht. Die Nennprofilhöhen reichen von 100 bis 600 mm. Die Eigenspannungen der Walzprofile werden nach Tabelle 5 angenommen. Eine zusätzliche Längsbewehrung wird nicht berücksichtigt.

Analog zu den ausbetonierten Hohlprofilen aus Abschnitt 4.4.1 ist der zentrale Parameter von ausbetonierten Hohlprofilen mit Einstellprofil der Außendurchmesser des Rohres. Im Gegensatz zum Querschnitt ohne Einstellprofil ist durch die relativ große Querschnittsfläche des Einstellprofils ein nennenswerter Unterschied zwischen Betonbrutto- und Betonnettofläche festzustellen. Ebenfalls gelten die für die ausbetonierten Hohlprofile bestimmten Grenzen des  $D/t$ -Verhältnisses von  $25 \leq D/t \leq 90$  und eine maximale Wanddicke von 10 mm. Das Außenrohr besteht aus Stahl der Güte S235.

Die Ersatzbiegesteifigkeit wird in Anlehnung an Abschnitt 4.4.1 wie folgt definiert:

$$(EI)_{\text{Ersatz},\vartheta} = \varphi \cdot (E_{a,\text{Rohr},\vartheta} \cdot I_{a,\text{Rohr}} + E_{a,\text{Gurt},\vartheta} \cdot I_{a,\text{Gurte}} + E_{a,\text{Steg},\vartheta} \cdot I_{a,\text{Steg}} + 1,8 \cdot E_{c,\text{sek},\vartheta} \cdot I_c) \quad (79)$$

Der Ausdruck  $I_{a,\text{Gurte}}$  in Gl. (79) bedeutet, dass es sich um das Flächenträgheitsmoment beider Gurte handelt. Dieses wird genauer spezifiziert, wenn das Ausweichen um die jeweiligen Hauptachsen untersucht wird.

#### 4.4.2.1 Ausweichen um die schwache Achse

Für Biegung um die schwache Achse ergibt sich aus Gleichung (79) die folgende Gleichung (80). Eine Reduzierung der Flächen findet nicht statt, alle Flächenmomente werden mit den geometrischen Netto-Abmessungen des Querschnitts ermittelt.



$$(EI)_{\text{Ersatz},z,\vartheta} = \varphi \cdot (E_{a,\text{Rohr},\vartheta} \cdot I_{a,\text{Rohr}} + E_{a,\text{Gurt},\vartheta} \cdot 2 \cdot I_{a,\text{Gurt},z} + E_{a,\text{Steg},\vartheta} \cdot I_{a,\text{Steg},z} + 1,8 \cdot E_{c,\text{sek},\vartheta} \cdot I_{c,z}) \quad (80)$$

#### 4.4.2.1.1 Einfluss der Wanddicke des Rohres

Wie beim zuvor behandelten Querschnittstyp „ausbetoniertes kreisrundes Hohlprofil“ ergibt sich auch für den Querschnittstyp „ausbetonierte kreisrunde Hohlprofile mit I-förmigem Einstellprofil“ ein deutlicher Einfluss der Wanddicke auf die Ersatzbiegesteifigkeit  $(EI)_{\text{Ersatz},z,\vartheta}$ . Wie zuvor bleibt dieser Einfluss unberücksichtigt und der Temperaturbeiwert  $\varphi$  in Gleichung (80) wird auf der sicheren Seite mit der oberen Grenze der untersuchten Wanddicke von 10 mm bestimmt.

#### 4.4.2.1.2 Einfluss der Betondruckfestigkeit

Zur Betrachtung des Einflusses der Betondruckfestigkeit wurden die in Abbildung 67 dargestellten Querschnitte zugrunde gelegt. Es handelt sich um Rohre 500 x 10 mit Einstellprofilen HEA 200 bis HEA 340, HEB 200 bis HEB 340 und HEM 200 bis HEM 300. Betrachtet wurden diese Querschnitte mit den nach EC 4-1-1, Abschnitt 6.7.1 (2) für das vereinfachte Bemessungsverfahren zugelassenen Normalbetonen der Festigkeitsklassen von C20/25 bis C50/60.

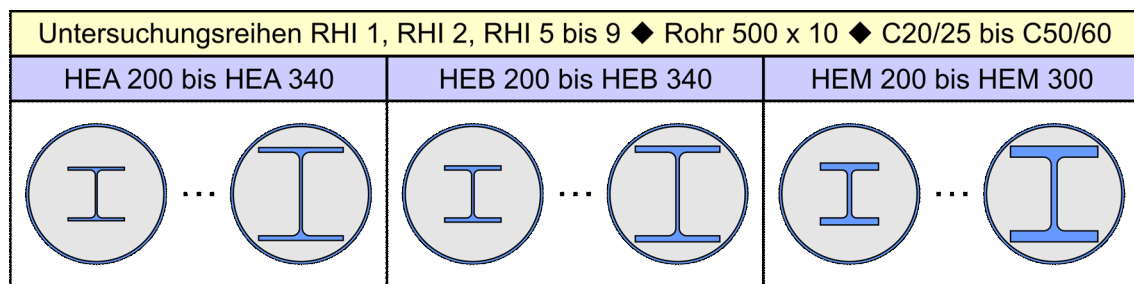


Abbildung 67: Betrachtete Querschnitte zum Einfluss der Betondruckfestigkeitsklasse

Für den Stützenquerschnitt RH500HEB280 sind in Abbildung 68 die Traglastkurven für die Brandflammdauern 30, 60 und 90 Minuten für Beton der Festigkeitsklasse C20/25 und C50/60 dargestellt. Wie zu sehen ist, unterscheiden sich die Traglastkurven nur unwesentlich. Die Werte für die höhere Betonfestigkeitsklasse C50/60 liegen geringfügig oberhalb von denen für C20/25.

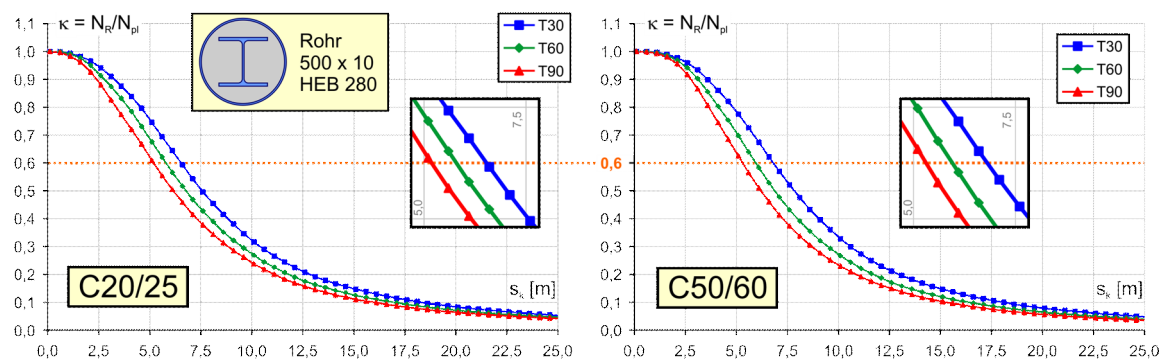


Abbildung 68: Vergleich der Traglastkurven für den Querschnitt RH500HEB280 für unterschiedliche Betonfestigkeitsklassen

Die Ähnlichkeit in den Traglastkurven spiegelt sich auch in den erforderlichen Biegesteifigkeiten in Abbildung 69 wieder, da dort die Kurven für die jeweiligen Betonfestigkeitsklassen parallel verlaufen. Die relative Änderung der erforderlichen Biegesteifigkeit durch verschiedene Einstellprofile ist also unabhängig von der verwendeten Betonfestigkeitsklasse.

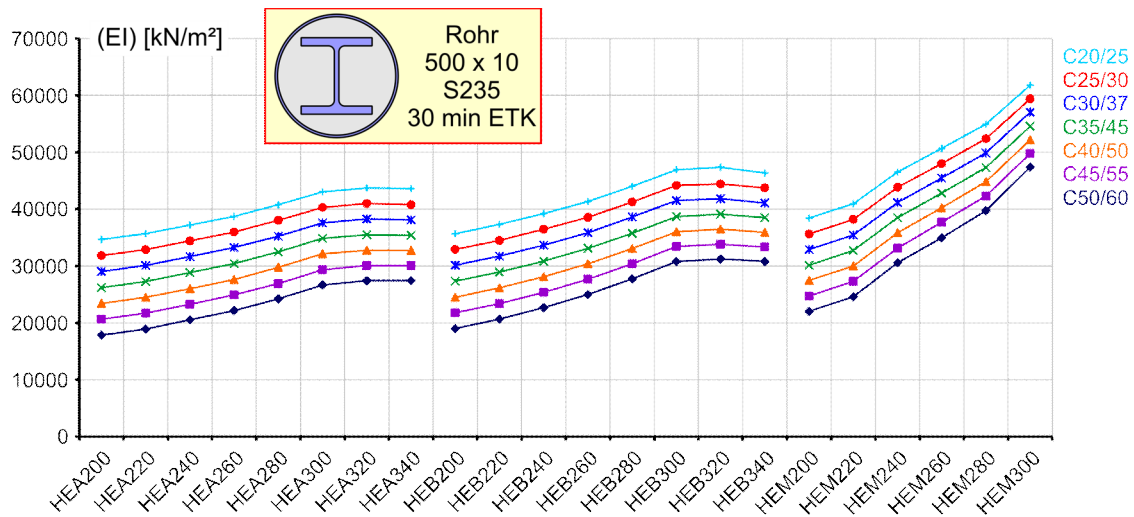


Abbildung 69: Einfluss der Betondruckfestigkeit auf die erforderliche Biegesteifigkeit

Die Beflammungsdauerbeiwerte  $\varphi$  für Gleichung (80) ergeben sich aus dem Vergleich der Ersatzbiegesteifigkeit mit den numerisch bestimmten Werten. Für die Variation der Betonfestigkeitsklasse sind sie in Tabelle 13 zusammengestellt.

Tabelle 13: Beflammungsdauerbeiwerte  $\varphi$

		Beflammungsdauer t [min]		
		30	60	90
Betonfestigkeitsklasse	C20/25	1,01	1,00	1,05
	C25/30	1,04	1,02	1,09
	C30/37	1,06	1,05	1,11
	C35/45	1,07	1,07	1,13
	C40/50	1,08	1,09	1,17
	C45/55	1,10	1,11	1,19
	C50/60	1,11	1,12	1,21

In Abbildung 70 sind die Verhältnisse  $(EI)_{\text{Ersatz,z,9}} / (EI)_{\text{erf}}$  für drei ausgewählte Einstellprofile bei gleichbleibenden Abmessungen des Rohres über die Variation der Betonfestigkeitsklasse dargestellt. Die Werte für  $(EI)_{\text{Ersatz,z,9}}$  sind dabei mit den Beflammungsdauerbeiwerten aus Tabelle 18 berechnet. Die Verläufe zeigen eine lineare Abhängigkeit von der Betonfestigkeitsklasse. Es kann festgestellt werden, dass Gleichung (80) mit dem Summanden  $1,8 \cdot E_{c,\text{sek},9} \cdot I_{c,\text{netto}}$  für die untersuchten Betonfestigkeitsklassen C20/25 bis C50/60 eine gute Näherungsgleichung zur Bestimmung der Ersatzbiegesteifigkeit darstellt. Entweder kann der Beflammungsdauerbeiwert mit einem Faktor  $k_{\varphi,c}$  nach Gleichung (81) und Tabelle 14 in Abhängigkeit von der Betonfestigkeitsklasse beaufschlagt werden, oder er kann konstant nach Tabelle 18 angenommen und der Einfluss der Betonfes-

tigkeitsklasse zu Gunsten einer Vereinfachung für die Handrechnung vernachlässigt werden. Da die Ersatzbiegesteifigkeit nach Gleichung (80) auf der sicheren Seite liegen sollte, wird dann der Beflammungsdauerbeiwert  $\phi$  für die niedrigste Betonfestigkeitsklasse C20/25 zugrunde gelegt.

$$k_{\phi,c} = a_{c,1} \cdot \frac{f_c}{f_{c,nom}} + a_{c,2} \quad \text{mit } f_{c,nom} = 10 \text{ N/mm}^2 \quad (81)$$

Tabelle 14: Beiwerte zur Bestimmung von  $k_{\phi,c}$  nach Gleichung (81)

Feuerwiderstandsklasse	R 30	R 60	R 90
$a_{c,1}$	0,031	0,041	0,053
$a_{c,2}$	0,96	0,92	0,95

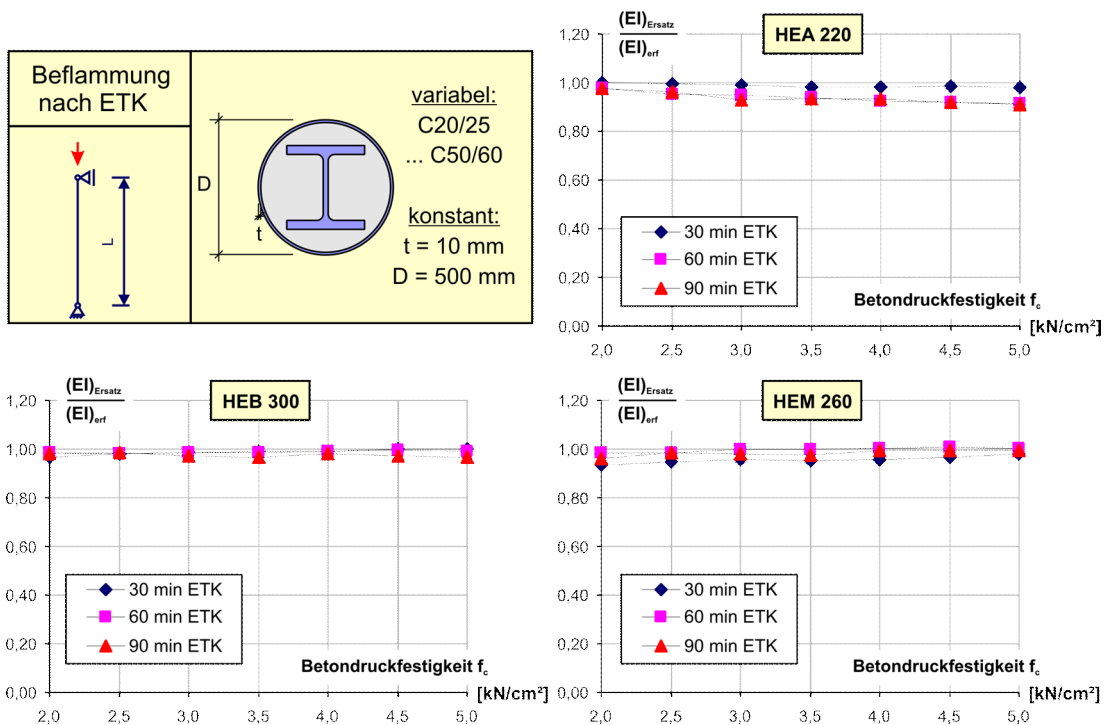


Abbildung 70: Vergleich Ersatzbiegesteifigkeit nach Gl. (80) mit erforderlicher Biegesteifigkeit für Untersuchungsserien mit variabler Betonfestigkeitsklasse

#### 4.4.2.1.3 Einfluss des Einstellprofils

Die Größe des Einstellprofils hat keinen direkten Einfluss auf die Genauigkeit der Näherungsgleichung (80) für die Ersatzbiegesteifigkeit. Dadurch, dass bei einem zentrisch angeordneten Einstellprofil der Randabstand  $c$  durch die Höhe und Breite des Profils festgelegt ist, ist indirekt sehr wohl ein Einfluss vorhanden, der in Abschnitt 4.4.2.1.4 beschrieben wird.

Zur Verdeutlichung des geringen Einflusses sind in Tabelle 15 für viele Untersuchungsreihen die Variationskoeffizienten des Verhältnisses von  $(EI)_{Ersatz}/(EI)_{erf}$  zusammengestellt. Nähere Informationen über die einzelnen Untersuchungsreihen können dem Anhang entnommen werden.

Tabelle 15: Variationskoeffizienten  $V_x$  über die Variation der Einstellprofile für verschiedene Untersuchungsreihen

Untersuchungsreihe	Rohr (D x t) [mm]	Betonfestigkeitsklasse	$V_x ((EI)_{\text{Ersatz}}/(EI)_{\text{erf}})$ in % für t =		
			30 min	60 min	90 min
RHI 1	500 x 10	C20/25	3,4	2,1	1,3
RHI 2	500 x 10	C50/60	1,6	2,8	2,9
RHI 5	500 x 10	C25/30	2,9	2,1	1,4
RHI 6	500 x 10	C30/37	2,6	2,2	1,8
RHI 7	500 x 10	C35/45	2,4	2,4	2,2
RHI 8	500 x 10	C40/50	2,1	2,7	2,6
RHI 9	500 x 10	C45/55	1,9	3,0	2,7
RHI 10	400 x 8	C20/25	2,7	2,7	2,1
RHI 11	800 x 10	C20/25	0,6	1,1	1,8
RHI 20	200 x 5	C20/25	4,7	6,1	8,1
	250 x 5	C20/25	4,7	3,8	5,6
RHI 26	300 x 6	C20/25	3,7	3,5	3,6
RHI 30	600 x 10	C20/25	1,6	2,0	1,4

#### 4.4.2.1.4 Einfluss des Abstandes zwischen Einstellprofil und Außenrohr

Als Abstand  $c$  zwischen Einstellprofil und Außenrohr gilt der minimale Abstand, also zwischen den äußersten Enden der Flansche und der Innenkante des Außenrohres (vgl. Abbildung 66). Je kleiner dieser Abstand  $c$  ist, desto höher ist die Temperatur in den Flanschen. Dies führt dazu, dass die effektive Biegesteifigkeit nach Auswertung der Traglastkurven aus TVBST ab einer bestimmten Größe des Einstellprofils nicht mehr bzw. nur noch geringfügig zunimmt. Für die in Abbildung 67 beschriebene Untersuchungsreihe RHI1 sind die erforderlichen Biegesteifigkeiten in Abbildung 71 dargestellt. Die Profile, für die die effektive Biegesteifigkeit stagniert, sind grün hervorgehoben. Bei langen Beflammungsdauern von 60 oder 90 Minuten kann es sogar zu einer Abnahme der effektiven Biegesteifigkeit kommen, obwohl stärkere Einstellprofile verwendet werden, da die stärkeren Einstellprofile in der Regel einen geringeren Randabstand  $c$  und höhere Temperaturen im Einstellprofil bedingen.

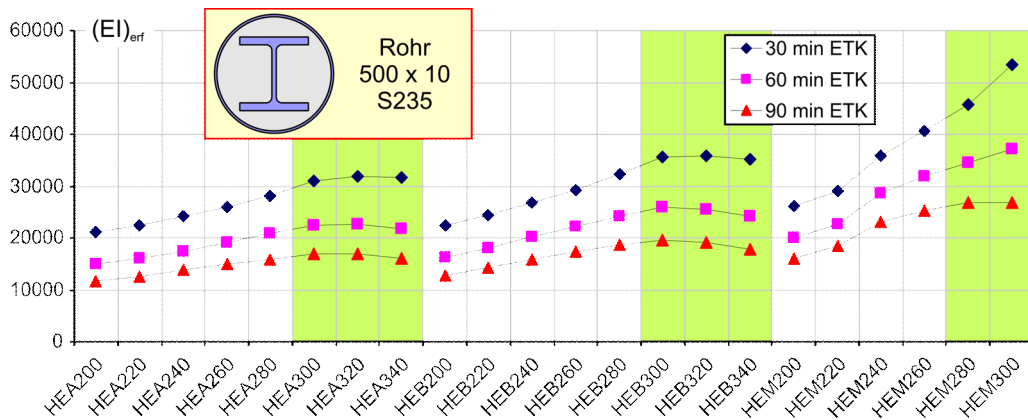


Abbildung 71: Erforderliche Biegesteifigkeit

Dieser Effekt kann in der Handrechnung abgebildet werden, indem der E-Modul der Gurtbleche  $E_{a,Gurt,9}$  abgemindert wird, wenn der Randabstand  $c$  einen Grenzwert  $c_{grenz}$  unterschreitet. Aus der Modellüberlegung, dass aufgrund der guten Wärmeleitung des Stahls Gurtblech und Außenrohr dieselbe Temperatur haben, wenn sie sich berührten, wurde abgeleitet, dass der reduzierte E-Modul des Gurtes  $E_{a,Gurt,9,red}$  durch Interpolation zwischen  $E_{a,Rohr,9}$  und  $E_{a,Gurt,9}$  in Abhängigkeit von  $c$  bzw.  $c/c_{grenz}$  ermittelt werden sollte. Da der Temperaturgradient im Randbereich nichtlinear ist, wurde eine quadratische Interpolation gewählt. Durch Vergleich mit den Berechnungen wurde die Interpolationsvorschrift nach Gleichung (82) hergeleitet (vgl. Abbildung 72).

$$E_{a,Gurt,9,red} = E_{a,Gurt,9} - \frac{E_{a,Gurt,9} - E_{a,Rohr,9}}{2} \cdot \left(1 - \frac{c}{c_{grenz}}\right)^2 \quad (82)$$

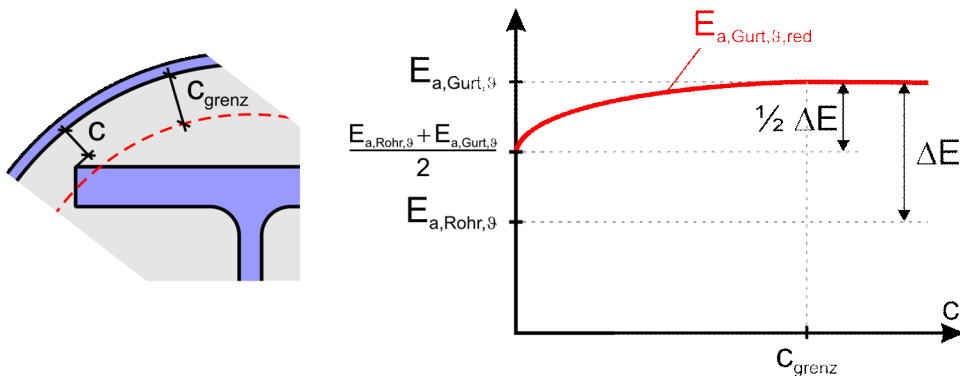


Abbildung 72: Interpolation des reduzierten E-Moduls der Gurtbleche

Der Grenzrandabstand  $c_{grenz}$ , ab dem der E-Modul der Gurte reduziert werden muss, ist abhängig von dem Temperaturfeld und damit von der Beflammungsdauer. Er ist in Tabelle 16 für die betrachteten Beflammungsdauern zusammengestellt.

Tabelle 16: Grenzrandabstand  $c_{\text{grenz}}$

t [min]	30	60	90
$c_{\text{grenz}}$ [mm]	40	60	125

Die Auswirkungen der Interpolation sind in Abbildung 73 dargestellt. Hier ist deutlich zu erkennen, wie die Ergebnisse der Handrechnung  $(EI)_{\text{Ersatz}}$  durch die Reduzierung von  $E_{a,\text{Gurt},9}$  die effektiven Steifigkeiten aus den FE-Untersuchungen besser beschreiben.

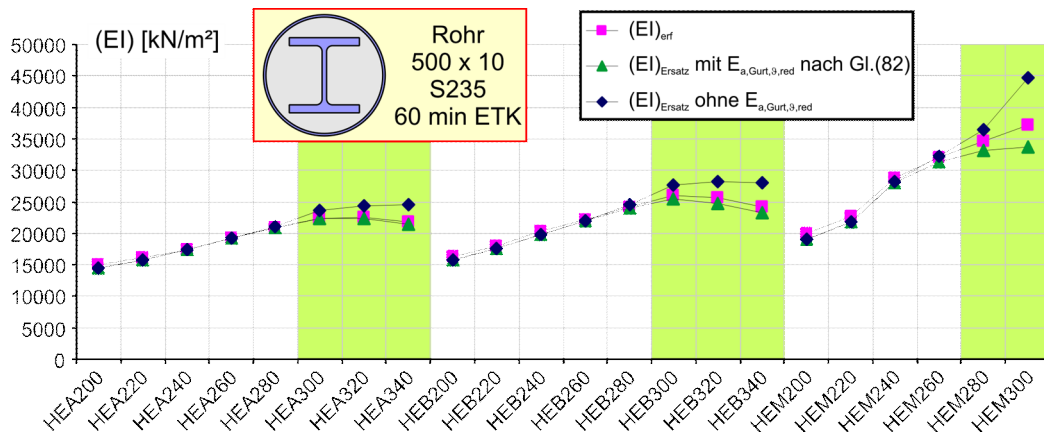
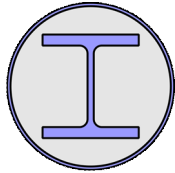


Abbildung 73: Auswirkungen der Interpolation von  $E_{a,\text{Gurt},9,\text{red}}$

#### 4.4.2.1.5 Einfluss des Außendurchmessers

Der Außendurchmesser ist wie bei den ausbetonierten Hohlprofilen ohne Einstellprofil von größtem Einfluss für die Form der Traglastkurve der Stütze und damit auf die Zuordnung zu den Knickspannungslinien. Auch hier gilt, je höher die Kerntemperatur des Querschnitts ist, desto größer sind die Verformung und die Schnittgrößen nach Theorie 2. Ordnung. Mit dem in Abschnitt 4.3 beschriebenen Verfahren zur Zuordnung der Querschnitte zu den einzelnen Knickspannungslinien ergibt sich die in Tabelle 17 zusammengestellte Zuordnung.

Tabelle 17: Zuordnung zu den Knickspannungslinien für ausbetonierte Rohre mit Einstellprofil

		R30	R60	R90
 Ausbetonierte Rohre mit Einstellprofil  $D_c$ in [mm]	$180 \leq D_c < 230$	d	$\alpha = 1,25$	$\alpha = 2,06$
	$230 \leq D_c < 280$	c	d	$\alpha = 1,25$
	$280 \leq D_c < 380$	b	c	d
	$380 \leq D_c < 480$	b	c	c
	$480 \leq D_c < 680$	b	b	b
	$680 \leq D_c$	a	a	a

Durch die Einordnung in die verschiedenen Knickspannungslinien wird die Traglastkurve grob einer Knickspannungslinie angenähert, die Feinabstimmung unter Berücksichtigung der Konsistenz des Verfahrens über alle Parameter erfolgt durch den Beflammungsdauerbeiwert  $\phi$  nach Tabelle 18.

#### 4.4.2.1.6 Einfluss der Stahlgüte des Einstellprofils

Die Stahlgüte hat einen spürbaren Einfluss auf die effektive Steifigkeit der Verbundstütze. Da bei einer höheren Stahlgüte nicht nur die Streckgrenze sondern auch die Fließdehnung größer ist, beginnen die Stahlfasern erst bei einer größeren Krümmung des Querschnitts zu plastizieren. Dies führt zu reduzierten Schnittgrößen nach Theorie II. Ordnung. Somit nimmt nicht nur die Querschnittstragfähigkeit durch die höhere Streckgrenze zu, sondern gleichzeitig auch die Traglast, da die Auswirkungen der Theorie II. Ordnung auf die Schnittgrößen nicht so groß sind. In Abbildung 74 ist dies im Bereich zwischen  $\bar{\lambda} = 0,6$  und  $1,2$  gut zu erkennen, der Querschnitt mit der höheren Stahlgüte erreicht hier höhere bezogene Traglasten.

Die höhere Stahlgüte des Einstellprofils wirkt sich bei Verbundstützen und besonders bei Verbundstützen mit einem inhomogenen Temperaturfeld nicht in gleichem Maße aus, wie das bei reinen Stahlstützen der Fall ist. Die Erhöhung der Fließdehnung eines Querschnittsteils hat je nach Zusammensetzung des Verbundquerschnitts eine unterschiedlich große Auswirkung auf die effektive Biegesteifigkeit des Gesamtquerschnitts, da der Versagenszustand von Verbundstützen in der Regel ein dehnungsbeschränkter und kein vollplastischer Zustand ist. Der Einfluss der im Rahmen dieser Arbeit untersuchten Erhöhung der Stahlgüte des Einstellprofils von S235 auf S355 ist jedoch nicht so groß, um eine Zuordnung zu einer anderen Knickspannungslinie zu rechtfertigen. Deshalb wird der Einfluss über den Temperaturbeiwert  $\phi$  berücksichtigt. Für höherfeste Stähle wie zum Beispiel S460 sollte dieser Einfluss noch untersucht werden. Eventuell könnte diese Untersuchung dazu führen, dass Querschnitte mit höherfesten Einstellprofilen in günstigere Knickspannungslinien

eingeorordnet werden können, wie es auch für die Bemessung von Stahlstützen im Kaltfall (vgl. Tabelle 2) der Fall ist.

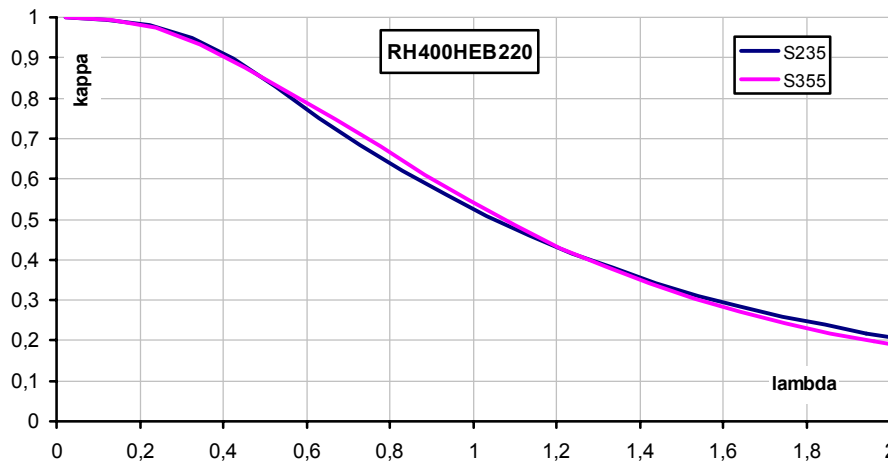


Abbildung 74: Vergleich der Traglastkurven für verschiedene Stahlgüten für das Einstellprofil

#### 4.4.2.2 Zusammenfassung „Ausweichen um die schwache Achse“

Die Biegesteifigkeit von Verbundstützen aus ausbetonierten Rohren mit Einstellprofil zur Anwendung des Ersatzstabverfahrens für Ausweichen um die schwache Achse im Brandfall kann mit Gleichung (83) vereinfacht ermittelt werden. Die Mindestmaterialgüten sind S235 für Baustahl und C20/25 für Beton. Höhere Materialgüten können mit Gleichung (81) resp. Tabelle 18 berücksichtigt werden. Das Verfahren liefert für die Mindestgüten in jedem Fall konservative Ergebnisse. Die temperaturreduzierten Elastizitätsmoduln der Querschnittsteile können mit den Beiwerten aus Tabelle 8 und Tabelle 10 bestimmt werden. Einzig der Elastizitätsmodul der Gurte des Einstellprofils muss in Abhängigkeit von dem Randabstand  $c$  nach Gleichung (82) reduziert werden.

Werden die Querschnitte den in Tabelle 11 angegebenen Knickspannungslinien zugeordnet, ergeben sich unter der Voraussetzung, dass die Handrechnung im Vergleich zu allen durchgeführten Untersuchungsserien auf der sicheren Seite liegende Ersatzbiegesteifigkeiten liefert, die in Tabelle 18 zusammengestellten Beiwerte:

Tabelle 18: Globaler Beflammungsdauerbeiwert  $\varphi$

		Beflammungsdauer $t$ [min]		
		30	60	90
Stahlgüte	S235	0,85	0,85	0,95
Einstellprofil	S355	0,9	0,95	1,00

Beim Ausweichen um die schwache Querschnittsachse im Kaltfall leistet der Steg des eingestellten I-Profils praktisch keinen Beitrag zur Biegesteifigkeit des Querschnitts. Obwohl der Steg im Brandfall durch den Schutz die geringste Temperatur aller Stahlteile im Querschnitt aufweist und damit die größte Reststeifigkeit, ist der Einfluss auch im Brandfall aufgrund des geringen Flächenträgheitsmomentes  $I_{a,Steg,z}$  vernachlässigbar klein. Gleichung (79) vereinfacht sich für das Ausweichen um die  $z$ -Achse zu:



$$(EI)_{\text{Ersatz},z,\vartheta} = \varphi \cdot k_{\varphi,c} \cdot (E_{a,\text{Rohr},\vartheta} \cdot I_{a,\text{Rohr}} + E_{a,\text{Gurt},\vartheta} \cdot 2 \cdot I_{a,\text{Gurt},z} + 1,8 \cdot E_{c,\text{sek},\vartheta} \cdot I_c) \quad (83)$$

#### 4.4.2.3 Ausweichen um die starke Achse

Betrachtet man die Traglastkurven von ausbetonierten Rohren mit Einstellprofilen für ein Ausweichen um die starke Querschnittsachse in Abbildung 75, fällt sofort auf, dass der Verlauf nicht den typischen Knickspannungslinien nach Abbildung 5 entspricht.

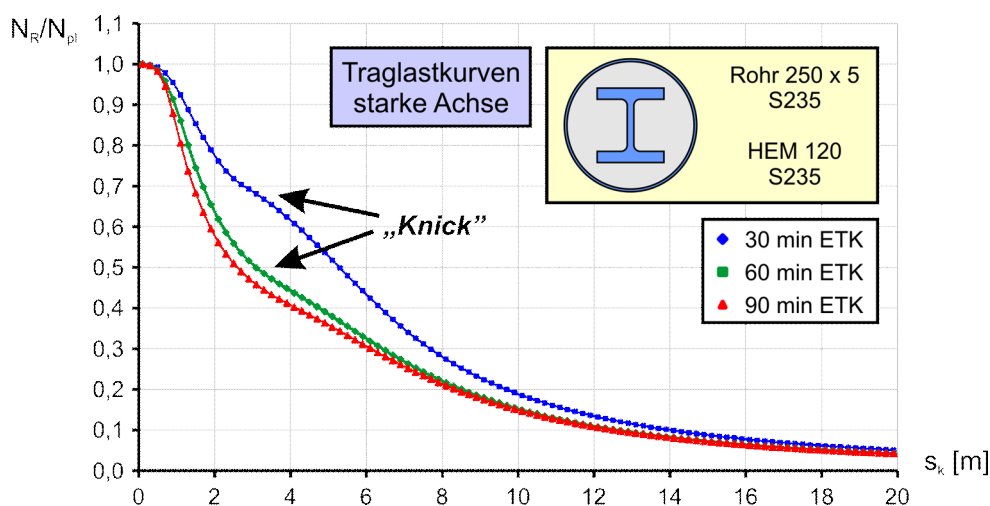


Abbildung 75: Traglastkurven für Ausweichen um die starke Querschnittsbiegeachse

Besonders der Knick im Bereich kurzer Stützlängen ist signifikant. Die Affinität zu den Knickspannungslinien ist dadurch nicht mehr gegeben, und somit führt auch die Zuordnung zu den Knickspannungslinien über die Umkehrfunktion, wie in Abschnitt 4.3 beschrieben, nicht mehr zu sinnvollen Ergebnissen. Daher ist festzustellen, dass die Anwendung des Ersatzstabverfahrens auf das Ausweichen um die starke Achse für ausbetonierte Rohr mit Einstellprofilen im Brandfall dadurch nur mit sehr großen Ungenauigkeiten weit auf der sicheren Seite liegend durchgeführt werden kann.

## 4.5 Thermische Beiwerte für die Ersatzbiegesteifigkeit

Die Ersatzbiegesteifigkeiten für unterschiedliche Querschnitte sind in Abschnitt 4.4 mit über die entsprechenden Teilquerschnitte gemittelten Temperaturen hergeleitet worden. Für ein vollständiges Handrechenverfahren müssen natürlich auch diese Teilquerschnittstemperaturen in Abhängigkeit von der Beflammungsdauer vereinfacht zu ermitteln sein. In diesem Kapitel werden nach Querschnittstyp getrennt zuerst die Temperaturen der Teilquerschnitte dargestellt und vereinfachte Formeln zu ihrer Ermittlung vorgestellt.

### 4.5.1 Ausbetonierte kreisrunde Hohlprofile

Ausbetonierte Hohlprofile können in drei Teilquerschnitte aufgeteilt werden, das außenliegende Rohr, den im Rohr liegenden Beton und eine eventuell vorhandene Längsbewehrung. Betrachten wir die Querschnittsteile in der Reihenfolge, in der die Wärme in den Querschnitt gelangt, also vom Rand zur Mitte.

Das außenliegende Stahlrohr erhält an seiner Außenkante die Temperatur der ETK zum betrachteten Zeitpunkt, wie sie auch in Tabelle 19 zusammengestellt sind. Aufgrund der guten Wärmeleitfähigkeit des Stahls weicht die Durchschnittstemperatur des Rohres bei den betrachteten Wanddicken bis 10 mm nur wenige Grad von diesem Wert ab.

Tabelle 19: Temperaturen nach ETK für ausgewählte Beflammungsdauern

t [min]	θ [°C]
30	842
60	945
90	1006
120	1049
180	1110

Auf der sicheren Seite liegend wird für das Handrechenverfahren die Temperatur für den Teilquerschnitt Stahlrohr gleich der Gastemperatur nach ETK gesetzt.

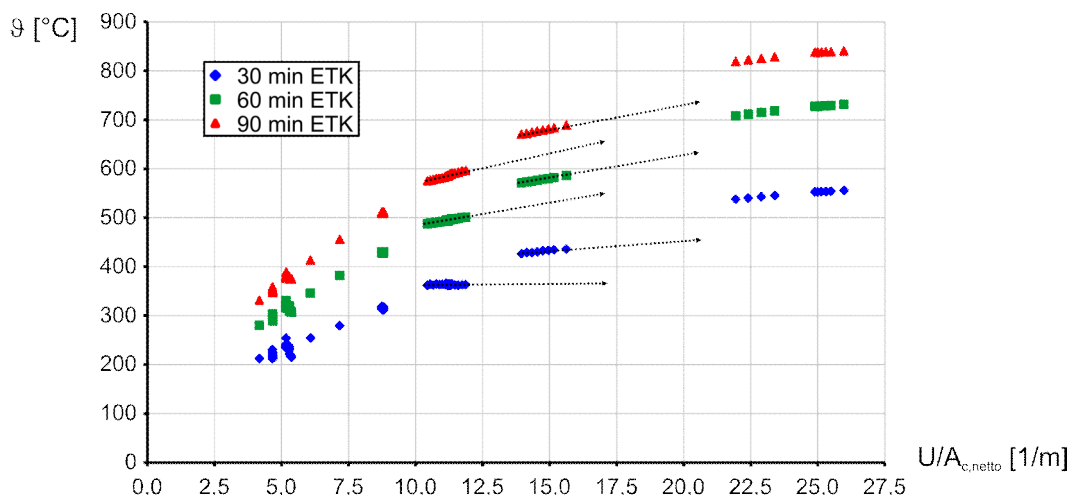


Abbildung 76: Mittlere Betontemperaturen für Beflammungsdauern von 30, 60 und 90 Minuten in Abhängigkeit von dem Formfaktor  $U/A_{c,netto}$

Wie schon in Abschnitt 4.4.1 beschrieben, ergibt sich der Rechenwert der Betontemperatur durch eine polare Gewichtung der Temperatur nach Gleichung (72). In der Literatur wird die Betontemperatur bei Nachweisen im Brandfall häufig über den Formfaktor des Querschnitts  $U/A_{c,netto}$  bestimmt. Eine besondere Abhängigkeit von  $A_{c,netto}$  konnte für die runden Hohlprofile im untersuchten Bereich nicht bestätigt werden, in Abbildung 76 zeigen einige Temperaturen eine deutlich abweichende Tendenz und sind mit gepunkteten Pfeilen verdeutlicht. Die Temperaturen zeigen eine bessere Korrelation zu dem Brutto-Formfaktor  $U/A_{c,brutto}$ . Der Bruttoformfaktor kann für runde Hohlprofile nach Gleichung (84) vereinfacht werden.

$$\frac{U}{A_{c,brutto}} = \frac{2 \cdot \pi \cdot R}{\pi \cdot R_c^2} \approx \frac{2}{R_c} = \frac{4}{D_c} \tag{84}$$

Die aus den thermischen Berechnungen stammenden Rechenwerte der Betontemperaturen sind in Abbildung 77 über den Durchmesser aufgetragen.

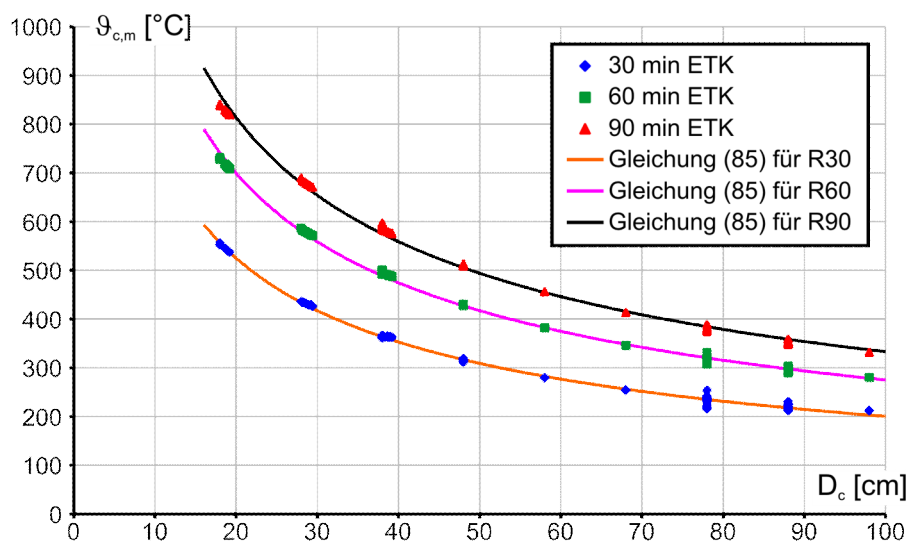


Abbildung 77: Mittlere Betontemperaturen für Befeuerungsdauern von 30, 60 und 90 Minuten in Abhängigkeit von dem Rohrdurchmesser  $D_c$  mit Näherungsfunktionen

Zur Beschreibung der Temperatur eignet sich eine Funktion in Form von Gleichung (85) sehr gut, da der Durchmesser nur einmal als Parameter eingesetzt werden muss.

$$\Theta_{c,m} = a_1 \cdot \frac{1}{\sqrt{D_c}} + a_2 \quad (85)$$

Die Konstanten  $a_1$  und  $a_2$  können mit der Methode der kleinsten Fehlerquadrate mit dem Programm gnuplot [4], [5] bestimmt werden. Die Ergebnisse sind in folgender Tabelle 20 zusammengestellt.

Tabelle 20: Beiwerte zur Bestimmung der Betontemperatur für ausbetonierte Rohre

Feuerwiderstandsklasse	$a_1$ [°Cm <sup>1/2</sup> ]	$a_2$ [°C]
R 30	262,48	-62,22
R 60	343,31	-68,39
R 90	388,65	-55,76

Die Temperatur in den Bewehrungsstäben hängt von zwei Einflüssen ab. Zum einen bestimmt der Randabstand, also die Betonüberdeckung, der Bewehrung maßgeblich die Temperatur, zum anderen hat auch der Durchmesser des Querschnitts einen Einfluss, da bei nicht so massigen Querschnitten, also Rohren mit kleinem Durchmesser bis ca. 400 bis 500 mm, die größere Durchwärmung des Querschnitts zu höheren Temperaturen in den Bewehrungsstäben führt.

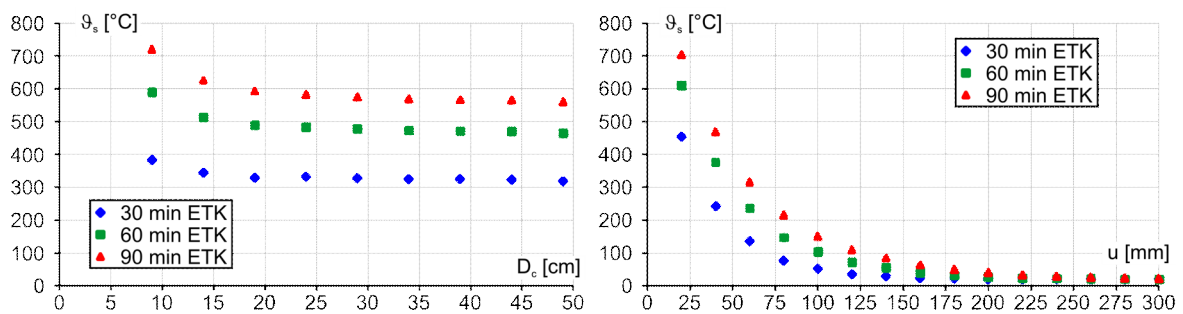


Abbildung 78: Temperaturen in den Bewehrungsstäben

Abbildung 78 zeigt die beiden Einflüsse graphisch dargestellt. Im linken Diagramm ist die Temperatur in den Bewehrungsstäben in Abhängigkeit vom Durchmesser des Betons aufgetragen. Der Achsabstand der Bewehrung zum Rand des Betons  $u$  ist dabei konstant zu 30 mm gesetzt, ebenso konstant ist die betrachtete Querschnittsfläche der Bewehrung  $A_s$ . Das rechte Diagramm zeigt die Abhängigkeit der Bewehrungstemperatur von dem Randabstand  $u$ . Bei dieser Betrachtung waren der Rohrdurchmesser, die Wanddicke des Rohres und die Bewehrungsfläche  $A_s$  konstant ( $D = 800$  mm,  $t_{\text{Rohr}} = 10$  mm,  $A_s = 12,57$  cm<sup>2</sup>). Der Einfluss des Randabstandes kann sehr gut mit einer Exponentialfunktion nach Gleichung (86) beschrieben werden.

$$\vartheta_s^*(u) = a_3 \cdot e^{a_4 \cdot u} + 20^\circ\text{C} \tag{86}$$

Der Einfluss des Betondurchmessers  $D_c$  ist in einem Faktor  $k_D$  zusammengefasst. Für die Beschreibung hat sich eine quadratische Hyperbel als gut zutreffend erwiesen.

$$k_D = 0,98 + \frac{a_5}{D_c^2} \tag{87}$$

Die Temperatur in den Bewehrungsstäben kann also unter Berücksichtigung aller signifikanten Einflüsse und den Beiwerten nach Tabelle 21 mit Gleichung (88) bestimmt werden.

$$\vartheta_s = k_D \cdot (a_3 \cdot e^{a_4 \cdot u} + 20^\circ\text{C}) \tag{88}$$

Tabelle 21: Beiwerte zur Bestimmung der Temperatur der Bewehrung für ausbetonierte Rohre

Feuerwiderstandsklasse	$a_3$	$a_4$	$a_5$
	[°C]	[mm <sup>-1</sup> ]	[mm <sup>2</sup> ]
R 30	826,8	-0,033	6150
R 60	943,9	-0,024	8540
R 90	994,7	-0,020	9345

Die mit der Näherungsgleichung für die Handrechnung bestimmten mittleren Temperaturen der Bewehrungsstäbe sind in Abbildung 79 den mittleren Temperaturen aus der numerischen Temperaturfeldberechnung gegenübergestellt. Da die Punkte fast ohne Abweichung auf der Winkelhalbierenden zwischen x- und y-Achse in Abbildung 79 liegen, kann man sagen, dass Gleichung (88) eine sehr gute Näherung für die Bewehrungstemperaturen ist.

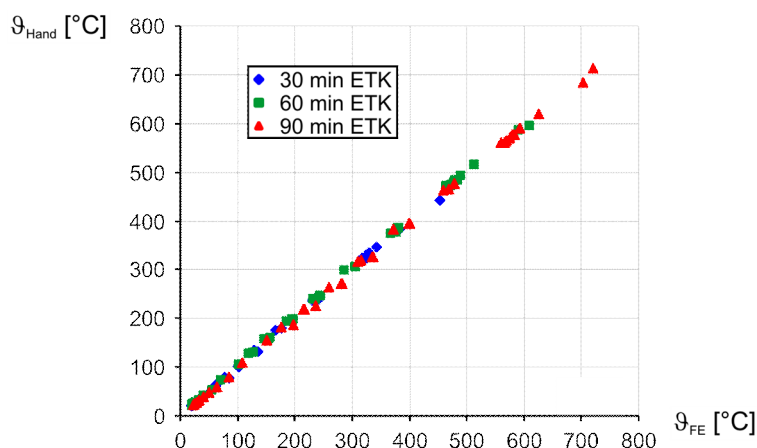


Abbildung 79: Vergleich der Handrechnung nach Gl. (88) mit der numerischen Temperaturberechnung für die Bewehrungsstäbe

#### 4.5.2 Ausbetonierte Hohlprofile mit I-förmigem Einstellprofil

Wie im Abschnitt zuvor, wird auf der sicheren Seite liegend für das Handrechenverfahren die Temperatur für das Stahlrohr gleich der Gastemperatur nach ETK gesetzt.

$$\vartheta_{a,\text{Rohr}} = \vartheta_{\text{ETK}} \quad (89)$$

Ebenfalls wie zuvor wird die polar gewichtete mittlere Betontemperatur nach Gleichung (72) in Abhängigkeit von dem Betondurchmesser angegeben. Abbildung 80 zeigt die Betontemperaturen über  $D_c$  und über  $U/A_{c,\text{netto}}$  aufgetragen. Im Vergleich kann man sehen, dass die Abhängigkeit vom Durchmesser  $D_c$  stärker ausgeprägt ist, als die Abhängigkeit von dem Netto-Formfaktor  $U/A_{c,\text{netto}}$ , dessen Kurven eher als treppenförmig beschrieben werden können.

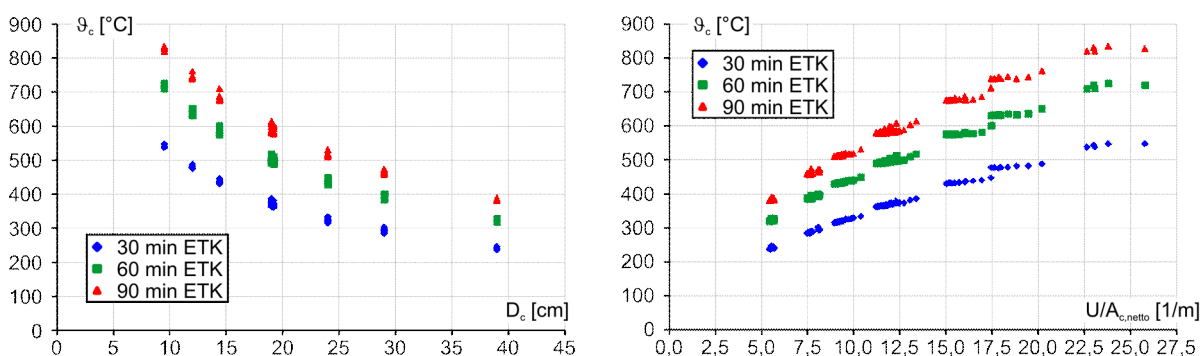


Abbildung 80: Mittlere Betontemperatur über  $D_c$  bzw.  $U/A_{c,\text{netto}}$

Die mittlere Betontemperatur kann auch für ausbetonierte Rohre mit Einstellprofilen mit Gleichung (85) gut angenähert werden. Für die Auswertung wurden nur Querschnitte mit  $c \geq 10$  mm betrachtet. Zur Vollständigkeit ist Gleichung (85) hier nochmals gegeben:

$$\vartheta_{c,m} = a_1 \cdot \frac{1}{\sqrt{D_c}} + a_2 \quad (85)$$

Die Konstanten  $a_1$  und  $a_2$  sind in nachfolgender Tabelle 22 zusammengestellt.

Tabelle 22: Beiwerte zur Bestimmung der Betontemperatur für ausbetonierte Rohre mit Einstellprofil

Feuerwiderstandsklasse	$a_1$ [°Cm <sup>1/2</sup> ]	$a_2$ [°C]
R 30	261,6	-55,7
R 60	340,0	-57,7
R 90	386,9	-47,1

Für die Bestimmung der Temperaturen der Gurte werden die Einstellprofile nach ihrem Verhältnis  $h/b$  in zwei Gruppen unterteilt. Das sind zum einen die annähernd quadratischen Profile mit  $h/b \leq 1,2$ , in diese Kategorie fallen die Profile der HEA-Reihe und HEB-Reihe bis 360 und der HEM-Reihe bis 320. Für größere Nennhöhen dieser drei Profilvereihe bleibt die Breite quasi konstant, während die Höhe zunimmt. Profile mit einem Seitenverhältnis  $h/b > 1,2$  bilden die zweite Gruppe. Die Gurttemperaturen können mit Gleichung (90) und den Beiwerten nach Tabelle 23 berechnet werden.

$$\vartheta_{a,Gurt,m} = a_3 \cdot \sqrt{\frac{1}{\sqrt{c}} \cdot \frac{U}{A_{c,netto}}} + a_4 \quad (90)$$

Tabelle 23: Beiwerte zur Bestimmung der Temperatur der Gurte für ausbetonierte Rohre mit Einstellprofil

Feuerwiderstandsklasse	$h/b \leq 1,2$		$h/b > 1,2$	
	$a_3$ [°Cm <sup>3/2</sup> ]	$a_4$ [°C]	$a_3$ [°Cm <sup>3/2</sup> ]	$a_4$ [°C]
R 30	33,3	-156,0	27,4	-85,5
R 60	54,0	-222,5	50,1	-155,4
R 90	66,0	-232,6	66,2	-194,4

Die Abweichungen zwischen den Ergebnissen der vereinfachten Berechnung und den Temperaturen aus der numerischen Berechnung sind nur für Temperaturen oberhalb von 100°C relevant, da unterhalb weder die Festigkeit noch die Steifigkeit von Baustahl abgemindert wird (vgl. Tabelle 8 und Abbildung 31). Für den relevanten Bereich von  $\vartheta_{a,Gurt,m} > 100^\circ\text{C}$  besitzt Gleichung (85) für Profile mit  $h/b \leq 1,2$  einen Variationskoeffizienten von 8,9% für die Feuerwiderstandsklasse R30, 9,4% für R60 und 8,5% für R90. Etwas ungenauer sind die Gurttemperaturen für Profile mit  $h/b > 1,2$ . Hier liegen die Variationskoeffizienten bei 15,9%, 20,4% und 26,2%. Die Abweichungen für die Profile mit  $h/b > 1,2$  wirken sich allerdings nicht gravierend auf das Ersatzstabverfahren aus, wie die großen Variationskoeffizienten das zunächst erscheinen lassen. Betrachtet man die Absolutwerte der Temperaturen für Profile mit  $h/b > 1,2$  in Abbildung 81, so kann man erkennen,

dass diese deutlich unterhalb von  $400^{\circ}\text{C}$  liegen, welches ein Bereich ist, in dem die Streckgrenze des Stahls überhaupt nicht und der E-Modul nur moderat abgemindert wird.

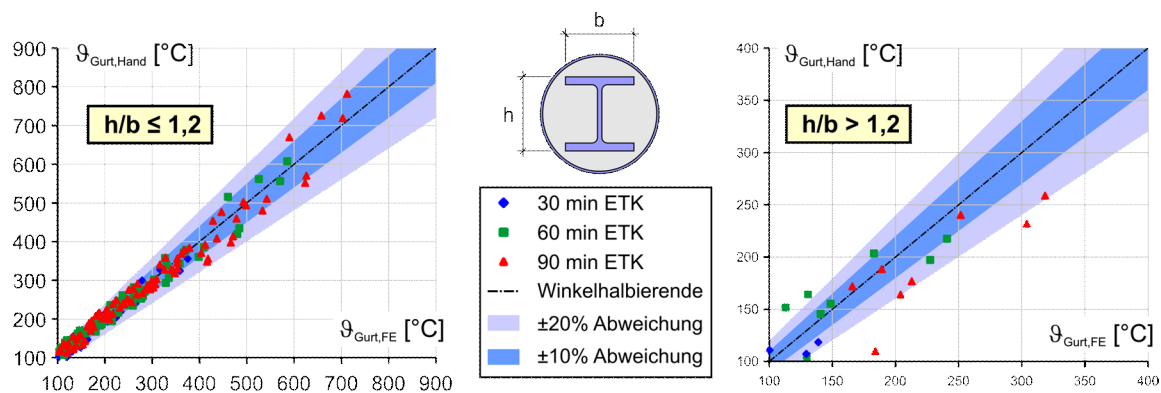


Abbildung 81: Vergleich der Handrechnung nach Gl. (90) mit der numerischen Temperaturberechnung für die Gurte

Da der Steg bei der Berechnung der Beigesteifigkeit vernachlässigt wird, sind die Stegtemperaturen in diesem Zusammenhang irrelevant. Für die Bestimmung der Tragfähigkeit wird aber im folgenden Abschnitt 4.6 eine Methode zur Bestimmung der Stegtemperaturen beschrieben.

## 4.6 Normalkrafttragfähigkeit im Brandfall

Wie schon in Abschnitt 4.4 angesprochen, benötigt man für das Ersatzstabverfahren neben der Ersatzbiegesteifigkeit auch die plastische Normalkrafttragfähigkeit des Querschnitts.

### 4.6.1 Ausbetonierte kreisrunde Hohlprofile

Die in Abschnitt 4.5.1 hergeleiteten Temperaturen können auch für die Bestimmung der Teilnormalkräfte der stählernen Querschnittsbestandteile verwendet werden, da diese Teilquerschnitte in sich nur geringe relative Temperaturunterschiede aufweisen. Für den Beton gilt dies jedoch nicht. Wie in Abbildung 29 (Seite 40) dargestellt, verringert sich der temperaturabhängige Abminderungsfaktor für die Betonfestigkeit gerade im Bereich zwischen  $300^{\circ}\text{C}$  und  $800^{\circ}\text{C}$  stark. Gerade nicht so massige Querschnitte bis ca. 300 mm Durchmesser besitzen im Brandfall fast ausschließlich diese hohen Temperaturen im Betonquerschnitt, so dass dort eine große Diskrepanz zwischen der abgeminderten Festigkeit, berechnet mit der gemittelten Temperatur, und der direkt gemittelten Festigkeit besteht (vgl. Abbildung 82). Daher muss für diese Querschnitte entweder die mittlere Temperatur mit einem Faktor beaufschlagt werden, oder die mit der gemittelten Temperatur bestimmte Tragfähigkeit nochmals abgemindert werden. Für ein vereinfachtes Handrechenverfahren ist es deshalb günstiger, den temperaturabhängigen Abminderungsfaktor für den Beton  $k_{f,c\theta}$  direkt anzugeben.

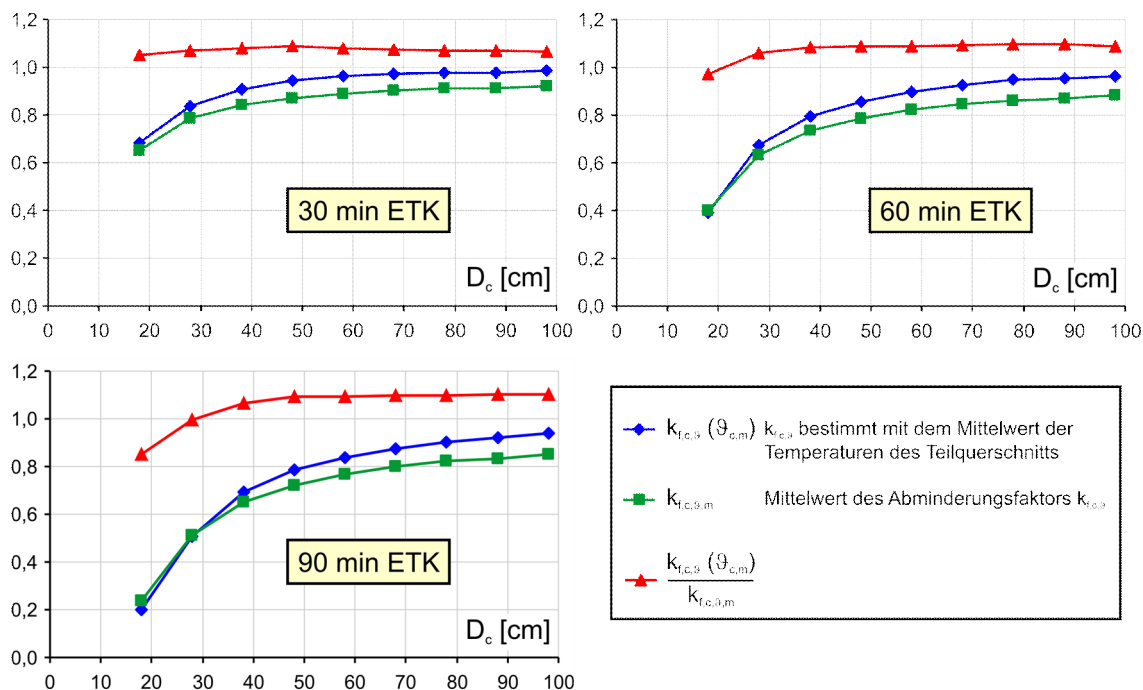


Abbildung 82: Vergleich der Normalkrafttragfähigkeiten des Betons

Wie schon in Abschnitt 4.5.1 beschrieben, ist der Betondurchmesser  $D_c$  der einzig signifikante Einfluss. Der Verlauf des Abminderungsfaktors für die Betonfestigkeit  $k_{f,c,9}$  lässt sich mit einer Hyperbel (Gleichung (91)) beschreiben. Die Auswertung ist in Abbildung 83 grafisch dargestellt.

$$k_{f,c,9} = 1,0 - \frac{a_6}{D_c} \tag{91}$$

Tabelle 24: Beiwerte zur Bestimmung der reduzierten Betonfestigkeit für ausbetonierte Rohre

Feuerwiderstandsklasse	R 30	R 60	R 90
$a_6$ [cm]	6,3	10,6	13,6



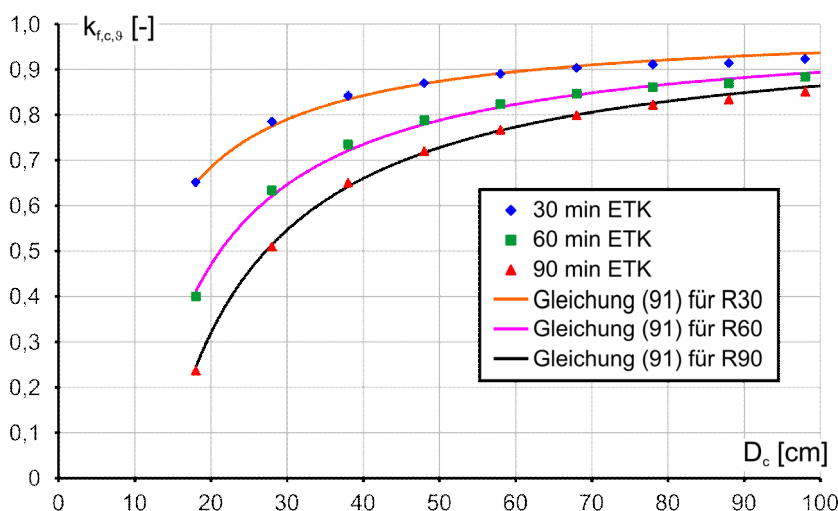


Abbildung 83: Verlauf der Abminderungsfaktoren  $k_{f,c,9}$  zur Bestimmung der Normalkrafttragfähigkeit des Betons

#### 4.6.2 Ausbetonierte Hohlprofile mit I-förmigem Einstellprofil

Zur Bestimmung der Normalkrafttragfähigkeit von ausbetonierten Hohlprofilen mit Einstellprofil können die Temperaturen der Teilquerschnitte aus Stahl mit den Gleichungen (85) und (90) aus Abschnitt 4.5.2 bestimmt werden. Die Normalkrafttragfähigkeit des Betons kann direkt mit den Abminderungsfaktoren  $k_{f,c,9}$  nach Gleichung (92) und den Beiwerten aus Tabelle 25 bestimmt werden

$$k_{f,c,9} = 1,0 - \frac{a_5}{D_c} \quad (92)$$

Tabelle 25: Beiwerte zur Bestimmung der reduzierten Betonfestigkeit für ausbetonierte Rohre mit Einstellprofil

Feuerwiderstandsklasse	R 30	R 60	R 90
$a_5$ [cm]	6,5	10,8	14,2

Die mittlere Stegtemperatur hat auf die Berechnung der plastischen Normalkrafttragfähigkeit des Querschnitts nur dann einen Einfluss, wenn sie oberhalb von 400°C liegt, da ansonsten die Streckgrenze des Stahls nicht reduziert wird (vgl. Abbildung 31). Der Vergleich der Steg- mit den Gurttemperaturen in Abbildung 84 zeigt, dass für Querschnitte, bei denen Stegtemperaturen von über 400°C auftreten, ein annähernd linearer Zusammenhang zwischen Steg- und Gurttemperaturen besteht. Die Stegtemperatur kann also mit Gleichung (93) aus der Gurttemperatur abgeleitet werden.

$$\vartheta_{a,Steg,m} = 0,95 \cdot \vartheta_{a,Gurt,m} \quad (93)$$

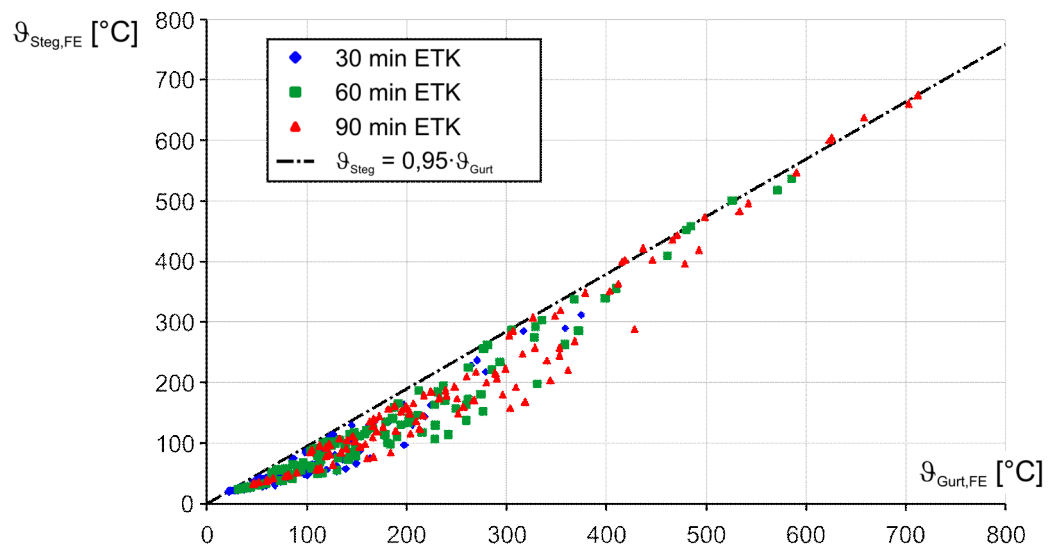


Abbildung 84: Stegtemperatur in Abhängigkeit von der Gurttemperatur

## 5 Anwendungsbeispiele

In diesem Abschnitt werden die entwickelten Handrechenverfahren an zwei Rechenbeispielen vorgestellt. Im ersten Beispiel wird die Normalkrafttragfähigkeit einer Verbundstütze bestehend aus einem ausbetonierten Hohlprofil mit eingestellter Längsbewehrung ermittelt. Das zweite Beispiel schließt mit der Berechnung der Tragfähigkeit für eine Hohlprofilverbundstütze mit eingestelltem I-Profil an.

### 5.1 Beispiel 1 – Ausbetonierte kreisrunde Hohlprofilstütze

Für eine Innenstütze in der 2. Etage eines Bürohauses ist die Tragfähigkeit R60 nach DIN EN 1994-1-2 zu bestimmen. Die Innenstützen sind über mehrere Geschosse durchlaufend ausgebildet. Die Geschosshöhe beträgt 6,0 m. Jedes Geschoss gehört zu einem separaten Brandabschnitt. Der Stützenquerschnitt ist in Abbildung 85 dargestellt. Er besteht aus einem runden Hohlprofil 273,0 x 5,0 der Stahlgüte S235, 8 rotationssymmetrisch angeordneten Bewehrungsstäben  $\varnothing 20$  und Beton C30/37. Die Bewehrungsstäbe sind mit einem Achsabstand von 35 mm zum Rohrrinnenrand angeordnet.

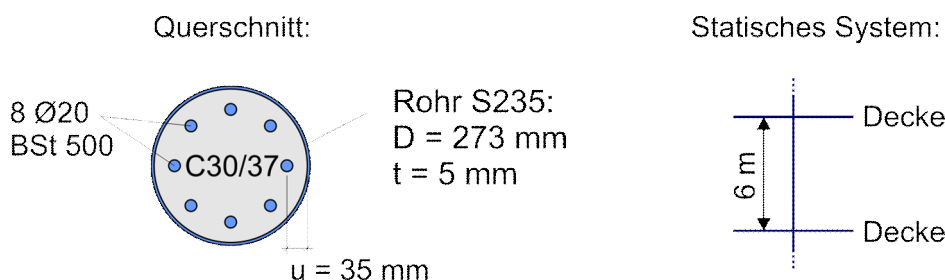


Abbildung 85: Beispiel 1 – Querschnitt und statisches System

### Werkstoffe und Querschnittswerte

#### Rohr

Materialgüte	S 235	
Charakteristischer Wert der Streckgrenze	$f_{yk} = 235 \text{ N/mm}^2$	EN 1993-1-1, Tabelle 3.1
Bemessungswert	$\hat{f}_{yd} = f_{yk}/\gamma_{M,fi,a}$ $= 235/1,0 = 235 \text{ N/mm}^2$	EN 1994-1-2, 2.3 (1) EN 1993-1-1, 3.2.6
Elastizitätsmodul	$E_a = 210000 \text{ N/mm}^2$	
Fläche	$A_a = 4210 \text{ mm}^2$	
Trägheitsmoment	$I_a = 37,8 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$	

#### Bewehrung

Materialgüte	BSt 500 S	
Charakteristischer Wert der Streckgrenze	$f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$	
Bemessungswert	$\hat{f}_{sd} = f_{sk}/\gamma_{M,fi,s}$ $= 500/1,0 = 500 \text{ N/mm}^2$	EN 1994-1-2, 2.3 (1)

Elastizitätsmodul	$E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$	EN 1994-1-1, 3.2 (1)
Fläche	$A_s = 2513 \text{ mm}^2$	
Trägheitsmoment	$I_s = 11,7 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$	

**Beton**

Betonfestigkeitsklasse	C30/37	EN 1992-1-1, Tabelle 3.1
Zylinderdruckfestigkeit	$f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$	
Abminderungsbeiwert	$\alpha = 1,00$	EN 1994-1-2, 2.3 (3)
Bemessungswert	$\alpha f_{cd} = f_{ck}/\gamma_{M,fi,c}$ $\alpha f_{cd} = 30,0 \text{ N/mm}^2$	EN 1994-1-2, 2.3 (1)
Fläche	$A_{c,netto} = 51812 \text{ mm}^2$	
Trägheitsmoment	$I_{c,netto} = 223,2 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$	
Durchmesser	$D_c = 263 \text{ mm}$	

**Temperaturen für R60****Rohr**

$$\vartheta_a = 945 \text{ °C}$$

Tabelle 19

**Bewehrung**

$$\vartheta_s = k_D \cdot (a_3 \cdot e^{a_4 \cdot u} + 20 \text{ °C})$$

$$\text{mit } k_D = 0,98 + \frac{a_5}{D_c^2} = 0,98 + \frac{8540}{263^2} = 1,10$$

$$\vartheta_s = 1,10 \cdot (943,9 \cdot e^{-0,024 \cdot 35} + 20) = 470 \text{ °C}$$

Gleichung (88) mit  
Tabelle 21  
Gleichung (87) mit  
Tabelle 21**Beton**

$$\vartheta_{c,m} = a_1 \cdot \frac{1}{\sqrt{D_c}} + a_2 = 343,31 \cdot \frac{1}{\sqrt{0,263}} - 68,39 = 601 \text{ °C}$$

Gleichung (85) mit  
Tabelle 20**Temperaturreduzierte Materialeigenschaften****Rohr**

$$k_{E,\vartheta} = \begin{cases} 0,0675 & \text{für } 900 \text{ °C} \\ 0,0450 & \text{für } 1000 \text{ °C} \end{cases}$$

Tabelle 8

$$k_{E,\vartheta} = 0,0675 - \left( \frac{0,0675 - 0,045}{100} \cdot 45 \right) = 0,0574$$

$$k_{y,\vartheta} = \begin{cases} 0,06 & \text{für } 900 \text{ °C} \\ 0,04 & \text{für } 1000 \text{ °C} \end{cases}$$

Tabelle 8

$$k_{y,\vartheta} = 0,06 - \left( \frac{0,06 - 0,04}{100} \cdot 45 \right) = 0,051$$

$$E_{a,9} = 0,0574 \cdot 210000 = 12054 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{a,9} = 0,051 \cdot 235 = 12,0 \text{ N/mm}^2$$

### Bewehrung

$$k_{E,9} = \begin{cases} 0,56 & \text{für } 400^\circ\text{C} \\ 0,40 & \text{für } 500^\circ\text{C} \end{cases}$$

Tabelle 8

$$k_{E,9} = 0,56 - \left( \frac{0,56 - 0,4}{100} \cdot 70 \right) = 0,448$$

Tabelle 8

$$k_{y,9} = \begin{cases} 0,94 & \text{für } 400^\circ\text{C} \\ 0,67 & \text{für } 500^\circ\text{C} \end{cases}$$

$$k_{y,9} = 0,94 - \left( \frac{0,94 - 0,67}{100} \cdot 70 \right) = 0,751$$

$$E_{s,9} = 0,448 \cdot 210000 = 94080 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{s,9} = 0,751 \cdot 500 = 375,5 \text{ N/mm}^2$$

### Beton

$$k_{c,E,9} = \begin{cases} 0,045 & \text{für } 600^\circ\text{C} \\ 0,030 & \text{für } 700^\circ\text{C} \end{cases}$$

Tabelle 10

$$k_{c,E,9} = 0,045 - \left( \frac{0,045 - 0,03}{100} \cdot 1 \right) = 0,045$$

Gleichung (75) mit

Tabelle 9

$$E_{c,9,sek} = 0,045 \cdot 400 \cdot 30 = 540 \text{ N/mm}^2$$

## Temperaturreduzierte plastische Normalkrafttragfähigkeit $N_{pl,fi}$

### Beton

$$k_{f,c,9} = 1,0 - \frac{106}{263} = 0,597$$

Gleichung (91) mit

Tabelle 24

$$f_{c,9} = 0,597 \cdot 30 = 17,9 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} N_{pl,fi,60} &= 4210 \cdot 12 + 2513 \cdot 375,5 + 51812 \cdot 17,9 \\ &= 50520 + 943631,5 + 927434,8 \\ &= 1921586,3 \text{ N} = 1921,6 \text{ kN} \end{aligned}$$

## Effektive Biegesteifigkeit

$$(EI)_{\text{eff},fi} = \varphi \cdot (E_{a,9} \cdot I_a + E_{s,9} \cdot I_s + 1,8 \cdot E_{c,sek,9} \cdot I_c)$$

Gleichung (76)

$$\text{mit } \varphi_{60} = 0,85$$

Tabelle 12

$$\begin{aligned}
 (EI)_{\text{eff,fi}} &= 0,85 \cdot 12054 \cdot 37,8 \cdot 10^6 + 94080 \cdot 11,7 \cdot 10^6 \\
 &\quad + 1,8 \cdot 540 \cdot 223,2 \cdot 10^6 \\
 &= 1773328 \cdot 10^6 \text{ Nmm}^2 = 1773328 \text{ Nm}^2 \\
 &= 1773,3 \text{ kNm}^2
 \end{aligned}$$

### Ersatzstabverfahren

Bezogener Schlankheitsgrad

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{\text{pl,fi}}}{N_{\text{Ki,fi}}}} = \sqrt{\frac{1921,6}{1944,6}} = 0,994$$

Gleichung (22)

mit  $N_{\text{Ki,fi}} = \pi^2 \frac{(EI)_{\text{eff,fi}}}{s_{\text{k,fi}}^2} = \pi^2 \frac{1773,3}{3^2} = 1944,6 \text{ kN}$

mit  $s_{\text{k,fi}} = 0,5 \cdot 6 = 3 \text{ m}$ , da die Stütze im Brandfall Eulerfall IV entspricht.

Der Querschnitt ist nach Tabelle 11 einer Knickspannungslinie mit  $\alpha = 1,25$  zuzuordnen.

Tabelle 11

$$k = 0,5 \cdot (1 + 1,25 \cdot (0,994 - 0,2) + 0,994^2) = 1,49$$

Tabelle 1

$$\kappa = \frac{1}{1,49 + \sqrt{1,49^2 - 0,994^2}} = 0,38$$

### Normalkrafttragfähigkeit $N_{\text{Rd,fi,60}}$

Die Tragfähigkeit R60 der untersuchten Stütze beträgt:

$$N_{\text{Rd,fi,60}} = 0,38 \cdot 1921,6 = 730,2 \text{ kN}$$

## 5.2 Beispiel 2 – Ausbetonierte Hohlprofilstütze mit Einstellprofil

Für die in Abbildung 86 dargestellte Verbundstütze ist die Tragfähigkeit R90 nach DIN EN 1994-1-2 zu bestimmen. Der Querschnitt besteht aus einem runden Hohlprofil 355,6 x 8 der Stahlgüte S235, einem zentrisch angeordneten Einstellprofil HEB 160 – S355 und Beton C30/37.

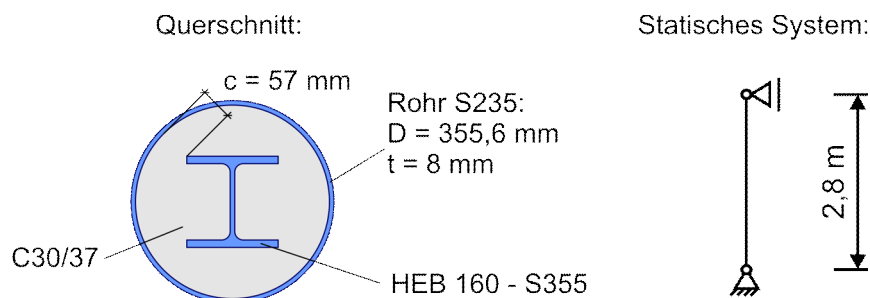


Abbildung 86: Beispiel 2 – Querschnitt und statisches System

## Werkstoffe und Querschnittswerte

### Rohr

Materialgüte	S 235	
Charakteristischer Wert der Streckgrenze	$f_{yk} = 235 \text{ N/mm}^2$	EN 1993-1-1, Tabelle 3.1
Bemessungswert	$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_{M,fi,a}$ $= 235/1,0 = 235 \text{ N/mm}^2$	EN 1994-1-2, 2.3 (1)
Elastizitätsmodul	$E_a = 210000 \text{ N/mm}^2$	EN 1993-1-1, 3.2.6
Fläche	$A_{a,Rohr} = 8736 \text{ mm}^2$	
Trägheitsmoment	$I_{a,Rohr} = 132,0 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$	

### I-Profil HEB 160

Materialgüte	S355	
Charakteristischer Wert der Streckgrenze	$f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$	EN 1993-1-1, Tabelle 3.1
Bemessungswert	$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_{M,fi,a}$ $= 355/1,0 = 355 \text{ N/mm}^2$	EN 1994-1-2, 2.3 (1)
Elastizitätsmodul	$E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$	EN 1993-1-1, 3.2.6
Fläche	$A_{HEB} = 5430 \text{ mm}^2$	
Abmessungen	$h = b = 160 \text{ mm}$	
Gurtdicke	$t_{Gurt} = 13 \text{ mm}$	
Trägheitsmoment der Gurte	$I_{a,Gurte,z} = 8,88 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$	

### Beton

Betonfestigkeitsklasse	C30/37	EN 1992-1-1, Tabelle 3.1
Zylinderdruckfestigkeit	$f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$	
Abminderungsbeiwert	$\alpha = 1,00$	EN 1994-1-2, 2.3 (3)
Bemessungswert	$\alpha f_{cd} = f_{ck}/\gamma_{c,fi}$ $\alpha f_{cd} = 30,0 \text{ N/mm}^2$	EN 1994-1-2, 2.3 (1)
Fläche	$A_{c,netto} = 85149 \text{ mm}^2$	
Trägheitsmoment	$I_{c,netto} = 644,0 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$	
Durchmesser	$D_c = 339,6 \text{ mm}$	

## Temperaturen für R90

### Rohr

$$\vartheta_{a,\text{Rohr}} = 1006 \text{ °C}$$

Tabelle 19

### Gurte

$$\vartheta_{a,\text{Gurt}} = a_3 \cdot \sqrt{\frac{1}{\sqrt{c}} \cdot \frac{U}{A_{c,\text{netto}}}} + a_4$$

Gleichung (90) mit  
Tabelle 23

$$\text{mit } h/b = 1 < 1,2$$

$$\frac{U}{A_{c,\text{netto}}} = \frac{1117,2}{8514,9} = 0,0131 \frac{1}{\text{mm}} = 13,12 \frac{1}{\text{m}}$$

$$c = \frac{339,6}{2} - \sqrt{2} \frac{160}{2} = 56,66 \text{ mm} = 0,057 \text{ m}$$

$$\vartheta_{a,\text{Gurt}} = 66 \cdot \sqrt{\frac{1}{\sqrt{0,057}}} \cdot 13,12 + 232,6 = 257 \text{ °C}$$

### Beton

$$\vartheta_{c,m} = a_1 \cdot \frac{1}{\sqrt{D_c}} + a_2 = 386,9 \cdot \frac{1}{\sqrt{0,3396}} - 47,1 = 617 \text{ °C}$$

Gleichung (85) mit  
Tabelle 22

## Temperaturreduzierte Materialeigenschaften

### Rohr

$$k_{E,\vartheta} = \begin{cases} 0,0450 & \text{für } 1000 \text{ °C} \\ 0,0225 & \text{für } 1100 \text{ °C} \end{cases}$$

Tabelle 8

$$k_{E,\vartheta} = 0,044$$

$$k_{y,\vartheta} = \begin{cases} 0,04 & \text{für } 1000 \text{ °C} \\ 0,02 & \text{für } 1100 \text{ °C} \end{cases}$$

Tabelle 8

$$k_{y,\vartheta} = 0,039$$

$$E_{a,\text{Rohr},\vartheta} = 0,044 \cdot 210000 = 9240 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{y,\text{Rohr},\vartheta} = 0,039 \cdot 235 = 9,17 \text{ N/mm}^2$$



**Gurte**

$$k_{E,\vartheta} = \begin{cases} 0,90 & \text{für } 200^\circ\text{C} \\ 0,80 & \text{für } 300^\circ\text{C} \end{cases}$$

Tabelle 8

$$k_{E,\vartheta} = 0,843$$

$$k_{y,\text{Gurt},\vartheta} = 1,0, \text{ für } \vartheta \leq 400^\circ\text{C}$$

Tabelle 8

$$E_{a,\text{Gurt},\vartheta} = 0,843 \cdot 210000 = 177030 \text{ N/mm}^2$$

da  $c = 56,7 \text{ mm} \leq c_{\text{grenz}} = 125 \text{ mm}$  für R90, muss  $E_{a,\text{Gurt},\text{fi}}$  reduziert werden

Tabelle 16

$$E_{a,\text{Gurt},\vartheta,\text{red}} = E_{a,\text{Gurt},\vartheta} - \frac{E_{a,\text{Gurt},\vartheta} - E_{a,\text{Rohr},\vartheta}}{2} \left( 1 - \frac{c}{c_{\text{grenz}}} \right)^2$$

Gleichung (82)

$$= 177030 - \frac{177030 - 9240}{2} \left( 1 - \frac{56,7}{125} \right)^2$$

$$= 151983 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{y,\text{Gurt},\vartheta} = 355 \text{ N/mm}^2$$

**Beton**

$$k_{c,E,\vartheta} = \begin{cases} 0,045 & \text{für } 600^\circ\text{C} \\ 0,030 & \text{für } 700^\circ\text{C} \end{cases}$$

Tabelle 10

$$k_{c,E,\vartheta} = 0,0425$$

$$E_{c,\vartheta,\text{sek}} = 0,0425 \cdot 400 \cdot 30 = 510 \text{ N/mm}^2$$

Gleichung (75) mit  
Tabelle 9**Temperaturreduzierte plastische Normalkrafttragfähigkeit  $N_{\text{pl,fi}}$** **Beton**

$$k_{f,c,\vartheta} = 1,0 - \frac{14,2}{33,96} = 0,582$$

Gleichung (92) mit

Tabelle 25

$$f_{c,\vartheta} = 0,582 \cdot 30 = 17,46 \text{ N/mm}^2$$

 **$N_{\text{pl}}$** 

Da  $\vartheta_{y,\text{Gurt}} \leq 400^\circ\text{C}$  ist auch  $\vartheta_{y,\text{Steg}} \leq 400^\circ\text{C}$  und die Fläche des I-Profiles kann als Ganzes in die folgende Gleichung eingehen.

Tabelle 8

$$\begin{aligned} N_{\text{pl,fi,90}} &= 8736 \cdot 9,17 + 5430 \cdot 355 + 85149 \cdot 17,46 \\ &= 80109 + 1927650 + 1486701,5 \\ &= 3494460,5 \text{ N} = 3494,5 \text{ kN} \end{aligned}$$

### Effektive Biegesteifigkeit

$$(EI)_{\text{eff},z,\vartheta} = \varphi \cdot k_{\varphi,c} \cdot (E_{a,\text{Rohr},\vartheta} \cdot I_{a,\text{Rohr}} + E_{a,\text{Gurt},\vartheta} \cdot 2 \cdot I_{a,\text{Gurt},z} + 1,8 \cdot E_{c,\text{sek},\vartheta} \cdot I_c)$$

mit  $\varphi_{90} = 1,0$  und  $k_{\varphi,c}$  bleibt unberücksichtigt ( $k_{\varphi,c} = 1,0$ )

$$\begin{aligned} (EI)_{\text{eff},fi} &= 1,0 \cdot (9240 \cdot 132,0 \cdot 10^6 + 151983 \cdot 8,9 \cdot 10^6 \\ &\quad + 1,8 \cdot 510 \cdot 644,0 \cdot 10^6) \\ &= 3163521 \cdot 10^6 \text{ Nmm}^2 = 3163521 \text{ Nm}^2 \\ &= 3163,5 \text{ kNm}^2 \end{aligned}$$

Tabelle 24

### Ersatzstabverfahren

Bezogener Schlankheitsgrad

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,fi}}{N_{Ki,fi}}} = \sqrt{\frac{3494,5}{3982,5}} = 0,937$$

Gleichung (22)

$$\text{mit } N_{Ki,fi} = \pi^2 \frac{(EI)_{\text{eff},fi}}{s_{k,fi}^2} = \pi^2 \frac{3163,5}{2,8^2} = 3982,5 \text{ kN}$$

Der Querschnitt ist nach Tabelle 17 der Knickspannungslinie d zuzuordnen.

Tabelle 17

$$\kappa = 0,5$$

Tabelle 1

### Normalkrafttragfähigkeit $N_{Rd,fi,90}$

Die Tragfähigkeit R90 der untersuchten Stütze beträgt:

$$N_{Rd,fi,90} = 0,5 \cdot 3494,5 = 1747,3 \text{ kN}$$

*Lange* gibt in [31] für dieselbe Stütze eine Tragfähigkeit von  $N_{Rd,fi,90} = 2008 \text{ kN}$  an. Das Ergebnis der Handrechnung in diesem Beispiel hat dazu nur eine Abweichung von -13%, was in Anbetracht des großen Anwendungsbereichs des hier vorgestellten Handrechenverfahrens für ausbetonierte Hohlprofile mit Einstellprofil ein akzeptabler Wert ist.

Wird in Beispiel 2 der Faktor  $k_{\varphi,c}$  nach Gleichung (81) für die genauere Berücksichtigung der Betonfestigkeitsklasse berücksichtigt, erhöht sich der rechnerische Tragwiderstand der Stütze auf  $N_{Rd,fi,90} = 1841,6 \text{ kN}$ . Das bedeutet, dass die Abweichung nur noch -8,3% beträgt.

## 6 Vorhersagegenauigkeit

Nachdem in den vorherigen Kapiteln zum Teil schon die Vorhersagegenauigkeit der entwickelten vereinfachten Gleichungen im Vergleich mit den numerischen Berechnungen für einzelne Parameter betrachtet wurde, wird im Folgenden das Endergebnis, also die Tragfähigkeit der Stütze, untersucht. Abbildung 87 zeigt die Gegenüberstellung der Normalkrafttragfähigkeiten bestimmt mit dem hergeleiteten Handrechenverfahren  $N_{Rd,Handrechnung}$  und der mittels FE-Rechnung ermittelten  $N_{Rd,FE}$ . Hierbei ist zum einen zu erkennen, dass die Handrechnung nur in Einzelfällen geringfügig höhere Tragfähigkeiten liefert als die FE-Rechnung. Andererseits liegt der Mittelwert der mit dem vereinfachten Verfahren bestimmten Tragfähigkeiten bezogen auf die jeweiligen FE-Ergebnisse bei 84% mit einem Variationskoeffizienten von 12%. Der Stichprobenumfang beträgt 21618 Werte.

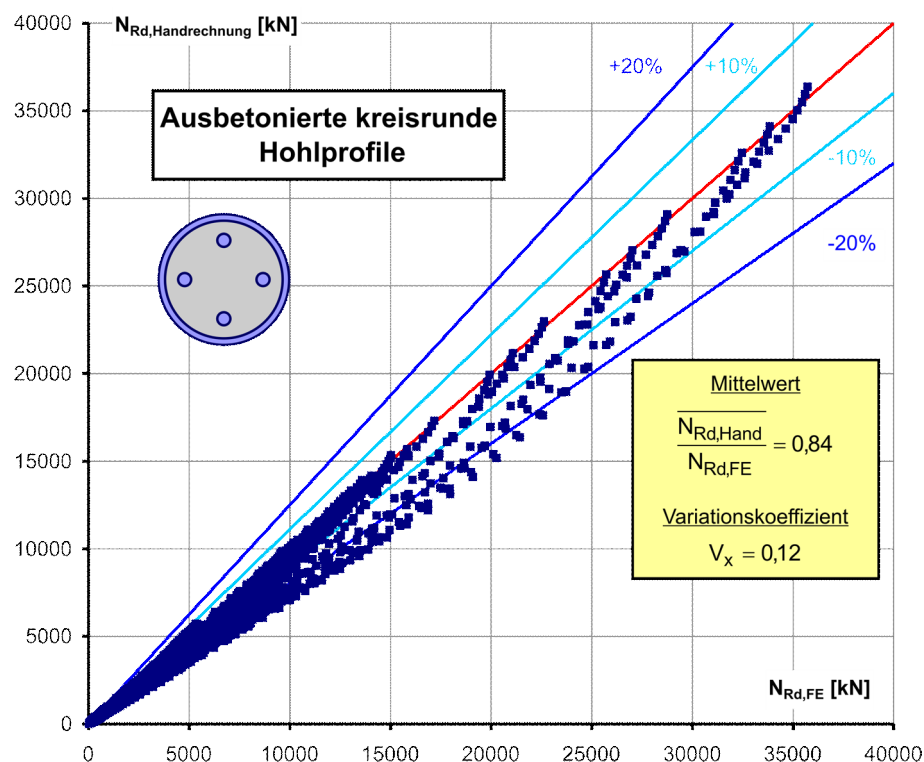


Abbildung 87: Vergleich Handrechnung – FE-Rechnung für ausbetonierte Hohlprofile

Für die in Abbildung 88 dargestellten Tragfähigkeiten der ausbetonierten Hohlprofile mit I-förmigen Einstellprofilen ergibt sich bei gleicher Betrachtung ein Verhältnis der Mittelwerte von 89% bezogen auf die FE-Rechnung bei einem Stichprobenumfang von 47671 Werten und einem Variationskoeffizienten von 12%.

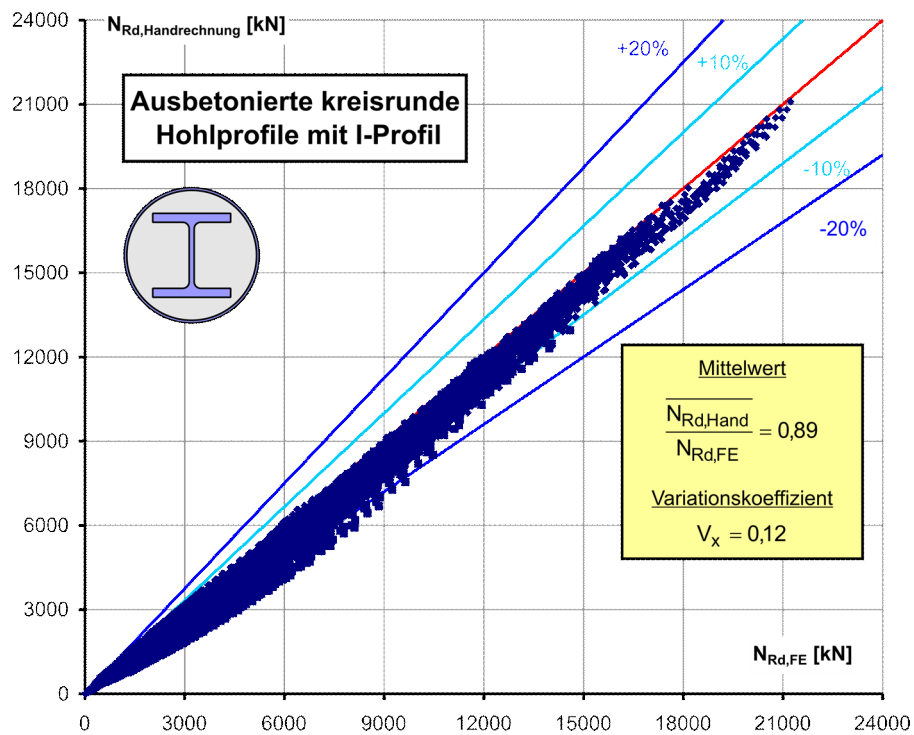


Abbildung 88: Vergleich Handrechnung – FE-Rechnung für ausbetonierte Hohlprofile mit I-Profil

Durch die auf der sicheren Seite liegenden vereinfachten Bestimmungsgleichung im Rahmen der entwickelten Verfahren ist bei beiden Vergleichen keine Mittelwerttreue festzustellen. Jedoch zeigt die geringe Streuung in Zusammenhang mit den angegebenen Verhältnissen zwischen Hand- und FE-Rechnung, dass die mit dem vereinfachten Verfahren ermittelten Tragfähigkeiten auf der sicheren Seite liegen.

## 7 Zusammenfassung und Ausblick

Mit der Zunahme der Möglichkeiten numerischer Berechnungsverfahren in den letzten Jahrzehnten ist es möglich, computergestützt sehr komplexe Berechnungen durchzuführen. Der Umgang mit diesen Methoden erfordert Expertenwissen in der jeweiligen Materie, die nötigen Expertensysteme und Zeit. Dies ist im Allgemeinen in der alltäglichen Entwurfspraxis nicht vorhanden. Die so entstehende Lücke kann mit vereinfachten Handrechenverfahren, die im Allgemeinen auf Parameterstudien beruhen und häufig mit Fallunterscheidungen arbeiten, geschlossen werden. Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurden die Grundlagen beschrieben, wie Handrechenverfahren für die Brandbemessung von zentrisch gedrückten Verbundstützen entwickelt werden können. Ansatzweise wurden Handrechenverfahren entwickelt und an konkreten Beispielen umgesetzt. Hierzu wurden die Traglastkurven von Verbundstützen aus ausbetonierten Hohlprofilen ohne und mit Einstellprofil ermittelt und in das etablierte Ersatzstabverfahren eingebunden. Die Ansätze dieser Arbeit sollten noch um längere Beflammungsdauern wie zum Beispiel 120 und 180 Minuten erweitert werden. Die Temperaturfelderermittlungen für ausbetonierte Hohlprofile ohne und mit Einstellprofil wurden ebenfalls jeweils in ein Handrechenverfahren überführt.

Für Verbundstützen aus ausbetonierten Hohlprofilen mit Einstellprofil wurden die Traglastkurven für Ausweichen um die starke Querschnittsbiegeachse ermittelt. Allerdings wurde für diesen Fall kein Handrechenverfahren in Anlehnung an das Ersatzstabverfahren entwickelt, da sich die Traglastkurven signifikant von den Knickspannungslinien des Ersatzstabverfahrens unterscheiden. Eine Verwendung des Ersatzstabverfahrens mit den etablierten Knickspannungslinien führt deshalb zu berechneten Traglasten, die teilweise sehr konservativ sind. Eine komplette Neudefinition von Knickspannungslinien für diesen Fall ist ebenfalls nicht erstrebenswert, da es zu sehr von dem etablierten Ersatzstabverfahren abweichen würde.

Der nächste Schritt für Biegung um die starke Achse ist, aus den ermittelten Traglastkurven eine Methode zu entwickeln, die ermöglicht, das Ersatzimperfectionsverfahren für die Brandbemessung zu verwenden. Bei dem Ersatzimperfectionsverfahren werden die geometrischen und strukturellen Imperfektionen als Ersatzimperfektionen auf das statische System direkt oder als äquivalente Ersatzbelastung aufgebracht. Über den Dischingerfaktor können die Schnittgrößen nach Theorie II. Ordnung bestimmt und mit den Querschnittswiderständen verglichen werden. Die Ersatzbiegesteifigkeit ist höchstwahrscheinlich nicht dieselbe wie für das Ersatzstabverfahren, wie die Bemessung von Verbundstützen nach Eurocode 4-1-1 [15] zeigt (vgl. Tabelle 26).

Tabelle 26: Effektive Biegesteifigkeiten nach EC 4-1-1

<b>Effektive Biegesteifigkeit von Verbundstützen nach EC4-1-1 für ...</b>	
<b>... das Ersatzstabverfahren</b>	<b>... die Verwendung mit den Ersatzimperfektionen</b>
$(EI)_{\text{eff}} = E_a I_a + 0,6 \cdot E_{cm} I_c + E_s I_s$	$(EI)_{\text{eff,II}} = 0,9 \cdot (E_a I_a + 0,5 \cdot E_{cm} I_c + E_s I_s)$

Es können jedoch für die Ermittlung der Ersatzbiegesteifigkeit zur Berechnung des Dischingerfaktors die Ansätze dieser Arbeit modifiziert verwendet werden.

Die Vorgehensweise über den Ansatz der Ersatzimperfectionen hat den weiteren großen Vorteil, dass das Verfahren nicht auf eine zentrische äußere Belastung der Stütze beschränkt ist, sondern beliebige Schnittgrößenverläufe berücksichtigt werden können. Der Tragwiderstand der Verbundstütze im Brandfall wird dann mit Hilfe temperaturreduzierter M-N-Interaktionskurven ermittelt, wie sie in Abbildung 89 dargestellt sind.

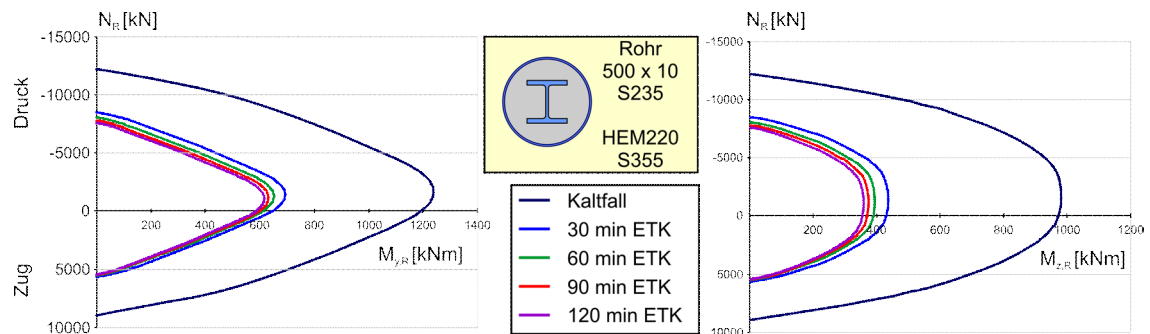


Abbildung 89: M-N-Interaktionskurven im Brandfall

Im Endeffekt kann dann mit reduzierten Steifigkeiten und Festigkeiten und speziellen Ersatzimperfectionen, die jeweils die Auswirkungen der hohen Temperaturen im Querschnitt berücksichtigen, ein Tragsicherheitsnachweis geführt werden, der sich in seiner Vorhergehensweise nur noch unwesentlich von dem Nachweis bei Raumtemperatur unterscheidet.

Es wäre wünschenswert, wenn für alle nach dem vereinfachten Bemessungsverfahren nach EC 4-1-1 zu bemessenden Querschnittstypen auch ein entsprechendes vereinfachtes Verfahren für den Brandfall nach EC 4-1-2 zur Verfügung stehen würde.

## Literatur

- [1] Beton-Kalender, Ernst & Sohn, 2006
- [2] Hass, R., Meyer-Ottens, C., Richter, E.: Stahlbau Brandschutz Handbuch, Ernst & Sohn, Berlin, 1993
- [3] Petersen, Ch.: Statik und Stabilität der Baukonstruktionen, Vieweg & Sohn, Braunschweig, 1980
- [4] gnuplot, Einführung in die grafische Darstellung von Funktionen und Daten, 1. Auflage, RRZN Hannover, 2006
- [5] gnuplot, Version 4.4.3, Thomas Williams, Colin Kelley, <http://www.gnuplot.info>
- [6] Roik, K.; Kindmann, R.: Das Ersatzstabverfahren - Eine Nachweisform für den einfeldrigen Stab bei planmäßig einachsiger Biegung mit Druckkraft., Stahlbau 50, Heft 12, S. 353-358, Ernst & Sohn, 1981
- [7] Roik, K.; Kindmann, R.: Das Ersatzstabverfahren - Tragsicherheitsnachweise für Stabwerke bei einachsiger Biegung und Normalkraft., Stahlbau 51, Heft 5, S. 137-145, Ernst & Sohn, (1982)
- [8] Roik, K.; Kuhlmann, U.: Beitrag zur Bemessung von Stäben für zweiachsige Biegung mit Druckkraft., Stahlbau 54, Heft 9, S. 271-280, Ernst & Sohn, (1985)
- [9] Bergmann, R.: Zur Geschichte der Biegesteifigkeit bei Verbundstützen, Stahlbau 73, Heft 9, S. 656-660, Ernst & Sohn, 2004
- [10] Roik, K., Wagenknecht, G.: Ermittlung der Grenztragfähigkeit von ausbetonierten Hohlprofilstützen aus Baustahl., Bauingenieur 51, S. 183-188, Springer Verlag, 1976
- [11] CEB-FIP International Recommendations for the Design and Construction of Concrete Structures, Bulletin No. 72, June 1970
- [12] Richtlinien für die Bemessung und Ausführung von Stahlverbundträgern, Ausgabe März 1981, Ergänzende Bestimmungen zu den Richtlinien für die Bemessung und Ausführung von Stahlverbundträgern, Ausgabe März 1984 und Juni 1991.
- [13] DIN EN 1993-1-1: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau. Deutsche Fassung Ausgabe 12-2010
- [14] DIN EN 1993-1-2: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall. Deutsche Fassung Ausgabe 12-2010
- [15] DIN EN 1994-1-1: Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton, Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für den Hochbau. Deutsche Fassung Ausgabe 12-2010.

- 
- [16] DIN EN 1994-1-2: Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton – Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall; Deutsche Fassung Ausgabe 12-2010.
- [17] DIN EN 1994-1-2/NA: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton – Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall, Ausgabe 12-2010.
- [18] DIN 18800-2: Stahlbauten – Stabilitätsfälle Knicken von Stäben und Stabwerken. Ausgabe 11-2008.
- [19] Bruhns, O.; Lehmann, Th.: Elemente der Mechanik. II: Elastostatik, Friedr. Vieweg & Sohn, 1994
- [20] Bergmann, R.: Traglastberechnung von Verbundstützen. Technisch-wissenschaftliche Mitteilungen Nr. 81-2, Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Ruhr-Universität Bochum, Bochum, Februar 1981
- [21] Wunderlich, W.: Zur computerorientierten Formulierung von Stabilitätsproblemen. In: "Festschrift W. Zerna, Institut KIB", S. 111-119. Werner Verlag, Düsseldorf, 1976
- [22] Technical Committee 8: Manual on the stability of steel structures, European convention for Constructional Steelwork (ECCS), 2<sup>nd</sup> Edition, ECCS Publication N° 22, 1976
- [23] Lindner, J., Scheer, Schmidt, H.: Erläuterungen zur DIN 18800 Teil 1 bis Teil 4. Beuth Kommentare, Ernst & Sohn, 1998
- [24] Böckh, P. von: Wärmetübertragung: Grundlagen und Praxis, 2. Auflage, Springer, Berlin, 2006
- [25] E. Hering, R. Martin, M. Stohrer: Physik für Ingenieure, 10. Auflage, Springer, Berlin, 1997
- [26] Kordina, K., Klingsch, W.: Brandverhalten von Stahlstützen im Verbund mit Beton und von massiven Stahlstützen ohne Beton; Forschungsbericht P 35 der Studiengesellschaft für Anwendungstechnik von Eisen und Stahl e.V., Düsseldorf (EGKS 7210 SA 1/108), 1984
- [27] Klingsch, W., Würker, K.-G., Martin-Bullmann, R.: Brandverhalten von Hohlprofil-Verbundstützen, Stahlbau 53, Heft 10, S. 300-305, Ernst & Sohn, 1984
- [28] Muess, H.; Richter, E.: Bemessungshilfen für den Brandschutz von Verbundstützen, Beton- und Stahlbetonbau 97, Heft 4, S. 173-177, Ernst & Sohn, 2002
- [29] Hosser, D.; Dorn, T.; El-Nesr, O.: Vereinfachtes Rechenverfahren zur brandschutztechnischen Bemessung von Verbundstützen aus kammerbetonierten Stahlprofilen, Teil 1, Stahlbau 63, Heft 3, S. 71-79, Teil 2, Stahlbau 63, Heft 4, S. 116-119, Ernst & Sohn, 1994
- [30] El-Nesr, O.: Vereinfachtes Rechenverfahren zur brandschutztechnischen Bemessung von Verbundstützen aus betongefüllten runden Stahl-Hohlprofilen, Bautechnik 71, Heft 11, S. 676-686, Ernst & Sohn, 1994



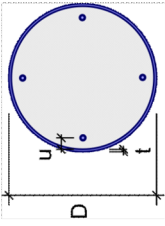
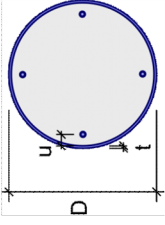
- 
- [31] Prüfbericht Nr. 4117.20-007/04 zur statischen Typenprüfung „Verbundstützenkatalog“, BAUEN MIT STAHL e. V., Düsseldorf, 2005
- [32] Hylla, P.: Untersuchung zu Temperaturfeldern von Verbundstützen im Brandfall und Vergleich vereinfachter Bemessungsmethoden mit einer thermischen Analyse mit dem Programm ANSYS, Diplomarbeit am Lehr- und Forschungsgebiet Stahlbau und Verbundkonstruktionen, Bergische Universität Wuppertal, 2010
- [33] Quast, U., Rudolph, K.: Bemessungshilfen für Verbundstützen mit definierten Feuerwiderstandsklassen. Forschungsbericht Projekt 86.2.3, Studiengesellschaft für Anwendungstechnik von Eisen und Stahl e.V., Düsseldorf, Band 1, 1985
- [34] Schäfer, M.: Zum Tragverhalten von Flachdecken mit integrierten hohlkastenförmigen Stahlprofilen, Heft 8, Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Bergische Universität Wuppertal, Wuppertal, 2007
- [35] Tetmajer, L.v.: Die Gesetze der Knickungs- und zusammengesetzten Druckfestigkeit der technisch wichtigsten Baustoffe, 3. Auflage, Wien, 1903
- [36] Bauschinger, J.: Über neuere Arbeiten im mechanisch-technischen Laboratorium der Technischen Hochschule München, Centralblatt der Bauverwaltung VI, 1886
- [37] Jezek, K.: Die Festigkeit von Druckstäben aus Stahl, Springer, Wien, 1937
- [38] Jezek, K.: Näherungsberechnung der Traglast exzentrisch gedrückter Stahlstäbe, Stahlbau 8, S. 89-96, 1935
- [39] Chwalla, E.: Eine Grenze elastischer Stabilität unter exzentrischem Druck, Zeitschrift für Angewandte Mathematik und Mechanik 10, 1930, S.415-417
- [40] Chwalla, E.: Über die Probleme und Lösungen der Stabilitätstheorie im Stahlbau, Stahlbau 12, S. 1-6, 1939
- [41] Lindner, J.: Näherungen für die Europäischen Knickspannungskurven. Bautechnik 55, S. 344-347, 1978
- [42] Maquoi, R., Rondal, J.: Analytische Formulierung der neuen Europäischen Knickspannungslinien, ACIER-STAHL-STEEL 43, S. 23-28, 1978
- [43] Rust, W.: Nichtlineare Finite-Elemente-Berechnungen, 2., überarbeitete und erweiterte Auflage, Vieweg+Teubner Verlag, Wiesbaden, 2011
- [44] DIN EN 1991-1-2: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-2: Allgemeine Einwirkungen – Brandeinwirkungen auf Tragwerke; Deutsche Fassung, 12-2010
- [45] DIN EN 1992-1-1: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung, 12-2010
- [46] DIN EN 1992-1-1/NA: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau, 12-2010

- 
- [47] DIN EN 1992-1-2: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall; Deutsche Fassung, 12-2010
- [48] DIN EN 1992-1-2/NA: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-2: Allgemeine Regeln - Tragwerksbemessung für den Brandfall, 12-2010
- [49] Klingsch, W., Muess, H., Wittbecker, F.-W.: Ein baupraktisches Näherungsverfahren für die brandschutztechnische Bemessung von Verbundstützen, Bauingenieur 63, Springer Verlag, 1988
- [50] DIN 1050: Stahl im Hochbau; Berechnung und bauliche Durchbildung, 06-1968
- [51] DIN 4114: Stahlbau: Stabilitätsfälle (Knickung, Kippung, Beulen), Berechnungsgrundlagen, Vorschriften, 7-1952
- [52] DIN 18800-2: Stahlbauten – Stabilitätsfälle, Knicken von Stäben und Stabtragwerken, 11-1990
- [53] DIN 18800-2: Stahlbauten – Teil 2: Stabilitätsfälle – Knicken von Stäben und Stabwerken, 11-2008
- [54] DIN 4102: Widerstandsfähigkeit von Baustoffen und Bauteilen gegen Feuer und Wärme, Baupolizeiliche Bestimmungen über den Feuerschutz, Blatt 1: Begriffe, Blatt 2: Einreihung in die Begriffe, Blatt 3: Brandversuche, Preußischer Ministerialerlass vom 30. August 1934
- [55] DIN 4102-4: Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen, Zusammenstellung und Anwendung klassifizierter Baustoffe, Bauteile und Sonderbauteile, 03-1994 mit Änderung A1, 11-2004
- [56] Lindner, J.: Schlußbericht zum Forschungsvorhaben – Geometrische Ersatzimperfektionen für Verbundstützen, die in die Knickspannungslinien b und c eingestuft sind, Forschungsvorhaben Nr. IV 1-5-787/96 des Deutschen Instituts für Bautechnik (DIBt), Berlin, 1996
- [57] Bergmann, R.: Schlußbericht zum Forschungsvorhaben – Geometrische Ersatzimperfektionen für Verbundstützen, die in die Knickspannungslinien a eingestuft sind – zur Bearbeitung der DIN 18800 Teil 5 im Auftrag des IfBt-Berlin, Witten, 1996
- [58] Verleihung der Ehrendoktorwürde an Herrn Prof. Dr-Ing. Walter Wunderlich durch die Fakultät Bauingenieurwesen der Ruhr-Universität Bochum, 14. Januar 2005, abgerufen unter: [http://www.bv.tum.de/files/fakultaet/ehemalige\\_professoren/WunderlichEhrendoktorwuerde\\_LS\\_Statik.pdf](http://www.bv.tum.de/files/fakultaet/ehemalige_professoren/WunderlichEhrendoktorwuerde_LS_Statik.pdf)
- [59] Jungbluth, O.: Optimierte Verbundbauteile, in: Stahlbau Handbuch für Studium und Praxis, Band 1, Stahlbau-Verlagsgesellschaft, Köln, 1993
- [60] Studiengesellschaft für Anwendungstechnik von Eisen und Stahl: Brandverhalten von Stahl- und Stahlverbundkonstruktionen, Statusseminar 1983, Verlag TÜV Rheinland, Köln, 1983

- [61] Studiengesellschaft für Anwendungstechnik von Eisen und Stahl: Brandverhalten von Stahl- und Stahlverbundkonstruktionen, Abschlussbericht, Statusseminar 1986, Verlag TÜV Rheinland, Köln, 1986
- [62] Haß, R., Meyer-Ottens, C., Quast, U.: Verbundbau Brandschutz Handbuch, Verlag Ernst & Sohn, 1989

## **ANHANG**

Übersicht über die zu Grunde liegenden Untersuchungsreihen

		<b>Übersicht Untersuchungsreihen</b> <b>Ausbetonierte kreisrunde Hohlprofile</b>			
Name	D [mm]	t [mm]	u [mm]	Bewehrung	Betongüte
RH 1	200 ... 1000	10	30	4Ø20	C20/25
RH 2	800	10	20 ... 300	4Ø20	C20/25
RH 3	800	10	30	4Ø10 ... 30	C20/25
RH 4	200 ... 1000	10	30	4Ø20	C50/60
RH 5	200 ... 1000	10	30	4Ø20	C"Null"
RH 6	800	10	30	4 ... 32Ø20	C20/25
RH 7	400	10	30	8 ... 24Ø20	C20/25
RH 8	500	10	30 ... 90	4Ø20	C20/25
RH 9	500	10	30 ... 90	8Ø20	C20/25
RH 10	900	10	30 ... 90	8Ø20	C20/25
RH 11	200	10	30	4Ø8 ... 16	C20/25
RH 12	200	4 ... 7	30	4Ø10	C20/25
RH 13	300	3 ... 9	30	4Ø10	C20/25
RH 14	400	4 ... 10	30	4Ø10	C20/25
RH 15	500	10	30	4Ø20	C20/25 ... C50/60

Übersicht Untersuchungsreihen						
Ausbetonierte kreisrunde Hohlprofile mit I-förmigen Einstellprofilen						
Name	D [mm]	t [mm]	Profile	Biegung um ...	Stahlgüte Einstellprofil	Betongüte
RHI 1	500	10	HEA 200 bis 340 HEB 200 bis 340 HEM 200 bis 300	schwache Achse	S355	C20/25
RHI 2						C50/60
RHI 3				C20/25		
RHI 4				C50/60		
RHI 5				C25/30		
RHI 6				C30/37		
RHI 7				C35/45		
RHI 8				C40/50		
RHI 9				C45/55		
RHI 10	400	8	HEA 160 bis 260 HEB 160 bis 260 HEM 160 bis 240	schwache Achse	S235	C20/25
RHI 11	800	10	HEA 400 bis 600 HEB 400 bis 600 HEM 400 bis 600	schwache Achse	S235	C20/25
RHI 12	400	8	HEA 160 bis 260 HEB 160 bis 260 HEM 160 bis 240	starke Achse	S235	C20/25

Übersicht Untersuchungsreihen						
Ausbetonierte kreisrunde Hohlprofile mit I-förmigen Einstellprofilen						
Name	D [mm]	t [mm]	Profile	Biegung um ...	Stahlgüte Einstellprofil	Betongüte
RHI 13	800	10	HEA 400 bis 600	starke Achse	S235	C20/25
			HEB 400 bis 600			
			HEM 400 bis 600			
RHI 14	400	8	HEA 160 bis 260	schwache Achse	S335	C20/25
			HEB 160 bis 260			
			HEM 160 bis 240			
RHI 15	800	10	HEA 400 bis 600	schwache Achse	S355	C20/25
			HEB 400 bis 600			
			HEM 400 bis 600			
RHI 16	400	8	HEA 160 bis 260	starke Achse	S335	C20/25
			HEB 160 bis 260			
			HEM 160 bis 240			
RHI 17	800	10	HEA 400 bis 600	starke Achse	S235	C20/25
			HEB 400 bis 600			
			HEM 400 bis 600			
RHI 18	500	10	HEA 200 bis 340	schwache Achse	S235	C20/25
			HEB 200 bis 340			
			HEM 200 bis 300			

Übersicht Untersuchungsreihen						
Ausbetonierte kreisrunde Hohlprofile mit I-förmigen Einstellprofilen						
Name	D [mm]	t [mm]	Profile	Biegung um ...	Stahlgüte Einstellprofil	Betongüte
RHI 20	200 + 250	5	HEA 100 bis 120 HEB 100 bis 120 HEM 100 + HEA 100 bis 140 HEB 100 bis 140 HEM 100 bis 140	schwache Achse	S235	C20/25
RHI 21				starke Achse		
RHI 22				schwache Achse	S355	
RHI 23				starke Achse		
RHI 24	400	10	HEA 160 bis 260 HEB 160 bis 260 HEM 160 bis 240	schwache Achse	S355	C20/25
RHI 26	300	6	HEA 120 bis 180 HEB 120 bis 180 HEM 120 bis 180	schwache Achse	S235	C20/25
RHI 27				starke Achse		
RHI 28				schwache Achse	S355	
RHI 29				starke Achse		
RHI 30	600	10	HEA 320 bis 500 HEB 320 bis 450 HEM 320 bis 450	schwache Achse	S235	C20/25
RHI 31				starke Achse		
RHI 32				schwache Achse	S355	
RHI 33				starke Achse		



---

## **Berichte aus dem Konstruktiven Ingenieurbau**

### Bergische Universität Wuppertal

---

- Heft 1      Andres, M.: Zum Stabilitätsnachweis von Schalentragwerken aus Hochleistungs-beton, 2004; ISBN 978-3-940795-00-7
- Heft 2      Wörmann, R.: Zur Erfassung hygrothermischer Einflüsse auf das nicht-lineare Trag- und Schädigungsverhalten von Stahlbetonflächentragwerken, 2004; ISBN 978-3-940795-01-4
- Heft 3      Piel, W.: Zur Erhöhung der Durchstanztragfähigkeit von Flachdecken mit Stahlverbundsystemen, 2004; ISBN 978-3-940795-02-1
- Heft 4      Mahran, E.: Finite-Infinite-Elemente-Modellierung zur Simulation der Boden-Bauwerk-Flüssigkeit-Interaktion unter dynamischer Anregung, 2004; ISBN 978-3-940795-03-8
- Heft 5      Eusani, R.: Zur numerischen Zeitbereichssimulation der Aeroelastischen Instabilität bei Seilbrücken, 2005; ISBN 978-3-940795-04-5
- Heft 6      Stracke, J.: Flachdecken aus Konstruktions - Leichtbeton, 2005; ISBN 978-3-940795-05-2
- Heft 7      Hanswille, G., Porsch, M., Üstündağ, C.: Versuchsbericht SFB 398 -Projekt C8 -Teil 1, 2007; ISBN 978-3-940795-06-9
- Heft 8      Schäfer, M.: Zum Tragverhalten von Flachdecken mit integrierten hohlkastenförmigen Stahlprofilen, 2007; ISBN 978-3-940795-07-6
- Heft 9      Üstündağ, C.: Beitrag zur Bemessung von Verbundträgern unter ermüdungswirksamen Beanspruchungen, 2007; ISBN 978-3-940795-08-3
- Heft 10     Hanswille, G., Porsch, M.: Versuchsbericht über die Durchführung von 36 Push-Out-Versuchen; ISBN 978-3-940795-09-0
- Heft 11     Hanswille, G., Porsch, M.: Metallurgische Untersuchungen an Schweißnahtverbindungen, 2008; ISBN 978-3-940795-10-6
- Heft 12     Jamali, N.: On the Numerical Simulation of Friction-Isolated Structures, 2008; ISBN 978-3-940795-11-3
- Heft 13     Lippes, M.: Zur Bemessung von Hohlprofil – Verbundstützen aus hochfesten Stählen und Betonen, 2008; ISBN 978-3-940795-12-0
- Heft 14     Mihajlov, Viktor: Numerical Model for Spatial Steel and Composite Frame-Structures Exposed to Fire and Elevated Temperatures, 2009; ISBN 978-3-940795-13-7

---

## **Berichte aus dem Konstruktiven Ingenieurbau**

### Bergische Universität Wuppertal

---

- Heft 15 Neuhaus, Christian: Zur Identifikation selbsterregter aeroelastischer Kräfte im Zeitbereich, 2010; ISBN 978-3-940795-14-4
- Heft 16 Stopp, Kirsten: Trag- und Verformungsverhalten großflächig gegründeter Stahlbetontragwerke unter Berücksichtigung der Boden-Bauwerk-Interaktion, 2010; ISBN 978-3-940795-15-1
- Heft 17 Porsch, Markus: Modellierung von Schädigungsmechanismen zur Beurteilung der Lebensdauer von Verbundkonstruktionen aus Stahl und Beton, 2010; ISBN 978-3-940795-16-8
- Heft 18 Mannsfeld, Thorsten Rolf: Tragverhalten von Stahlbetonflächentragwerken unter Berücksichtigung der temperaturbedingten Nichtlinearitäten im Brandfall, 2011; ISBN 978-3-940795-17-5
- Heft 19 Geliën, Marion: Ein Beitrag zur Bemessung von Stahlbetonstützen im Brandfall, 2011; ISBN 978-3-940795-18-2
- Heft 20 Festschrift Gerhard Hanswille, 2011; ISBN 978-3-940795-19-9
- Heft 21 Bergmann, Marco: Zur Bemessung von Hohlprofilverbundstützen im Brandfall, 2013; ISBN 978-3-940795-20-5