

Ein Beitrag zur Bemessung von
Stahlbetonstützen im Brandfall

Dissertation

zur

**Erlangung des akademischen Grades
Doktor-Ingenieur (Dr.-Ing.)**

der

**Abteilung Bauingenieurwesen im
Fachbereich D an der
Bergischen Universität Wuppertal**

von

Marion Gelien

Die Dissertation kann wie folgt zitiert werden:

urn:nbn:de:hbz:468-20111018-114421-9

[<http://nbn-resolving.de/urn/resolver.pl?urn=urn%3Anbn%3Ade%3Ahbz%3A468-20111018-114421-9>]

Veröffentlicht als Heft 19 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

Massivbau und Tragkonstruktionen
Univ.-Prof. Dr.-Ing. Markus Held
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. Marion Gelien**
Beethovenstraße 167b
42655 Solingen

ISBN 978-3-940795-18-2

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.

Zusammenfassung:

Die vorliegende Arbeit befasst sich mit der Bemessung von Stahlbetonstützen im Brandfall. Es werden zunächst die verschiedenen veröffentlichten Verfahren zum rechnerischen Nachweis der Feuerwiderstandsdauer untersucht und verglichen. Die dort angesetzten Vereinfachungen im Vergleich zur allgemeinen Berechnung mit thermischer und mechanischer Analyse werden aufgezeigt und auf ihre Auswirkung hinsichtlich des Bemessungsergebnisses analysiert. Im Anschluss wird eine Modellrechnung zur Heissbemessung vorgestellt, die auf Basis der Kragstütze entwickelt wurde und für beliebige Stützsysteme, übliche Querschnitte und unterschiedliche Beflammung anwendbar ist.

Abschließend folgen Untersuchungen zu alternativen Methoden, die rechnerische Brandsicherheit zu erlangen sowie zur Frage, in welchen Fällen die Heissbemessung überhaupt maßgebend wird.

Abstract:

The present paper concentrates on fire resistance design of reinforced concrete columns. First of all the published methods of calculating the fire resistance are analysed and compared. The simplifications made in comparison to exact thermal and mechanical analysis are demonstrated and analysed with reference to the effects on the result of calculation. In the following a new model calculation is presented, which is applicable for all types of usual cross-sections, systems of columns and various flame impingement as i.e. of three or four sides.

Finally some studys are made at alternatives to get fire resistance and in which case fire resistance design is decisive.

Vorwort:

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftliche Mitarbeiterin am Lehr- und Forschungsgebiet Massivbau & Tragkonstruktionen der Bergischen Universität Wuppertal.

Mein besonderer Dank gilt Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. Markus Held für das mir entgegengebrachte Vertrauen und die Unterstützung meiner Arbeit während der gesamten Zeit.

Ebenso danke ich Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. Alfons Goris und Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. Wolfram Klingsch für ihr Interesse an der vorliegenden Arbeit sowie für deren Begutachtung und die wertvollen Anregungen.

Solingen, August 2011

Marion Gelien

Tag der Einreichung: 08. Oktober 2010

Tag der mündlichen Prüfung: 02. Mai 2011

Gutachter: Univ.-Prof. Dr.-Ing. M. Held Bergische Universität Wuppertal
 Univ.-Prof. Dr.-Ing. A. Goris Universität Siegen

Vorsitz der Kommission: Univ.-Prof. Dr.-Ing. W. Klingsch

Beisitzer der Kommission: Univ.-Prof. Dr.-Ing. Carmen Hass-Klau

Inhaltsverzeichnis

Inhaltsverzeichnis	v
Abbildungsverzeichnis	viii
Tabellenverzeichnis	xi
Symbolverzeichnis.....	xii
Lateinische Buchstaben.....	xii
Griechische Buchstaben	xiii
Indizes	xiii
1 Einleitung.....	1
1.1 Problemstellung und Motivation	1
1.2 Ziel der Arbeit	1
1.3 Gliederung der Arbeit.....	2
2 Mechanische und konstruktive Grundlagen.....	3
2.1 Lasteinwirkung im Brandfall.....	3
2.1.1 Globales und semiprobabilistisches Sicherheitskonzept	3
2.1.2 Ausnutzungsgrad eines Stützenquerschnittes	4
2.2 Materialsicherheiten im Brandfall	6
2.3 Kritische Temperatur.....	6
2.4 Festigkeitsverlust bei hohen Temperaturen.....	7
2.5 Baustoffkennlinien für die Bemessung im Brandfall	9
2.5.1 Betonstahl	10
2.5.2 Beton.....	11
2.5.3 E-Modul.....	13
2.6 Einheitstemperaturzeitkurve (ETZK)	17
2.7 Thermische Dehnung.....	18
2.7.1 Direkte Einwirkungen – Eigenspannungen im Querschnitt	18
2.7.2 Indirekte Einwirkungen - Zwangkräfte	18
3 Historie und Stand der Technik	21
3.1 Tabellarische Bemessung nach DIN 4102-4	21
3.1.1 Stand 3/1994	21
3.1.2 Anwendungsnorm DIN 4102-22	23
3.1.3 Neue Tabelle 31 in DIN 4102-4 bzw. -22	23
3.2 Tabellarische Bemessung nach DIN EN 1992-1-2.....	25
3.2.1 Tabelle 5.2a	25
3.2.2 Tabelle 5.2b	26
3.3 Vereinfachte Berechnungsverfahren in DIN EN 1992-1-2	28
3.3.1 B.1 Verfahren: 500 °C-Isothermen-Methode	28
3.3.2 B.2 Verfahren: Zonenmethode	31

3.4	Vereinfachtes Verfahren nach Richter/ Zehfuß.....	36
3.5	Bemessung für schlanke Stützen nach Anhang AA des deutschen NAD zu DIN EN 1992-1-2	41
3.6	Bemessung nach Cyllok/ Achenbach	43
3.7	Bemessung nach Quast/ Richter	45
3.8	Allgemeine Berechnungsverfahren	47
4	Vergleich der verschiedenen Bemessungsverfahren	48
4.1	Anwendungsbereich der tabellarischen Verfahren.....	48
4.2	Ansätze zur Ermittlung eines fiktiven Ersatzquerschnittes	48
4.2.1	Vergleich der Methoden	48
4.2.2	Betrachtung a_z für vierseitig beflamnte Stützen	51
4.3	Ansätze für die Spannungen im Querschnitt	52
4.4	Zentrische Tragfähigkeit.....	57
4.4.1	Erweiterung des Ansatzes von Quast auf rechteckige Querschnitte	57
4.4.2	Variation ohne thermische Dehnung	60
4.4.3	Zonenmethode	61
4.4.4	Fazit	68
4.5	Steifigkeiten – M-k-Linie	71
4.5.1	M-k-Linie physikalisch nichtlinear - Validierung der entwickelten Modellrechnung.....	72
4.5.2	M-k-Linie unter Vernachlässigung der thermischen Dehnungen.....	79
4.5.3	M-k-Linie für Querschnitte nach Zonenmethode.....	80
4.5.4	„Heisses Modellstützenverfahren“ nach Richter/ Zehfuß [27].....	85
4.5.5	Erweiterte Zonenmethode nach Zilch, Müller, Reitmayer [49]	85
4.5.6	Berechnungsalgorithmus nach Quast/ Richter [40].....	86
4.6	Stützenbeanspruchung inklusive Theorie II. Ordnung.....	86
4.6.1	Geometrisch und physikalisch nichtlineare Rechnung – entwickeltes Modell	86
4.6.2	Modellstützenverfahren (MSV), angepasst auf den Brandfall gemäß [27].....	88
4.6.3	Erweiterte Zonenmethode nach Zilch [49].....	89
5	Bemessungskonzept.....	91
5.1	Bemessung gedrungener Stützen - reine Querschnittsbemessung	91
5.1.1	Bemessung mit Interaktionsdiagrammen	96
5.1.2	Bemessung mit EDV	97
5.2	Bemessung schlanker Stützen unter symmetrischer Brandbeanspruchung.....	97
5.2.1	Quadratische Stützen	99
5.2.2	Rechteckige Stützen	107
5.2.3	Rundstützen	107
5.3	Bemessung schlanker Stützen unter asymmetrischer Brandbeanspruchung.....	111
5.3.1	Dreiseitige Beflammung.....	111
5.3.2	Einseitige Beflammung	115
5.4	Möglichkeiten zur Vereinfachung der Modellierung	115

6	Vergleich der entwickelten Modellrechnung mit Versuchsergebnissen.....	120
7	Alternativen zur Erlangung des erforderlichen Feuerwiderstandes.....	125
7.1	Schutz der Stahlbetonstütze vor direkter Beflammung.....	125
7.1.1	Verkleidungen	125
7.1.2	Beschichtungen.....	125
7.2	Verbesserung der Tragfähigkeit	126
7.2.1	Optimierung der Betonzusammensetzung.....	126
7.2.2	Erhöhung der Betonfestigkeit.....	127
7.2.3	Optimierung der Bewehrungsanordnung.....	130
8	Heissbemessung versus Kaltbemessung.....	136
8.1	Möglichkeiten zur Überführung der Bemessung im Brandfall in eine Kaltbemessung...	136
8.2	Notwendigkeit der Bemessung im Brandfall	137
9	Fazit	140
	Literaturliste	141
	Anhang A.....	A1

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1: Bild 1 aus DIN 4102-4 (3/1994)	7
Abbildung 2: Bild 4.1 aus DIN EN 1992-1-2.....	8
Abbildung 3: Bild 4.2a aus DIN EN 1992-1-2.....	8
Abbildung 4: Bild 5.1 aus DIN EN 1992-1-2.....	9
Abbildung 5: Bild 3.3 aus DIN EN 1992-1-2.....	10
Abbildung 6: Bild 3.1 aus DIN EN 1992-1-2.....	11
Abbildung 7: Arbeitslinien Beton bei hohen Temperaturen nach DIN EN 1992-1-2.....	13
Abbildung 8: Bezogener Hochtemperatur-E-Modul von Betonstählen nach [12].....	14
Abbildung 9: Bezogener Hochtemperatur-E-Modul von Normalbeton [34]	15
Abbildung 10: Stützenkraft in Abhängigkeit der Kopfpunktverschiebung.....	20
Abbildung 11: Bild A.18 aus DIN EN 1992-1-2.....	30
Abbildung 12: Bild B.5 c) aus DIN EN 1992-1-2.....	32
Abbildung 13: Bild B.5a) aus DIN EN 1992-1-2.....	33
Abbildung 14: Vergleich der ermittelten Schädigungsbreiten a_z nach [12], Kapitel B.2.....	35
Abbildung 15: Auswirkung des von der Temperatur abhängigen Festigkeitsbeiwertes k_s auf die bezogenen Ausmitten e_{fi}/e_2	40
Abbildung 16: Bild AA.1 aus NAD zu DIN En 1992-1-2	42
Abbildung 17: a_z in Abhängigkeit der Querschnittsgröße, 500 °C-Isothermen-Methode.....	50
Abbildung 18: Verhältnswerte für Festigkeiten und Flächen, RQ, R90, C30/37	50
Abbildung 19: Vergleich allgemeiner Ansatz mit Ansatz nach Quast.....	53
Abbildung 20: Vergleich der Dehnungen für eine Stütze 30/30, R90.....	55
Abbildung 21: Vergleich Ansatz der Spannungen	56
Abbildung 22: DIN EN 1992-1-2, Bild 3.5, Thermische Dehnung Beton.....	58
Abbildung 23: DIN EN 1992-1-2, Bild 3.8, Thermische Dehnung Stahl	58
Abbildung 24: maximale Normalkraft unter Beachtung der thermischen Dehnungen	59
Abbildung 25: maximale Normalkraft bei Vernachlässigung der thermischen Dehnung.....	60
Abbildung 26: Spannungs-Dehnungslinien für Betonstahl unter 519 °C im Vergleich	62
Abbildung 27: $N_{Rd,fi}$, Parameterstudie zum Einfluss der Lage der Bewehrung	63
Abbildung 28: $N_{Rd,fi}$, Parameterstudie zum Einfluss der Querschnittsgröße	64
Abbildung 29: $N_{Rd,fi}$, Parameterstudie zum Einfluss der Bewehrungsmenge	65
Abbildung 30: aufnehmbare Normalkraft in Abhängigkeit der Dehnungsebene.....	66
Abbildung 31: Vergleich der ansetzbaren bezogenen Stahlfestigkeit in Abhängigkeit von der Temperatur	67
Abbildung 32: Spannungsverteilung im Beton für verschiedene Ansätze	70
Abbildung 33: Vergleich der Spannungsverteilung im Beton für verschiedene Ansätze	71
Abbildung 34: Einteilung des Querschnittes in 100 Elemente.....	72
Abbildung 35: Eichbeispiel 1, R90, M-k-Linie (Validierung der eigenen Modellrechnung) ..	74
Abbildung 36: Eichbeispiel 2, R30, M-k-Linie (Validierung der eigenen Modellrechnung) ..	75

Abbildung 37: Eichbeispiel 3,R60, M-k-Linie (Validierung der eigenen Modellrechnung) ...	75
Abbildung 38: Modellbildung für nichtlineare Berechnung, am Rand feiner elementiert.....	76
Abbildung 39: Eichbeispiel 1 und 3, M-k-Linie (Validierung der eigenen Modellrechnung).	77
Abbildung 40: Eichbeispiel 2, M-k-Linie (Validierung der eigenen Modellrechnung).....	77
Abbildung 41: Weitere Eichbeispiele.....	78
Abbildung 42: Eichbeispiel Querschnitt 60/60, Vergleich der M-k-Linie.....	79
Abbildung 43: Einfluss der thermischen Dehnung auf die Steifigkeit (M-k-Linie).....	80
Abbildung 44: Eichbeispiel S1, Vergleich der Steifigkeiten (M-k-Linien), R90.....	81
Abbildung 45: Eichbeispiel S2, Vergleich der Steifigkeiten (M-k-Linien), R30.....	81
Abbildung 46: Eichbeispiel S3, Vergleich der Steifigkeiten (M-k-Linien), R60.....	82
Abbildung 47: nichtlineare und trilineare σ - ε -Linie für Betonstahl.....	83
Abbildung 48: Dehnungsverteilung	83
Abbildung 49: Dehnungsverteilung bei geringerer Stahlspannung.....	83
Abbildung 50: Auswirkung der σ - ε -Linie des Bewehrungsstahls nichtlinear – trilinear	84
Abbildung 51: S1, Vergleich der Steifigkeiten verschiedener Berechnungsverfahren.....	85
Abbildung 52: Vergleich der Momente nach Theorie II. Ordnung für S1	90
Abbildung 53: Vergleich der Momente bei unterschiedlichen Bewehrungsgraden.....	93
Abbildung 54: Einfluss Theorie II. Ordnung in Abhängigkeit des Bewehrungsgrades.....	93
Abbildung 55: Einfluss Theorie II. Ordnung in Abhängigkeit des bezogenenen Momentes bei konstantem Bewehrungsgrad von $A_s/A_c = 4,5\%$	94
Abbildung 56: Begrenzung des Einflusses Theorie II. Ordnung.....	95
Abbildung 57: Einfluss Theorie II. Ordnung, Betongütenvergleich	96
Abbildung 58: Modellrechnung, Eingabe	99
Abbildung 59: Modellrechnung, Temperaturverteilung.....	100
Abbildung 60: Modellrechnung, Elementtemperaturen, R90	101
Abbildung 61: Modellrechnung, verwendete Betonarbeitslinien.....	102
Abbildung 62: Modellrechnung, verwendete Stahlarbeitslinien	102
Abbildung 63: Modellrechnung, M-k-Linie.....	105
Abbildung 64: Modellrechnung, Theorie II. Ordnung	106
Abbildung 65: Vergleich achsiale Erwärmung, radiale Erwärmung.....	108
Abbildung 66: Vergleichsrechnungen, M-k-Linien Rundstütze	110
Abbildung 67: Beflammung, Ansatz bei Rechteckquerschnitt	111
Abbildung 68: M-k-Linie, symmetrische und unsymmetrische Beflammung.....	112
Abbildung 69: Moment inclusive Theorie II. Ordnung, S3, R60, vierseitig beflammt	113
Abbildung 70: Moment inclusive Theorie II. Ordnung, S3, R60, dreiseitig beflammt	113
Abbildung 71: M-k-Linie, Beflammung der Zug- bzw. Druckzone	114
Abbildung 72: Ausgabe Th.II.O., Beflammung der Druckzone	114
Abbildung 73: M-k-Linie, 1-seitige bzw. mehrseitige Beflammung der Biegezugzone.....	115
Abbildung 74: Eichbsp. S1, mittlere Ersatztemperatur Beton.....	117
Abbildung 75: Eichbsp. S1, variierender Ansatz Stahltemperatur	118
Abbildung 76: Modellrechnung und Versuchsergebnis	120

Abbildung 77: Vergleich zwischen Modellrechnung und Versuchsergebnissen	122
Abbildung 78: Eingabe S1 mit $N_{Ed,fi} = 400$ kN und C50/60	128
Abbildung 79: Auswertung S1 mit $N_{Ed,fi} = 400$ kN und C50/60.....	128
Abbildung 80: Eingabe S1 mit $N_{Ed,fi} = 400$ kN und 10 Ø 16	129
Abbildung 81: Auswertung S1 mit $N_{Ed,fi} = 400$ kN und 10 Ø 16.....	130
Abbildung 82: Auswirkung der Bewehrungsanordnung auf die Tragfähigkeit im	131
Abbildung 83: maximal aufnehmbare Normalkraft bei verschiedenen.....	133
Abbildung 84: Vergleich der M-k-Linien für verschiedene Bewehrungsanordnungen	134
Abbildung 85: Bild 22 der DIN 1045-1: σ - ϵ -Linie für Beton bei nichtlinearer.....	136
Abbildung 86: M-k-Linien für verschiedene Materialansätze	137

Tabellenverzeichnis

Tabelle 1: Tab. 3.2a aus DIN EN 1992-1-2.....	11
Tabelle 2: Tabelle 3.1 aus DIN EN 1992-1-2.....	12
Tabelle 3: Reduktionsfaktor $k_{c,E}(\theta)$ des Elastizitätsmoduls von Beton [36]	16
Tabelle 4: Tab 31 aus DIN 4102-4 (3/1994)	21
Tabelle 5: Tabelle 31E [20]	24
Tabelle 6: Tabelle 5.2a aus DIN EN 1992-1-2 (12/2010)	26
Tabelle 7: Tabelle 5.2b aus DIN EN 1992-1-2.....	27
Tabelle 8: Tabelle B1a aus DIN EN 1992-1-2: Mindestbreite des Querschnitts	29
Tabelle 9: Vergleich der Berechnungsmethoden für max. $N_{Rd,fi}$	68
Tabelle 10: Eingangsparmeter der Eichbeispiele von Cyllok und Achenbach.....	74
Tabelle 11: Eingangsparmeter weiterer Eichrechnungen	78
Tabelle 12: Vergleich der Momente Theorie II. Ordnung.....	88
Tabelle 13: Vergleich der Momente II. Ordnung, Eichbeispiele	88
Tabelle 14: Eingangsparmeter der Testrechnungen.....	109
Tabelle 15: Vergleichsrechnung, Momente Theorie II. Ordnung	109
Tabelle 16: wesentliche Kenndaten der betrachteten Versuche der Nachberechnung.....	121
Tabelle 17: Grenزشlankheit λ für die Heissbemessung.....	138

Symbolverzeichnis

Lateinische Buchstaben

A	Fläche	
E	Einwirkung	
F	Kraft	
G	ständige Last	
H	Horizontalkraft	
I	Flächenmoment 2. Grades	
K_1, K_2	Faktoren im Modellstützenverfahren nach [7]	
M	Moment	
N	Normalkraft	
Q	veränderliche Last	
R	Widerstand	
T	Temperatur	
U	Umfang	
a_z	Breite der entfestigten Zone	
b	Breite	
d	Nutzhöhe	oder
	Durchmesser	
d_1	Achsabstand der Bewehrung zum Rand	
e	Ausmitte	
f	Festigkeit	oder
	Faktor	oder
	Funktion (abhängig von Variablen)	
g	ständig	
h	Höhe	
i	Trägheitsradius = $(A/I)^{0,5}$	
k	Festigkeitsbeiwert (mit Index für Material)	oder
	Krümmung (ggfls. mit Index für Richtung)	
l	Länge	
n	Normalkraftausnutzung, bezogene Normalkraft	oder
	Anzahl	
q	veränderlich	
$1/r$	= k = Krümmung	
u	Achsabstand der Bewehrung zum Rand (DIN 4102-1)	
w	halbe Stützenbreite nach [12]	

z Koordinate vom Schwerpunkt aus, Hebelarm

Griechische Buchstaben

Σ	Summe
α	Ausnutzung
β	Festigkeit (Bezeichnung nach alter DIN 1045) oder Beiwert der Knicklänge einer Stütze
ε	Dehnung
γ	Sicherheitsbeiwert
$\bar{\eta}$	Mittelwert
η_{33}	33 %-Quantilwert
λ	Schlankheit
μ	bezogenes Moment
ν	bezogene Normalkraft
θ_M	Temperatur im Kernpunkt
ρ	geometrischer Bewehrungsgrad
σ	Spannung
σ_η	Standardabweichung
ψ	Kombinationsbeiwert
ω	mechanischer Bewehrungsgrad = $(A_s \cdot f_{yd}) / (A_c \cdot f_{cd})$ nach [12]

Indizes

A	außergewöhnlich
E	Einwirkung
G	ständig
M	Material
MS	Modellstütze (Kragstütze)
Q	veränderlich
R	Widerstand
T	aus Temperatur, thermisch
ZM	Zonenmethode -D Ermittlung a_z mit Diagramm B.5c aus [12] -F Ermittlung a_z mit Formel B.13 aus [12]
a	ungewollt in Verbindung mit Ausmitte, Schiefstellung oder außergewöhnlich
c	Beton

cal	calculated, aus Berechnungen bestimmt	
col	Stütze	
d	design level, Bemessungswert	
exp	experimentell bestimmt	
fi	fire, Brandfall	
i	Zählvariable	
k	charakteristischer Wert	
s	Stahl	
p o. pr	Proportionalitätsgrenze	oder
p	prestressed, Vorspannung, Spannstahl	
t	Zuggrenze	
th	thermisch	
tot	gesamt	
u	Bruchgrenze	
y	yield, Fließgrenze	
σ	spannungserzeugend	
θ	thermisch, aus Temperatur	
0	Knicklänge in Verbindung mit l	oder
	Normaltemperatur, Kaltzustand in Verbindung mit N	oder
	im Schwerpunkt in Verbindung mit Dehnung ε	oder
	aus Last in Verbindung mit Ausmitte e	
II o. 2	II. Ordnung	

Sonstige

ZM	Zonenmethode
EZM	Erweiterte Zonenmethode
EEZM	Ergänzte und erweiterte Zonenmethode
ABV	Allgemeine Bemessungsverfahren

1 Einleitung

1.1 Problemstellung und Motivation

Für die Bemessung im Brandfall steht dem praktisch tätigen Ingenieur seit etwa Beginn der dreißiger Jahre ein Katalog mit klassifizierten Baustoffen und Bauteilen, abgedruckt in DIN 4102-4 zur Verfügung. Stützen aus Stahlbeton konnten demnach in Abhängigkeit von der Lastausnutzung und bei entsprechender Ausbildung der Betondeckung und der Einhaltung von Mindestabmessungen den verschiedenen Feuerwiderstandsklassen zugeordnet werden ([10], Tabelle 31).

Im Zuge der Europäisierung der Regelwerke und der zeitgleichen Umstellung auf das semiprobabilistische Sicherheitskonzept wurde die Tabelle 31 zunächst überarbeitet, später dann durch eine Neufassung, die in der Musterliste der technischen Baubestimmungen (MLTB) Stand 2-2006, herausgegeben vom Deutschen Institut für Bautechnik (DIBt), veröffentlicht wurde, ersetzt [38].

Nach wie vor ist jedoch die Anwendung der Tabelle zur Bemessung von Stützen im Brandfall begrenzt auf Stützen in ausgesteiften Bauwerken, außerdem eingeschränkt durch die Vorgabe einer maximalen Knicklänge im Brandfall von 3,00 m für Rechteckquerschnitte und von 2,50 m für Kreisquerschnitte. Damit ist zwar eine Vielzahl der baupraktischen Fälle abgedeckt, aber für die übrigen Fälle, insbesondere Kragstützen (Regelfall im Fertigteilbau), existierte lange Zeit keine Bemessungshilfe für den Brandfall. In den letzten Jahren wird verstärkt an der Entwicklung vereinfachter Verfahren gearbeitet, inzwischen stehen vereinfachte rechnerische Methoden und Diagramme zur Verfügung, z.B. [4], [13], [27], [49].

1.2 Ziel der Arbeit

Ziel der Arbeit ist es zunächst, einen Überblick über die veröffentlichten Ansätze zur vereinfachten Heissbemessung von Stahlbetonstützen zu geben und diese kritisch zu untersuchen. Anschließend soll zum besseren Verständnis der Problematik und damit zur Kontrollierbarkeit und Prüfbarkeit von EDV-Berechnungen die vorliegende Arbeit einen rechentechnischen Ansatz liefern, der sich zum Einen eng an bekannte Verfahren anlehnt und damit die Kenntnisse des Ingenieurs nutzt, zum Anderen aber auch die Vereinfachungen und Pauschalierungen transparent aufzeigt und somit Optimierungsspielraum lässt. Es soll ein ganzheitliches Konzept zur Bemessung im Brandfall entwickelt werden, das auch die Bemessung von Kragstützen erlaubt und dem praktisch tätigen Ingenieur passende, praxisgerechte Hilfsmittel an die Hand gibt.

1.3 Gliederung der Arbeit

Die Arbeit gliedert sich in drei Hauptabschnitte. Im ersten Teil werden die mechanischen und konstruktiven Grundlagen in dem Umfang zusammen gestellt, wie sie für das Verständnis der Thematik erforderlich sind. Daran schließt sich die Vorstellung der veröffentlichten Ansätze an, die den Stand der Forschung widerspiegeln. Der zweite Hauptabschnitt beschäftigt sich mit der Entwicklung eines durchgängigen Konzeptes zur Heissbemessung von Stahlbetonstützen unter Zuhilfenahme der veröffentlichten Berechnungsverfahren. Ziel ist es, eine Methodik zu entwickeln, die für alle Stützenarten eine möglichst einfache Bemessung mit auf der sicheren Seite liegendem Ergebnis bietet, ohne unwirtschaftlich zu sein. Es werden Validierungsrechnungen durchgeführt und das entwickelte Konzept mit numerischen Simulationen abgesichert.

Der dritte Hauptabschnitt führt das entwickelte Konzept im Detail vor und erweitert die Anwendung bezüglich der Querschnittsform sowie von symmetrischer auf asymmetrische Beflammung. Abschließend erfolgen einige Überlegungen zu alternativen Schutzmethoden und Parameterstudien zu verschiedenen Einflüssen auf die Bemessung im Brandfall.

Im Einzelnen gliedert sich die Arbeit wie folgt:

Kapitel 2 beschreibt die mechanischen und konstruktiven Grundlagen als Voraussetzung für die Heissbemessung von Stahlbetonstützen.

Kapitel 3 stellt den Stand der Forschung dar. Die unterschiedlichen tabellarischen und vereinfachten Bemessungsverfahren werden vorgestellt.

Kapitel 4 vergleicht die verschiedenen Verfahren und untersucht die unterschiedlichen erzielten Ergebnisse in der Bemessung. Aus diesen Betrachtungen entsteht der Ansatz für die eigene konzipierte Modellrechnung.

Kapitel 5 stellt die eigene Modellrechnung vor und veranschaulicht sie anhand ausgewählter Beispiele. Die Ergebnisse werden mit numerischen Simulationen gegengeprüft.

Kapitel 6 überprüft die eigene Modellrechnung anhand von Versuchsnachrechnungen.

Kapitel 7 schließlich liefert Anregungen zu alternativen Schutzmethoden und der Verbesserung der Tragfähigkeit im Brandfall.

Kapitel 8 zeigt, dass eine Überführung der Heissbemessung in eine Bemessung mit bekannten „kalten“ Werkstoffen nicht zielführend ist und versucht eine Abgrenzung, wann die Bemessung im Brandfall maßgebend wird im Vergleich zur Bemessung bei Normaltemperatur.

2 Mechanische und konstruktive Grundlagen

2.1 Lasteinwirkung im Brandfall

2.1.1 Globales und semiprobabilistisches Sicherheitskonzept

Nach dem früher angewendeten globalen Sicherheitskonzept wurden Gebrauchslasten (nach jetziger Terminologie charakteristische Lasten genannt) auch im Brandfall 1,0-fach angesetzt, der globale Sicherheitsfaktor lag ausschließlich auf der Materialseite.

Mit dem semiprobabilistischen Sicherheitskonzept wird die Sicherheit einer Bauteilbemessung aufgeteilt auf Material sicherheiten und Sicherheiten bei den Einwirkungen. Mittels statistischer Methoden werden Fraktilwerte für die Einwirkungen und die Materialeigenschaften festgelegt. Über die zusätzlich anzusetzenden Teilsicherheits- und Kombinationsbeiwerte resultiert dann in der Bemessung eine Versagenswahrscheinlichkeit von 10^{-6} für Nachweise im Grenzzustand der Tragsicherheit (GZT) und von etwa 10^{-3} für Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG) für einen Zeitraum von 50 Jahren. Für die unterschiedlichen Bemessungssituationen ergeben sich dadurch verschiedene Lasteinwirkungskombinationen.

Die Regelbemessung für den GZT sieht gemäß DIN 1055-100 Gleichung (14) [20] folgende prinzipielle Lasteinwirkungskombination vor:

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} \oplus \gamma_P \cdot P_k \oplus \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} \oplus \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \right\} \quad (2-1)$$

mit $\gamma_G = 1,35$ und $\gamma_Q = 1,5$

Diese Gleichung gilt für G_k als die Summe aller ständigen Lasten und unter der Annahme, dass nur eine veränderliche Last Q_k wirkt. Die Kombinationsmöglichkeiten vervielfachen sich bei Annahme mehrerer unabhängiger veränderlicher Lasten, dies ist jedoch nicht Gegenstand der Betrachtung.

Für die Heissbemessung, die infolge außergewöhnlicher Beanspruchung (Feuer) durchzuführen ist, gilt unter gleichen Annahmen wie zuvor die Kombination:

$$E_{dA} = E \left\{ \sum_{j \geq 1} \gamma_{GA,j} \cdot G_{k,j} \oplus \gamma_{PA} \cdot P_k \oplus A_d \oplus \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} \oplus \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right\} \quad (2-2)$$

mit $\gamma_{GA} = 1,0$ und $\psi_1 = 0,5 \div 0,9$ (Nutzlasten)

2.1.2 Ausnutzungsgrad eines Stützenquerschnittes

Aus den rechnerisch einwirkenden Lasten im Verhältnis zur rechnerisch aufnehmbaren Last der zu bemessenden Stütze resultiert ein Ausnutzungsgrad des Stützenquerschnittes. Sämtliche tabellarischen Bemessungshilfsmittel, sei es nach altem oder neuem Sicherheitskonzept, bedienen sich als Eingangswert eines Faktors zur Beschreibung dieses Ausnutzungsgrades. Der Faktor setzt prinzipiell eine Einwirkung in Bezug zu einem Widerstand, je nach Norm sind diese aber unterschiedlich benannt oder definiert.

Tabelle 31 der DIN 4102-4 (Stand 3/1994) definierte den Ausnutzungsgrad $\alpha = N_{Ed} / N_{Rd}$. Da es nach dem globalen Sicherheitskonzept nur eine Form der Einwirkung gab und die Widerstandsseite alle Sicherheiten zugewiesen bekam, ergab sich bei voller Ausnutzung eines Stützenquerschnittes im Bruchzustand mit $N_{Ed} = N_{Rd}$ ein Ausnutzungsgrad $\alpha = N_{Ed} / N_{Rd} = 1,0$. Dieser Wert wurde als Eingangswert für die tabellarische Bemessung der Feuerwiderstandsklasse verwendet. Er konnte lediglich durch eine Verbesserung der Tragfähigkeit (mehr Bewehrung oder höhere Betonfestigkeitsklasse und dadurch resultierender höherer Widerstand) abgemindert werden mit der Folge, dass die bemessungstechnischen Anforderungen an Abmessungen und Betondeckung sinken.

Der Ausnutzungsgrad oder -faktor ist nach neuem Sicherheitskonzept, auch für die neu eingeführte Tabelle 31 [19] Stand 3/2007, definiert als Verhältnis der Einwirkung im Brandfall zur rechnerischen Tragfähigkeit bei Normaltemperatur (20 °C) und ist somit **nominell** deutlich geringer als nach globalem Sicherheitskonzept, was anhand eines Vergleichs der Sicherheitsbeiwerte leicht verdeutlicht werden kann:

Globales Konzept:

$$\alpha = E / (R/\gamma) = 1,0 \quad \text{bei voller Ausnutzung des Querschnittes}$$

für die Bemessung im Bruchzustand und identisch zur Anwendung der Tabellen für die Ermittlung der Feuerwiderstandsklasse.

Teilsicherheitskonzept:

Würde man den Ausnutzungsfaktor unverändert definieren als Einwirkung im GZT für die Bemessung bei Normaltemperatur, bezogen auf die Tragfähigkeit bei Normaltemperatur, dann ergäbe sich hier formal unter der vereinfachten Annahme, dass nur eine unabhängige veränderliche Last einwirkt,

$$\alpha = E_d / R_d = (1,35 g_k + 1,5 q_k) / (R_k/\gamma_M) = 1,0 \quad (2-3)$$

für volle Ausnutzung des Querschnittes bei Normaltemperatur im Grenzzustand der Tragfähigkeit (Regelbemessung analog dem früheren Bruchzustand).

Nun ist aber die Definition für α nach der neuen Normengeneration nicht bezogen auf die Einwirkung bei Normaltemperatur, sondern auf die Einwirkung im Brandfall. Der Brandfall stellt eine außergewöhnliche Einwirkung dar. Die Gleichung zur Ermittlung von α ändert sich wie folgt:

$$\alpha = E_{d,A} / R_d = (1,0 g_k + \psi_1 q_k) / (R_k / \gamma_M) \quad (2-4)$$

γ_M bleibt unverändert, da für die tabellarische Heissbemessung weiterhin die Tragfähigkeit bei Normaltemperatur als Bezugswert gilt. Der Bemessungswert der Einwirkung jedoch wird deutlich geringer: um Faktor 1,35 für die ständigen Lasten und Faktor $1,5/\psi_1$ bei der Verkehrslast. In DIN 1055-100 ist ψ_1 für den üblichen Wohnhausbau mit 0,5 angegeben, für Lagerräume als höchste Nutzlast mit 0,9. Setzt man ein im Hochbau übliches Verhältnis zwischen ständigen und veränderlichen Lasten von 2/3 zu 1/3 voraus, ergibt sich als Gesamtfaktor für $E_{d,A} = f \cdot E_d$:

$$f = 2/3 \cdot 1,0/1,35 + 1/3 \cdot 0,5/1,5 = 0,6 \text{ für Wohnraum bzw.} \quad (2-5)$$

$$f = 2/3 \cdot 1,0/1,35 + 1/3 \cdot 0,9/1,5 = 0,7 \text{ für Lagerraum} \quad (2-6)$$

und damit ein maximaler Ausnutzungsgrad von etwa 0,7 für übliche Lasten.

Es besteht nach wie vor die Möglichkeit, den Ausnutzungsgrad durch Erhöhung der Tragfähigkeit zu vermindern und dadurch die bemessungstechnischen Anforderungen an Abmessungen und Betondeckung zu verringern. Zusätzlich kann nun auch die Einwirkung für den Brandfall explizit nach der außergewöhnlichen Lasteinwirkungskombination bestimmt werden (Wohnhaus: im Beispiel ergäbe sich $\alpha = 0,605$), anstatt den in DIN EN 1992-1-2 vorgeschlagenen Pauschalwert von $0,7 E_d$ anzuwenden.

Eine andere Definition des Ausnutzungsgrades liefert Tabelle 5.2b aus [12], die als Eingangswert das Lastniveau n bei Normaltemperatur der Stütze vorsieht.

$$n = N_{0Ed,fi} / (0,7(A_c f_{cd} + A_s f_{yd})) \quad (2-7)$$

Hier wird die einwirkende Normalkraft im Brandfall durch 0,7 geteilt und dann zur zentrischen, rechnerischen Querschnittstragfähigkeit ins Verhältnis gesetzt. Die Formulierung „Lastniveau n bei Normaltemperatur“ lässt darauf schließen, daß hier die zentrische Normalkraftausnutzung bei einer Normaltemperatur von 20 °C beschrieben wird, also formal anschaulich beschrieben mit:

$$n = N_{Ed} / (A_c f_{cd} + A_s f_{yd}) \quad (2-8)$$

Zwar ist bei Nutzung der Vereinfachung nach DIN EN 1992-1-2 $N_{Ed,fi} / 0,7$ gleich N_{Ed} , bei rein formaler Anwendung der Formel zur Ermittlung n könnte jedoch $N_{Ed,fi}$ nach außerge-

wöhnlicher Lastkombination ermittelt werden und dann mit dem Quotienten 0,7 beaufschlagt werden. Das würde zu einer rechnerischen Verringerung des Lastniveaus n führen, die inhaltlich jedoch nicht zu begründen ist und daher nicht verwendet werden darf.

Da hier die zentrische Einwirkung bei 20 °C mit dem rechnerischen, zentrischen, maximalen Widerstand bei 20° ins Verhältnis gesetzt wird, sind zumindest bei Stützen geringer Schlankheit Ausnutzungsgrade n von 0 bis maximal 1,0 denkbar.

2.2 Materialsicherheiten im Brandfall

Bei der Bemessung im Brandfall werden die Sicherheiten für die thermischen Materialeigenschaften sowie die mechanischen Eigenschaften von Beton und Stahl auf $\gamma_{M,fi} = 1,0$ gesetzt. Bei der Bemessung mit vereinfachten und allgemeinen Berechnungsverfahren fließen diese Werte direkt in die Berechnung ein. Bei Anwendung der tabellarischen Bemessung wie bisher üblich und auch künftig möglich, sind diese Sicherheiten bereits in die Tabellen eingearbeitet. Der Anwender hat hier mit Eingangswerten zum Bauteilwiderstand N_{Rd} zu tun, die aus der Kaltbemessung mit den dort üblichen Sicherheiten stammen und hat somit keine direkte Kenntnis oder Einfluss auf die verwendeten Materialsicherheiten.

2.3 Kritische Temperatur

Die Spannungs-Dehnungs-Linien von Stahl und Beton ändern sich erheblich bei Berücksichtigung hoher Temperaturen (siehe Kapitel 2.4). Die Bruchspannung des Stahls nimmt bei steigender Temperatur kontinuierlich ab. Die kritische Temperatur T_{crit} bezeichnet die Temperatur, bei der die Bruchspannung des Stahls auf die vorhandene Stahlspannung abgesunken ist. Ausgehend von einem Gebrauchslastniveau (im Brandfall) von ca. 57,2% der üblichen Bruchlast bei Normaltemperatur, ist T_{crit} genau die Temperatur, bei der die Bruchspannung auf $0,572 \cdot \beta_s$ (Bezeichnung nach alter Normung für die Streckgrenze, nach neuer Normung mit f_{yk} bezeichnet) abgesunken ist. Das entspricht den in DIN 4102-4 genannten 500° C. Daher beruhen sämtliche tabellarischen Bemessungen nach DIN 4102-4 für klassifizierte Betonbauteile auf einer kritischen Temperatur von 500° für Betonstahl (Abbildung 1).

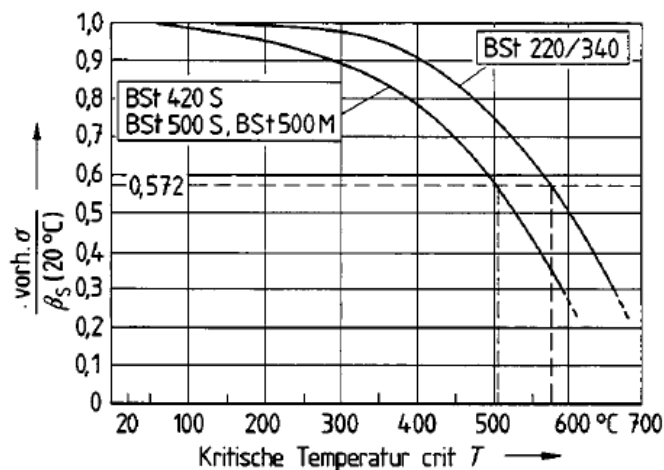


Abbildung 1: Bild 1 aus DIN 4102-4 (3/1994): Abfall des Verhältnisses $\text{vorh.}\sigma/\beta_s(20^\circ\text{C})$ von Betonstählen in Abhängigkeit von der Temperatur

Bei Kenntnis des vorhandenen Lastniveaus im Brandfall kann durchaus eine andere kritische Temperatur als maßgebend angesetzt werden, die sich direkt auf die Feuerwiderstandsdauer auswirken würde. In den tabellarischen Bemessungen nach DIN 4102 ist demzufolge die Abminderung der tabellierten Anforderungen möglich, wenn die kritische Temperatur höher ermittelt wurde. In den vergleichbaren Bemessungen nach DIN EN 1992-1-2 ist diese Abminderung nur für Biegebauteile oder gezogene Querschnitte zulässig, also nicht für Stützen.

2.4 Festigkeitsverlust bei hohen Temperaturen

Die neue Normengeneration verwendet die kritische Temperatur nach wie vor zur Erstellung tabellarischer Bemessungshilfsmittel. Ausgerichtet auf eine allgemein gültige, gleichwohl noch vereinfachte rechnerische Bemessung im Brandfall stellt DIN EN 1992-1-2 aber zusätzlich Diagramme zur Verfügung, die den Festigkeitsabfall der Werkstoffe in Abhängigkeit von der Temperatur darstellen (Abbildung 2 und 3). So kann bei bekannter Temperaturverteilung für jeden Punkt im Querschnitt die ansetzbare Festigkeit bestimmt werden.

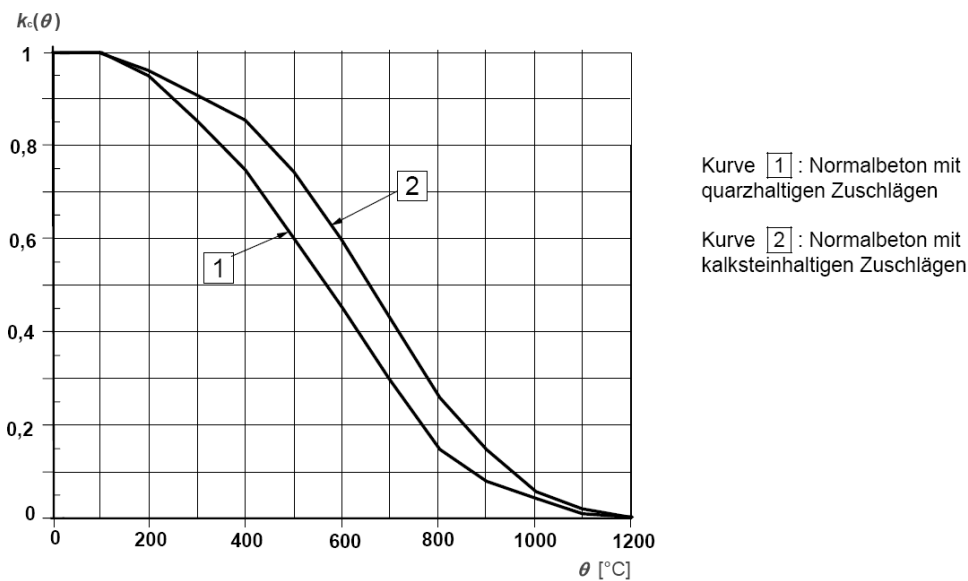


Abbildung 2: Bild 4.1 aus DIN EN 1992-1-2

Beiwert $k_c(\theta)$ zur Berücksichtigung des Abfalls der charakteristischen Druckfestigkeit von Beton

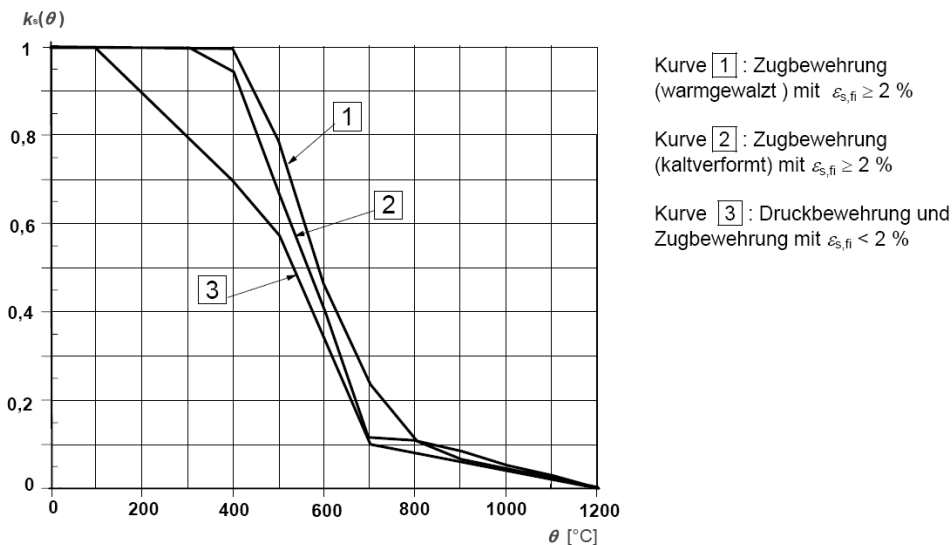


Abbildung 3: Bild 4.2a aus DIN EN 1992-1-2: Beiwert $k_s(\theta)$ zur Berücksichtigung des Abfalls der charakteristischen Festigkeit von Betonstahl Klasse N

DIN EN 1992-1-2 enthält ein weiteres Diagramm für Betonstahl Klasse X. Diese Stahlsorte wird gemäß NAD in Deutschland zwar zugelassen werden, aber nur empfohlen, wenn genügend Forschungsergebnisse vorliegen.

Außerdem ist in Kap.5.1 der DIN EN 1992-1-2 das nachfolgend dargestellte Diagramm (Abbildung 4) abgedruckt, welches Bemessungskurven zur kritischen Temperatur von Betonstahl und Spannstahl zeigt, die zur Erstellung der Bemessungstabellen verwendet wurden.

Die kritische Temperatur von 500 °C, die den Tabellen zugrunde liegt, korrespondiert hier mit einem Lastniveau von 0,6.

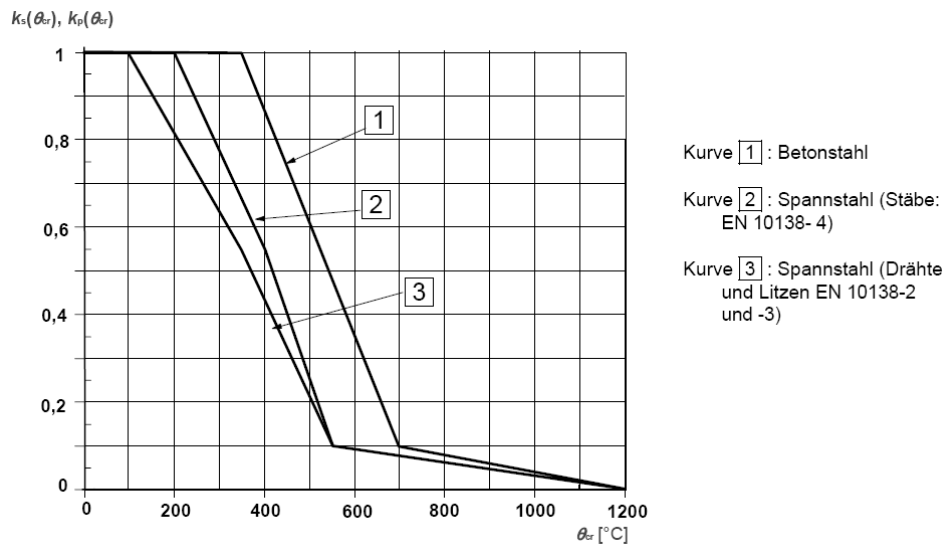


Abbildung 4: Bild 5.1 aus DIN EN 1992-1-2: Bemessungskurven für die kritische Temperatur von Betonstahl und Spannstahl als Funktion des Beiwertes
 $k_s(\theta_{cr}) = \sigma_{s,fi}/f_{yk}(20\text{ °C})$ oder $k_p(\theta_{cr}) = \sigma_{p,fi}/f_{pk}(20\text{ °C})$

Deutlich erkennbar ist in allen Diagrammen, dass bis zu einer Temperatur von 100 °C volle Festigkeit in Stahl und Beton vorhanden ist.

Für allgemeine Berechnungsverfahren zur Heissbemessung sind dann die in DIN EN 1992-1-2 angegebenen Spannungs-Dehnungslinien anzusetzen.

2.5 Baustoffkennlinien für die Bemessung im Brandfall

Die Spannungs-Dehnungslinien zur Bemessung unterscheiden sich bei der Berücksichtigung hoher Temperaturen wesentlich von den üblicherweise angesetzten Kennlinien nach DIN EN 1992-1-1. Die anzusetzenden Spannungs-Dehnungslinien nach DIN EN 1992-1-2 (EC 2-1-2) werden im Folgenden dargestellt (Abbildung 5 und 6).

2.5.1 Betonstahl

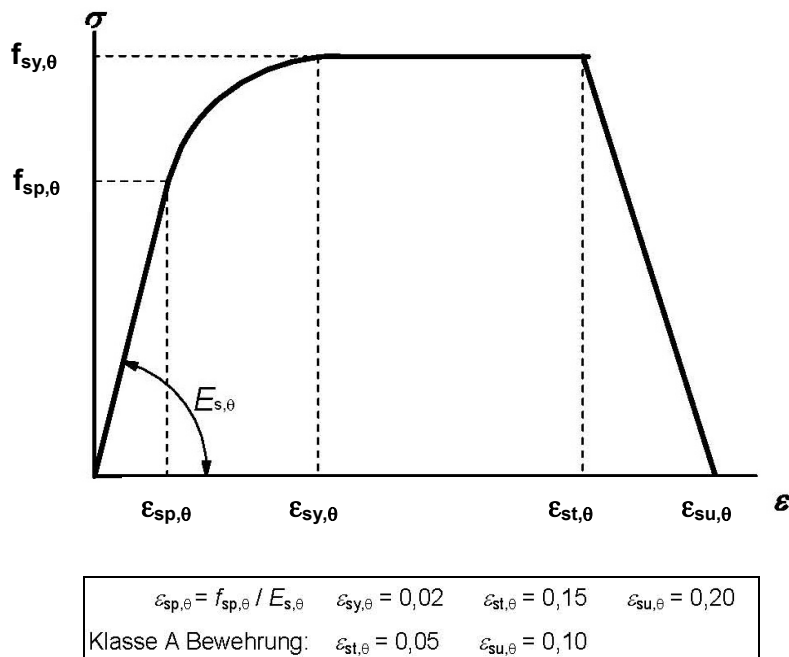


Abbildung 5: Bild 3.3 aus DIN EN 1992-1-2

 σ - ϵ -Beziehung für Betonstahl und Spannstahl bei erhöhten Temperaturen

Im Unterschied zum Ansatz in DIN EN 1992-1-1 für Normaltemperatur gibt es bei der σ - ϵ -Beziehung von Betonstahl bei erhöhter Temperatur einen ausgeprägteren nichtlinearen Übergang zwischen der Proportionalitätsgrenze ϵ_{sp}/f_{sp} (Ende des linear-elastischen Bereiches) und dem maximalen Spannungsniveau f_{sy} . Außerdem ist vor der Bruchdehnung ϵ_{su} ein stark abfallender Ast modelliert.

Die zulässigen Höchstspannungen sind je nach Temperatur deutlich geringer als bei Normaltemperatur, was an Tabelle 1, entnommen aus [12], abzulesen ist. Bis ca. 300 °C bleibt die Höchstspannung unverändert, sinkt dann aber bei weiter steigenden Temperaturen rasch ab.

Stahltemperatur θ [°C]	$f_{sy,\theta} / f_{yk}$		$f_{sp,\theta} / f_{yk}$		$E_{s,\theta} / E_s$	
	w.-gewalzt	kaltverformt	w.-gewalzt	kaltverformt	w.-gewalzt	kaltverformt
1	2	3	4	5	6	7
20	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
100	1,00	1,00	1,00	0,96	1,00	1,00
200	1,00	1,00	0,81	0,92	0,90	0,87
300	1,00	1,00	0,61	0,81	0,80	0,72
400	1,00	0,94	0,42	0,63	0,70	0,56
500	0,78	0,67	0,36	0,44	0,60	0,40
600	0,47	0,40	0,18	0,26	0,31	0,24
700	0,23	0,12	0,07	0,08	0,13	0,08
800	0,11	0,11	0,05	0,06	0,09	0,06
900	0,06	0,08	0,04	0,05	0,07	0,05
1 000	0,04	0,05	0,02	0,03	0,04	0,03
1 100	0,02	0,03	0,01	0,02	0,02	0,02
1 200	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Tabelle 1: Tab. 3.2a aus DIN EN 1992-1-2

Werte für Parameter der Spannungs-Dehnungsbeziehung von warmgewalzttem und kaltverformtem Betonstahl (Klasse N) bei erhöhten Temperaturen

2.5.2 Beton

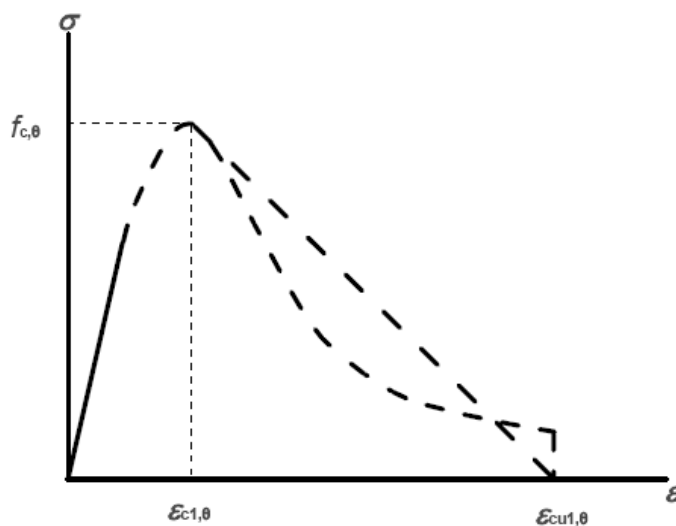


Abbildung 6: Bild 3.1 aus DIN EN 1992-1-2

σ - ϵ -Beziehung für druckbeanspruchten Beton bei erhöhten Temperaturen

Die Kennlinie für Beton bei erhöhten Temperaturen weist keinen konstanten Anteil entsprechend dem Parabel-Rechteck-Diagramm bei Normaltemperatur auf. Auch das Diagramm für nichtlineare Methoden und Verformungsberechnung bei Normaltemperatur zeigt einen breiten Bereich mit nahezu konstanter Spannung. In den Arbeitslinien für Beton bei erhöhter Tempe-

ratur nach DIN EN 1992-1-2 dagegen fällt unmittelbar nach Erreichen des Maximalwertes der Betonspannung die Spannungs- Dehnungslinie wieder stark ab, wahlweise mit linearem oder nichtlinearem Ansatz für numerische Zwecke. Die kennzeichnenden Dehnungen $\varepsilon_{c1,\theta=20^\circ\text{C}} = -2,5 \text{ ‰}$ und $\varepsilon_{cu1,\theta=20^\circ\text{C}} = -20 \text{ ‰}$ sind im Vergleich zum Diagramm für Normaltemperatur aus DIN EN 1992-1-1 (mit $\varepsilon_{c2} = -2 \text{ ‰}$ und $\varepsilon_{c2u} = -3,5 \text{ ‰}$) vom Betrag her deutlich größer, wie an Tabelle 2 zu sehen ist.

Beton Temp. θ	Quarzh. Zuschläge			Kalksteinhaltige Zuschläge		
	$f_{c,\theta}/f_{ck}$	$\varepsilon_{c1,\theta}$	$\varepsilon_{cu1,\theta}$	$f_{c,\theta}/f_{ck}$	$\varepsilon_{c1,\theta}$	$\varepsilon_{cu1,\theta}$
[°C]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
1	2	3	4	5	6	7
20	1,00	0,0025	0,0200	1,00	0,0025	0,0200
100	1,00	0,0040	0,0225	1,00	0,0040	0,0225
200	0,95	0,0055	0,0250	0,97	0,0055	0,0250
300	0,85	0,0070	0,0275	0,91	0,0070	0,0275
400	0,75	0,0100	0,0300	0,85	0,0100	0,0300
500	0,60	0,0150	0,0325	0,74	0,0150	0,0325
600	0,45	0,0250	0,0350	0,60	0,0250	0,0350
700	0,30	0,0250	0,0375	0,43	0,0250	0,0375
800	0,15	0,0250	0,0400	0,27	0,0250	0,0400
900	0,08	0,0250	0,0425	0,15	0,0250	0,0425
1 000	0,04	0,0250	0,0450	0,06	0,0250	0,0450
1 100	0,01	0,0250	0,0475	0,02	0,0250	0,0475
1 200	0,00	–	–	0,00	–	–

**Tabelle 2: Tabelle 3.1 aus DIN EN 1992-1-2
Werte für die Hauptparameter der Spannungs-Dehnungsbeziehung von
Normalbeton [...] bei erhöhten Temperaturen**

Bei lang einwirkender Dauer der Lasten vor Eintritt des Brandfalles könnte bereits eine Verringerung der Bruchspannung eingetreten sein. Die maximale Festigkeit des Betons wäre demnach mit dem Dauerstandfaktor zu beaufschlagen. Im Mittel bewegen sich die Lasten aber wohl eher im Gebrauchslastniveau, so dass der volle Ansatz des Dauerstandfaktors von 0,85 sicher nicht erforderlich ist. Solange hier jedoch keine übereinstimmende Meinung vorliegt, empfiehlt sich der auf der sicheren Seite liegende Ansatz mit Verwendung des üblichen Dauerstandfaktors. Zur besseren Vergleichbarkeit wird in der vorliegenden Arbeit hingegen der Ansatz ohne Dauerstandfaktor gewählt, analog zu fast allen Veröffentlichungen zu diesem Thema, z.B. [5], [21], [49].

Auf die Ergebnisse der vergleichenden Untersuchungen wirkt sich diese Frage ohnehin nicht aus, da der Faktor in alle Berechnungen einfließen würde.

Die folgende Abbildung 7 zeigt die für die Brandbemessung anzusetzenden Spannungs-Dehnungslinien nach DIN EN 1992-1-2 für Beton mit quarzhaltigem Zuschlag bei unterschiedlichen Temperaturen.

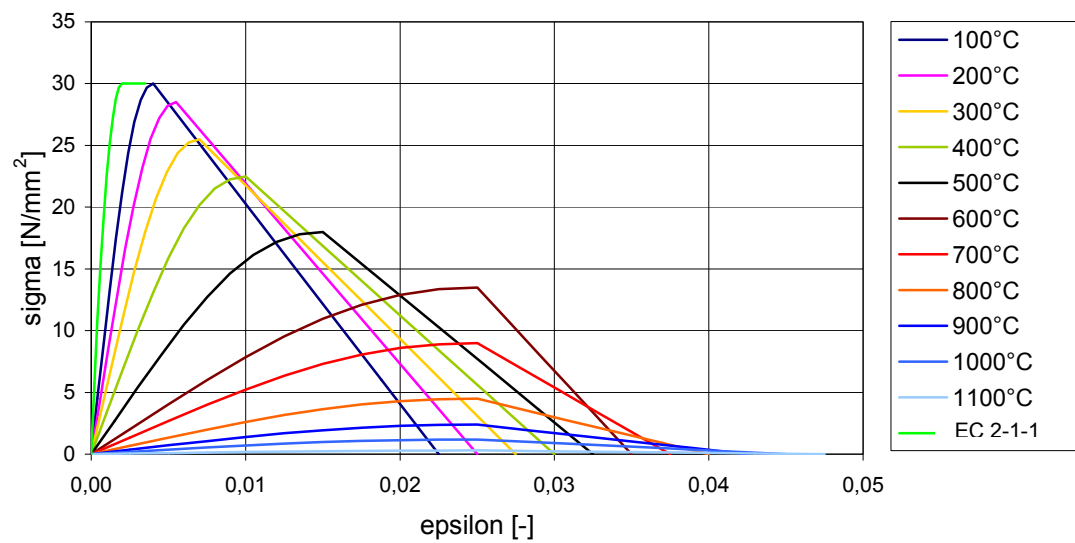


Abbildung 7: Arbeitslinien Beton bei hohen Temperaturen nach DIN EN 1992-1-2

Die Spannungs-Dehnungs-Linien sind erstellt nach den Vorgaben in DIN EN 1992-1-2. Hier sind Einflüsse aus Vorbelastung des Betons und instationärer Temperaturbeanspruchung erfasst. Das Tragverhalten von beflammtem Beton hängt wesentlich von der Belastung und der Aufheizrate ab. Auf die Zusammenhänge wird im folgenden Kapitel näher eingegangen.

2.5.3 E-Modul

Der E-Modul ist ein wesentlicher Indikator für das Verformungsverhalten eines Werkstoffes. Mit steigender Temperatur verringert er sich, das Material wird weicher, der Punkt maximaler Festigkeit wird erst bei höherer Dehnung erreicht. Dieser Zusammenhang gilt sowohl für den Betonstahl als auch für den Beton. Während für den Betonstahl die temperaturabhängige Abnahme des E-Moduls in DIN EN 1992-1-2 dokumentiert ist, fehlt hier die quantitative Aussage für den E-Modul des Betons.

Der E-Modul von Betonstählen in Abhängigkeit von der Temperatur ist in der folgenden Abbildung 8 dargestellt.

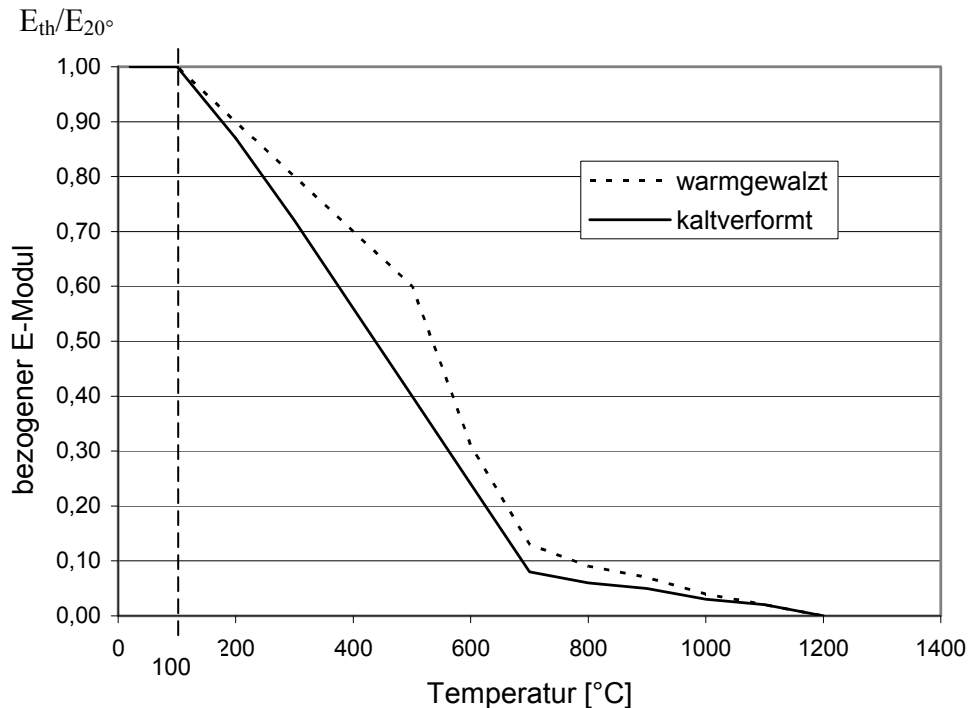


Abbildung 8: Bezogener Hochtemperatur-E-Modul von Betonstählen nach [12]

Die tabellarische Zusammenstellung in DIN EN 1992-1-2 (siehe Tabelle 1) enthält die dargestellten Werte für warmgewalzten und für kaltgezogenen Stahl. Sie gelten für Druck- und Zugbereich, da die weitgehende Symmetrie der Stahleigenschaften auch bei hohen Temperaturen bestehen bleibt [33].

Der Werkstoff Beton weist im Bereich hoher Temperaturen ein komplexes Verhalten auf. Neben den aus Betrachtung bei Normaltemperatur bekannten Einflüssen auf das Verformungsverhalten kommt bei hohen Temperaturen eine Vielzahl weiterer Einflüsse hinzu. Je nach Art des Versuches zur Ermittlung der Betoneigenschaften beinhaltet das Ergebnis unterschiedliche Einflüsse und erschwert so die Bestimmung „reiner“ Eigenschaften wie des E-Moduls.

Schneider [43] und nach ihm Kordina/ Meyer-Ottens [34] und Minnert [36] betrachten im Wesentlichen drei unterschiedliche Versuchsabläufe:

- I: Ermittlung der Spannungs-Dehnungs-Beziehung von Beton bei hohen, konstant gehaltenen Temperaturen.
- II: Ermittlung von Zwängungskräften in dehnungsbehinderten Betonproben unter Erwärmung
- III: Ermittlung der Verformungen bei Erwärmung einachsiger belasteter Betonproben unter konstanter Belastung

Mit Versuchart I können für unbelastet erwärmte Proben, die anschließend unter konstanter Temperaturbeanspruchung bis zum Bruch belastet werden, Spannungs-Dehnungslinien ermit-

telt werden, aus denen der Sekantenmodul analog zum Sekantenmodul unter Umgebungstemperatur bestimmt werden kann. Minnert [36] vergleicht zunächst die Sekantenmoduli zwischen $\sigma_c = 0$ und $\sigma_c = 0,4 f_{ck}$ verschiedener Betonfestigkeitsklassen und formuliert eine einfache Gleichung zur Ermittlung des E-Moduls bei Normaltemperatur:

$$E_{c,20^\circ\text{C}} = 600 f_{ck} \tag{2-9}$$

Die Reduktion des E-Moduls infolge erhöhter Temperaturen leitet Minnert aus dem nachfolgend dargestellten Diagramm, Kurve ohne Vorlast, aus [34] ab (Abbildung 9) und stellt die Reduktionsfaktoren für quarzithaltige Zuschläge bezogen auf den E-Modul bei Normaltemperatur tabellarisch dar (Tabelle 3).

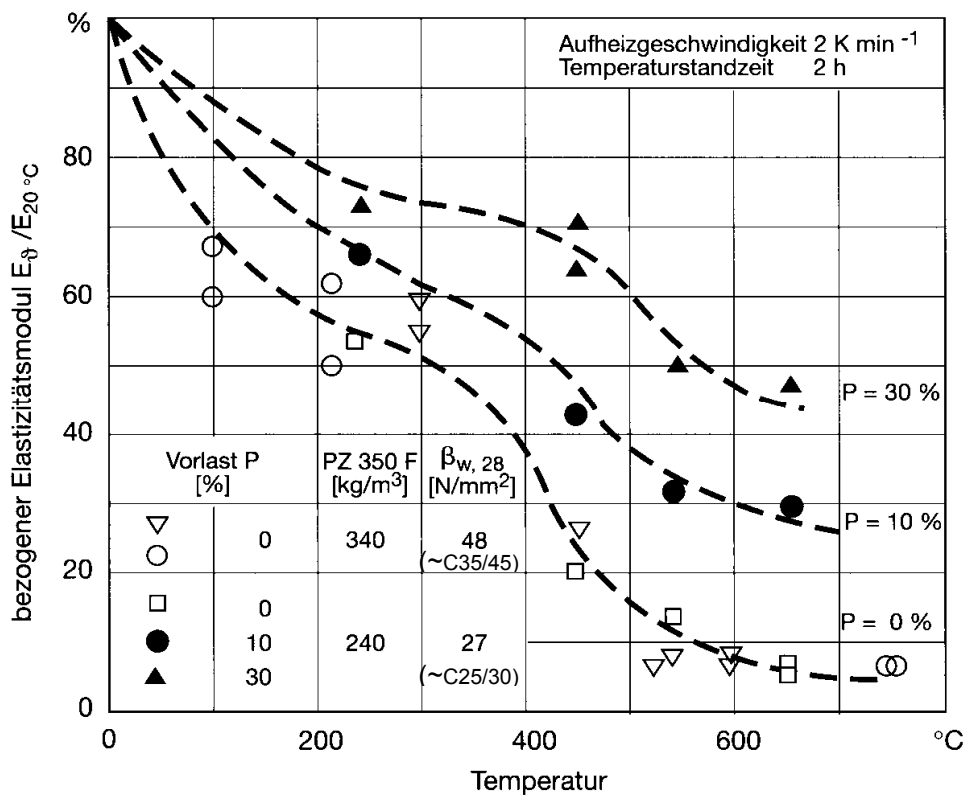


Abbildung 9: Bezogener Hochtemperatur-E-Modul von Normalbeton mit quarzithaltigem Zuschlag bei verschiedenen Vorlasten [34]

Temperatur [°C]	$k_{c,E}(\theta) = \frac{E_{c,\theta}}{E_{c,20^\circ C}}$
20	1,00
100	0,70
200	0,58
300	0,51
400	0,38
500	0,16
600	0,08
700	0,05

Tabelle 3: Reduktionsfaktor $k_{c,E}(\theta)$ des Elastizitätsmoduls von Beton mit quarzithaltigem Zuschlag [36]

Es fällt auf, dass der E-Modul des Betons in zwei Stufen abfällt. Der erste Abfall bis ca. 200 °C ist bedingt durch die Entwässerung der Kapillaren und die damit zusammenhängenden Schwindvorgänge, der zweite Abschwung zwischen 400 °C und 500 °C wird durch den Zerfall der Hydratationsprodukte und die damit sinkende Zementsteinfestigkeit verursacht [22] [43]. An dem Diagramm ist zudem erkennbar, dass konstante Vorbelastungen während der Aufheizung zu größeren E-Moduln führen. Auch die Zuschlagsart des Betons hat erheblichen Einfluss. So ergeben sich für Betone mit quarzithaltigen Zuschlägen höhere temperaturbedingte Abminderungen beim E-Modul als für Betone mit kalkhaltigen Zuschlägen. Die kleinsten Abminderungen erreicht man mit Leichtzuschlägen [44].

Die so geführten Untersuchungen nach Versuchsart I sind von großer Bedeutung zum Beispiel für den Reaktorbau, in dem konstante Temperaturen um 100 °C herrschen. Hier werden zur Bemessung Kennwerte und Materialeigenschaften benötigt, die den Werkstoff „Beton bei 100 °C“ beschreiben. Im Brandfall dagegen ist die Betrachtung einer bestimmten konstanten Temperaturbelastung irrelevant, da das Bauteil fortlaufend ändernden Temperaturbeanspruchungen unterworfen ist. Die Betrachtung nach Versuchsart I, in der die Belastung erst nach der Erwärmung und unter konstanter Temperatur statt findet, ist dann nicht zielführend.

Im Brandfall werden vorbelastete Bauteile mit steigender Temperatur beaufschlagt, was zu einem grundsätzlich anderen Tragverhalten führt. Das Verformungsverhalten solcher Bauteile wird zutreffender mit Versuchsart III abgebildet, Bauteile unter konstanter Last werden erwärmt. Insbesondere in der Aufheizphase treten neben der wachsenden Verformung aufgrund des sich verringernden E-Moduls sogenannte Übergangsverformungen auf, die sich durch chemische und physikalische Prozesse und damit verbundene Änderungen in der Betonstruktur erklären lassen. All diese nicht-elastischen Verformungsanteile, welche sowohl last- als

auch temperaturabhängig sind, können rechnerisch pauschal zusammengefasst werden [18]. Die Größenordnung dieser Verformungen, auch als Übergangskriechen (englisch: transient creep) oder Hochtemperatur-Kriechen bezeichnet, kann die der Verformungen unter konstanter Belastung und stationärer Temperatur deutlich übersteigen. Der Anteil der elastischen Verformungen an den Gesamtverformungen wird bei steigender Temperatur immer kleiner, während die transienten Verformungsanteile steigen. Die Gesamtverformungen würden bei Vernachlässigung des Übergangskriechens wie nach Versuchsart I zu klein abgebildet. Das Bauteil würde für den Brandfall zu steif angenommen.

In den Arbeitslinien der DIN EN 1992-1-2 (siehe Abbildungen 5-7) sind die Hochtemperatur-Kriechanteile bereits enthalten [24], die Arbeitslinien wurden aus Versuchsart III entwickelt. Damit wird das Tragverhalten beflammter Bauteile gut erfasst, der E-Modul für temperaturbeanspruchten Beton dagegen kann hieraus nicht abgeleitet werden. Für die Bemessung im Brandfall ist das Trag- und Verformungsverhalten von vorbelastetem Beton unter instationärer Temperaturbeanspruchung entscheidend.

Die Zuschlagsart beeinflusst auch das Übergangskriechen und die thermischen Dehnungen wesentlich [44]. DIN EN 1992-1-2 berücksichtigt den Einfluss der Zuschläge über unterschiedliche Hauptparameter der Arbeitslinien, siehe Tabelle 2.

Für die Bemessung im Brandfall muss das Übergangskriechen berücksichtigt werden. DIN EN 1992-1-2 wählt dafür die implizite Form, indem sie diesen Verformungsanteil in der Arbeitslinie erfasst. Die implizite Form wird in der vorliegenden Arbeit verwendet. Es gibt andere Ansätze, die das Übergangskriechen explizit als Teil der Gesamtdehnung berücksichtigen [23], [1]. Der Vorteil der expliziten Berücksichtigung liegt in der besseren Abbildung des Verformungsverhaltens beflammter Bauteile während der Abkühlungsphase. Weil die plastischen Hochtemperatur-Kriechanteile durch den impliziten Ansatz elastisch (reversibel) berücksichtigt werden, kann das Verhalten des Bauteiles beim Abkühlen nicht adäquat abgebildet werden. Für die Bemessung eines Bauteiles im Brandfall ist der Unterschied jedoch nicht wesentlich. Hier soll sicher gestellt werden, dass bei zum Beispiel 90-minütiger Beflammung nach Einheitstemperaturzeitkurve immer noch Tragsicherheit gewährleistet ist. Der Nachweis wird am Ende der Aufheizphase geführt, zu dem Zeitpunkt, wo die Temperaturen im Bauteil maximal sind, so dass der Unterschied der beiden Ansätze nicht zum Tragen kommt.

2.6 Einheitstemperaturzeitkurve (ETZK)

Die Einheitstemperaturzeitkurve (ETZK) beschreibt die genormte Temperaturentwicklung über die Zeit. Im Vergleich mit tatsächlichen Temperaturkurven für Brände mit üblichen Brandlasten ist diese Kurve sehr konservativ. Die ETZK ist Grundlage für die tabellarischen Bemessungshilfsmittel und wird standardmäßig auch für die vereinfachten Berechnungsmethoden zur Heissbemessung angesetzt. Auch die in DIN EN 1992-1-2 zur Verfügung gestell-

ten Temperaturprofile sind auf Grundlage der ETZK erstellt. Will man andere Brandverläufe, die realistischer auf das jeweilige Bauvorhaben abgestimmt sind, ansetzen, muss man die zugehörigen Temperaturverteilungen im Bauteil nach Ablauf der geforderten Brandwiderstandsdauer in einer thermischen Simulation gesondert ermitteln.

2.7 Thermische Dehnung

Die thermische Dehnung, die aufgrund der hohen Temperaturbeanspruchung entsteht, hat zwei Auswirkungen, die gegebenenfalls berücksichtigt werden müssen. Durch die unterschiedlichen Temperaturen im Querschnitt entstehen Eigenspannungen und durch die Längenänderung der Stütze entstehen indirekte Einwirkungen auf das Tragwerk, die zu veränderten Schnittgrößen im Vergleich zur Berechnung bei Normaltemperatur führen können.

2.7.1 Direkte Einwirkungen – Eigenspannungen im Querschnitt

Gemäß DIN EN 1992-1-2 können die Auswirkungen „gleichförmiger thermischer Ausdehnung [...] vernachlässigt werden“ [12], während die „thermischen Verformungen infolge eines Temperaturgradienten im Querschnitt“ berücksichtigt werden müssen [12].

Ausgehend von vierseitiger Brandbeanspruchung ist eine symmetrische thermische Dehnung anzunehmen. Trotzdem ist die Dehnung nicht gleichförmig. Aufgrund der sehr unterschiedlichen Temperaturen im Querschnitt sind die thermischen Dehnungen stark nichtlinear über den Querschnitt.

Ausgehend von der Annahme des Ebenbleibens der Querschnitte ergeben sich demnach allein aus der thermischen Dehnung Zwangspannungen im Querschnitt. Die außen liegenden Randbereiche würden sich aufgrund der hohen Temperatur stärker ausdehnen als die kälteren Innenbereiche. Da sich diese Verformung durch das Ebenbleiben des Querschnittes nicht frei einstellen kann, entstehen im Randbereich Druckspannungen und im Kern Zugspannungen. Insofern muss auch bei symmetrischer Brandbeanspruchung immer von einem Temperaturgradienten im Querschnitt ausgegangen werden.

Die thermische Dehnung ist in diesem Fall zwar symmetrisch und erzeugt keine zusätzliche Biegung und folglich keine zusätzliche Ausmitte der Last, aber sie ist trotzdem nicht zu vernachlässigen, was in Kapitel 4 deutlich wird.

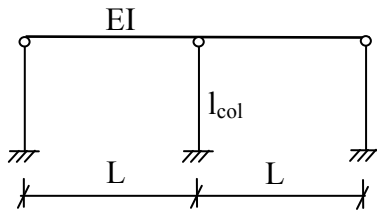
Für nicht symmetrische Brandbeanspruchung entsteht außerdem eine zusätzliche Ausmitte, die berücksichtigt werden muss.

2.7.2 Indirekte Einwirkungen - Zwangkräfte

Gemäß DIN EN 1992-1-2 sind die Bemessungsschnittgrößen im Brandfall $E_{d,fi}$ „unter Berücksichtigung der thermischen Ausdehnungen und Verformungen“ [12] nach DIN EN 1991-

1-2 zu bestimmen. In DIN EN 1992-1-2 sind explizit die behinderten Verformungen z.B. von Stützen in mehrgeschossigen Rahmen genannt, welche Kräfte verursachen, die berücksichtigt werden müssen ([11], Kap. 4.1(1) und (2)).

Im Rahmen dieser Arbeit soll das Tragverhalten von Stützen im Brandfall untersucht werden. Die Ermittlung der Schnittgrößen ist nicht Thema dieser Dissertation. Es sei jedoch darauf hingewiesen, dass die indirekten Einwirkungen in der Regel nicht zu vernachlässigen sind.



Am Beispiel eines Zweifeldträgers, der gelenkig auf Stützen aufgelagert ist, wird das verdeutlicht. Ausgehend von einem kalt bleibenden Riegel soll eine obere Abgrenzung der Zwangskraft vorgenommen werden.

Bei Beflammung der mittleren Stütze will diese sich ausdehnen. Bei freier Längsdehnung bliebe die Stütze zwängungsfrei und es stellt sich die Dehnungsebene ein, für die ein Gleichgewicht der inneren Kräfte entsteht, die Eigenspannungen im Querschnitt folglich ausgeglichen sind. Bei vollständig behinderter Längsdehnung ergäbe sich eine Dehnungsebene von $\epsilon = 0$, dadurch bedingt aber eine Zwangskraft F_{Zwang} in der Stütze, die mittels Integration der Spannungen über den Querschnitt ermittelt werden kann. Auf die Bestimmung der spannungserzeugenden Dehnungen als Grundlage für die Berechnung der Spannungen und inneren Kräfte wird in den Kapiteln 3.7 und 4.4 noch näher eingegangen.

Der Grad der Behinderung wird maßgeblich von dem angeschlossenen Riegel beeinflusst. Für den Träger ist die Verschiebung des Stützenkopfpunktes in vertikaler Richtung vergleichbar einer negativen Stützensenkung. Daraus entsteht eine Auflagerkraft $B_v = 6 EI \cdot s / L^3$, mit s als dem Maß der Stützenhebung. Abhängig von der Steifigkeit des Riegels ist mehr oder weniger Kraft erforderlich, um die Vertikalverformung zu bewirken oder von der Verformung aus betrachtet: je größer die Stützenhebung, desto mehr Auflagerkraft wird in der Stütze erzeugt. Diese Auflagerkraft entspricht betragsmäßig der Zwangskraft der Stütze aus behinderter Längsdehnung. Es wird sich exakt die Dehnungsebene bzw. Stützenhebung einstellen, bei der die Auflagerkraft B_v mit der Zwangskraft der Stütze im Gleichgewicht steht.

Das folgende Diagramm (Abbildung 10) zeigt die aufgetragenen Stützenkräfte B_v und F_{Zwang} in Abhängigkeit von der Kopfpunktverschiebung der Stütze. Sie sind aufgetragen für das dargestellte Beispiel mit den Parametern: Systemlänge $L = 6$ m, Trägersteifigkeit $EI = 173 \text{ MNm}^2$ ($b/h = 30/60$, C30/37) und einer Stütze 30/30, $l_{col} = 3$ m, gering bewehrt, R90.

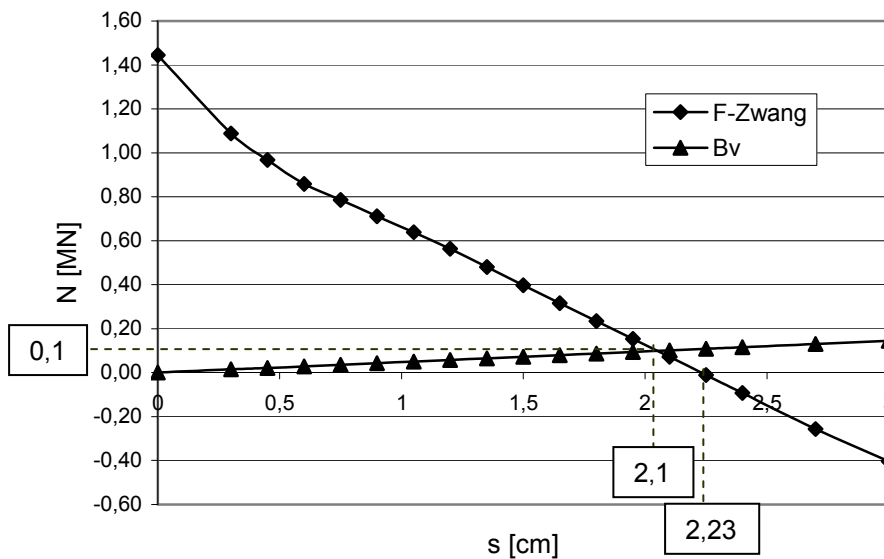


Abbildung 10: Stützenkraft in Abhängigkeit der Kopfpunktverschiebung

Im Beispiel würde sich Gleichgewicht bei ca. $s = 2,1$ cm einstellen und die Stütze allein aus behinderter Längsdehnung mit ca. $0,1$ MN bzw. 100 kN beaufschlagt. Des Weiteren ist zu erkennen, dass bei ca. $s = 2,23$ cm die Zwangskraft in der Stütze 0 ergäbe, dieses demnach die Verschiebung bei freier Längsdehnung wäre. Bei steiferen Systemen (kleinere Spannweite oder größere Trägersteifigkeit) wird die Verformung der Stütze stärker behindert und damit die Zwangskraft größer. In Abbildung 10 würde die größere Steifigkeit in einer größeren Steigung der Geraden B_v erkennbar, sodass der Schnittpunkt beider Kurven bei kleinerer Knotenpunktverschiebung und größerer Kraft läge.

Der gegenläufige Effekt für die Auflagerkraft B_v , dass die Stütze aufgrund der Beflammung weicher wird und sich dadurch die äußeren Lasten wegen der nun weicheren Lagerung zu den äußeren Stützen umverteilen, ist deutlich kleiner und kann in der Regel vernachlässigt werden. Erst bei sehr hohen Steifigkeiten des Riegels führt diese Annahme zu groben Fehlern.

Tatsächlich ist der angenommene kalte Riegel im Brandfall ebenfalls der Beflammung ausgesetzt und wird ebenfalls weicher, sodass sich die Auflagerkraft aus Stützenhebung verringern würde. Bei mehrgeschossigen Bauwerken behindern allerdings die nicht beflamten höheren Geschosse die vertikale Verformung.

3 Historie und Stand der Technik

3.1 Tabellarische Bemessung nach DIN 4102-4

3.1.1 Stand 3/1994

Stützenbemessungen für den Brandfall wurden in Deutschland nach DIN 4102-4 mit Hilfe der nachfolgend abgedruckten Tabelle 31 vorgenommen. [10]

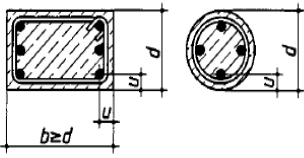
Zeile	Konstruktionsmerkmale ¹⁾ 	Feuerwiderstandsklasse-Benennung				
		F 30-A	F 60-A	F 90-A	F 120-A	F 180-A
1	Mindestquerschnittsabmessungen unbekleideter Stahlbetonstützen bei mehrseitiger Brandbeanspruchung bei einem					
1.1	Ausnutzungsfaktor $\alpha_1 = 0,3$					
1.1.1	Mindestdicke d in mm	150	150	180	200	240
1.1.2	zugehöriger Mindestachsabstand u in mm	²⁾	²⁾	²⁾	40	50
1.2	Ausnutzungsfaktor $\alpha_1 = 0,7$					
1.2.1	Mindestdicke d in mm	150	180	210	250	320
1.2.2	zugehöriger Mindestachsabstand u in mm	²⁾	²⁾	²⁾	40	50
1.3	Ausnutzungsfaktor $\alpha_1 = 1,0$					
1.3.1	Mindestdicke d in mm	150	200	240	280	360
1.3.2	zugehöriger Mindestachsabstand u in mm	²⁾	²⁾	²⁾	40	50
2	Mindestquerschnittsabmessungen unbekleideter Stahlbetonstützen bei 1seitiger Brandbeanspruchung					
2.1	Mindestdicke d in mm	100	120	140	160	200
2.2	zugehöriger Mindestachsabstand u in mm	²⁾	²⁾	²⁾	45	60
3	Mindestquerschnittsabmessungen von Stahlbetonstützen mit einer Putzbekleidung nach Abschnitt 3.13.2.9					
3.1	Mindestdicke d in mm	140	140	160	220	320
3.2	Mindestachsabstand	²⁾	²⁾	²⁾	²⁾	²⁾
¹⁾ Mindestabmessungen für umschnürte Druckglieder, soweit in der Tabelle keine höheren Werte angegeben sind: F 30 $d = 240$ mm F 60 bis F 180 $d = 300$ mm ²⁾ Bezüglich c : Mindestwerte nach DIN 1045						

Tabelle 4: Tab 31 aus DIN 4102-4 (3/1994)

Zu Fußpunkt 2 der Tabelle: Die Mindestwerte c nach DIN 1045 betragen je nach Umweltbedingung des Bauteiles und Betonstahldurchmesser (Sicherung des Verbundes) zwischen 2 und 4 cm für Innenbauteile und zwischen 3,5 und 4 cm für Außenbauteile.

Für die gewünschte Feuerwiderstandsklasse kann in Abhängigkeit des Ausnutzungsgrades α_1 die erforderliche Mindestdicke der Stütze sowie der einzuhaltende Mindestachsabstand u der Bewehrung vom Rand abgelesen werden. Bei Einhaltung dieser tabellarischen Werte sowie der Eingangsvoraussetzungen zur Anwendung der Tabelle ist die Tragsicherheit der Stütze im Brandfall für die geforderte Dauer gewährleistet.

Die Eingangsvoraussetzungen der Tabelle sind in Kapitel 3.13.2 der DIN 4102-4 abgedruckt. Die signifikantesten Punkte sind:

3.13.2.2 „Der Ausnutzungsfaktor α_1 ist das Verhältnis der vorhandenen Beanspruchung zu der zulässigen Beanspruchung ($1/\gamma$ -fache rechnerische Bruchlast) nach DIN 1045 [Bezugsgröße Normalkraft] Bei planmäßig ausmittiger Beanspruchung ist für die Ermittlung von α_1 von einer konstanten Ausmitte auszugehen. [10]

3.13.2.4 „Tabelle 31 ist bei ausgesteiften Gebäuden anwendbar, sofern die Stützenenden, wie in der Praxis üblich, rotationsbehindert gelagert sind. [...] Tabelle 31 darf nicht angewendet werden, wenn die Stützenenden konstruktiv als Gelenk (z.B. Auflagerung auf einer Zentrierleiste) ausgebildet sind.“ [10]

3.13.2.5 „Die Knicklänge der Stützen zur Bestimmung der zulässigen Beanspruchung [...] entspricht der Knicklänge bei Raumtemperatur, jedoch ist sie mindestens so groß wie die Stützenlänge zwischen zwei Auflagerpunkten.“ [10]

Den tabellarischen Daten liegt also die Annahme zugrunde, dass die Stützen bei Normaltemperatur als Pendelstütze angesetzt werden, im Brandfall aber eine beidseitige Einspannung in die angrenzenden Geschosse erfolgen kann (folgt aus Satz 3.13.2.4). Bei nach Tabelle 31 [10] vorgegebenen maximalen Stützenlängen von 6,00 m für Rechteckquerschnitte (RQ) und 5,00 m für Kreisquerschnitte (KQ) bedeutet das im Umkehrschluss eine zugrunde gelegte Knicklänge im Brandfall von $0,5 \cdot l_{\text{col,max}}$ (Faktor 0,5 für die beidseitige Einspannung im Brandfall), also $l_{0,\text{fi}} = 3,00$ m für RQ und $l_{0,\text{fi}} = 2,50$ m für KQ.

Als Eingangswert für die Tabelle dient der Ausnutzungsfaktor α_1 . Für den Fall, dass die ermittelte Bewehrung im Kaltzustand der eingelegten Bewehrung entspricht, ist damit der Ausnutzungsfaktor gleich 1,0. Der Umstand, dass im Brandfall eine Einspannung in die angrenzenden Geschosse erfolgt, darf rechnerisch nicht durch eine Erhöhung des Bauteilwiderstandes angesetzt werden (folgt aus Satz 3.13.2.5). Durch die Ermittlung der zulässigen Beanspruchung über die Berechnung als Pendelstütze könnte theoretisch also auch ein Ausnutzungsfaktor größer 1,0 errechnet werden, falls die Stütze bei Umgebungstemperatur als Rahmen-

stütze mit (Teil-)einspannung bemessen wurde und somit eine geringere Bewehrung als für eine Pendelstütze erforderlich war. Dieser Fall ist vermutlich aber für den damaligen Zeitpunkt eher akademischer Natur, da Stützen i.d.R. als Pendelstützen je Geschoss erfasst wurden.

Da den Tabellenwerten des Weiteren eine kritische Temperatur von 500 °C zugrunde liegt, dürfen die ermittelten Achsabstände der Bewehrung gegebenenfalls abgemindert werden, wenn eine Stütze planmäßig nicht voll ausgenutzt ist. Die Stahlspannung im Gebrauchszustand läge dann folglich unter den für T_{crit} angesetzten $0,572 \beta_S$, entsprechend höher ermittelt sich die kritische Temperatur. Die tabellarischen Daten dürfen je $\Delta T_{\text{crit}} = 100$ K um $\Delta u = 10$ mm abgemindert werden. Die angegebenen Werte für die Feuerwiderstandsklass F30 dürfen dabei jedoch nicht unterschritten werden.

3.1.2 Anwendungsnorm DIN 4102-22

Die Anwendungsnorm DIN 4102-22 überführt die tabellarische Bemessung nach altem globalem Sicherheitskonzept in eine Bemessung auf Basis des Teilsicherheitskonzeptes [9].

Die Einwirkung wird nach außergewöhnlicher Lastkombination gemäß DIN 1055 bestimmt und ins Verhältnis gesetzt zu N_{Rd} gemäß DIN 1045-1, also eine Berechnung des Ausnutzungsgrades wie in der späteren EN 1992-1-2 vorgesehen. Um nach wie vor die Tabelle 31 mit globalem Sicherheitskonzept für Stützenbemessung im Brandfall aus DIN 4102-4 anwenden zu können, muss zusätzlich ein Faktor α^* beaufschlagt werden, abhängig von der Zylinderdruckfestigkeit des Betons und dem geometrischen Bewehrungsgrad. Der Faktor α^* liegt zwischen 1,45 und 2,0.

Da diese Norm nur einen Zwischenstand in Deutschland darstellte im Übergang zwischen den Normengenerationen und sehr bald eine überarbeitete Tabelle 31 erschien, die ausschließlich auf neuem Sicherheitskonzept beruht, soll hier auf die weitere Anwendung dieser Mischform nicht eingegangen werden.

3.1.3 Neue Tabelle 31 in DIN 4102-4 bzw. -22

Die neue Tabelle 31 ist in Deutschland eingeführt in der MLTB 2/2006, mit zugehöriger Berichtigung von 4/2007 und in erweiterter Fassung veröffentlicht in DBV-Rundschreiben Nr. 212 von 3/2007 [37], [38], [19].

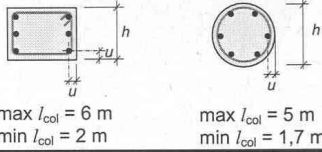
	1	2	3	4	5	6
Zeile	Konstruktionsmerkmale 	Feuerwiderstandsklasse – Benennung				
		R 30	R 60	R 90	R 120	R 180
1	Mindestquerschnittsabmessungen unbekleideter Stahlbetonstützen bei mehrseitiger Brandbeanspruchung bei einem					
1.1	Ausnutzungsfaktor $\alpha_1 = 0,2$					
1.1.1	Stützenlänge min l_{col}					
1.1.1.1	Mindestdicke h in mm	120	120	150	180	240
1.1.1.2	zugehöriger Mindestachsabstand u in mm	34	34	34	37	34
1.1.2	Stützenlänge max l_{col}					
1.1.2.1	Mindestdicke h in mm	120	120	180	240	290
1.1.2.2	zugehöriger Mindestachsabstand u in mm	34	34	37	34	40
1.2	Ausnutzungsfaktor $\alpha_1 = 0,5$					
1.2.1	Stützenlänge min l_{col}					
1.2.1.1	Mindestdicke h in mm	120	160	200	260	350
1.2.1.2	zugehöriger Mindestachsabstand u in mm	34	34	34	46	40
1.2.2	Stützenlänge max l_{col}					
1.2.2.1	Mindestdicke h in mm	120	180	270	300	400
1.2.2.2	zugehöriger Mindestachsabstand u in mm	34	37	34	40	46
1.3	Ausnutzungsfaktor $\alpha_1 = 0,7$					
1.3.1	Stützenlänge min l_{col}					
1.3.1.1	Mindestdicke h in mm	120	190	250	320	440
1.3.1.2	zugehöriger Mindestachsabstand u in mm	34	34	37	40	46
1.3.2	Stützenlänge max l_{col}					
1.3.2.1	Mindestdicke h in mm	120	250	320	360	490
1.3.2.2	zugehöriger Mindestachsabstand u in mm	34	37	40	46	46
2	Mindestquerschnittsabmessungen unbekleideter Stahlbetonstützen mit max l_{col} bei 1-seitiger Brandbeanspruchung bei einem Ausnutzungsfaktor $\alpha_1 = 0,7$					
2.1	Mindestdicke h in mm	120	120	190	200	220
2.2	zugehöriger Mindestachsabstand u in mm	34	34	34	34	37
Ausnutzungsfaktor $\alpha_1 = N_{fi,d,t} / N_{Rd}$						

Tabelle 5: Tabelle 31E [20]

Die Anwendung erfolgt nun wieder analog der alten Tabelle 31 mit identischen Randbedingungen und Anwendungsgrenzen. Der Ausnutzungsfaktor ist definiert nach neuem Sicherheitskonzept mit:

$$\alpha_1 = N_{Ed,A} / N_{Rd} \quad (3-1)$$

$N_{Ed,A}$ ist die Einwirkung im Brandfall nach DIN 1055-100, außergewöhnlicher Lastfall, wie in Kap. 2.1.1 beschrieben, N_{Rd} ist die Tragfähigkeit nach DIN 1045-1, also bei Normaltemperatur im Grenzzustand der Tragfähigkeit.

Die Tabellenwerte sind angepasst an das neue Konzept und weisen somit nominell kleinere Ausnutzungsfaktoren auf als die frühere Tabelle 31. Die spätere Erweiterung der neuen Tabel-

le 31, jetzt Tabelle 31E bezeichnet, ermöglicht die Interpolation zwischen Mindest- und Maximalstützenlänge, was für kürzere Stützen die Bemessung wirtschaftlicher macht. Durch die Interpolationsmöglichkeit erreicht man bei üblichen Geschosshöhen in etwa die Ergebnisse der alten Tabelle 31 in DIN 4102-4. Für Stützen mit kleinen Ausnutzungsgraden sind die Ergebnisse der alten Tabelle 31 konservativer, für höhere Ausnutzungsgrade die Ergebnisse der neuen Tabelle 31E.

Als fiktive Stützenlänge als Eingangswert für die Tabelle 31 ist im Fall einer Stütze, die im Brandfall keine Einspannung in die angrenzenden Geschosse erfährt, die doppelte Geschosshöhe für l_{col} anzusetzen.

Diese Aussage gemäß [21] lässt den Schluss zu, dass ingenieurmäßig sinnvoll alle Stützen mit einer Knicklänge im Brandfall von kleiner/ gleich 3,00 m (Rechteckstütze, im Brandfall Eulerfall 4, beidseitig eingespannt: $l_{0,fi} = 0,5 l_0 = \max. 0,5 \cdot 6,00 = 3,00$ m) bzw. 2,50 m (Kreisquerschnitt) für die Tabellenbemessung zulässig sind, entgegen der formal strengen Auslegung der beidseitigen Einspannung im Brandfall. Entsprechend findet diese Erkenntnis auch formal Eingang in die Tabellen der DIN EN 1992-1-2.

3.2 Tabellarische Bemessung nach DIN EN 1992-1-2

Die folgenden Ausführungen beziehen sich auf die derzeit aktuelle Fassung von Oktober 2008 mit zugehörigem NAD von Juni 2009.

3.2.1 Tabelle 5.2a

Die gravierendste Einschränkung zur Anwendung dieser Tabellen stellt wieder der Ausschluss nicht ausgesteifter Bauwerke dar.

Ähnlich wie in Tabelle 31 ist der Gebrauch der Tabelle 5.2a beschränkt auf Stützen mit einer Knicklänge im Brandfall $l_{0,fi}$ von kleiner/ gleich 3,00 m. Es gibt keine Unterscheidung runder oder rechteckiger Querschnitte. Die Definition einer Knicklänge im Brandfall ist transparent und eindeutig, so dass fehlerhafte Anwendungen nahezu ausgeschlossen sind. Zwei weitere Anwendungsgrenzen werden eingeführt: die Lastausmitte im Brandfall nach Theorie I. Ordnung darf einen bestimmten Grenzwert nicht überschreiten, (empfohlen wird als Grenzwert $0,15 h$ bzw. $0,15 b$, die Begrenzung der Ausmitte entfällt jedoch für Deutschland gemäß nationalem Anhang) und der geometrische Bewehrungsgrad $\rho = A_s/A_c$ muss kleiner als 4% sein. Im Übrigen ist der Gebrauch von Tabelle 5.2a eng angelehnt an die frühere Tabelle 31 der DIN 4102-4.

Als Eingangswert wird die Ausnutzung der Stütze herangezogen, hier bezeichnet mit μ_{fi} . Sie errechnet sich zu $\mu_{fi} = N_{Ed,fi}/N_{Rd}$, also einwirkende Normalkraft im Brandfall zu rechnerischer

Normalkrafttragfähigkeit bei Normaltemperatur unter Berücksichtigung Theorie II. Ordnung und mit den Materialsicherheiten für Normaltemperatur.

Auszulesen sind bei geforderter Feuerwiderstandsklasse und gegebener Ausnutzung (Tabelle 6)

- eine Stützenmindestbreite und
- der erforderliche Achsabstand der Bewehrung.

Feuerwiderstands- klasse	Mindestmaße (mm)			
	Stützenbreite b_{\min} / Achsabstand a			
	brandbeansprucht auf mehr als einer Seite			brandbeansprucht auf einer Seite
	$\mu_{fl} = 0,2$	$\mu_{fl} = 0,5$	$\mu_{fl} = 0,7$	$\mu_{fl} = 0,7$
1	2	3	4	5
R 30	200/25	200/25	200/32 300/27	155/25
R 60	200/25	200/36 300/31	250/46 350/40	155/25
R 90	200/31 300/25	300/45 400/38	350/53 450/40**	155/25
R 120	250/40 350/35	350/45** 450/40**	350/57** 450/51**	175/35
R 180	350/45**	350/63**	450/70**	230/55
R 240	350/61**	450/75**	–	295/70
** Mindestens 8 Stäbe Bei vorgespannten Stützen ist die Vergrößerung des Achsabstandes nach 4.2.2 (4) zu beachten.				
ANMERKUNG Tabelle 5.2a berücksichtigt den empfohlenen Wert für $\alpha_{cc} = 1,0$				

Tabelle 6: Tabelle 5.2a aus DIN EN 1992-1-2 (10/2006)

Mindestquerschnittsabmessungen und Achsabstände von Stützen mit Rechteck- oder Kreisquerschnitt

3.2.2 Tabelle 5.2b

Auch diese Tabelle besitzt nur für Stützen in ausgesteiften Systemen Gültigkeit. Da hier auch Einflüsse aus Theorie II. Ordnung berücksichtigt wurden, die nicht über den Eingangswert erfasst werden können, ist als Anwendungsgrenze statt der bisher verwendeten Stützenlänge erstmals die Schlankheit der Stütze als Abgrenzungskriterium eingeführt:

$$\lambda_{fi} = l_{0,fi}/i \leq 30$$

(3-2)

mit $l_{0,fi}$:= Knicklänge im Brandfall

$$i = (A_c/I_c)^{0,5} \text{ (Trägheitsradius)}$$

Geht man wieder von der beidseitigen Einspannung im Brandfall aus, wären das Stützen mit einer Schlankheit von maximal $\lambda = 60$ bei der Kaltbemessung. Damit ist die Mehrzahl der Stützen im üblichen Hochbau erfasst.

Die Ausmitte nach Theorie I. Ordnung wird begrenzt auf 10 cm, die bezogene Ausmitte e/b auf 0,25, um Tabelle 5.2b anwenden zu dürfen.

Als Eingangswert dient das Lastniveau bei Normaltemperatur (n), wie am Ende von Kapitel 2.1.2 beschrieben. Mit der geforderten Feuerwiderstandsdauer und dem vorhandenen mechanischen Bewehrungsgrad $\omega = (A_s \cdot f_{yd}) / (A_c \cdot f_{cd})$ als weitere Eingangsgröße können dann wieder die erforderliche Stützenabmessung sowie der erforderliche Achsabstand der Bewehrung ausgelesen werden (Tabelle 7).

Feuerwiderstandsklasse	Mechanischer Bewehrungsgrad ω	Mindestmaße (mm). Stützenbreite b_{min} / Achsabstand a			
		$n = 0,15$	$n = 0,3$	$n = 0,5$	$n = 0,7$
1	2	3	4	5	6
R 30	0,100	150/25*	150/25*	200/30:250/25*	300/30:350/25*
	0,500	150/25*	150/25*	150/25*	200/30:250/25*
	1,000	150/25*	150/25*	150/25*	200/30:300/25*
R 60	0,100	150/30:200/25*	200/40:300/25*	300/40:500/25*	500/25*
	0,500	150/25*	150/35:200/25*	250/35:350/25*	350/40:550/25*
	1,000	150/25*	150/30:200/25*	200/40:400/25*	300/50:600/30
R 90	0,100	200/40:250/25*	300/40:400/25*	500/50:550/25*	550/40:600/25*
	0,500	150/35:200/25*	200/45:300/25*	300/45:550/25*	500/50:600/40
	1,000	200/25*	200/40:300/25*	250/40:550/25*	500/50:600/45
R 120	0,100	250/50:350/25*	400/50:550/25*	550/25*	550/60:600/45
	0,500	200/45:300/25*	300/45:550/25*	450/50:600/25*	500/60:600/50
	1,000	200/40:250/25*	250/50:400/25*	450/45:600/30	600/60
R 180	0,100	400/50:500/25*	500/60:550/25*	550/60:600/30	(1)
	0,500	300/45:450/25*	450/50:600/25*	500/60:600/50	600/75
	1,000	300/35:400/25*	450/50:550/25*	500/60:600/45	(1)
R 240	0,100	500/60:550/25*	550/40:600/25*	600/75	(1)
	0,500	450/45:500/25*	550/55:600/25*	600/70	(1)
	1,000	400/45:500/25*	500/40:600/30	600/60	(1)

* Normalerweise reicht die nach EN 1992-1-1 erforderliche Betondeckung aus.
 (1) Die erforderliche Querschnittsbreite wird größer als 600 mm. Genauere Untersuchungen hinsichtlich des Knickens sind erforderlich.

Tabelle 7: Tabelle 5.2b aus DIN EN 1992-1-2

Mindestquerschnittsabmessungen und Achsabstände von Stützen

Mit der Erfassung von Einflüssen aus Theorie II. Ordnung erklärt sich auch die Beschränkung der Eingangswerte n auf 0,15 bis 0,7. Auch bei zentrisch beanspruchten Stützen und voller Ausnutzung des Querschnittes kann die zentrische Normalkraftausnutzung nicht 1,0 sein, weil ein Teil der Querschnittstragfähigkeit für den Abtrag des Momentes aus Theorie II. Ordnung herangezogen wird.

Da in dieser Tabelle keine Interpolationsmöglichkeit gegeben ist, die Ergebnisse aber auf Stützen mit Einfluss aus Theorie II. Ordnung abgestimmt sind, liegen naturgemäß die Ergebnisse für weniger schlanke Stützen auf der sicheren Seite und sind für Stützen nahe der Grenzschlankheit weniger konservativ. Weniger schlanke Stützen, die nahezu zentrisch beansprucht sind, werden mit Tabelle 5.2b nicht erfasst. Der Eingangswert n läge hier über 0,7 und ist damit nicht tabelliert, so dass diese Stützen nur nach Tabelle 5.2a bemessen werden können.

3.3 Vereinfachte Berechnungsverfahren in DIN EN 1992-1-2

Berechnungsverfahren im Brandfall bestehen grundsätzlich aus zwei Schritten: der thermischen Analyse zur Bestimmung des Temperaturverlaufes im Querschnitt und der mechanischen Analyse zur Bestimmung der Tragfähigkeit bei den aufgrund der Temperatur veränderten Baustoffkennlinien.

Die vereinfachten Verfahren führen im Allgemeinen keine der beiden Analysen rechnerisch exakt durch. Die Vereinfachungen bestehen zum Einen in der Verwendung von vorgegebenen Temperaturprofilen aus DIN EN 1992-1-2, welche den Temperaturverlauf über einen Querschnitt nach 30, 60, 90 oder 120 min Brandbeaufschlagung darstellen. Zugrunde liegt die Einheitstemperaturzeitkurve (ETZK) für den Verlauf des Brandereignisses. Zum Anderen vereinfachen sie in verschiedenen Formen die mechanische Analyse. Angefangen bei der Annahme eines stufenförmig konstanten Temperaturverlaufes anstelle des nichtlinearen Verlaufes über den Querschnitt [40] über die fiktive Reduktion des Querschnittes bei gleichzeitigem Ansatz konstanter Betoneigenschaften über den gesamten Querschnitt [12] bis zur Erstellung eigener Interaktionsdiagramme [4], die wie die Zonenmethode auf einem plastischen Ansatz beruhen, analog dem Spannungsblockverfahren bei der Biegebemessung.

3.3.1 B.1 Verfahren: 500 °C-Isothermen-Methode

Die 500 °C-Isothermen-Methode ist anwendbar für Normbrandbeanspruchung nach ETZK in Abhängigkeit von der Feuerwiderstandsklasse oder alternativ für eine parameterabhängige Brandbeanspruchung, die jedoch das Kriterium eines „ähnlichen Temperaturfeldes“ [12] erfüllen muss. Zur besseren Vergleichbarkeit der verschiedenen Verfahren beschränkt sich die Betrachtung in dieser Arbeit auf die Normbrandbeanspruchung nach ETZK.

Als Eingangsvoraussetzung zur Verwendung der Methode muss je nach Feuerwiderstandsklasse eine Mindestbreite eingehalten sein. Diese Mindestbreiten sind jedoch sehr klein und bei üblichen Betonen und Abmessungen i.d.R. eingehalten (Tabelle 8).

a) Feuerwiderstand

Feuerwiderstandsklasse	R 60	R 90	R 120	R 180	R 240
Mindestbreite des Querschnitts in mm	90	120	160	200	280

Tabelle 8: Tabelle B1a aus DIN EN 1992-1-2: Mindestbreite des Querschnitts

Die pragmatische Idee, die dieser Methode zugrunde liegt, ist in Kapitel B.1.1, Satz (4) der DIN EN 1992-1-2 zusammen gefasst:

„Es wird angenommen, dass beschädigter, d.h. über 500 °C heißer Beton, keinen Beitrag zur Tragfähigkeit des Bauteils leistet, während der restliche Betonquerschnitt seine anfängliche Festigkeit und Elastizitätsmodul beibehält.“ [12]

Die Lage der 500 °C Isotherme kann den Temperaturprofilen in Anhang A der DIN EN 1992-1-2 entnommen werden, für die vereinfachte Berechnung darf die mittlere Tiefe der Isotherme in der Druckzone angesetzt werden. Die Temperaturprofile ermöglichen außerdem die Bestimmung der Temperatur in der Bewehrung, so dass für den Stahl Festigkeit und E-Modul in Abhängigkeit von der Temperatur nach Ablauf der geforderten Feuerwiderstandsdauer festgelegt werden können. Anhand eines Beispiels soll dieses Vorgehen verdeutlicht werden.

Bsp.1:

Rundstütze, Ø 30 cm, $l_{col} = 3,00$ m, C30/37, BSt 500S,

Feuerwiderstandsklasse R90 gefordert

vorhandener Achsabstand der Bewehrung: 5 cm

1. Schritt: Ermittlung des nicht mehr tragfähigen Bereiches mittels Temperaturprofil aus Anhang A, Bild A.18 (Abbildung 11):

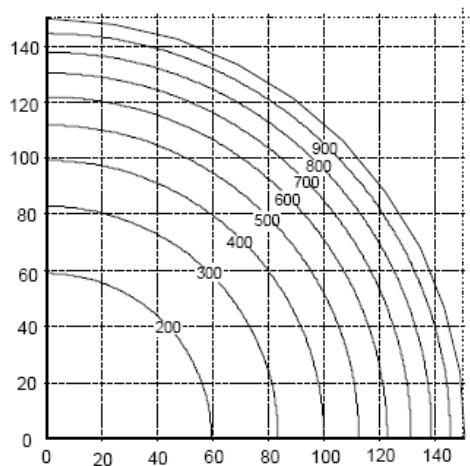


Abbildung 11: Bild A.18 aus DIN EN 1992-1-2

Temperaturprofil für eine runde Stütze Ø 300 mm - R90

Die Temperaturprofile zeigen jeweils nur ein Viertel der doppelt-symmetrischen Querschnitte an. Links unten ist der Mittelpunkt des Querschnittes, nach rechts und oben ist jeweils der Radius der Rundstütze aufgetragen. Dargestellt ist die Temperaturverteilung im Querschnitt [°C] nach einer Normbrandbeanspruchung von 90 min.

Auszulesen ist nun die 500 °C-Isotherme: sie schneidet die Achse bei ca. 112,5 mm. Bis zum Außenrand der Stütze bei 150 mm ergibt sich eine Differenz von $150 - 112,5 = 37,5$ mm. Die anzusetzende entfestigte Breite beträgt also 3,75 cm umlaufend. Damit bleibt für die Bemessung bei unveränderten Betoneigenschaften ein Ersatzquerschnitt von $30 - 2 \cdot 3,75 = 22,5$ cm Durchmesser. Die ansetzbare maximale Betonfestigkeit beträgt mit $\gamma_M = 1,0$ jetzt $1,0 \cdot 30 / 1,0 = 30,0$ MN/m².

Für rechteckige Querschnitte erfolgt die Ermittlung a_z analog. Die 500 °C-Isolinie weist jedoch in den Eckbereichen starke Krümmungen auf (siehe Abbildung 20a). In der Querschnittsachse verläuft die Isolinie parallel zum Rand. Zur Ermittlung der Breite a_z wird die von der 500 °C-Isolinie eingeschlossene Fläche in ein flächengleiches Rechteck umgewandelt, die außerhalb des Rechteckes liegende Fläche stellt den entfestigten Bereich dar.

2. Schritt: Ermittlung der anzusetzenden Festigkeit der Bewehrung mittels Temperaturprofil aus Anhang A, hier Bild A.18 (Abbildung 11):

von der Außenkante ($r=150$ mm) maßstäblich 50 mm nach innen versetzt, liegen die Bewehrungsstäbe bei dem Wert 100 mm auf der Skala und damit exakt auf der 400 °C-Isotherme.

Mit Bild 4.2a (siehe Abbildung 3) der DIN EN 1992-1-2 kann entsprechend die zugehörige Festigkeit abgelesen werden. Für 400 °C und Kurve 3 (Druckbewehrung) ergibt sich ein Beiwert $k_s(400^\circ) = 0,7$

Die anzusetzende Festigkeit im Stahl beträgt dann $0,7 \cdot 500 / 1,0 = 350 \text{ MN/m}^2$.

Die Bestimmung eines Ersatzquerschnittes und der anzusetzenden Festigkeiten in Stahl und Beton sind damit recht einfach. Die dann folgende notwendige Bemessung dieses Bauteils jedoch ist nicht erläutert, der Eurocode begnügt sich mit der Formulierung „Verwendung konventioneller Berechnungsmethoden zur Bestimmung der maximalen Tragfähigkeit unter Berücksichtigung des verkleinerten Querschnittes und der Festigkeit der Bewehrungsstäbe [...]“ ([12], Kapitel B.1.2, Satz 1e). Die angefügte Abbildung B.2 bezieht sich aber auf Bauteile mit Zug- und Druckbewehrung, ist also für Biegebauteile gedacht und berücksichtigt nicht die Problematik von Druckgliedern, wie z.B. Theorie II. Ordnung. Die verfügbaren konventionellen Bemessungshilfsmittel für Stützen sind jedoch auf andere Festigkeiten, Steifigkeiten und Sicherheitsbeiwerte ausgelegt als für eine Bemessung im Brandfall anzusetzen wären und damit nicht 1:1 übertragbar. Zwar könnte man mit geringem Aufwand eine reine Querschnittsbemessung analog zur Kaltbemessung auf eine Querschnittsbemessung im Brandfall umarbeiten, aber die Effekte nach Theorie II. Ordnung, die für die Kaltbemessung z.B. über Modellstützenverfahren erfasst sind, bedürfen genauerer Untersuchung und Anpassung. Da das Tragverhalten insbesondere bei hohen Temperaturen stark nichtlinear ist, sind diese Lösungen nicht trivial.

Die Anwendung dieser Methode ist gemäß deutschem NAD von Juni 2009 [14] nicht zur Anwendung in Deutschland freigegeben.

3.3.2 B.2 Verfahren: Zonenmethode

Die Zonenmethode wurde für schlanke Stützen empfohlen DIN EN 1992-1-2, Fassung von 10/2006, Kapitel 4.2.1 (1)] und als insbesondere für Stützen „genauere Methode als die 500 °C-Isothermen-Methode“ ([13], Kapitel B.2, Satz 1) heraus gestellt. Mit der Berichtigung von Januar 2009 [15] ist diese Formulierung jedoch ersatzlos gestrichen und die Zonenmethode wird lediglich noch für kleine Querschnitte empfohlen, ohne dass diese genauer definiert würden. Allerdings ist diese Methode die Einzige der vereinfachten Berechnungsverfahren, die gemäß deutschem NAD [14] zur Anwendung in Deutschland zugelassen wird. Sie wird in ihrer ursprünglichen Form für Druckglieder noch ausgeschlossen, aber Erweiterungen sollen künftig auch die vereinfachte Bemessung von schlanken Druckgliedern ermöglichen (siehe Kapitel 4.6.3).

Grundlage der Zonenmethode ist die Plastizitätstheorie. Konstante Spannungen über einem Ersatzquerschnitt sollen aufsummiert die gleiche innere Kraftgröße ergeben wie die Integration der nichtlinearen Spannungen über den vollen Querschnitt. Das Maß a_z zur fiktiven Reduk-

tion des Querschnittes wird für Druckzonen von Biegebauteilen oder für Druckglieder unterschiedlich ermittelt. Die Herleitung kann in [5] nachgelesen werden. In DIN EN 1992-1-2 wird lediglich die Vorgehensweise beschrieben.

Wie in der 500 °C-Isothermen-Methode wird hier zunächst eine entfestigte Zone a_z ermittelt. Dafür gibt es zwei unterschiedliche Verfahren, die aber keine kongruenten Ergebnisse liefern. Die einfachere Methode besteht im Ablesen des Wertes a_z aus einem Diagramm. Dieses nachfolgend dargestellte Diagramm (Abbildung 12) gilt für quarzhaltige Zuschläge. Über den eventuell erfassten Einfluss Theorie II. Ordnung, der zu einer größeren anzusetzenden entfestigten Zonen führen müsste, wird keine Aussage getroffen.

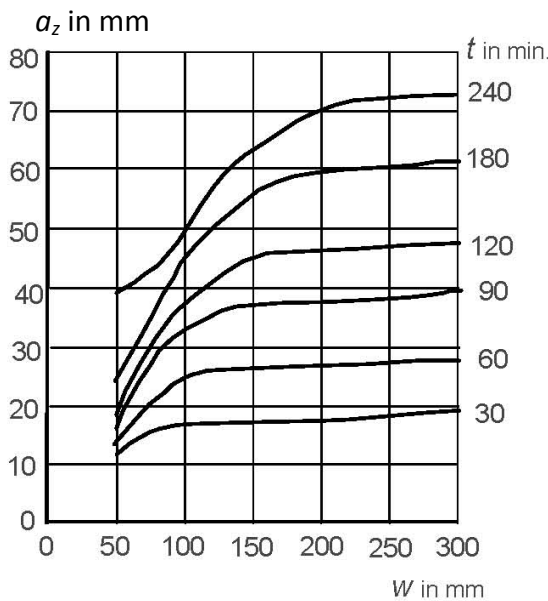


Abbildung 12: Bild B.5 c) aus DIN EN 1992-1-2

Reduktion des Querschnittes einer Stütze [...] mit quarzhaltigem Zuschlag

Die geschädigte Breite a_z [mm] des Stützenquerschnittes ermittelt sich hier ausschließlich in Abhängigkeit der halben Bauteilbreite w in [mm] und der geforderten Feuerwiderstandsdauer in [min].

Die rechnerische Methode zur Bestimmung des Wertes a_z , die im folgenden Absatz beschrieben wird, ist deutlich aufwendiger als das Ablesen des Diagrammwertes, was vermuten ließe, dass der abgelesene Wert als Pauschalwert bei vereinfachter Ermittlung gegenüber der zweiten angebotenen Methode auf der sicheren Seite liegt.

Für die rechnerische Methode wird der betrachtete Querschnitt „in eine Anzahl paralleler [$n \geq 3$] Zonen gleicher Dicke (rechteckförmige Elemente) eingeteilt“. [12] Durch Bestimmung der Temperatur im Mittelpunkt jeder Zone mit Hilfe der Temperaturdiagramme im Anhang A von DIN EN 1992-1-2 und der sich daraus ergebenden Festigkeitsbeiwerte k_c je Zone kann mittels der angegebenen Formeln B.11 ein mittlerer Festigkeitsbeiwert $k_{c,m}$ für den Querschnitt bestimmt werden.

$$k_{c,m} = \frac{(1-0,2/n)}{n} \sum_{i=1}^n k_{c,i}(\theta_i) \quad \text{Formel B.11 aus DIN EN 1992-1-2 (3-3)}$$

Die Formel enthält zum Einen den Mittelwert aller $k_{c,i}$ und zum Anderen einen Faktor $(1-0,2/n)$. Dieser Faktor soll die nicht erfasste Temperaturveränderung innerhalb der Zonen berücksichtigen und liegt zwischen den Grenzen 0,933 (für $n = 3$) und 1,0 (für $n \rightarrow \infty$).

Des Weiteren ist die Bestimmung des Festigkeitsbeiwertes für den Kernpunkt M auf der Mittelachse des Bauteiles erforderlich. In der Regel wird die Temperatur im Kern bei unter 100 °C liegen, lediglich bei Anforderungen > R90 und/ oder Abmessungen < 25 cm wird sich ein Festigkeitsbeiwert $k_c(\theta_M) < 1,0$ ergeben.

Die Schädigungsbreite a_z , um die der Querschnitt fiktiv zu reduzieren ist, um ihn dann mit der Festigkeit $k_c(\theta_M) \cdot f_{c,d, fi}$ analog zu üblichen Verfahren bei Normaltemperatur bemessen zu können, kann anhand der zwei nachfolgend aufgeführten Formeln errechnet werden:

$$a_z = w \left[1 - \frac{k_{c,m}}{k_c(\theta_M)} \right] \quad \text{Formel B.12 aus DIN EN 1992-1-2 (3-4)}$$

$$a_z = w \left[1 - \left(\frac{k_{c,m}}{k_c(\theta_M)} \right)^{1,3} \right] \quad \text{Formel B.13 aus DIN EN 1992-1-2 (3-5)}$$

$k_c(\theta_M)$ ist der Festigkeitsbeiwert abhängig von der Temperatur im Kernpunkt M des Querschnittes, auszulesen aus Bild B.5a der DIN EN 1992-1-2, abgebildet im folgenden Diagramm (Abbildung 13):

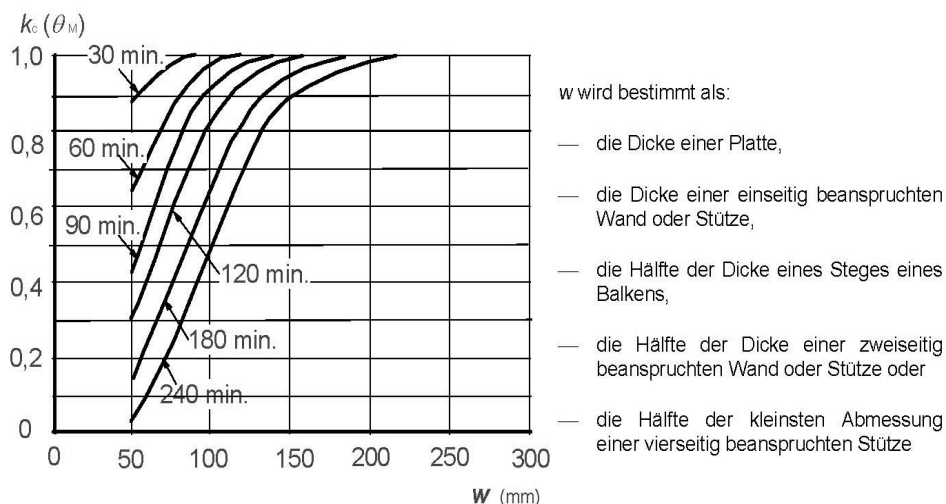


Abbildung 13: Bild B.5a) aus DIN EN 1992-1-2
Reduktion der Druckfestigkeit für einen fiktiv reduzierten Querschnitt mit quarzhaltigem Zuschlag

Formel B.12 ist anzuwenden „für Balken, Platten und Bauteile“. [12], Formel B.13 hingegen ist explizit ausgewiesen für „Stützen, [...] bei denen Auswirkungen nach Theorie II. Ordnung berücksichtigt werden müssen.“ [12].

Formel B.12 veranschaulicht die zugrunde liegende Denkweise: die prozentuale Abminderung der Festigkeit wird in eine Verminderung der Fläche um den gleichen Prozentsatz umgewandelt.

Anstatt mit nichtlinear über den Querschnitt verlaufenden Festigkeiten zu arbeiten, wird zunächst vereinfacht ein Mittelwert der Festigkeiten im Querschnitt ermittelt, siehe Gleichung (3-3). Unter Beibehaltung der aufsummierten Last (der Resultanten) ergibt sich dann ein Maß a_z zur Reduktion des Querschnittes, wenn als Festigkeit nicht die mittlere, sondern die maximale Festigkeit im Querschnitt (ermittelt im Punkt M) angesetzt werden soll.

$$k_{c,m} \cdot A = k_c(\theta_M) \cdot A_{\text{Ersatz}}$$

Für eine gedrungene Stütze mit reiner Querschnittsbemessung wäre die Tragfähigkeit in beiden Fällen identisch. Für eine schlanke Stütze wirkt sich aber eine Verkleinerung des Querschnittes stärker aus als eine Abminderung der Festigkeit, da die Festigkeit als linearer Faktor in die Berechnung eingeht, die Querschnittshöhe dagegen in höherer Potenz.

Die Berechnung in dieser Form ist allerdings gedacht zur Bestimmung der aufnehmbaren Druckkraft z.B. in der Druckzone von Biegebauteilen. Für Druckglieder ist zusätzlich die verminderte Biegesteifigkeit zu berücksichtigen, vgl. [5].

Die Erweiterung der Formel um die Potenz 1,3 für Stützen (Gleichung 3-5, mit Theorie II. Ordnung) scheint empirisch, ist aber nicht näher erläutert. Sie bewirkt offensichtlich eine weitere Verkleinerung des Ersatzquerschnittes. Somit könnte sie in irgendeiner Form den zuvor genannten Effekt für schlanke Stützen berücksichtigen.

Cyllok/ Achenbach erläutern, in Ihren Überlegungen zur Anwendung der Zonenmethode in nichtlinearen Verfahren, dass die genannte empirische Näherung gut nachvollziehbar sei bei Ansatz einer Funktion vierter Ordnung für den Verlauf der Spannungen über die Querschnittsbreite [5].

3.3.2.1 Vergleich der Methoden zur Ermittlung a_z

Abbildung 14 vergleicht beispielhaft die Ergebnisse der beiden rechnerischen Verfahren mit der Ermittlung per Diagramm für eine Stütze 30/30 mit quarzhaltigem Zuschlag und geforderter Feuerwiderstandsklasse R90.

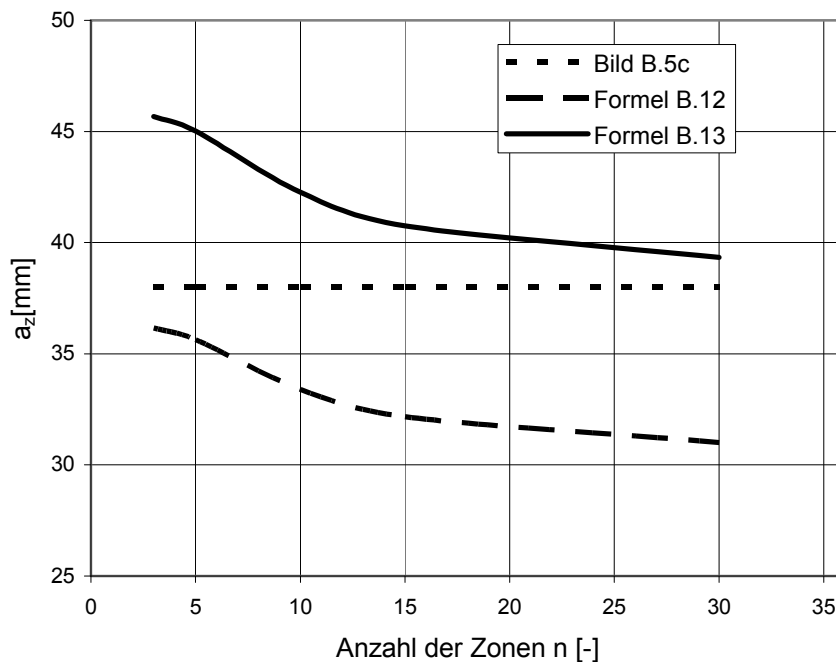


Abbildung 14: Vergleich der ermittelten Schädigungsbreiten a_z nach [12], Kapitel B.2

Aus dem Vergleich lässt sich ableiten, dass im Diagramm entweder kein Einfluss Theorie II. Ordnung berücksichtigt ist und die Verwendung des Diagrammes damit nur für reine Querschnittsbemessungen auf der sicheren Seite liegt oder wie Hosser in seiner Veröffentlichung in der Fachzeitschrift Bauingenieur [29] erwähnt, dass erst für eine gegen unendlich strebende Anzahl von Zonen die Ergebnisse vergleichbar würden. Das hieße, der abgelesene Wert aus dem Diagramm wäre ein Grenzwert für den rechnerischen Wert einer gegen unendlich strebenden Anzahl von Zonen nach Formel B.13 der DIN EN 1992-1-2 (Gleichung 3-5). Ob der Ansatz a_z für Stützen mit Einfluss der Schlankheit überhaupt auf der sicheren Seite liegt, wird im Vergleich der verschiedenen Berechnungsmethoden (Kapitel 4) noch überprüft werden. Auch Cyllok/ Achenbach empfehlen in [5], auf die Verwendung der Diagramme Bild B.5 aus DIN EN 1992-1-2 (Abbildung 12 und 13) für die Stützenberechnung zu verzichten.

3.3.2.2 Bemessung in der Zonenmethode

Auch hier endet die Beschreibung einer konkreten Vorgehensweise mit der Ermittlung eines Ersatzquerschnittes und den anzusetzenden Festigkeiten der Werkstoffe. Die Bemessung folgt „dem Berechnungsverfahren für Normaltemperatur, ähnlich wie in Bild B.2 dargestellt.“ [12] Ebenso wenig wie in der 500 °C Isothermen-Methode wird der Ansatz der Theorie II. Ordnung für Stützenbemessungen erwähnt.

3.3.2.3 Kreisquerschnitte

Die Unterteilung des Querschnittes erfolgt in „parallele Zonen gleicher Dicke (rechteckige Elemente)“ [12]. Auch die Diagramme zur Ermittlung der nicht mehr tragfähigen Bereiche a_z

sind auf Rechteck-Querschnitte ausgelegt. Eine direkte Übertragung auf Kreisquerschnitte ist ohne weitere Prüfung nicht möglich.

3.3.2.4 Unsymmetrische Beflammung

Das Maß a_z zur Reduzierung des Querschnittes soll von jedem beflamnten Rand abgezogen werden. Darüber hinaus gibt es keine Hinweise zur Erfassung unsymmetrischer Beanspruchung und der daraus resultierenden Zusatzausmitte.

3.4 Vereinfachtes Verfahren nach Richter/ Zehfuß

abgedruckt in Beuth-Kommentar: „Brandschutz in Europa- Bemessung nach Eurocodes“, herausgegeben von D. Hosser [27]

Der Beuth-Kommentar bezieht sich auf die Fassung des Eurocodes von Mai 1997 [16]. Die vorgestellten Verfahrensweisen werden im Folgenden angepasst auf die Definitionen und Formulierungen der Fassung des Eurocodes von 12/2010. Ein Ziel dieser Arbeit ist die Vorstellung und Erläuterung der bestehenden Konzepte. Diese sind grundsätzlich nicht abhängig von Normenformulierungen und können deutlich leichter verglichen werden, wenn sich alle auf die gleiche Basis beziehen. Zudem würde die Verständlichkeit durch zu viele ähnliche, aber nicht gleiche Formulierungen und Definitionen, wie sie in den unterschiedlichen Normenfassungen enthalten sind, erschwert.

Im zweiten Kapitel des Beuth-Kommentares wird zur Bemessung von Stützen die Verwendung von Interaktionsdiagrammen vorgeschlagen und das Vorgehen anhand zweier Beispielrechnungen veranschaulicht. Bei der Anwendung der Diagramme muss das im außergewöhnlichen Lastfall geänderte Sicherheitsniveau berücksichtigt werden. Um die Einflüsse aus Theorie II. Ordnung zu erfassen, wird das Modellstützenverfahren (MSV) genutzt, auch hier sind Anpassungen bezüglich der Teilsicherheiten und gegebenenfalls der Festigkeiten erforderlich. Im Folgenden werden formal die Berechnungsschritte und Anpassungen dargestellt und analysiert.

1. Schritt: Bestimmung des Ersatzquerschnittes und der reduzierten Festigkeiten nach Zonenmethode (B.2-Verfahren) der DIN EN 1992-1-2

2. Schritt: Anpassung der Knicklänge im Brandfall:

$$l_0 = \beta \cdot l_{col} = 0,5 \cdot l_{col} \quad (\text{Annahme beidseitiger Einspannung im Brandfall, im Einzelfall zu prüfen}) \quad (3-6)$$

$$l'_0 = \sqrt{\frac{f_{yk} / \gamma_s}{f_{s0} / \gamma_{s,fi}}} \cdot l_0 \quad (\text{Anpassung der Knicklänge, um die verminderte Stahlfestigkeit im MSV zu berücksichtigen}) \quad (3-7)$$

3. Schritt: Bestimmung der Gesamtausmitte mittels MSV:

Die Ermittlung der Ausmitte e_2 erfolgt wie gewohnt, aber unter Berücksichtigung der geänderten Knicklänge sowie der reduzierten Querschnittsfläche und mit der Fließdehnung im Brandfall $\varepsilon_{yd} = 500 / (1,0 \cdot 200.000) = 0,0025$. Auch die Ausmitten e_0 und e_a werden unter den gleichen Voraussetzungen bestimmt. Entsprechend der Lesart der vereinfachten Verfahren nach DIN EN 1992-1-2 wird lediglich die Festigkeit aufgrund der erhöhten Temperatur vermindert, die Temperaturabhängigkeit des E-Moduls bleibt unberücksichtigt.

4. Schritt: Bemessung

Da das Verfahren auf der Plastizitätstheorie beruht, bleiben der tatsächliche Dehnungszustand sowie der Einfluss der thermischen Dehnungen unberücksichtigt. Es wird für den gesamten Querschnitt eine konstante Festigkeit angesetzt, die temperaturabhängig ermittelt wurde, jedoch nicht dehnungsabhängig. Auch die Bewehrung wird mit temperaturabhängiger Maximalfestigkeit berücksichtigt.

Mit Hilfe der bekannten Interaktionsdiagramme kann erf. A_s ermittelt werden mit:

$$d_1/h = [d_1(T=20^\circ) - a_z] / h_{fi} \quad (3-8)$$

$$v_{Ed,fi} = N_{Ed,fi} / (b_{fi} \cdot h_{fi} \cdot f_{cd,fi}) = N_{Ed,fi} / [b_{fi} \cdot h_{fi} \cdot k_c(\theta) \cdot f_{ck}(\theta)/1,0]$$

$$\mu_{Ed,fi} = M_{fi}^I / (b_{fi} \cdot h_{fi}^2 \cdot f_{cd,fi}) = e_{tot} \cdot N_{Ed,fi} / [b_{fi} \cdot h_{fi}^2 \cdot k_c(\theta) \cdot f_{ck}(\theta)/1,0]$$

$$A_{s,erf} = \omega \cdot b_{fi} \cdot h_{fi} \cdot f_{cd,fi} / f_{sd}(\theta) = \omega \cdot b_{fi} \cdot h_{fi} \cdot [f_{ck}(\theta)/1,0] / [k_s \cdot f_{sk}(\theta)/1,0]$$

Ist die Breite der entfestigten Zone a_z größer als die das Achsmaß der Betondeckung d_1 , wird der Eingangswert $[d_1(20^\circ)/a_z] / h$ negativ, für diesen Fall gibt es keine Interaktionsdiagramme. b_{fi} und h_{fi} bezeichnen die Abmessungen des Querschnittes nach der Reduktion um die entfestigte Zone.

Alternativ kann über den Schnittpunkt der Geraden, die durch die Verbindung des Bemessungspunktes ($v_{Ed,fi} / \mu_{Ed,fi}$) mit dem Koordinatennullpunkt des Interaktionsdiagrammes gebildet wird, mit der ω_{vorh} -Linie die maximal aufnehmbare Normalkraft im Brandfall durch horizontales Loten auf die v_{Ed} -Achse ausgelesen werden.

Formal handelt es sich bei dem beschriebenen Verfahren um eine Anpassung des Modellstützenverfahrens auf das geänderte Sicherheitsniveau des außergewöhnlichen Lastfalls sowie die Berücksichtigung der Materialfestigkeiten bei hohen Temperaturen.

Die vorgenommenen Anpassungen sind letztlich immer direkt auf geänderte Festigkeiten und Sicherheiten zurück zu führen. Einzig bei der Korrektur der Knicklänge ist die klare Zuordnung auf den ersten Blick nicht erkennbar. Betrachtet man aber genauer, wo diese Länge eingeht, erschließt sich auch hier der genannte Zusammenhang.

l_0 geht ein in die Ermittlung der Zusatzausmitte aus Theorie II. Ordnung, e_2 :

$$e_2 = K_1 \cdot l_0^2 / 10 \cdot 1/r \quad (3-9)$$

$K_1 = 1,0$ wird pauschal angenommen, die Stütze ist weicher als bei Normaltemperatur, demzufolge ist hier die Annahme der vollen Auswirkung Theorie II. Ordnung für alle Stützen, die schon in der Kaltbemessung nach Theorie II. Ordnung nachzuweisen waren, sinnvoll.

l_0^2 ist nach Anpassung nun mit l'_{0^2} anzusetzen, dadurch ergibt sich ein Faktor $f_{yd}/f_{yd,fi}$ zwischen l'_{0^2} und l_0^2 , ausformuliert entsprechend der Faktor $(f_{yk}/\gamma_s) / (f_{s0}/\gamma_{s,fi})$ bzw. $(f_{yk}/\gamma_s) / (k_s \cdot f_{yk}/\gamma_{s,fi}) = \gamma_{s,fi} / (\gamma_s \cdot k_s)$.

$$1/r = 2 K_2 \cdot \varepsilon_{yd} / (0,9d) \quad (3-10)$$

K_2 wird pauschal zu 1,0 angesetzt

ε_{yd} ändert sich in $\varepsilon_{yd,fi}$, gemäß Richter angesetzt mit f_{yk}/E_s statt $f_{yk}/(\gamma_s \cdot E_s)$

d ändert sich in d_{fi} , den um a_z reduzierten Wert der Nutzhöhe

für $(1/r)_{fi}$ ergibt sich also ein Gesamtfaktor von $\gamma_s \cdot d / d_{fi}$

$$(1/r)_{fi} = 2 \cdot 1,0 \cdot \varepsilon_{yd,fi} / (0,9d_{fi}) = 2 \cdot f_{yk} / (E_s \cdot 0,9 \cdot d_{fi})$$

$$(1/r)_{fi} / (1/r) = [2 \cdot f_{yk} / (E_s \cdot 0,9 d_{fi})] / [2 \cdot f_{yk} / (\gamma_s \cdot E_s \cdot 0,9 d)] =$$

$$\frac{2f_{yk} \cdot \gamma_s \cdot E_s \cdot 0,9d}{E_s \cdot 0,9d_{fi} \cdot 2f_{yk}} = \gamma_s \cdot d / d_{fi} \quad (3-11)$$

Fasst man die Faktoren zusammen, entsteht folgende Form:

$$e_{2,fi} = \gamma_{s,fi} / (\gamma_s \cdot k_s) \cdot \gamma_s d / d_{fi} \cdot e_2 = \frac{\gamma_{s,fi} \cdot d}{k_s \cdot d_{fi}} \cdot e_2 \quad (3-12)$$

nach Kürzung und Einsetzen von $\gamma_{s,fi} = 1,0$ im Brandfall gemäß DIN EN 1992-1-2 vereinfacht sich der Term wie folgt:

$$e_{2,fi} = (1/k_s) \cdot (d / d_{fi}) \cdot e_2 \quad (3-13)$$

Die Zusatzausmitte (kalt) nach Theorie II. Ordnung wird zur Anpassung an die temperaturbedingten Änderungen also schlicht mit der abgeminderten Festigkeit des Stahls sowie dem Verhältnis der abgeminderten Nutzhöhe zur ursprünglichen Nutzhöhe beaufschlagt.

Die Faktoren berücksichtigen in dieser Form noch nicht die Abänderung der Knicklänge im Brandfall. Diese Änderung ist systemabhängig und von Fall zu Fall verschieden, während der oben ermittelte Faktor systemunabhängig durchgängig definiert werden kann.

Zur Berücksichtigung der Knicklänge, wenn das System im Brandfall vom System bei Normaltemperatur abweicht, kann der Faktor mit $(\beta_{fi}/\beta_{20^\circ})^2$ erweitert werden.

Für die ungewollte Ausmitte ergibt sich formal durch den Einfluss der angepassten Knicklänge ein weniger anschaulicher Faktor, nämlich:

$$e_{a,fi} = e_a / \sqrt{\gamma_s \cdot k_s} = e_a \cdot 0,9325 / \sqrt{k_s} \quad (3-14)$$

Der Winkel der Schiefstellung $\alpha_{a1} = 1 / (100 \cdot l_{col}^{0,5})$ bleibt unverändert, da hier die reale Stützlänge l_{col} eingeht, es bleibt also lediglich der Faktor l_0 bei der Berechnung der ungewollten Ausmitte in $e_a = \alpha_{a1} \cdot l_0 / 2$, der auf die angepasste Knicklänge im Brandfall abgeändert wird und damit der oben genannte Wurzelausdruck.

Die ungewollte Ausmitte hat insgesamt allerdings einen geringeren Einfluss als die Zusatzausmitte Theorie II. Ordnung und auch die Erhöhung über k_s fällt deutlich weniger ins Gewicht, da sie hier mit der Wurzelfunktion abgeschwächt ist.

Die unterschiedlich starke Auswirkung der abgeleiteten Faktoren auf die einzelnen Ausmitten soll im folgenden Diagramm verdeutlicht werden (Abbildung 15).

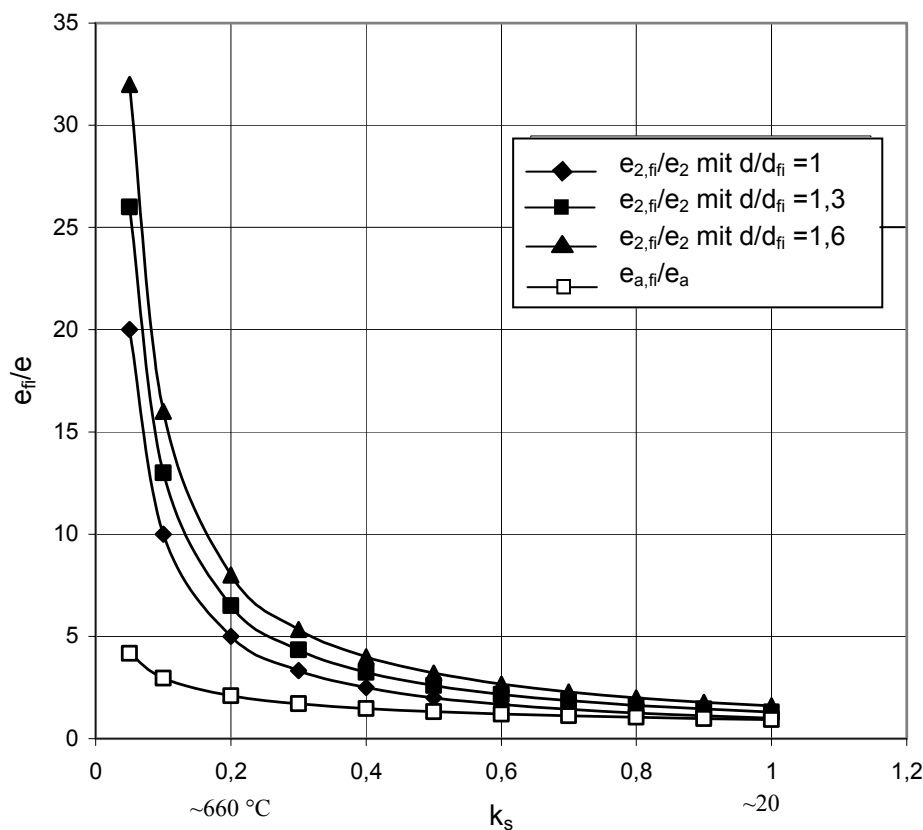


Abbildung 15: Auswirkung des von der Temperatur abhängigen Festigkeitsbeiwertes k_s auf die bezogenen Ausmitten e_{fi}/e_2

Dargestellt sind die Ausmitten im Brandfall (berechnet nach Richter) im Verhältnis zu den Ausmitten bei Normaltemperatur, bestimmt nach dem Modellstützenverfahren mit pauschalierten Faktoren K_1 und K_2 . Aufgetragen sind diese Werte auf der Ordinate, die Abszisse stellt die Abhängigkeit der Ausmitten zum Festigkeitsbeiwert k_s des Bewehrungsstahls bei hohen Temperaturen dar. Die verschiedenen Kurven zeigen zum Einen den Einfluss des Verhältnisses Nutzhöhe d zu Nutzhöhe d_{fi} des um a_z verminderten Querschnittes, zum Anderen den unterschiedlichen Einfluss der Temperatur auf die bezogenen Ausmitten $e_{2,fi}/e_2$ und $e_{a,fi}/e_a$.

Es ist zu erkennen, dass die Abminderung der Querschnittshöhe zwar Einfluss auf die Erhöhung der Zusatzausmitte Theorie II. Ordnung hat, die Kurven $e_{2,fi}/e_2$ liegen aber alle recht dicht beieinander.

Dagegen liegt die Kurve für $e_{a,fi}/e_a$ deutlich unterhalb der Kurven für e_2 . Würde man also beide Ausmitten (e_a und e_2) aus Normaltemperatur mit dem ermittelten Faktor für e_2 beaufschlagen, läge man im Ergebnis auf der sicheren Seite.

Des Weiteren ist klar zu sehen, dass der Einfluss auf die Ausmitten umso größer wird, je größer der Festigkeitsabfall des Stahles ausfällt. Mit abnehmender Festigkeit bei sehr hohen Temperaturen wird das System weicher, so dass die Verformungen immer weiter zunehmen.

3.5 Bemessung für schlanke Stützen nach Anhang AA des deutschen NAD zu DIN EN 1992-1-2

Zur Bemessung schlanker Stützen im Brandfall darf der Nachweis nach Anhang AA des deutschen NAD durchgeführt werden [14]. Der normative Anhang AA, derzeit noch im Entwurf veröffentlicht, gilt für „Stahlbeton-Kragstützen mit ein-, drei- oder vierseitiger Brandbeanspruchung nach der Einheitstemperaturzeitkurve“ [14] für die Feuerwiderstandsdauer von 90 min.

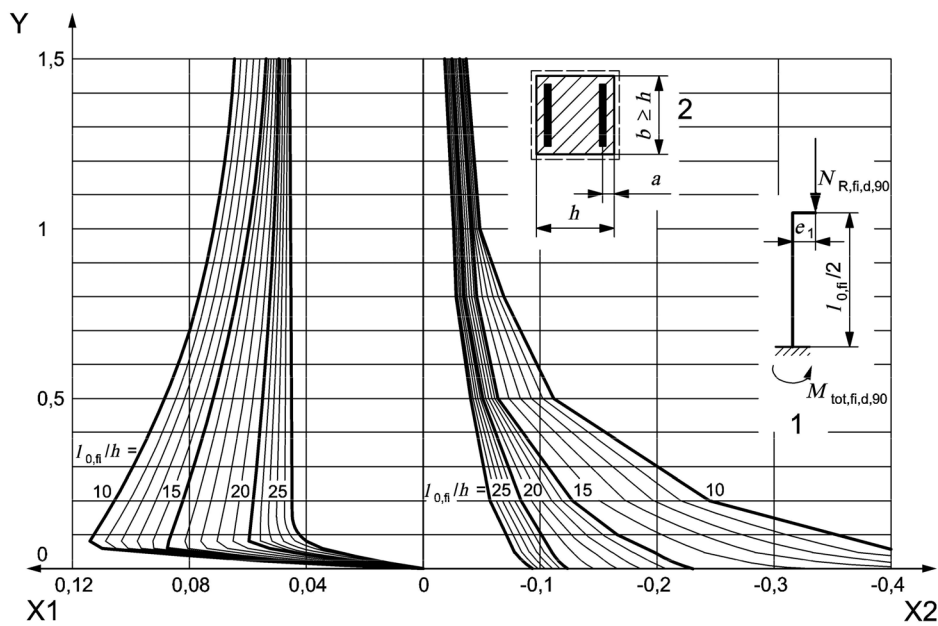
Neben der Beschränkung auf die Feuerwiderstandsklasse R90 wird eine weitere Eingrenzung bezüglich der Stützenabmessungen vorgenommen:

$10 \leq l_0/h \leq 50$	wobei hier die Knicklänge im Brandfall gemeint ist, wie an den Diagrammen erkennbar wird
$300 \text{ mm} \leq h_{\min} \leq 800 \text{ mm}$	Mindestquerschnittsabmessung

Die übrigen Anwendungsgrenzen spiegeln in Summe die Anwendbarkeit der Diagramme ausschließlich auf Regelfälle wider (Bewehrungsgrad zwischen 1 % und 8 %, Normalbeton bis C50/60, Betonstahl BSt 500 S sowie den bezogenen Achsabstand der Bewehrung a/h zwischen 0,05 und 0,15).

Wieder eingeführt wird hier zudem die Begrenzung der bezogenen Lastausmitte, die mit $0 \leq e_1/h \leq 1,5$ aber deutlich über dem für die tabellarische Bemessung (Kap.3.2.1) empfohlenen Grenzwert liegt.

Auffällig bei Betrachtung der vier entwickelten Diagramme ist zunächst die Beschränkung wieder auf Rechteckquerschnitte (Abbildung 16).



Legende

- 1 Gesamtmoment $\mu_{tot,fi,d,90} = \mu_{1,fi,d,90} + \mu_{2,fi,d,90} = M_{tot,fi,d,90} / (A_c \cdot h \cdot f_{cd})$
- 2 Querschnitt: $h = 300 \text{ mm}$; Achsabstand $ah = d_1/h = 0,10$; Beton C 30/37; Bewehrung BSt 500; Bewehrungsverhältnis $\rho = 2 \%$
- X1 Gesamtmoment $\mu_{tot,fi,d,90}$
- X2 Längskraft $\nu_{R,fi,d,90} = N_{R,fi,d,90} / (A_c \cdot f_{cd})$
- Y Lastausmitte e_1/h

Abbildung 16: Bild AA.1 aus NAD zu DIN En 1992-1-2

Diagramm zur Ermittlung des Bemessungswertes der Stützentraglast $N_{R,fi,d,90}$ und des Gesamtmoments $M_{tot,fi,d,90}$ für einen Querschnitt mit $h = 300 \text{ mm}$

Die drei weiteren Diagramme sind unter gleichen Randbedingungen für Stützen mit $h = 450 \text{ mm}$, 600 mm und 800 mm abgedruckt.

Eingangswert ist jeweils die bezogene Lastausmitte e_1/h , die auch die anzusetzende Imperfektion enthält. Auszulesen sind dann das anzusetzende Gesamtmoment auf der Achse X1 und die aufnehmbare Normalkraft auf der Achse X2, jeweils als bezogene Größen dargestellt, analog zu den bekannten Interaktionsdiagrammen.

In der Handhabung stellen sich die Diagramme sehr einfach dar. Alle einzugebenden Werte beziehen sich auf die dem Anwender bekannten Werte der Bemessung bei Normaltemperatur. Für jede mögliche Kombination aus Bewehrungsgrad, Achsabstand der Bewehrung, Querschnittsgröße und Betongüte kann entweder zwischen den Diagrammen interpoliert werden (Zwischenwerte der Abmessungen) oder durch Beaufschlagung der Ergebnisse mit Korrekturfaktoren die Berechnung auf die vorliegende Situation angepasst werden (alle übrigen Parameter).

Erläuterungen zur Handhabung sowie Anwendungsbeispiele finden sich z.B. in [29] und [24]. Nachteil bei Nutzung dieser Diagramme ist, dass der Anwender die Zusammenhänge nicht ersehen kann.

3.6 Bemessung nach Cyllok/ Achenbach

abgedruckt in **Beton- und Stahlbetonbau 103 (2008), Heft 7 [4]**

Für Kragstützen haben Cyllok und Achenbach ein Berechnungsverfahren veröffentlicht, das auf eine vereinfachte Erstellung eines Interaktionsdiagrammes, angepasst auf die Verhältnisse bei hohen Temperaturen, hinaus läuft. Dem so ermittelten Querschnittswiderstand wird die Einwirkung im Brandfall gegenüber gestellt. Die Einwirkung inklusive dem Einfluss aus Theorie II. Ordnung wird mit einer Abschätzung der Krümmung im Brandfall in Anlehnung an das Modellstützenverfahren bestimmt.

1. Schritt: Erstellung des vereinfachten Interaktionsdiagrammes:

Folgende Annahmen/ Vereinfachungen werden berücksichtigt:

- Die Druckbewehrung wird auf der sicheren Seite liegend vernachlässigt, die Zugbewehrung dagegen bis zur Proportionalitätsgrenze ($\epsilon = \epsilon_{spr}$) beansprucht, das heißt bis zu der Spannung, bei der die Spannung noch proportional zur Dehnung ist, der höchste Punkt im linear-elastischen Bereich. Für den bilinearen Ansatz bei Normaltemperatur sind Streckgrenze und Proportionalitätsgrenze identisch, aber bereits bei 100 °C sinkt die Spannung an der Proportionalitätsgrenze für kaltverformten Stahl gemäß Tab. 3.2a der DIN EN 1992-1-2 auf 0,96 f_{yk} ab.
- Der Beton wird mit seiner temperaturabhängigen Scheiteldehnung ϵ_{c1} angesetzt.

Zur Erstellung des vereinfachten Interaktionsdiagrammes (IAD) werden fünf signifikante Dehnungszustände am Ersatzquerschnitt untersucht, bezeichnet mit A bis E. Die Reduktion des Querschnittes erfolgt wohl gemäß Zonenmethode, wird aber nicht näher erläutert. Für diese fünf Punkte des IAD werden die Tragfähigkeiten ermittelt, indem die Spannungsergebnisse bestimmt werden.

In Dehnungszustand A gehen Cyllok/ Achenbach von einer konstanten Dehnung im Querschnitt aus. Da die Druckbewehrung vernachlässigt wird, resultiert die Tragfähigkeit demnach rein aus dem Betontraganteil des Ersatzquerschnittes mit der Festigkeit in Abhängigkeit der Temperatur des Kernpunktes M, analog zur Zonenmethode.

In den folgenden Dehnungszuständen B bis E wird die Dehnungsverteilung linear angesetzt, die gedrückte Seite wird konstant gehalten mit der Scheiteldehnung ϵ_{c1} des Betons. Die Dehnung am Zugrand bzw. in Höhe der Zugbewehrung, wird von Fall B ($\epsilon = 0$) gesteigert über Fall C ($\epsilon = \epsilon_{spr}$) bis zu Fall E ($\epsilon = 3\epsilon_{spr}$). Ausgehend von parabelförmiger Spannungsverteilung im Druckbereich sowie ansetzbarer Spannung $k_s(\theta) \cdot f_{yk}(20\text{ °C})$ für den Stahl im Zugbereich können Lage und Größe der resultierenden, aufnehmbaren Kräfte bestimmt werden. Die Verbindung dieser Wertepaare $M_{Rd,fi}/N_{Rd,fi}$ in einem Diagramm führt zu einer Traglastkurve ähnlich den Interaktionsdiagrammen, an der Einwirkung und Widerstand verglichen werden können.

Für den Stahl wird die Festigkeit nach Bild 4.2a [12] (Abbildung 3) unter Annahme einer bilinearen Kennlinie angesetzt, allerdings mit dem Unterschied, dass hier die maximale Festigkeit bei Erreichen der Proportionalitätsgrenze angesetzt wird und nicht grundsätzlich bei 2 ‰.

2. Schritt: einwirkende Schnittgrößen

Um die Bemessung mit dem erstellten Diagramm durchführen zu können, müssen die einwirkenden Schnittgrößen im Brandfall definiert werden.

Die Normalkraft $N_{Ed,fi}$ wird gemäß außergewöhnlicher Lasteinwirkungskombination [8] bestimmt, das einwirkende Moment zunächst entsprechend. Zur Erfassung der Einflüsse aus der Theorie II. Ordnung wird ein Krümmungsverlauf angesetzt und mit der Maximalkrümmung κ_2 über den Stab integriert, analog dem Vorgehen im Modellstützenverfahren. Dabei wird für die Bestimmung der Maximalkrümmung der Dehnungszustand angenommen, der auf der Druckseite exakt die Scheiteldehnung des Betons ansetzt und den Stahl auf der Zugseite mit der Proportionalitätsdehnung berücksichtigt. Aus $\Delta\varepsilon/d_{fi}$ (Dehnungsdifferenz zu Nutzhöhe am reduzierten Querschnitt) ergibt sich damit die Krümmung $\kappa_{2,fi}$.

Die Zusatzausmitte $e_{2,fi}$ im Brandfall bestimmt sich dann zu $\kappa_{2,fi} \cdot l_0^2 / 10$.

Die ungewollte Ausmitte e_a wird vernachlässigt, aus Temperatur entsteht nur bei unsymmetrischer Beflammung eine Zusatzausmitte e_θ . Zur Bemessung eines vierseitig beflamten Querschnittes wird also ein Moment $M_{Ed,fi} = N_{Ed,fi} \cdot (e_0 + e_{2,fi})$ berücksichtigt [4].

Die Vernachlässigung der Druckbewehrung führt in der Bemessung zentrisch belasteter Stützen ohne Einfluss Theorie II. Ordnung zu konservativen Ergebnissen. Da dieses Verfahren jedoch für Kragstützen entwickelt wurde, ist bei üblichen Schlankheiten mit Ausmitten zu rechnen, die aufgrund der Weichheit des Systems im Brandfall zu deutlichen Auswirkungen Theorie II. Ordnung führen dürften.

In einer weiteren Veröffentlichung haben Cylok und Achenbach versucht, die Zonenmethode, nach der auch ihr Verfahren arbeitet, als Grundlage für eine nichtlineare Berechnung zu verankern [5]. Da die Querschnitte nach Zonenmethode ohne Berücksichtigung der thermischen Dehnung aber zu große Steifigkeiten aufweisen, müssen für eine nichtlineare Berechnung Anpassungen vorgenommen werden. Auf diese Form der Bemessung wird in Kapitel 4 näher eingegangen.

3.7 Bemessung nach Quast/ Richter

abgedruckt in Beton- und Stahlbetonbau 103 (2008) Heft 2 [40]

In dem Fachaufsatz „Vereinfachte Berechnung von Stahlbetonstützen unter Brandbeanspruchung“ [40] erläutern Quast und Richter einen möglichen Berechnungsansatz für die mechanische Analyse einer Stahlbetonstütze nach Theorie II. Ordnung. Die thermische Analyse wird vereinfacht durch Verwendung der Temperaturprofile aus DIN EN 1992-1-2 ersetzt.

Der Querschnitt wird im Gegensatz zu den übrigen vereinfachten Berechnungsverfahren nicht verkleinert, sondern die resultierenden Schnittgrößen werden durch Integration der Spannungen über die Fläche ermittelt. Die Spannungen werden nicht, wie beim plastischen Verfahren, konstant über den verkleinerten Querschnitt angesetzt, sondern entsprechend dem tatsächlichen Spannungsverlauf über den vollen Querschnitt. Somit ist das Verfahren für alle Stützenquerschnitte geeignet.

Die mechanische Analyse gliedert sich in mehrere Berechnungsschritte:

1. Schritt: Zoneneinteilung

Der Querschnitt wird in mehrere Zonen (empfohlen sind fünf Zonen) unterteilt. Innerhalb einer Zone wird die Temperatur konstant angenommen, so dass sich über den Querschnitt ein stufenförmiger Verlauf der Temperatur ergibt. Maßgebend je Zone ist die Temperatur in der Mitte der Zone.

Des Weiteren wird die Temperatur der Bewehrung in Abhängigkeit des Randabstandes festgelegt.

Die Zoneneinteilung ist als Initialschritt vergleichbar der Zoneneinteilung zur Ermittlung a_z in der Zonenmethode. Während die gewählten Zonen in der weiteren Berechnung nach Zonenmethode keine Berücksichtigung finden, sind sie für die Berechnung nach Quast elementar für den gesamten Berechnungsverlauf. Der Begriff Zonenmethode wäre daher zutreffender auf die Berechnung nach Quast zu verwenden. Da aber in der Literatur und im Sprachgebrauch der Begriff Zonenmethode bereits mit dem vereinfachten Verfahren nach Hosser verknüpft ist und auch in DIN EN 1992-1-2 das Verfahren als „B.2 Zonenmethode“ bezeichnet ist, wird im Folgenden der Begriff Zonenmethode ausschließlich für das Verfahren B.2 Zonenmethode nach Hosser verwendet.

2. Schritt: Spannungs-Dehnungslinien

Gemäß DIN EN 1992-1-2 wird in Abhängigkeit der Temperatur jeder Zone sowie der Bewehrung eine Spannungs-Dehnungslinie zugewiesen. Für den Beton sind die Kennwerte dieser

Kurven Bild 3.1 der DIN EN 1992-1-2 entnommen (Abbildung 6), für Betonstahl Bild 3.3 der DIN EN 1992-1-2 (Abbildung 5).

3. Schritt: Momenten-Krümmungslinie (M-k-Linie)

Die Bestimmung dieser Kennlinie ist wesentlich für die anschließende Berechnung nach Theorie II. Ordnung. Voraussetzung für die Berechnung ist das Ebenbleiben des Querschnittes. Für jede angenommene Dehnungsverteilung kann bei reiner Querschnittsbetrachtung die Resultante ermittelt werden, indem die Spannungen über die Zonenflächen aufsummiert werden. Ebenso erhält man die Resultante des Betonstahls über Integration der Stahlspannung über die Bewehrungsfläche. Zu beachten ist jedoch, dass der Spannungsverlauf über den Querschnitt nicht direkt aus der angenommenen Dehnungsebene $\varepsilon = \varepsilon_0 + k \cdot z$ bestimmt werden kann. Die linear angesetzten Gesamtdehnungen setzen sich zusammen aus den spannungserzeugenden und den thermischen Dehnungen: $\varepsilon = \varepsilon_\sigma + \varepsilon_{th}$

Aus den Gesamtdehnungen müssen zunächst die spannungserzeugenden Dehnungen extrahiert werden.

Bei einachsiger Biegung und Normalkraft unter Vernachlässigung von Kriechdehnungen ist die spannungserzeugende Dehnung:

$$\varepsilon_\sigma = \varepsilon_0 + k \cdot z - \varepsilon_{th} \quad (3-15)$$

Die Dehnungsebene wird solange variiert/ iteriert, bis die resultierende Normalkraft der einwirkenden Normalkraft entspricht. Da sowohl die Dehnung im Schwerpunkt ε_0 als auch die Krümmung k variiert werden können, gibt es mehrere Lösungen. Ist eine solche Dehnungsebene gefunden, kann über Integration der Spannungen das resultierende Moment berechnet werden sowie aus der Neigung der Dehnungsebene auch die Krümmung bestimmt werden. Die Verbindung aller Lösungspaare M/k ergibt die M-k-Linie mit dem maximal aufnehmbaren Moment des Querschnittes bei der Dehnungsebene mit der größten ermittelten Krümmung.

Die M-k-Linie ist abhängig von der Normalkraft. Für jede angesetzte Normalkraft ergäbe sich eine neue M-k-Linie.

4. Schritt: Ermittlung der Momente Theorie II. Ordnung

Die Steifigkeit des Betonquerschnittes ist aufgrund der Rissbildung nicht konstant, daher ist die M-k-Linie nichtlinear. Die Steifigkeit nimmt mit zunehmender Rissbildung bzw. Beanspruchung ab, die Kurve der M-k-Linie wird flacher. Für überdrückte Querschnitte endet die M-k-Linie im linearen Anfangsbereich, da der Querschnitt nicht aufreißt.

Quast und Richter verwenden zur Ermittlung der Schnittgrößen den bekannten Formalapparat für den einachsigen gebogenen Stab nach Theorie II. Ordnung [40] und lösen das mathematische Problem numerisch unter Vorgabe eines Anfangswertes und iterativer Verbesserung der

Anfangswerte. Für die Krümmung wird anstelle $k = M/EI$ hier die nichtlineare M-k-Beziehung $k(M, N)$ aus dem 3. Schritt angesetzt.

Zur Bestimmung der Zusatzausmitte aus der Sützenverformung kann die M-k-Linie mit der Momentenlinie aus 1-Last überlagert werden (Arbeitssatz). Auch das ist ein iterativer Vorgang, da aus dem Anfangsmoment zwar eine Verformung errechnet werden kann, diese Verformung aber zusätzliche Momente erzeugt, die wieder zu einer größeren Verformung führen. Die Iteration wird abgebrochen, wenn die Zusatzmomente sehr klein werden. Liegt das so ermittelte Moment Theorie II. Ordnung unterhalb des maximalen Momentes der M-k-Linie, ist der Querschnitt tragfähig.

5. Schritt: Ermittlung der Traglast N

Für verschiedene Normalkräfte N werden Schritt 3 und 4 wiederholt, bis die maximal aufnehmbare Traglast $N_{E,u}$ ermittelt ist. Solange Gleichgewicht berechnet werden kann, ist die angesetzte Normalkraft kleiner als $N_{E,u}$. Wenn die benutzerdefiniert zulässige Anzahl an Iterationen ohne Erreichen von Gleichgewicht überschritten wird, ist die angesetzte Normalkraft zu groß.

Für den Nachweis einer bereits für Normaltemperatur bemessenen Stütze würde die Berechnung nach Quast/Richter bis einschließlich Schritt 4 ausreichen. In der Regel soll ja ein vorhandener Querschnitt mit bekannter Bewehrung für den Brandfall nachgewiesen werden.

3.8 Allgemeine Berechnungsverfahren

In den allgemeinen Berechnungsverfahren wird sowohl eine thermische als auch eine mechanische Analyse mittels numerischer Methoden durchgeführt. Ausführliche Beschreibungen der mathematischen Zusammenhänge finden sich in [9]. Da das Ziel dieser Arbeit ein anschauliches und einfach anwendbares Verfahren für den praktisch tätigen Ingenieur sein soll, wird hier auf die allgemeinen Berechnungsverfahren nicht weiter eingegangen. Sie werden aber zu Validierungszwecken herangezogen. Die Berechnungen erfolgen dazu mit der Softistik-software, Programm-Module AQB, HYDRA, STAR2 [47].

4 Vergleich der verschiedenen Bemessungsverfahren

4.1 Anwendungsbereich der tabellarischen Verfahren

Tabelle 5.2a aus [14] (sh. Tabelle 6) ist für Stützen in ausgesteiften Bauwerken erstellt, die überwiegend auf Druck beansprucht sind. In Tabelle 5.2b aus [12] (sh. Tabelle 7) ist zusätzlich auch der Einfluss aus Theorie II. Ordnung berücksichtigt ([12], Kapitel 5.3.3, Satz 3). Hier dürfen Stützen bis zu einer Schlankheit im Brandfall von $\lambda_{fi} = 30$ nachgewiesen werden. Für gedrungene Stützen ist damit zwangsläufig Tabelle 5.2b aus [12] weniger wirtschaftlich, da hier Einflüsse/ Beanspruchungen aus Theorie II. Ordnung unterstellt werden.

Die Eingangswerte und Grenzen der Tabellen nach DIN EN 1992-1-2 sind klarer in ihrer Definition als die der Tabelle 31 der DIN 4102-4 (sh. Tabelle 4) und damit nicht auf zusätzliche Anmerkungen angewiesen. Das macht die falsche Anwendung der Tabellen weniger wahrscheinlich. Die Tabellen nach DIN EN 1992-1-2 decken in Summe die gleichen Stützensysteme ab, die auch mit Tabelle 31 nach DIN 4102-4 bemessen werden konnten, mit der kleinen Erweiterung, daß auch runde Stützen bis zu einer Knicklänge $l_{o,fi}$ von 3,00 m erfasst sind, nach Tab. 31 nur bis 2,50 m. Außerdem sind durch den abweichenden Eingangswert in Tabelle 5.2b verglichen mit den Tabellen 5.2a und Tabelle 31 gegebenenfalls Stützen von größerer Höhe erfasst, wenn sie die Schlankheit von $\lambda_{fi} = 30$ im Brandfall nicht überschreiten.

Tab. 31 aus [10] hat allerdings in ihrer neuesten Fassung eine Erweiterung erfahren (sh. Tabelle 5). Durch die Angabe von Werten sowohl für $\min l_{col}$ wie auch für $\max l_{col}$ besteht hier die Möglichkeit, auf die tatsächliche Stützenlänge zu interpolieren. Dadurch fallen die Bemessungsergebnisse für Stützen geringerer Höhen günstiger aus als nach Bemessung mit den Tabellen nach DIN EN 1992-1-2, die eine solche Möglichkeit nicht bieten und damit pauschal für Stützen geringer Höhe deutlich auf der sicheren Seite liegen müssen. Eine Erweiterung der Tabellen 5.2a und 5.2b aus [12] in diese Richtung wäre sinnvoll.

4.2 Ansätze zur Ermittlung eines fiktiven Ersatzquerschnittes

4.2.1 Vergleich der Methoden

Die vereinfachten Berechnungsverfahren mit Ersatzquerschnitten beruhen größtenteils auf der Zonenmethode. Lediglich die 500 °C-Isothermen-Methode unterscheidet sich im Ansatz

des entfestigten Bereiches. Die übrigen Verfahren bauen auf dem Querschnitt der Zonenmethode auf und variieren dann in der Bemessung/ Berechnung des Systems.

Grundlage beider Methoden ist die Annahme, dass der Ansatz einer konstanten Betonfestigkeit über den Querschnitt durch die Vernachlässigung der randnahen, entfestigten Bereiche ausgeglichen wird. Dies wird in Vergleichsrechnungen im Folgenden noch untersucht.

Im Gegensatz zur grundsätzlich nicht abgeminderten Betonfestigkeit bei der 500 °C-Isothermen-Methode wird in der Zonenmethode die Maximalfestigkeit im Kernpunkt der Stütze abhängig von der Temperatur im Kernpunkt M , angesetzt. Der Ansatz der Betonfestigkeit ist zwar nominell bei beiden Verfahren unterschiedlich, jedoch ist bei üblichen Abmessungen keine Differenz vorhanden. Für Stützen mit $b \geq 30$ cm z. B. ist bis R120 der Beiwert zur Abminderung der Betonfestigkeit $k_c = 1,0$ und für Stützen mit $b = 20$ cm liegt der Wert für R60 bei $k_c \sim 0,98$ (siehe Abbildung 13).

Die Bewehrung wird in beiden Verfahren gleich mit abgeminderten Maximalfestigkeiten in Abhängigkeit der Temperatur des Stahls berücksichtigt. Damit bleibt als maßgeblicher Unterschied zwischen den Methoden lediglich der Ansatz des entfestigten Bereiches a_z .

Um die Größe der jeweils angesetzten nicht mehr tragfähigen Breite a_z zu beurteilen, bietet sich zunächst ein Vergleich der Verhältnisse zwischen Festigkeiten und Querschnitten an. Beide Methoden arbeiten zumindest im Bereich $\leq R90$ und $b \geq 30$ cm mit maximaler Festigkeit im Beton und einem reduzierten Querschnitt. Bei reiner Querschnittsbetrachtung und zentrischer Beanspruchung wäre die Tragfähigkeit statt $N_{Rd} = A \cdot f_{c,m}$ demnach zu ermitteln mit $N_{Rd} = A_{Ersatz} \cdot f_{ck}$. Der Wert $f_{c,m}$ ergibt sich aus der Mittelung der temperaturabhängigen Festigkeiten aus fünf angesetzten Zonen gleicher Breite und einem Korrekturfaktor nach Zonenmethode. Die Entwicklung der Verhältnisse „mittlere Festigkeit / volle Festigkeit“ und „Ersatzquerschnitt/ voller Querschnitt“ müsste also sehr ähnlich sein, um gleiches Bemessungsniveau unabhängig von den Abmessungen zu erhalten.

Da bei der Zonenmethode die Werte a_z mit steigender Querschnittsbreite steigen (siehe Gleichung 3-4), bei der 500 °C-Isothermen-Methode dagegen sinken (siehe Abbildung 17), sind hier offenbar Unterschiede zu erwarten. Die sinkenden Werte a_z in der 500 °C-Isothermen-Methode entstehen durch die Umwandlung der von der 500 °C-Isolinie eingeschlossenen Fläche in ein flächengleiches Quadrat. Die Isolinie an sich bleibt im Abstand zum Rand immer gleich, unabhängig von der Querschnittsgröße.

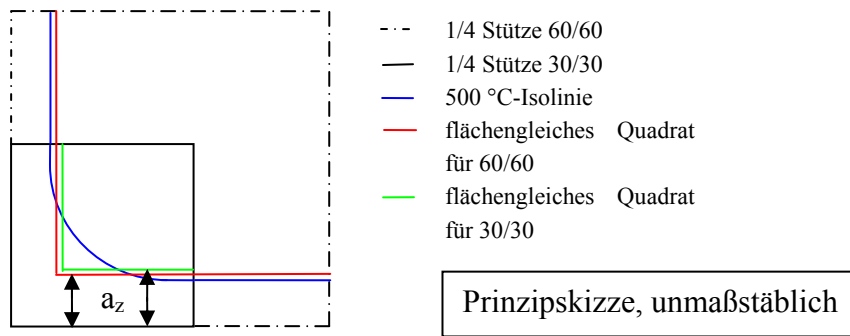


Abbildung 17: a_z in Abhängigkeit der Querschnittsgröße, 500 °C-Isothermen-Methode

Das folgende Diagramm (Abbildung 18) stellt die Verhältnisse an quadratischen Stützen mit Feuerwiderstandsdauer R90 dar. Die gewählte Betongüte ist C30/37, Bewehrung wird hier nicht berücksichtigt.

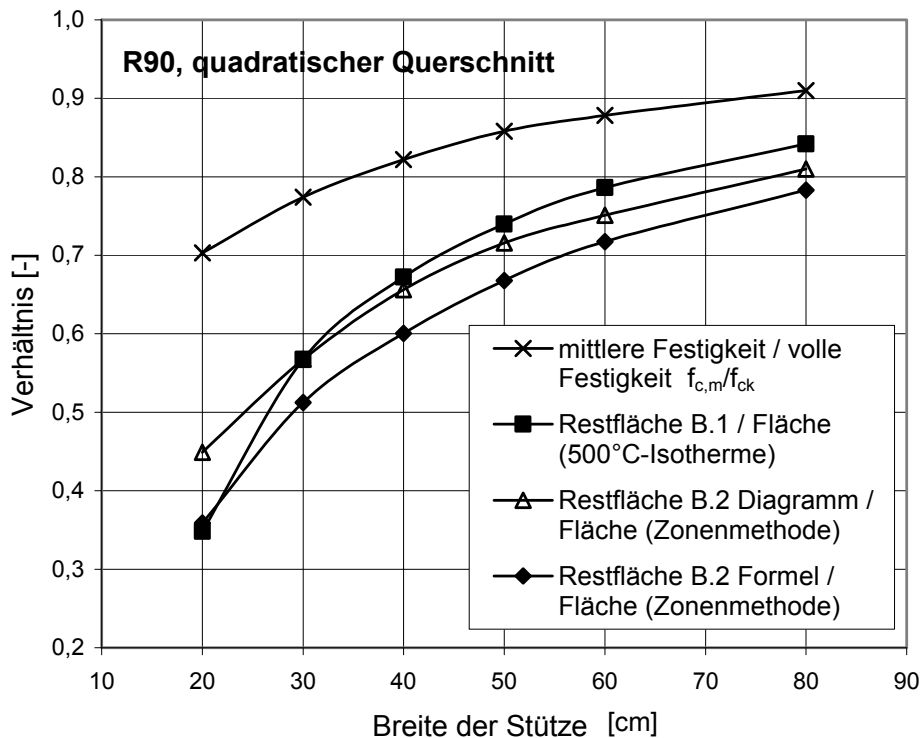


Abbildung 18: Verhältniszerte für Festigkeiten und Flächen, Rechteckquerschnitt, R90, C30/37

Die Kurve der Flächenverhältnisse für die Zonenmethode (B.2) ist im Verlauf der Kurve der Festigkeitsverhältnisse ähnlicher als die Kurve für die 500 °C-Isothermen-Methode (B.1). Für die 500 °C-Isothermen-Methode steigt das Verhältnis der Flächen stärker an als das Verhältnis der Festigkeiten. Im Folgenden wird als Referenzmethode für die Methoden mit Querschnittsverkleinerung die Zonenmethode weiter untersucht. Die 500°-Isothermen-Methode wird gemäß deutschem NAD nicht zugelassen. Die verbleibende Ersatzfläche ist i.d.R. größer

als nach Zonenmethode. In Kapitel 5 wird aber gezeigt, dass bereits die Zonenmethode selbst bezogen auf die Abbildung der Steifigkeit auf der unsicheren Seite liegt. Aus diesem Grund wird für die späteren Vergleichsrechnungen für die Verfahren mit Querschnittsreduktion nur noch die Zonenmethode als Referenzmethode herangezogen.

Die Zonenmethode stellt zwei Möglichkeiten zur Ermittlung der Breite a_z explizit für Stützen zur Verfügung: entweder kann die geschädigte Breite direkt aus einem Diagramm abgelesen werden (allein unter Berücksichtigung der halben Breite des Querschnittes und der geforderten Feuerwiderstandsdauer) oder die Breite a_z kann mit Hilfe einer frei wählbaren Zoneneinteilung, den mittleren Temperaturen dieser Zonen und einer empirischen Formel errechnet werden (siehe Kapitel 3.3.2). In beiden Fällen ist nicht nachvollziehbar dokumentiert, welche wissenschaftlichen Hintergründe dieser Ermittlung zugrunde liegen. Die Ergebnisse der vorgestellten zwei Möglichkeiten sind nicht kongruent, die Differenz wird nicht erläutert. Beide Ansätze werden im Folgenden weiter untersucht.

4.2.2 Betrachtung a_z für vierseitig beflammete Stützen

Aus Abbildung 18 ist ersichtlich, dass das Verhältnis der Flächen offenbar methodenunabhängig deutlich kleiner ist als das Verhältnis der Festigkeiten. Ausgangspunkt für den Ansatz a_z in der Zonenmethode ist die Betrachtung einer unendlich langen beidseitig brandbeanspruchten Wand [12] und [5]. Die Wanddicke erfährt insgesamt eine Abminderung um $2 \cdot a_z$.

Da bei vierseitig brandbeanspruchten Stützen beide Seitenabmessungen des Querschnittes um den gleichen Absolutwert a_z vermindert werden, reduziert sich die Fläche dadurch in Summe um den quadrierten Faktor (bei quadratischen Stützen):

Bsp: Stütze 30/30 mit $k_{c,m}/k_c(\theta_M) = f$

Ansatz für $a_z := b/2 \cdot (1 - f)$

$$A_{\text{Ersatz}} = (h - 2a_z)(b - 2a_z) = (b - 2a_z)^2 = (b - b[1 - f])^2 = (bf)^2 = f^2 b^2 = f^2 A$$

Der Faktor entspricht bei rechteckigen Stützen nicht exakt dem quadrierten Wert, aber auch hier ist das Verhältnis des reduzierten zum ursprünglichen Querschnitt kleiner als das Verhältnis der mittleren Festigkeit zur angesetzten Festigkeit im Kernpunkt (siehe Abbildung 18). Der Ansatz ist aber insofern plausibel, als das Verhältnis der Festigkeiten auch kleiner würde, wenn die mittlere Festigkeit nach Flächenanteilen der einzelnen Zonen gewichtet würde. Bei vierseitig beflamten Stützen sind die äußeren Zonen bei gleicher Breite flächenmäßig größer als die inneren Zonen. Bei der Ausgangsbetrachtung der langen Wand stellte sich das Problem nicht.

4.3 Ansätze für die Spannungen im Querschnitt

Alle vorgestellten, in Fachzeitschriften und Normen veröffentlichten vereinfachten Berechnungsverfahren bedienen sich der in DIN EN 1992-1-2 abgedruckten Temperaturprofile. Die Temperaturverteilung im Querschnitt nach Ablauf der geforderten Brandwiderstandsdauer ist also in allen Verfahren identisch. Durch die Verwendung dieser Profile wird die thermische Simulation ersetzt. Damit liegt allen vereinfachten Verfahren der Brandverlauf nach Einheits-temperaturzeitkurve zugrunde.

Die mechanische Simulation wird durch unterschiedliche Ansätze in den verschiedenen Verfahren in vereinfachte Berechnungen überführt.

In den folgenden Abbildungen sollen zur besseren Übersicht die verschiedenen Methoden zum Ansatz der temperaturabhängigen Spannungen im Querschnitt dargestellt werden. Die Vereinfachungen und die daraus resultierenden Berechnungsansätze werden gegenübergestellt.

Grundsätzlich stehen zwei Prinzipie der Vereinfachung zur Diskussion. Zum Einen die kaum in die Berechnungsmethodik eingreifende Vereinfachung nach Quast [40], die Temperaturverteilung zonenweise konstant anzusetzen, ansonsten aber dem Algorithmus der allgemeinen Berechnung zu folgen. Zum Anderen die Idee des reduzierten Querschnittes mit konstantem Betonansatz über den Ersatzquerschnitt. Dieser Ansatz wird in der Zonenmethode verfolgt. Alle übrigen in der Literatur veröffentlichten Rechenansätze sind Spielarten der Zonenmethode. Die Varianten der Zonenmethode werden hinsichtlich der verschiedenen Auswirkung auf die Berechnung betrachtet, jedoch nicht mehr im Einzelnen verfolgt.

Quast teilt den halben Querschnitt in fünf Zonen gleicher Dicke ein. Ausgehend von einem nichtlinearen Temperaturverlauf über den Querschnitt besteht die einzige Vereinfachung im Ansatz eines zonenweise konstanten Temperaturverlaufes, siehe Abbildung 19. Es ergibt sich eine treppenförmige Temperaturlinie und darauf aufbauend ein ebenfalls stufenförmiger Verlauf sowohl der thermischen als auch der spannungserzeugenden Dehnungen sowie der Spannungen. Bei kleinen Normalkräften ergibt sich in der Mitte des Querschnittes ein Zugbereich. Hier werden keine Spannungen angesetzt, die Zugfestigkeit des Betons wird vernachlässigt.

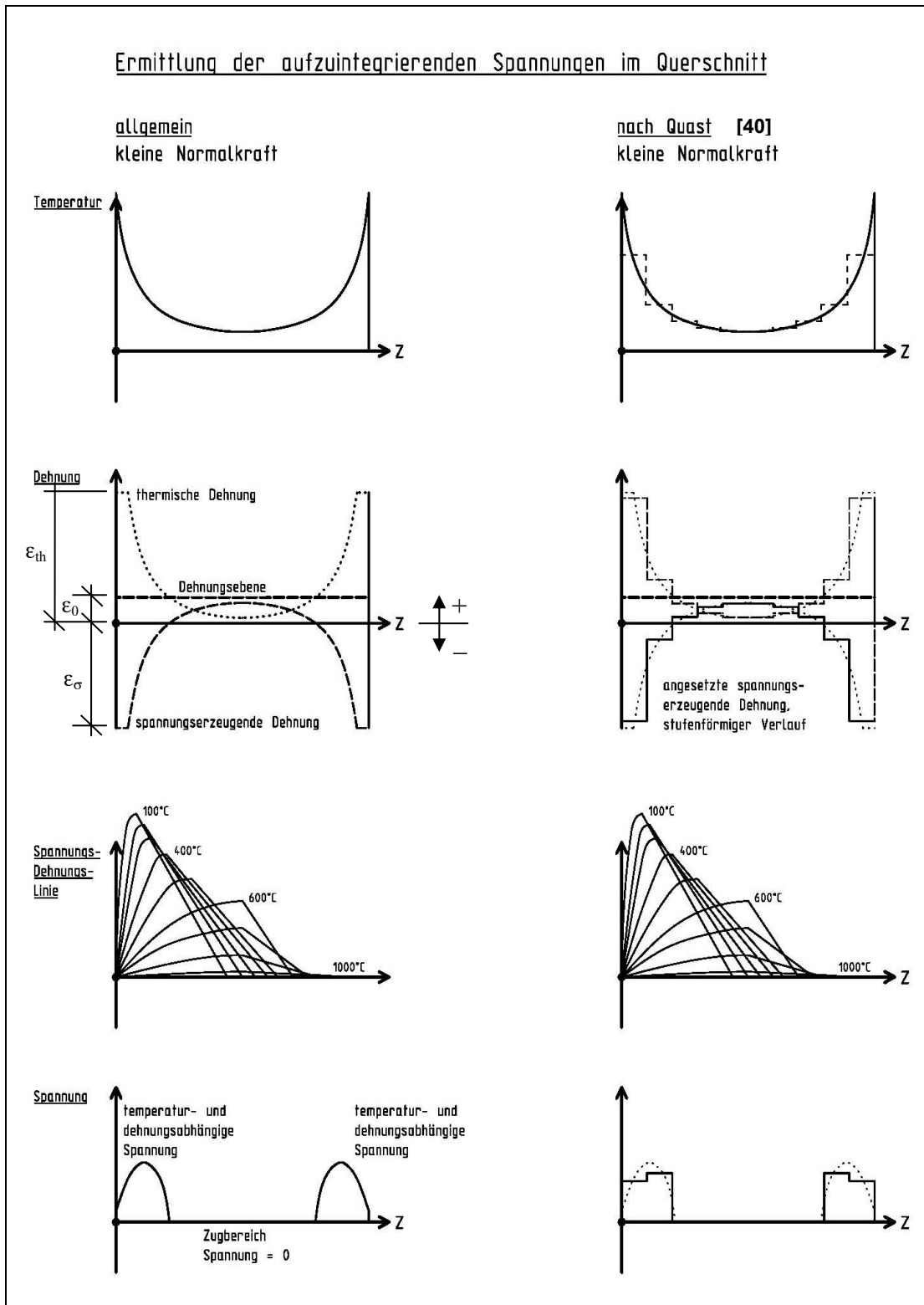


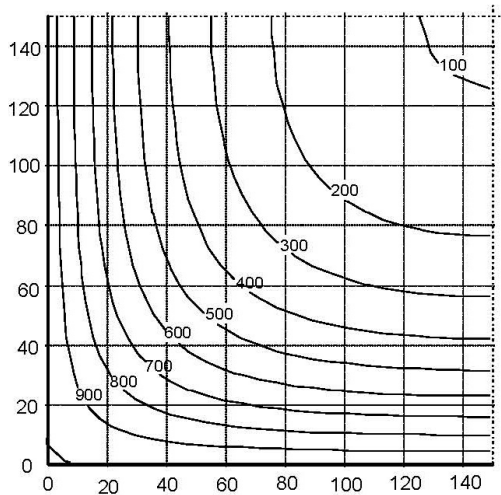
Abbildung 19: Vergleich allgemeiner Ansatz mit Ansatz nach Quast

Die Dehnungsebene aus einwirkender Normalkraft ist konstant ϵ_0 , im Beispiel wird keine Momentenbeanspruchung, also keine Krümmung k angesetzt. Die spannungserzeugende Dehnung ϵ_σ wird demnach mit $k = 0$ ermittelt zu: $\epsilon_\sigma = \epsilon_0 - \epsilon_{th}$

Für jede im Querschnitt angesetzte Temperatur wird die entsprechende Spannungs-Dehnungslinie für diesen Betonbereich angesetzt, um aus der spannungserzeugenden Dehnung die vorhandene Spannung zu ermitteln.

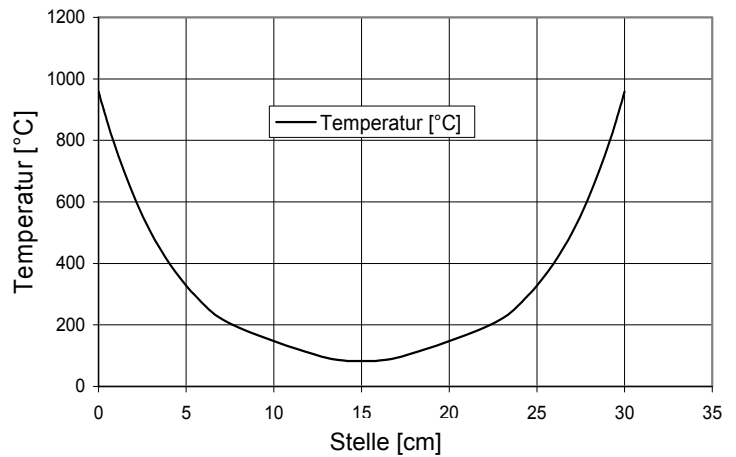
Durch die großen thermischen Dehnungen bei hohen Temperaturen insbesondere im Randbereich, entstehen bei Ebenbleiben des Querschnittes am Rand Druckspannungen, im Innenbereich korrespondierende Zugspannungen, die Dehnung $\varepsilon_{\sigma} = \varepsilon_0 - \varepsilon_{th}$ bleibt dort positiv. Bei freier Verformung würden sich aufgrund der unterschiedlichen Temperaturen unterschiedliche Dehnungen im Querschnitt einstellen. Durch das Ebenbleiben des Querschnittes kann sich der Randbereich nicht so weit verformen wie aufgrund der Temperatur spannungsfrei nötig wäre, im Innenbereich wird die sich einstellende Dehnung größer als die thermische Dehnung. Aus diesen behinderten bzw. aufgezwungenen Verformungen entstehen Spannungen, am Rand Druck, innen Zug. Die Summe dieser Spannungen muss der einwirkenden Normalkraft entsprechen, dann ist der Querschnitt im Gleichgewicht.

Bei größeren Normalkräften wird sich die Dehnungsebene ε_0 in den gestauchten Bereich verschieben, so dass mit steigender Belastung die gezogenen Bereiche verschwinden. Die Zonenmethode setzt voraus, dass durch die Plastizierung bei zentrischer Beanspruchung und maximal aufnehmbarer Last N die Spannung an jeder Stelle annähernd dem Scheitelwert der Kennlinien entspricht. Ab 700°C , dem plastischen Bereich der thermischen Dehnungen liegen auch die zugehörigen Scheitelpunkte der Kennlinien übereinander. Zur Mitte hin, im kälteren Bereich werden die spannungserzeugenden Dehnungen kleiner, jedoch analog auch die Scheitelpunktsdehnungen der Kennlinien. Diesen Ansatz wählt die Zonenmethode, die damit den Aufwand spart, eine zur Einwirkung zugehörige Dehnungsebene zu ermitteln. Es wird lediglich die maximal aufnehmbare Normalkraft im Querschnitt ermittelt, dabei gehen jedoch Informationen zur Dehnungsebene verloren, die für den Ansatz der Stahlkraft Bedeutung haben. Zudem kann für eine nach DIN EN 1992-1-2 angenommene Temperaturverteilung kein ebener Dehnungszustand ermittelt werden, der für jede Stelle des Querschnittes exakt den Maximalwert der Spannung erreicht. Überlagert man die thermischen Dehnungen nach 90 Minuten Beflammung mit den Scheitelpunktdehnungen als gewünschten spannungserzeugenden Dehnungen, ergibt sich als Gesamtdehnung kein linearer Verlauf (siehe Abbildung 20 a-c).



..... Stützenachse

a) Bild A.13 aus DIN EN 1992-1-2, Temperaturverteilung für R90



b) Temperaturverteilung im Querschnitt, in Stützenachse

c) thermische Dehnungen, Scheitelpunktdehnungen in Abhängigkeit der Temperatur und sich daraus ergebende erf. Gesamtdehnung

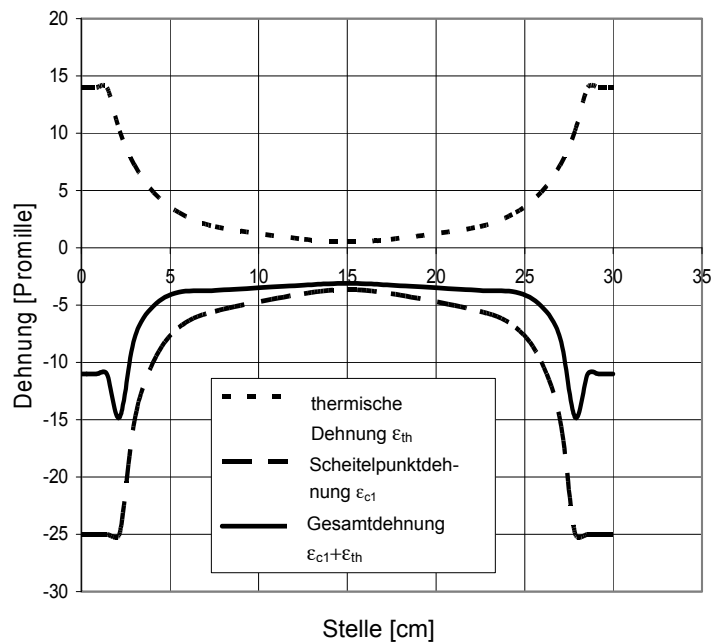


Abbildung 20: Vergleich der Dehnungen für eine Stütze 30/30, R90, mit einer Temperaturverteilung nach DIN EN 1992-1-2, Bild A.13

Im mittleren Bereich ist die Gesamtdehnung nahezu eben, zu den Rändern hin zwar überwiegend auch eben, jedoch bei einer deutlich höheren Gesamtdehnung.

Bei einem angenommenen einheitlichen ebenen Dehnungszustand über den gesamten Querschnitt wird immer ein Teilbereich der Betonfläche nicht vollständig ausgenutzt sein und auch der Stahl eventuell nicht die Maximalspannung erreichen. Der Ansatz von Maximalfestigkeiten an jeder Stelle widerspricht also dem Ansatz vom Ebenbleiben des Querschnittes.

Nichtsdestotrotz geht die Zonenmethode (Prinzip des reduzierten Querschnittes) vom Durchplastizieren des Querschnittes aus. Nach Cyllok und Achenbach [39] hat eine numerische Simulation gezeigt, dass die Dehnung im brandbeanspruchten Querschnitt zwar bereichsweise eben sind, aber nicht zwingend über den gesamten Querschnitt.

Ausgangspunkt ist also die Kurve der temperaturabhängigen Maximalspannungen (Abbildung 21).

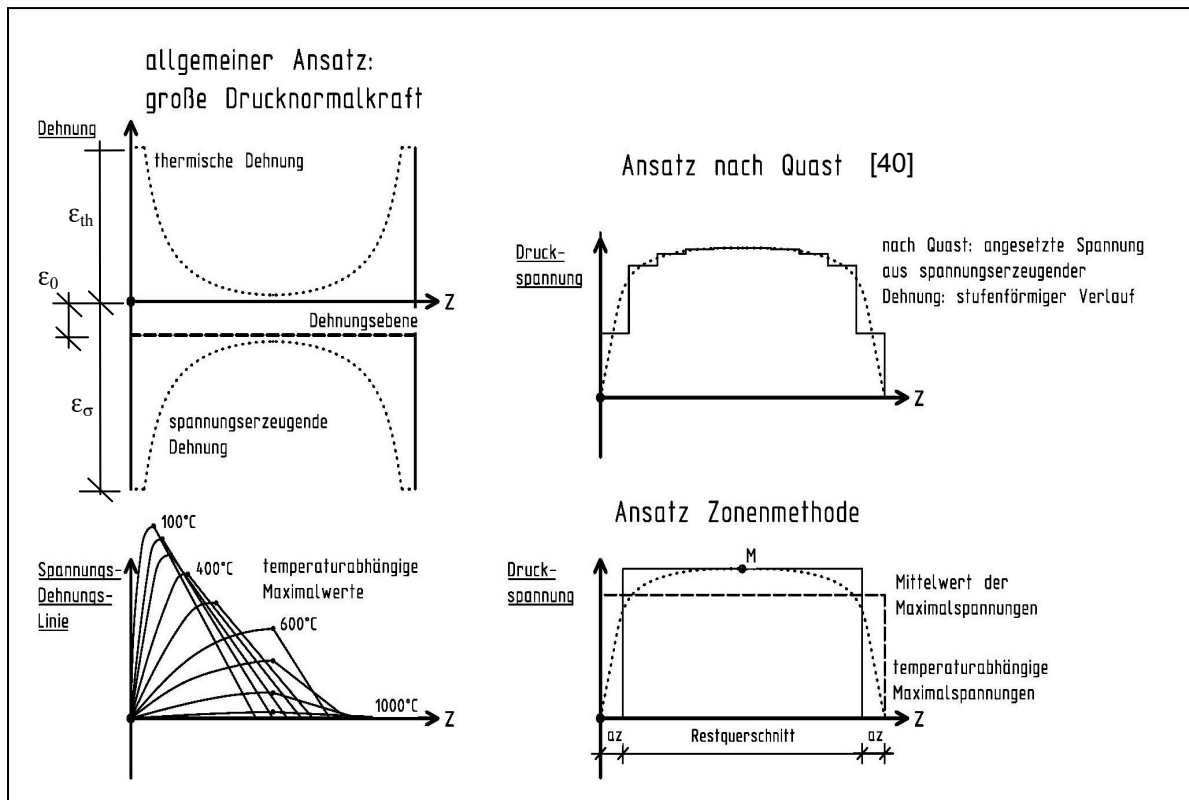


Abbildung 21: Vergleich Ansatz der Spannungen

Zunächst wird der Mittelwert der Maximalspannungen bestimmt, dann ein flächengleicher Spannungsbereich mit der höheren Spannung im Punkt M erzeugt. Verglichen mit den maximal möglichen Spannungen bei Betrachtung der Dehnungsebene für eine große Normalkraft nach Quast ist erkennbar, dass für reine Querschnittsbemessungen ähnliche Ergebnisse zu erwarten sind. Die Spannungsflächen nach Quast oder Zonenmethode sind annähernd gleich groß. Setzt man im Randbereich die gleiche Dehnung an, die bei ebenem Querschnitt im mittleren Bereich zu Maximalspannungen führt, ist der Randbereich nicht voll ausgenutzt. Die zugehörige Dehnung zur Maximalspannung bei der höheren Temperatur im Randbereich ist größer als die angesetzte Dehnung. Der Randbereich trägt aufgrund der hohen Temperatur aber ohnehin nicht wesentlich zur Tragfähigkeit bei.

Was nicht ohne weitere Berechnungen zu bestätigen ist, ist die Frage, ob sich die plastische Theorie auch für die Bemessung schlanker Stützen mit Einfluss Theorie II. Ordnung eignet. Im Folgenden wird also zunächst die Berechnung der Querschnittstragfähigkeit untersucht,

anschließend die sich aus dem Ansatz ergebenden Steifigkeiten sowie die Ermittlung der Momente Theorie II. Ordnung.

4.4 Zentrische Tragfähigkeit

4.4.1 Erweiterung des Ansatzes von Quast auf rechteckige Querschnitte

Der in [40] beschriebene Ansatz bezieht sich auf eine Rundstütze, kann aber problemlos auf rechteckige Querschnitte übertragen werden.

Es wird von zentrischer Normalkraftbeanspruchung ausgegangen und eine reine Querschnittsbetrachtung geführt. Die Auswirkungen aus Theorie II. Ordnung werden im späteren Verlauf der Arbeit untersucht.

Bsp.: Stütze 30/30

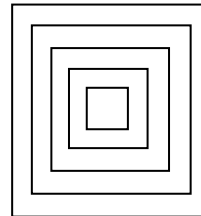
C30/37

R90 gefordert

$A_s = 4 \text{ } \varnothing 16, d_1 = 5 \text{ cm}$

Für die Modellierung der Betonfläche wird der Querschnitt zunächst in 5 Zonen unterteilt. Die Temperatur in der Mitte jeder Zone kann mithilfe der Temperaturprofile ([12], Anhang A) ermittelt werden. Für die betrachtete Stütze bei 5 Zonen à 3 cm Breite wären das:

Zone 1: außen	$\theta_1 = 692 \text{ } ^\circ\text{C}$	$\epsilon_{th} \sim 13,7 \text{ } \%$
Zone 2:	$\theta_2 = 364 \text{ } ^\circ\text{C}$	$\epsilon_{th} \sim 4,2 \text{ } \%$
Zone 3:	$\theta_3 = 205 \text{ } ^\circ\text{C}$	$\epsilon_{th} \sim 1,9 \text{ } \%$
Zone 4:	$\theta_4 = 129 \text{ } ^\circ\text{C}$	$\epsilon_{th} \sim 1,0 \text{ } \%$
Zone 5: innen	$\theta_5 = 91 \text{ } ^\circ\text{C}$	$\epsilon_{th} \sim 0,7 \text{ } \%$



Die Spannungs-Dehnungslinien für den Beton werden nach Tabelle 3.1 und Bild 31 [12] (siehe Tabelle 2 und Abbildung 6) angesetzt, die Stahltemperatur beträgt $519 \text{ } ^\circ\text{C}$ (siehe Abbildung 20a).

Ausgehend von einem ebenen Querschnitt im Brandfall werden zunächst die thermischen Dehnungen in Abhängigkeit der Temperatur ermittelt. Zu jeder Temperatur kann die zugehörige thermische Dehnung je Zone aus Bild 3.5 für Beton bzw. Bild 3.8 für Stahl aus der DIN EN 1992-1-2 abgelesen werden (Abbildungen 22 und 23).

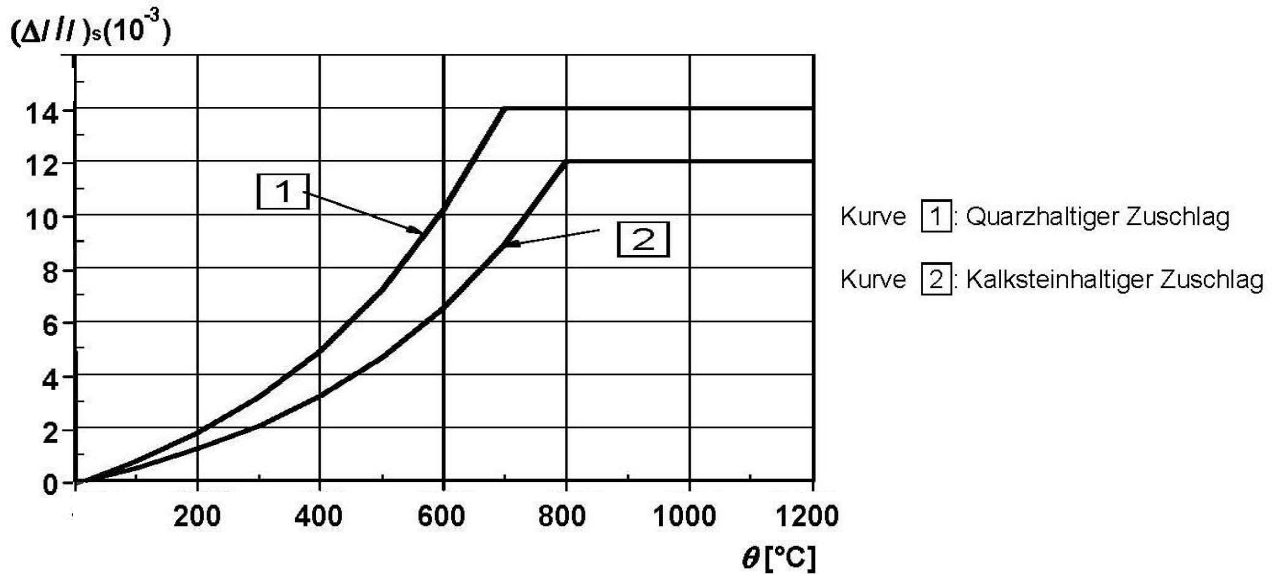


Abbildung 22: DIN EN 1992-1-2, Bild 3.5, Thermische Dehnung Beton

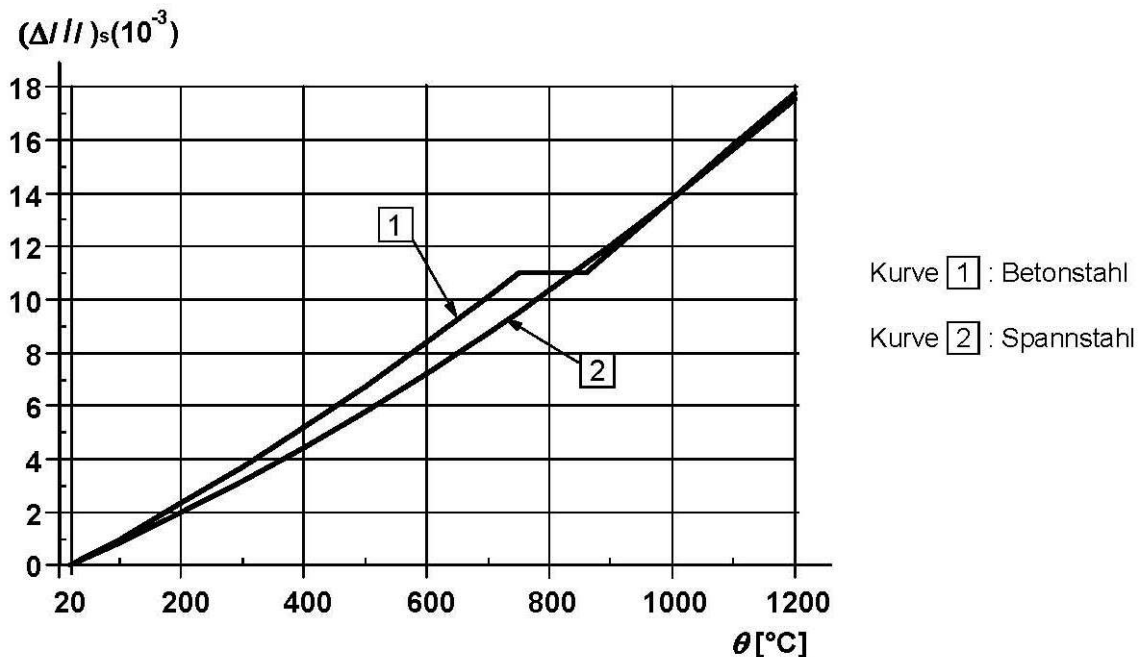


Abbildung 23: DIN EN 1992-1-2, Bild 3.8, Thermische Dehnung Stahl

Die spannungserzeugende Dehnung ergibt sich dann zu:

$$\varepsilon_{\sigma} = \varepsilon_0 - \varepsilon_{th} \quad (4-1)$$

Bei einer Stauchung des Gesamtquerschnittes sind demnach die spannungserzeugenden Dehnungen betragsmäßig größer als ohne Berücksichtigung der thermischen Dehnungen.

Aus den spannungserzeugenden Dehnungen können über die zugehörigen Arbeitslinien die anzusetzenden Spannungen je Zone bestimmt werden, aus der Multiplikation der Spannungen mit den zugehörigen Flächen die inneren Kräfte. Die Summe der Kräfte ergibt die aufnehmbare Normalkraft für die angenommene Dehnungsebene ε , in diesem Beispiel mit $M = 0$ ist $\varepsilon = \text{constant} = \varepsilon_0$.

Die abgebildete Kurve in Abbildung 24 ergibt sich bei systematischer Berechnung $N_{Rd,fi}$ für alle konstanten Dehnungsebenen mit:

$$N_{Rd,fi} = A_s \cdot \sigma_{sd,\theta}(\epsilon_\sigma) + \sum_i A_{c,i} \cdot \sigma_{cd,\theta}(\epsilon_\sigma) \quad (4-2)$$

mit $A_{c,i}$:= Fläche der einzelnen Zonen im unterteilten Querschnitt
 σ_θ := aufnehmbare Spannung des Werkstoffes, abhängig von Temperatur und spannungserzeugender Dehnung

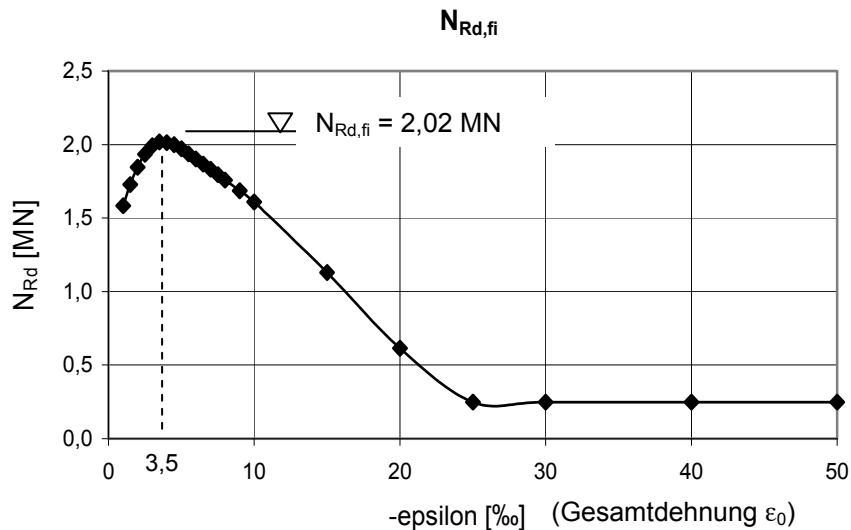


Abbildung 24: maximal aufnehmbare Normalkraft unter Beachtung der thermischen Dehnungen

Die konstante Gesamtdehnung im Maximalpunkt beträgt $\epsilon_0 = -3,5$ %. Die Dehnungen der einzelnen Zonen bestimmen sich zu:

Zone 1:	$T = 692^\circ \text{ C}$	$\epsilon_{th} = 13,7 \text{ ‰}$	$\epsilon_\sigma = -3,5 - 13,7 = -17,2 \text{ ‰}$
Zone 2:	$T = 364^\circ \text{ C}$	$\epsilon_{th} = 4,2 \text{ ‰}$	$\epsilon_\sigma = -3,5 - 4,2 = -7,7 \text{ ‰}$
Zone 3:	$T = 205^\circ \text{ C}$	$\epsilon_{th} = 1,9 \text{ ‰}$	$\epsilon_\sigma = -3,5 - 1,9 = -5,4 \text{ ‰}$
Zone 4:	$T = 129^\circ \text{ C}$	$\epsilon_{th} = 1,0 \text{ ‰}$	$\epsilon_\sigma = -3,5 - 1,0 = -4,5 \text{ ‰}$
Zone 5:	$T = 91^\circ \text{ C}$	$\epsilon_{th} = 0,7 \text{ ‰}$	$\epsilon_\sigma = -3,5 - 0,7 = -4,2 \text{ ‰}$
Stahl:	$T = 519^\circ \text{ C}$	$\epsilon_{th} = 7,1 \text{ ‰}$	$\epsilon_\sigma = -3,5 - 7,1 = -10,6 \text{ ‰}$

Daraus ergeben sich folgende Druckspannungen:

Zone 1:	$\sigma_c = 8,298 \text{ MN/m}^2$	Fläche: $0,0324 \text{ m}^2$
Zone 2:	$\sigma_c = 23,106 \text{ MN/m}^2$	Fläche: $0,0252 \text{ m}^2$
Zone 3:	$\sigma_c = 28,308 \text{ MN/m}^2$	Fläche: $0,0180 \text{ m}^2$
Zone 4:	$\sigma_c = 29,415 \text{ MN/m}^2$	Fläche: $0,0108 \text{ m}^2$
Zone 5:	$\sigma_c = 29,470 \text{ MN/m}^2$	Fläche: $0,0036 \text{ m}^2$
Stahl:	$\sigma_s = 290,46 \text{ MN/m}^2$	Fläche: $8,04 \text{ cm}^2$

Die ermittelten Druckspannungen entsprechen in den Zonen 3 und 4 dem Maximalwert im Scheitelpunkt der Spannungs-Dehnungs-Linie, in den Zonen 2 und 5 nahezu dem Maximalwert, lediglich in der Randzone 1 läge der Maximalwert mehr als 10% über dem erreichten Spannungswert. Der Stahl ist mit 94 % nicht voll ausgenutzt.

Die aufnehmbare Gesamtkraft ergibt sich damit nach Ansatz analog Quast mit Berücksichtigung der thermischen Dehnungen aus Summation der einzelnen Flächen multipliziert mit den zugehörigen Spannungen zu $N_{Rd,fi} = 2,02 \text{ MN}$.

4.4.2 Variation ohne thermische Dehnung

Nach Ansatz analog Quast, jedoch ohne Berücksichtigung der thermischen Dehnung ($\epsilon_{th} = 0$) kann aus der Gesamtdehnung direkt auf die anzusetzende Spannung geschlossen werden. Es ergeben sich die Tragfähigkeiten in Abhängigkeit der Dehnungsebene wie in Abbildung 25 dargestellt.

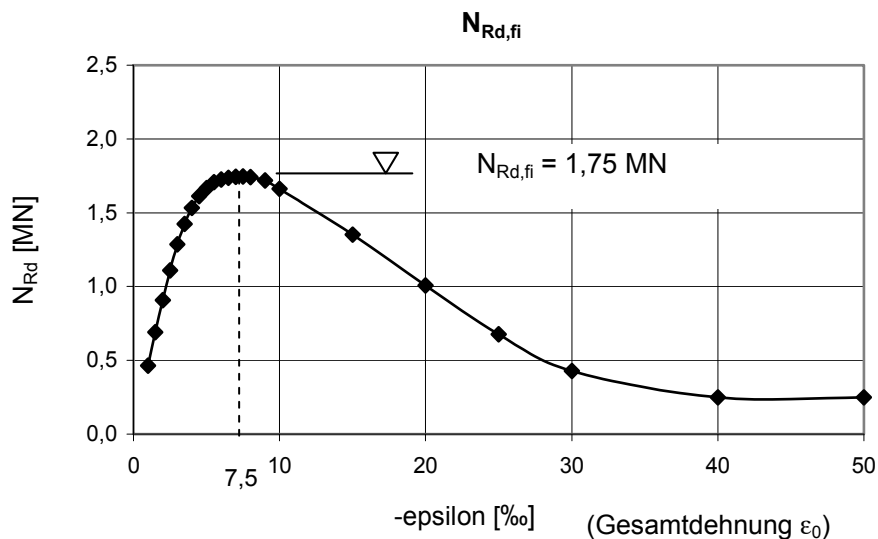


Abbildung 25: maximal aufnehmbare Normalkraft bei Vernachlässigung der thermischen Dehnung

Die maximal aufnehmbare Last berechnet sich unter diesen Annahmen zu 1,75 MN bei einer angesetzten konstanten Dehnung im Maximalpunkt von -7,5 %.

$$\begin{aligned}
 N_{Rd,fi} &= 4,156 \cdot (0,3^2 - 0,24^2) + 22,926 \cdot (0,24^2 - 0,18^2) + \\
 & 25,559 \cdot (0,18^2 - 0,12^2) + 24,742 \cdot (0,12^2 - 0,06^2) + \\
 & 24,014 \cdot 0,06^2 + 273,34 \cdot 8,04 \cdot 10^{-4} = \mathbf{1,75 \text{ MN}}
 \end{aligned}$$

4.4.3 Zonenmethode

Der Ersatzquerschnitt wird mit einer konstanten Festigkeit angesetzt, abgeleitet aus der Temperatur im Kernpunkt M. Als zugehörige Baustoffkennlinie für den Beton des Ersatzquerschnittes wird das Parabel-Reckteck-Diagramm nach DIN 1045-1 bzw. EC 2 verwendet.

Für die Feuerwiderstandsklasse R90 und den Eingangswert $w = b/2 = 15$ cm kann aus Diagramm B.5c (siehe Abbildung 12) ein Maß der Schädigungsbreite $a_z = 37$ mm abgelesen werden. Diagramm B.5a (siehe Abbildung 13) liefert für R90 einen Beiwert $k_c(\theta)$ zur Abminderung der Betonfestigkeit von 1,0. Die Temperatur im Kern beträgt gemäß Temperaturprofilen im Anhang A, DIN-EN 1992-1-2, weniger als 100 °C. Die maximale Festigkeit errechnet sich zu $f_{cd,fi} = 1,0 \cdot 30 / 1,0 = 30,0$ MN/m² bei einer Dehnung von -2 ‰. Die zulässige Dehnung bei zentrischer Druckbeanspruchung wird zu -2 ‰ angesetzt. Diese Vorgaben entsprechen einer Bemessung mit Interaktionsdiagramm, wie sie in [27] für die Zonenmethode angewandt werden.

Für den Bewehrungsstahl kann die Maximalspannung entweder nach der temperaturabhängigen Spannungs-Dehnungslinie (Tab. 3.2a und Bild 3.3 (Abbildung 5) der DIN EN 1992-1-2) oder nach Bild 4.2a der DIN EN 1992-1-2 (Abbildung 3) für vereinfachte Berechnungsverfahren ermittelt werden.

4.4.3.1 Ansatz Stahl nach Tabelle 3.2a, DIN EN 1992-1-2

Die Temperatur im Stahl von 519 °C reduziert gemäß den temperaturabhängigen Spannungs-Dehnungslinien der DIN EN 1992-1-2 die Festigkeit im Scheitelpunkt auf $0,619 \cdot 500 / 1,0 = 309,5$ MN/m². Bei angesetzten -2‰ Grenzdehnung für zentrisch gedrückte Querschnitte wäre die zugehörige Stahlspannung 148,1 MN/m² (Abbildung 26, Bewehrung nach Tabelle 3.2a der DIN EN 1992-1-2).

Die maximal aufnehmbare Last bei -2 ‰ Dehnung errechnet sich zu

$$N_{Rd,fi} = 30,0 \cdot (0,3 - 2 \cdot 0,037)^2 + 148,1 \cdot 8,04 \cdot 10^{-4} = \mathbf{1,65 \text{ MN}}$$

und liegt damit noch unter den beiden in 4.4.1 und 4.4.2 errechneten Tragfähigkeiten.

4.4.3.2 Ansatz Stahl nach Bild 4.2a, DIN EN 1992-1-2

Nach DIN EN 1992-1-2, Kapitel 4.2.4.3 kann der Beiwert $k_s(\theta)$ „zur Berücksichtigung des Abfalls der Festigkeit bei -2 ‰ bleibender Dehnung [...] mit den [dann] folgenden Werten vorgenommen werden“ [12]. Die dann folgenden Werte entsprechen dem Verlauf in Bild 4.2a (Abbildung 3)

Bei -2 ‰ Dehnung wird also die Festigkeit mit dem in Folge ermittelten $k_s(\theta)$ angesetzt. Der Vergleich dieser Auslegung mit der Spannungs-Dehnungs-Linie nach Tab. 3.2a der DIN EN 1992-1-2 ist in Abbildung 26 dargestellt.

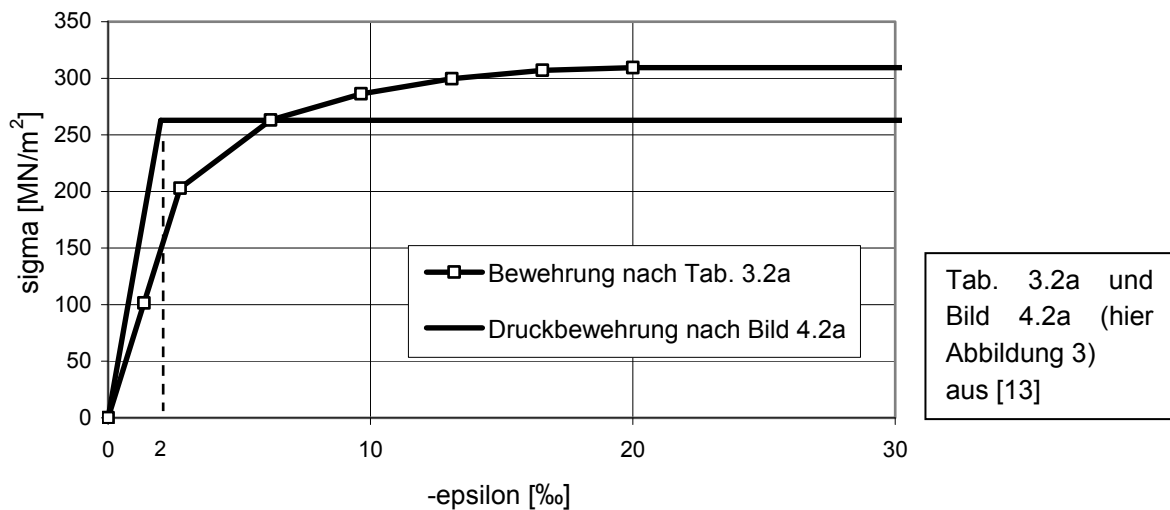


Abbildung 26: Spannungs-Dehnungslinien für Betonstahl unter 519 °C im Vergleich

Durch den Vergleich wird deutlich, dass in der Bemessung eine Stahlspannung angesetzt, die gemäß Spannungs-Dehnungs-Diagramm bei -2 ‰ nicht erreicht werden kann.

Die aufnehmbare Kraft $N_{Rd,fi}$ würde sich erhöhen auf:

$$N_{Rd,fi} = 30,0 \cdot (0,3 - 2 \cdot 0,037)^2 + 262,7 \cdot 8,04 \cdot 10^{-4} = \mathbf{1,74 \text{ MN}}$$

Sie entspricht damit dem Wert einer physikalisch nichtlinearen Berechnung ohne Ansatz der thermischen Dehnungen (Kap. 4.4.2).

Die Annahme der -2 ‰ Dehnung sind eine rein rechnerische Vereinfachung. So kann weiterhin „analog zur Bemessung bei Normaltemperatur“ mit bislang üblichen Bemessungshilfsmitteln gearbeitet werden. Tatsächlich ist aber die Duktilität des Betons durch die erhöhten Temperaturen größer und es werden sich größere Dehnungen im Querschnitt einstellen. Bei genauer Berechnung wären also höhere Spannungen im Stahl erreichbar und denkbar. Davon ausgehend, dass die zugehörige Dehnung ϵ_{c1} zur Maximalspannung im Beton bei höheren Temperaturen mindestens -2,5 ‰ (100 °C) und höchstens -25 ‰ (1100 °C) beträgt, ist der Ansatz der in Bild 4.2a (Abbildung 3) der DIN EN 1992-1-2 angegebenen Spannungen durchaus realistisch und nachvollziehbar für eine vereinfachte Rechnung.

4.4.3.3 Parameterstudien

Die Übereinstimmung der Querschnittstragfähigkeit zwischen der Zonenmethode (Kap. 4.4.3.2) und der physikalisch nichtlinearen Berechnung ohne Berücksichtigung der thermischen Dehnung entsprechend 4.4.2 ist auffällig. Nachfolgend wird geprüft, ob diese Übereinstimmung auch bei Variation der Parameter Bewehrungslage, Querschnittsgröße und Bewehrungsmenge Bestand hat. Zur Unterscheidung der aufnehmbaren Normalkraft $N_{Rd,fi}$ aus den einzelnen Berechnungsverfahren werden Indizes angehängt:

$N_{Rd,fi}$ bezeichnet die maximal errechnete aufnehmbare Last gemäß Kapitel 4.4.2 für den mit fünf Zonen modellierten Querschnitt ohne Berücksichtigung der thermischen Dehnung.

$N_{Rd,fi,theta}$ berücksichtigt zusätzlich die thermischen Dehnungen (Kap. 4.4.1).

$N_{Rd,fi,ZM}$ steht für die aufnehmbare zentrische Normalkraft im Querschnitt nach Zonenmethode, also mittels reduziertem Querschnitt und voller Festigkeit und Stahl nach Bild 4.2a (Abbildung 3) in diesem Beispiel (Kap. 4.4.3).

Die Unterscheidung –D und –F bezeichnet die Form, nach der die entfestigte Zone ermittelt wurde. D steht für Diagramm Bild B.5c) der DIN EN 1992-1-2 (Abbildung 12), F steht für Formel B.13 der DIN EN 1992-1-2 (Gleichung 3-5).

1. Lage der Bewehrung

Für Achsmasse der Bewehrung bis 5 cm ist die Übereinstimmung der maximal aufnehmbaren zentrischen Last $N_{Rd,fi,ZM-D}$ nach Zonenmethode und nach Berechnung der mit temperaturabhängigen Spannungs-Dehnungslinien modellierten Zonen ohne Berücksichtigung der thermischen Dehnungen $N_{Rd,fi}$ sehr gut (Abbildung 27). Ab Achsmaßen über 5 cm weichen die Ergebnisse immer mehr voneinander ab, die Zonenmethode (Dreieck- und Kreuzsymbole) liegt jedoch auf der sicheren Seite, verglichen mit der physikalisch nichtlinearen Berechnung (Rauten). Die Berücksichtigung der thermischen Dehnung führt zu rechnerisch höheren aufnehmbaren Lasten (Quadratsymbole).

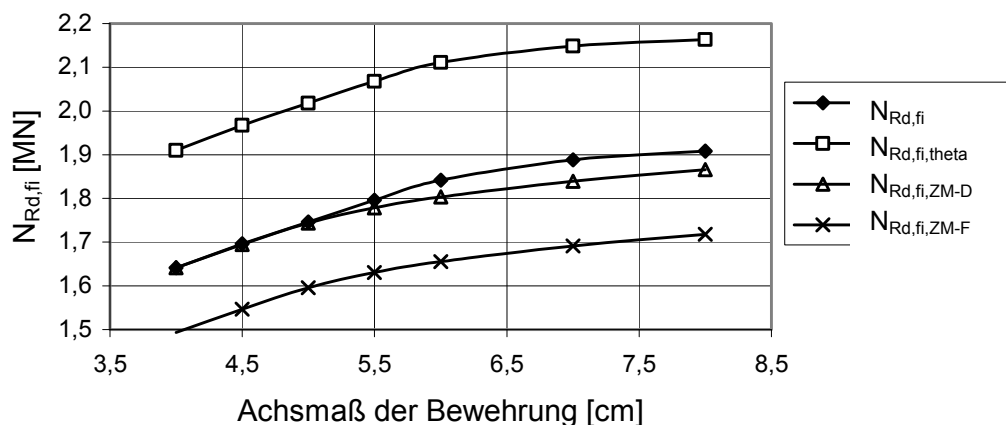


Abbildung 27: $N_{Rd,fi}$, Parameterstudie zum Einfluss der Lage der Bewehrung

Die Kurve $N_{Rd,fi,ZM-F}$ liegt naturgemäß unterhalb der Kurve $N_{Rd,fi,ZM-D}$, weil mit Formel B.13 (Gleichung 3-5) grundsätzlich höhere Abzugswerte a_z bestimmt werden als mit Diagramm Bb5-c (Abbildung 12). Damit wird der Ersatzquerschnitt kleiner und die Tragfähigkeit sinkt. Da es sich bei diesem Beispiel jedoch um reine Querschnittsberechnungen ohne jeglichen Einfluss Theorie II. Ordnung handelt, liegen die Ergebnisse $N_{Rd,fi,ZM-F}$, die einen vermeintlichen Einfluss II. Ordnung erfassen, natürlich auf der sicheren Seite und somit deutlich unterhalb der Werte für $N_{Rd,fi}$.

Das Ansteigen der Kurven generell erklärt sich aus der niedrigeren Temperatur und damit höheren Tragfähigkeit der Bewehrung bei größeren Achsabständen d_1 . Der dadurch verkleinerte Hebelarm der inneren Kräfte spielt bei zentrischer Beanspruchung keine Rolle.

2. Abmessungen des Querschnittes

Auch hier ist die Übereinstimmung der Ergebnisse für die Berechnung nach Kapitel 4.4.2 ($N_{Rd,fi}$) und nach Zonenmethode ($N_{Rd,fi,ZM}$, nach Kap. 4.4.3) im Bereich kleinerer Querschnitte, bis $b = h = 40$ cm sehr gut (Abbildung 28), für größere Querschnitte führt die Berechnung nach Zonenmethode zu geringfügig höheren Lasten. Die Berücksichtigung der thermischen Dehnungen ($N_{Rd,fi,theta}$, nach Kap. 4.4.1) führt jedoch zu noch höheren aufnehmbaren Lasten.

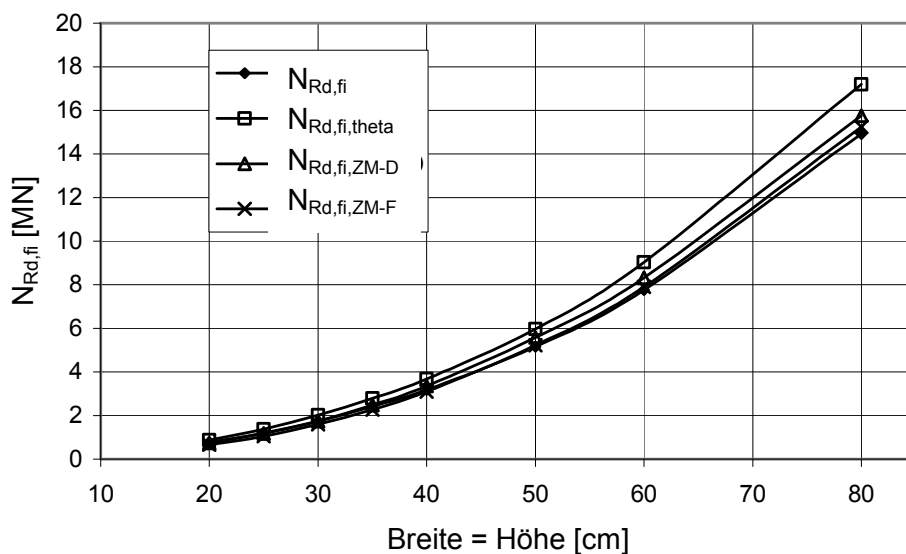


Abbildung 28: $N_{Rd,fi}$, Parameterstudie zum Einfluss der Querschnittsgröße

3. Bewehrungsmenge

Für die betrachtete Stütze mit $b/h = 30/30$, C30/37 sind für kleine Bewehrungsmengen ($\rho \leq 15 / (30 \cdot 30) = 1,7\%$) die Ergebnisse sehr ähnlich, für größere Bewehrungsmengen (ab $6 \text{ } \varnothing 20 = 18,8 \text{ cm}^2 = 2,1\%$) liegen die Ergebnisse der Zonenmethode wieder leicht auf der sicheren Seite, deutlich auf der sicheren Seite im Vergleich mit der physikalisch nichtlinearen Berechnung analog Quast unter Berücksichtigung der thermischen Dehnung (nach Kap. 4.4.1, hier grüne Kurve), siehe Abbildung 29.

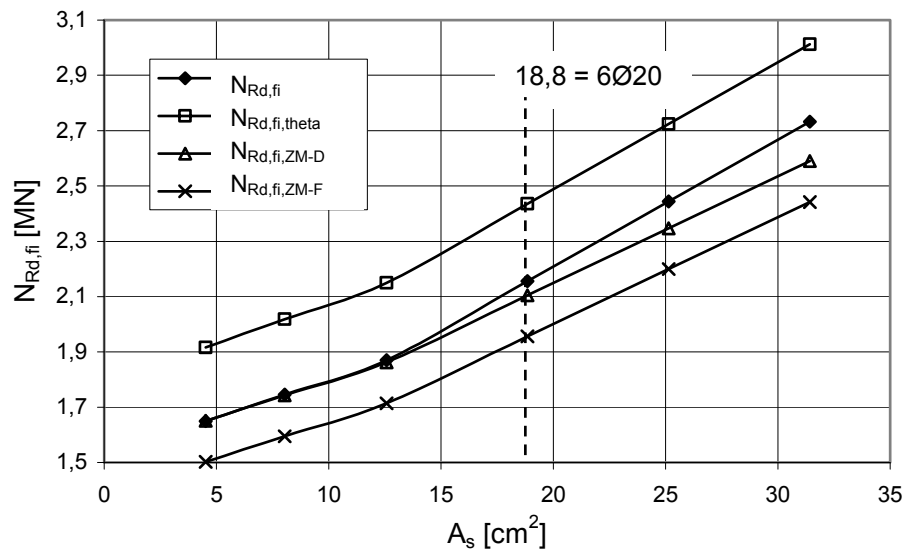


Abbildung 29: $N_{Rd,fi}$, Parameterstudie zum Einfluss der Bewehrungsmenge

Die angesetzte Bewehrung ist auf zwei Seiten des Querschnittes verteilt.

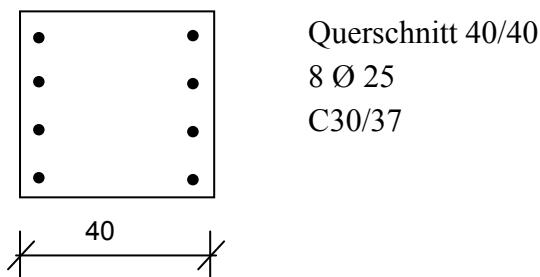
4.4.3.4 Auswertung

Diese Studien bestätigen die zuvor ermittelte sehr gute Übereinstimmung zwischen Zonenmethode und Ansatz nach Quast bei Vernachlässigung der thermischen Dehnung für reine Querschnittsberechnung und geringe Bewehrungsmenge, kleinen Achsabstand der Bewehrung und 30/30 Querschnitt. Vergleichsweise wird abschließend ein Querschnitt 40/40 mit 8 Ø 25 ($\rho = 2,5\%$) und einem Achsabstand $d_1 = 6$ cm verglichen. Die Feuerwiderstandsdauer bleibt R90.

Modellierte Zonen nach Quast:

$\theta_1 = 621$ °C, $\theta_2 = 269$ °C, $\theta_3 = 138$ °C, $\theta_4 = 88$ °C und $\theta_5 = 66$ °C

Bewehrung nach σ - ϵ -Diagramm (Abbildung 5).



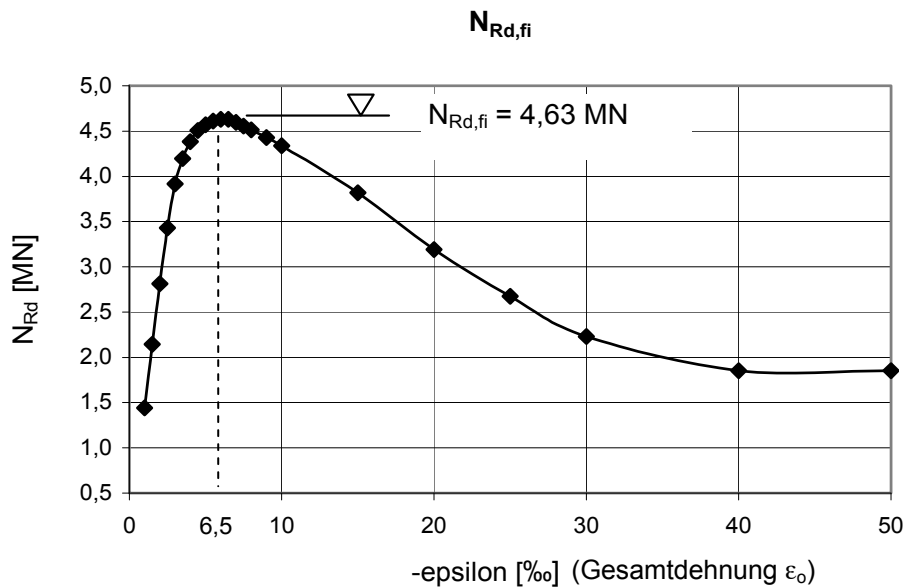


Abbildung 30: aufnehmbare Normalkraft in Abhängigkeit der Dehnungsebene

Die maximal aufnehmbare Kraft ergibt sich bei einer konstanten Dehnung von $\epsilon = -6,5$ ‰ zu $N_{Rd,fi} = 4,63$ MN, siehe Abbildung 30.

Zonenmethode:

$a_z = 3,8$ cm nach Diagramm

$k_c(\theta_M) = 1,0$

Bewehrung:

Temperatur der Eckeisen ~ 420 °C $\rightarrow k_s = 0,674$ nach Abbildung 3.

Temperatur der Randeisen ~ 270 °C $\rightarrow k_s = 0,830$

$$\begin{aligned}
 N_{Rd,fi,ZM-D} &= (0,4 - 2 \cdot 0,038)^2 \cdot 1,0 \cdot 30,0 \\
 &+ 19,64 \cdot 10^{-4} \cdot 0,674 \cdot 500,0 \\
 &+ 19,64 \cdot 10^{-4} \cdot 0,830 \cdot 500,0 \\
 &= 4,63 \text{ MN}
 \end{aligned}$$

Die aus den Parameterstudien sichtbaren Abweichungen scheinen sich also zumindest teilweise aufzuheben. Da üblicherweise bei steigenden Querschnittsgrößen auch die Bewehrungsmenge steigt und mit größeren Stabstahldurchmessern auch das Achsmaß der Betondeckung, ist es unwahrscheinlich, dass alle ungünstigen Einflüsse gleichzeitig auftreten. Für reine Querschnittsbemessungen kann also die Zonenmethode mit Ermittlung der Breite a_z mittels Diagramm verwendet werden. Die Ergebnisse liegen aufgrund der vernachlässigten thermischen Dehnungen auf der sicheren Seite.

Die Verwendung der Stahlfestigkeit nach Kap. 4.4.3.2 (siehe auch Abbildung 3) ist im Zusammenhang mit der Zonenmethode sinnvoll. Die Zonenmethode berechnet die Querschnittstragfähigkeit anhand eines „kalten“ Ersatzquerschnittes. Die Dehnungsverteilung kann somit nicht mehr realistisch erfasst werden, die Dehnungen im Stahl würden zu klein angesetzt. Die Randbedingungen für Beton unter Normaltemperatur und Stahl mit erhöhter Temperatur infolge Beflammung sind nicht kompatibel. So ist für zentrische gedrückte Querschnitte Beton unter Normaltemperatur rechnerisch auf eine Dehnung von $\varepsilon = 2 \text{ ‰}$ zu begrenzen, die Dehnungen in einem beflamten Stützenquerschnitt werden aber in Realität deutlich höher sein, so dass der Stahl höher ausgenutzt wird als der Ansatz von $\varepsilon = 2 \text{ ‰}$ rechnerisch zulässt. Der vereinfachte, rein temperaturabhängige Ansatz der Festigkeit für den Stahl gleicht das aus.

Abbildung 31 zeigt zunächst die unterschiedlichen ansetzbaren Festigkeiten in Abhängigkeit von der Temperatur für den Betonstahl im Vergleich. Für die nach Tabelle 3.2a der DIN EN 1992-1-2 (siehe Tabelle 1) ermittelten Kurven sind die Maximalfestigkeiten der σ - ε -Linien nach DIN EN 1992-1-2 eingeflossen, die Ermittlung der Festigkeit nach Bild 4.2a der DIN EN 1992-1-2 (siehe Abbildung 3) ist rein temperaturabhängig.

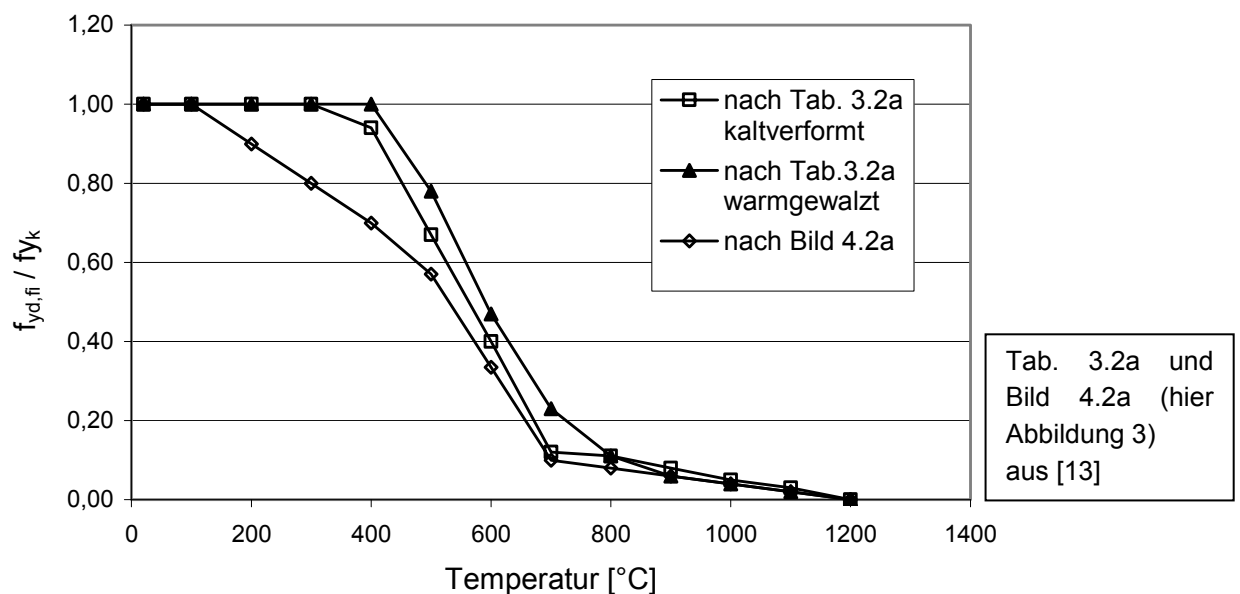


Abbildung 31: Vergleich der ansetzbaren bezogenen Stahlfestigkeit in Abhängigkeit von der Temperatur

Erkennbar ist, dass die Festigkeit scheinbar mit der vereinfachten Annahme für Stützenbemessungen (Rautensymbole) auf der sicheren Seite liegt. Die Bewehrung erreicht aber auch bei Berücksichtigung der thermischen Dehnungen in den seltensten Fällen den Maximalpunkt der σ - ε -Linie, umso weniger in einer Berechnung ohne Berücksichtigung der thermischen Dehnungen. Die vereinfachte Annahme stellt vielmehr die Festigkeit dar, die bei Berechnung der maximalen Tragfähigkeit im Stahl erreicht wird. Die Ergebnisse liegen sehr dicht an den

Werten aus einer Berechnung ohne Berücksichtigung der thermischen Dehnung, wie im folgenden Kapitel noch einmal deutlich wird.

4.4.4 Fazit

Zum Vergleich der Verfahren sind die Ergebnisse noch einmal tabellarisch zusammengefasst: Stütze 30/30, R90, C30/37, $A_s = 4 \text{ } \varnothing 16$ mit $d_1 = 5 \text{ cm}$.

Modell mit ϵ_{th} (4.4.1)	T [°C]	ϵ_{σ} [‰]	σ [MN/m ²]	N_{Rd} [kN]
Zone 1	692	-17,2	8,3	269
Zone 2	364	-7,7	23,1	582
Zone 3	205	-5,4	28,3	510
Zone 4	129	-4,5	29,4	318
Zone 5	91	-4,2	29,5	106
Betonstahl	519	-10,6	290,5	234
Summe				2018 (100%)
Modell ohne ϵ_{th} (4.4.2)				
Zone 1	692	-7,5	4,2	135
Zone 2	364	-7,5	22,9	578
Zone 3	205	-7,5	25,6	460
Zone 4	129	-7,5	24,7	267
Zone 5	91	-7,5	24,0	86
Betonstahl	519	-7,5	273,3	220
Summe				1746 (86,5%)
Zonenmethode (4.4.3.1)				
Ersatzquerschnitt	100	-	30	1532
Betonstahl	519	-	148,1	119,1
(nach Abbildung 26)				1651 (81,8%)
Zonenmethode (4.4.3.2)				
Ersatzquerschnitt	100	-	30	1532
Betonstahl	519	-	262,7	211
(nach Abbildung 3)				1743 (86,4%)

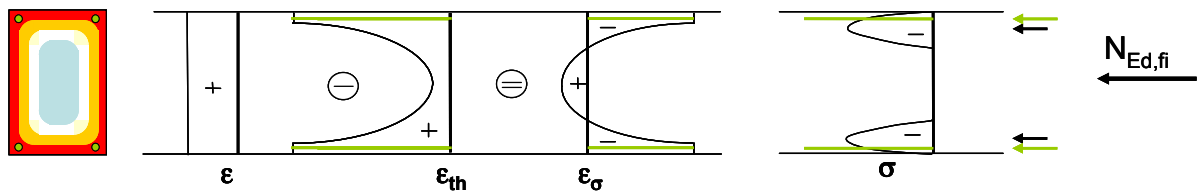
Tabelle 9: Vergleich der Berechnungsmethoden für max. $N_{Rd,fi}$

Durch den Ansatz der thermischen Dehnungen ergeben sich spannungserzeugende Dehnungen, die für jeden Bereich näher am Scheitelpunkt der Werkstoffkennlinie liegen. Eine konstante Dehnungsebene, die aufgrund der Vernachlässigung der thermischen Dehnungen zu konstanten spannungserzeugenden Dehnungen führt, kann naturgemäß nicht für alle Zonen die Scheitelpunktdehnung erreichen. Das erklärt die kleinere aufnehmbare Normalkraft bei Vernachlässigung der thermischen Dehnung. Die Zonenmethode bestimmt die Breite des entfestigten Bereiches unter der Voraussetzung, dass die aufnehmbare Normalkraft unverändert bleiben soll und bedient sich als Grundlage offenbar der Berechnung ohne Ansatz der thermischen Dehnung. Auch die angesetzte Festigkeit des Stahls entspricht dieser Berechnung sehr gut. So erklärt sich die gute Übereinstimmung der Berechnung nach Zonenmethode mit der Berechnung ohne thermische Dehnungen und die deutliche Abweichung zur Berechnung mit thermischen Dehnungen.

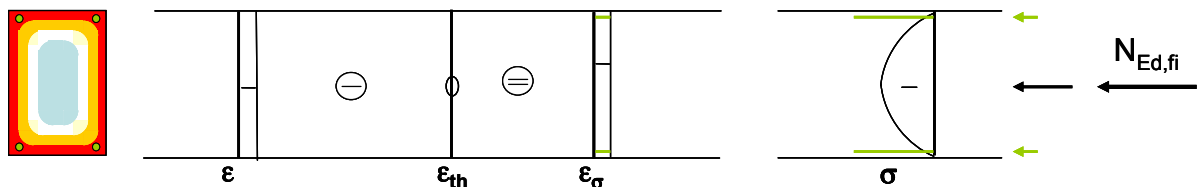
Der Fehler, der aus der Vernachlässigung der thermischen Dehnung entsteht, ist stark abhängig von der Beflammungsdauer und der Lage der Bewehrung und kann daher nur für Einzelfälle quantifiziert werden. Im vorgenannten Beispiel beträgt er für die rein zentrische Querschnittstragfähigkeit 14,5 %. Die Quantifizierung an dieser Stelle ist jedoch wenig aussagekräftig, da sie sich nicht auf Stützenbemessungen allgemein übertragen lässt. Kapitel 4.5.5 wird zeigen, dass im Gegensatz zur Festigkeit die Steifigkeit der Stützen zu groß abgebildet wird. Die Frage ist, ob die vereinfachte Berechnung ohne Berücksichtigung der thermischen Dehnungen auch bei exzentrisch belasteten Stützen oder Einflüssen Theorie II. Ordnung noch auf der sicheren Seite liegt.

Bereits an einem prinzipiellen Vergleich der Berechnung mit oder ohne thermische Dehnung wird der Einfluss auf die Verteilung der inneren Kräfte deutlich (Abbildung 32).

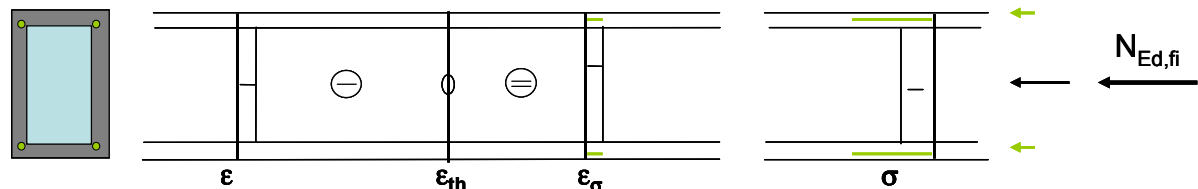
a) physikalisch nichtlineare Berechnung mit Berücksichtigung der thermischen Dehnung



b) physikalisch nichtlineare Berechnung ohne Berücksichtigung der thermischen Dehnung



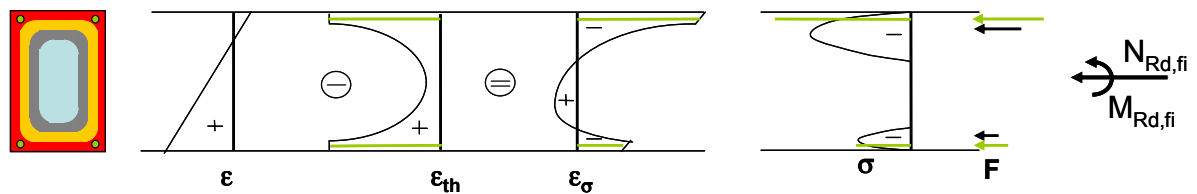
c) Zonenmethode ohne Berücksichtigung der thermischen Dehnung

**Abbildung 32: Spannungsverteilung für verschiedene Ansätze bei reiner Normalkraft**

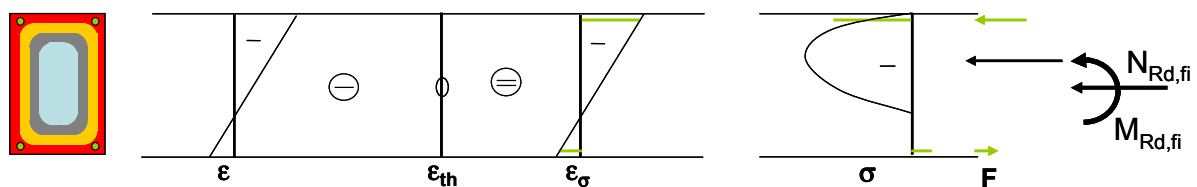
Dargestellt ist links im Bild der angesetzte Querschnitt, für die beiden ersten Berechnungen mit verschiedenen Temperaturen über den Querschnitt, für die Zonenmethode der Ersatzquerschnitt mit konstanter Temperatur (hellblau) und die rechnerisch vernachlässigte entfestigte Zone mit der Breite a_z (grau). Direkt im Anschluss ist die Dehnungsebene ϵ gegeben, die sich zugehörig zur angesetzten Normalkraft einstellt. Sie wird für die verschiedenen Methoden unterschiedlich ausfallen, um zur gleichen aufnehmbaren Normalkraft zu führen. Thermische Dehnungen ϵ_{th} werden nur im ersten Ansatz berücksichtigt, daher ist bei den beiden unteren Methoden diese Dehnung zu 0 gesetzt. Aus der Differenz ergeben sich spannungserzeugende Dehnungen ϵ_{σ} , die zu ansetzbaren Spannungen führen. Die Summe der Spannungen über die Flächen muss der einwirkenden Normalkraft $N_{Ed,fi}$ entsprechen.

Es ist offensichtlich, dass bei gleicher Belastung die verschiedenen Ansätze zu unterschiedlicher Verteilung der inneren Kräfte führen. Für zentrische Beanspruchung gedrungener Stützen mag der Unterschied irrelevant sein. Die maximale ermittelbare Normalkraft liegt mit Vernachlässigung der thermischen Dehnung wie bereits erläutert auf der sicheren Seite. Erst bei Betrachtung einer vorgegebenen Krümmung für die Dehnungsebene wird die Relevanz für die Abbildung der Steifigkeit einer Stütze mit vorgegebener Normalkraft deutlich. Abbildung 33 zeigt die prinzipiellen Zusammenhänge.

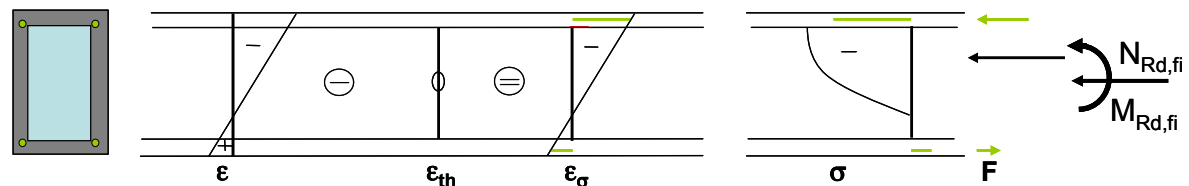
a) physikalisch nichtlineare Berechnung mit Berücksichtigung der thermischen Dehnung



b) physikalisch nichtlineare Berechnung ohne Berücksichtigung der thermischen Dehnung



c) Zonenmethode ohne Berücksichtigung der thermischen Dehnung

**Abbildung 33: Vergleich der Spannungsverteilung für verschiedene Ansätze**

Es wird ersichtlich, dass die Vernachlässigung der thermischen Dehnungen bei vorgegebener Krümmung zu höheren aufnehmbaren Momenten führen muss, weil die Lage der resultierenden Betonkraft zum gedrückten Rand hin verschoben wird. Bei gleicher Normalkraft wird demnach die Momententragfähigkeit bei Vernachlässigung der thermischen Dehnungen überschätzt. Der Einfluss wird im Folgenden (Kapitel 4.5.2) genauer untersucht.

4.5 Steifigkeiten – M-k-Linie

Obwohl die Zonenmethode laut deutschem NAD zur DIN EN 1992-1-2 nicht mehr für schlanke Stützen empfohlen ist, liegt sie doch in Verbindung mit der Berechnung nach Richter/ Zehfuß (Kapitel 3.4) für eine Vielzahl von Stützen auf der sicheren Seite und ist ein leicht anzuwendendes Verfahren, da es sich an bereits bekannte Berechnungsmethoden anlehnt.

Im Folgenden werden die Berechnung nach Zonenmethode sowie die Berechnung nach nicht-linearem Ansatz mit und ohne Berücksichtigung der thermischen Dehnungen betrachtet und mit Rechnungen nach allgemeinen Verfahren verglichen.

Die bisher angesetzte Berechnung analog Quast ergab in den durchgeführten Untersuchungen zu große Steifigkeiten. Im Vergleich zu allgemeinen Berechnungsverfahren war die ermittelte Tragfähigkeit höher, der Einfluss aus Theorie II. Ordnung geringer. Das Rechenmodell analog Quast wird infolgedessen weiter entwickelt und mittels Vergleichsrechnungen mit allgemeinen Berechnungsverfahren validiert.

Als Eichkurve wird die geometrisch und physikalisch nichtlineare FE-Berechnung mit dem EDV-Programm Sofistik (Version 23) herangezogen. Die Berechnungen mit Sofistik sind anhand von Versuchsergebnissen validiert und werden auch in [5] und [50] als Referenz herangezogen. Außerdem wird der Vergleich zur sich etablierenden nichtlinearen Berechnung auf Grundlage der Zonenmethode geführt (erweiterte Zonenmethode nach Zilch [49]).

Die Einflüsse aus Theorie II. Ordnung hängen wesentlich von der Steifigkeit des Systems ab. Aufschlussreich ist daher zunächst die Betrachtung und der Vergleich der Momenten-Krümmungslinien. Da die M-k-Linie rein querschnitts- und normalkraftabhängig ist, kann daran leicht geprüft werden, ob der Ersatzquerschnitt nach Zonenmethode ähnliche Steifigkeiten besitzt wie der tatsächliche Querschnitt unter Ansatz der temperaturabhängigen Spannungs-Dehnungs-Linien. Diese Untersuchung ist systemunabhängig und gilt für Kragstützen wie Rahmenstiele gleichermaßen.

4.5.1 M-k-Linie physikalisch nichtlinear - Validierung der entwickelten Modellrechnung

Die geometrisch und physikalisch nichtlineare Berechnung erfolgt wieder am vereinfachten 5-Zonen-System. Im ersten Schritt wird der Querschnitt in fünf gleich breite Zonen eingeteilt, die Temperatur in der Mitte jeder Zone aus den Temperaturprofilen der DIN EN 1992-1-2 entnommen und zusätzlich die Temperatur genau im Eckbereich der Zonen gesondert ange setzt. Die Eckbereiche sind gemäß Temperaturdiagrammen der DIN EN 1992-1-2 deutlich höher mit Temperatur beaufschlagt und haben zudem einen großen Hebelarm zum Schwerpunkt. Werden sie weniger tragfähig modelliert, wirkt sich das abmindernd auf die abgebildete Steifigkeit der Stütze aus. Diese Modellierung ist zutreffender bezüglich des tatsächlichen Tragverhaltens.

Nach einer weiteren, verfeinerten Einteilung des Querschnittes in $10 \cdot 10 = 100$ Elemente wird jedem einzelnen Element das temperaturabhängige Materialgesetz zugewiesen.

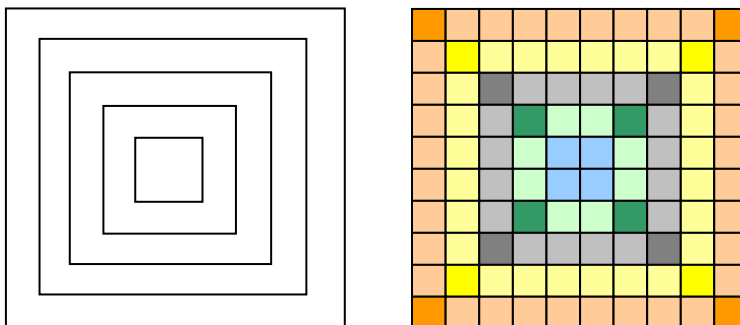


Abbildung 34: Einteilung des Querschnittes in 100 Elemente

Die unterschiedlichen Farben in Abbildung 34 kennzeichnen unterschiedliche Temperaturen bzw. unterschiedliche Werkstoffgesetze. Durch die Berücksichtigung der ECKELEMENTE mit höheren Temperaturen wird der Fehler, der sich aufgrund der vereinfachten, zonenweise konstant angesetzten Temperatur ergibt, verringert.

Für jedes dieser Elemente kann bei vorgegebener Dehnung die aufnehmbare Kraft berechnet werden mit $A \cdot \sigma(\epsilon, \theta)$. Die spannungserzeugende Dehnung ergäbe sich ohne Berücksichtigung der thermischen Dehnung zu $\epsilon_\sigma = \epsilon_0 + k_y \cdot z$, mit Berücksichtigung der thermischen Dehnung ergibt sie sich wie nachfolgend angesetzt zu $\epsilon_\sigma = \epsilon_0 + k_y \cdot z - \epsilon_{th}$.

Den Betonflächen wird bei positiver spannungserzeugender Dehnung eine Kraft von 0 kN zugeordnet, das heißt Zugspannungen werden ausgeschlossen, nur Druckspannungen werden zu einer inneren Kraftgröße aufsummiert. Die Bewehrung kann sowohl Druck- als auch Zugkräfte aufnehmen. Die Berechnung erfolgt für den Beton vereinfacht ohne Abzug der Bewehrungsfläche. Die Vorgabe der Bewehrung ist erforderlich, da das Ergebnis maßgeblich von der gewählten Bewehrung und Bewehrungsanordnung abhängt. Untersucht werden Querschnitte mit zweiseitiger Bewehrungsanordnung. Im Regelfall wird eine Stütze für den Kaltzustand bereits bemessen sein, bevor die Bemessung im Brandfall erfolgt, so dass eine gewählte Bewehrung bekannt ist und im Anschluss der Nachweis erfolgt, ob diese gewählte Bewehrung auch für den Brandfall ausreicht.

Entsprechend Kapitel 3.7 wird für den beschriebenen Querschnitt die Momenten-Krümmungslinie bestimmt.

Durch die genannten Vereinfachungen läuft die Berechnung deutlich schneller als bei bereits zur Verfügung stehenden aufwendigeren EDV-Programmen namhafter software-Firmen. Der Rechenaufwand bei den EDV-Programmen potenziert sich durch die sehr viel feinere Einteilung des Querschnittes und die zuvor laufende thermische Analyse. Vergleichsrechnungen sollen zeigen, dass die Vereinfachung zu tolerierbaren Abweichungen im Ergebnis führen.

Die Validierung erfolgt zunächst an drei Eichbeispielen entnommen aus einem Fachaufsatz von Cyllok und Achenbach [5], in dem sie die Zonenmethode auf ihre Eignung für nichtlineare Berechnungen prüfen. Aus der dort angegebenen Tabelle wird nicht ersichtlich, ob das angegebene Moment am Stützenfuß aus ausmittiger Vertikallast oder aus einer Horizontalkraft herrührt. Für die Vergleichsrechnungen wird eine Horizontalkraft als Ursache angenommen und betragsmäßig so ermittelt, dass das angegebene Moment am Fuß entsteht ($H = M/l_{col}$).

Allen drei Eichbeispielen liegt als statisches System eine Kragstütze zugrunde. Die Bewehrung ist konzentriert in den Ecken mit einem Achsabstand d_1 vom beflamten Rand angeordnet. Die Eingangsparameter sind der nachfolgenden Tabelle 10 zu entnehmen.

Bsp	R- klasse	L_{col} [m]	Quer- schnitt [cm]	Beton	vorh. A_s [cm ²]	d_1 [cm]	$N_{Ed,fi}$ [kN]	$M_{Ed,fi}$ [kN]	$\rho=A_s/A_c$ [%]
S1	R90	4,50	40/40	C30/37	24,6	5	-328	51,0	1,54
S2	R30	3,00	30/30	C20/25	24,6	4,5	-825	12,4	2,73
S3	R60	9,00	45/45	C30/37	44,3	4,5	-218	127,4	2,19

Tabelle 10: Eingangsparameter der Eichbeispiele von Cylok und Achenbach [5]

Die betrachteten Stützen werden mit der gemäß Feuerwiderstandsklasse angegebenen Dauer der Beflammung vierseitig beaufschlagt. Die folgenden Abbildungen 35, 36 und 37 zeigen den Vergleich der M-k-Linien.

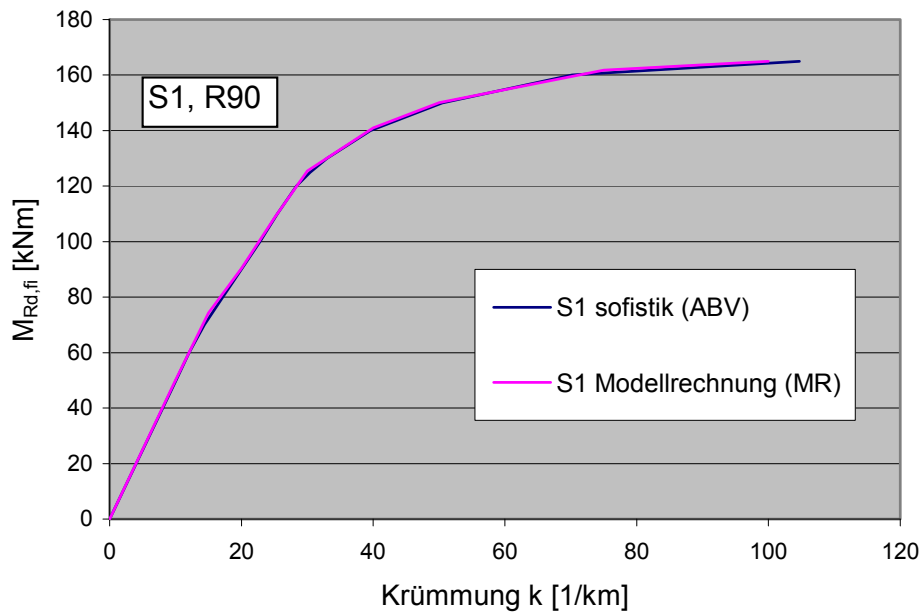


Abbildung 35: Eichbeispiel 1, R90, Vergleich der M-k-Linie (Validierung der eigenen Modellrechnung)

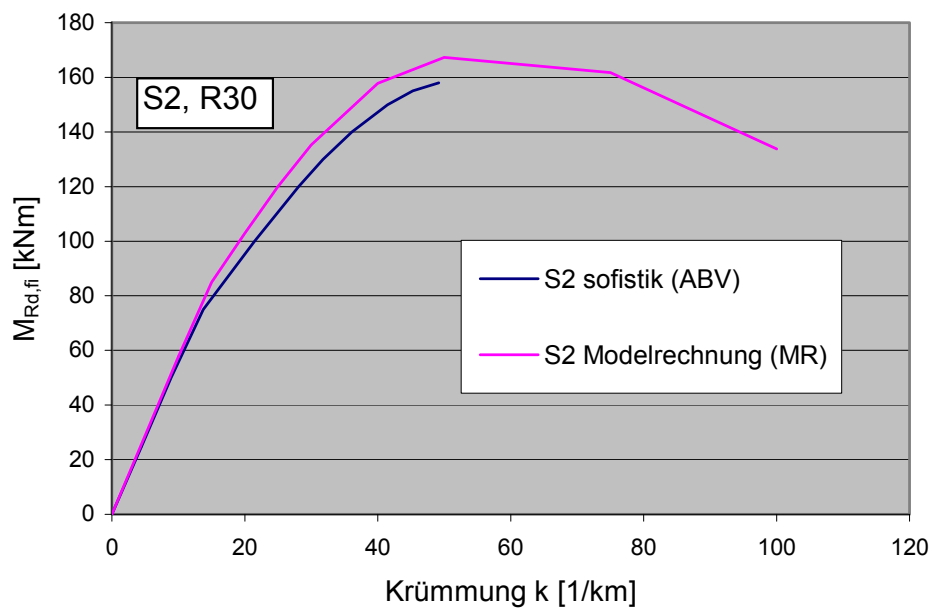


Abbildung 36: Eichbeispiel 2, R30, Vergleich der M-k-Linie (Validierung der eigenen Modellrechnung)

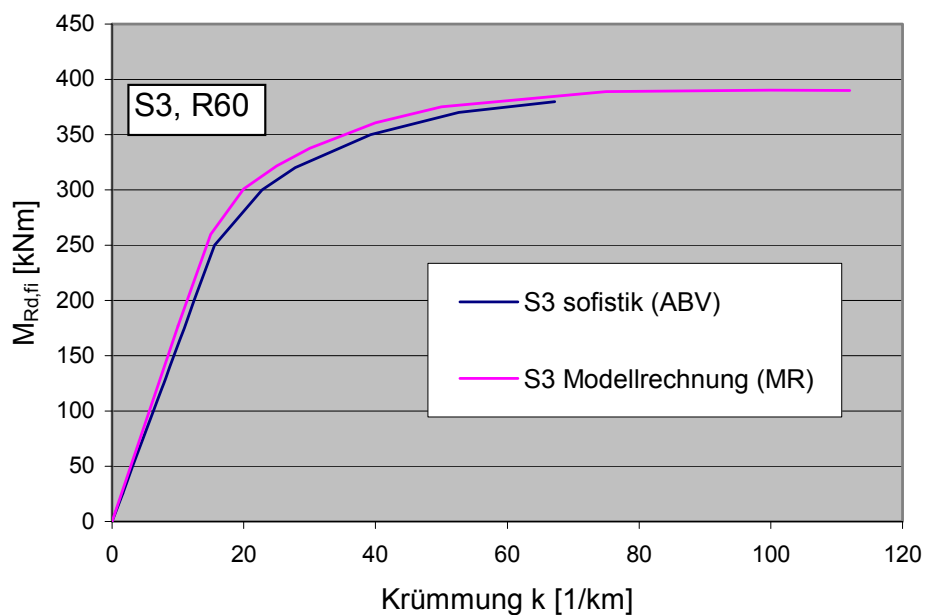


Abbildung 37: Eichbeispiel 3, R60, Vergleich der M-k-Linie (Validierung der eigenen Modellrechnung)

Alle drei Berechnungen mit der eigenen Modellrechnung zeigen gute Übereinstimmungen mit dem allgemeinen Berechnungsverfahren (ABV) mit der Sofistik-Software, welche sowohl eine thermische als auch eine mechanische Analyse beinhaltet.

Trotzdem ist das Ergebnis noch nicht zufriedenstellend, die Kurven der Modellrechnung liegen zum Teil oberhalb der Eichkurve und damit auf der unsicheren Seite.

Durch eine Verfeinerung des groben Elementnetzes im Modell für den Randbereich des Querschnittes kann die Übereinstimmung deutlich verbessert werden. Der Innenbereich kann im Gegenzug gröber dargestellt werden, da der Lastabtrag sich überwiegend auf den Randbereich konzentriert.

Das verfeinerte Modell (Abbildung 38) ist wie folgt aufgebaut: Die Randzone 1 des alten Modells wird halbiert, die Elementierung ist hier um Faktor 2 verfeinert. Die Zonen 2 und 3 bleiben wie zuvor, die Zonen 4 und 5 werden zusammengefasst, die Elementierung wird hier um Faktor 2 gröber. Damit sind wie vorher 5 Zonen angesetzt, allerdings mit unterschiedlichen Breiten, zum Rand hin feiner elementiert.

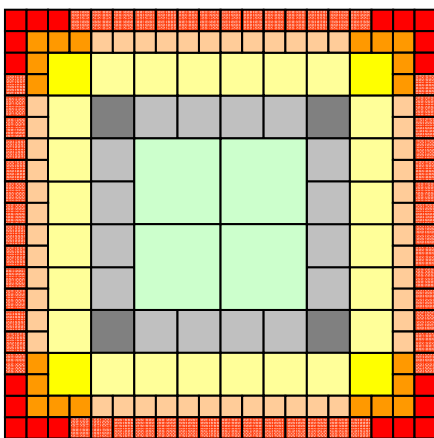


Abbildung 38: Modellbildung für geometrisch und physikalisch nichtlineare Berechnung, am Rand feiner elementiert

Die Eckbereiche sind etwas genauer erfasst, die Wahl von je drei Elementen mit Ansatz der höheren „Ecktemperatur“ in den Zonen 1 und 2 ergab sich aus einer Vielzahl von Vergleichsrechnungen. Mit dem oben dargestellten Ansatz liefert die im weiteren Verlauf als „Modellrechnung“ (MR) bezeichnete entwickelte Berechnungsmethodik die beste Übereinstimmung mit den Berechnungen nach „allgemeinen Berechnungsverfahren“. Die vollständige Beschreibung der einzelnen Schritte in der Modellrechnung erfolgt in Kapitel 5.

Die Bewehrungstemperatur wird unabhängig von der Betonelementierung aus den Temperaturprofilen in Abhängigkeit der Lage der Bewehrung ermittelt. Im Modell wird unterschieden zwischen Eckeisen, Eisen in der Querschnitts-Achse und Eisen zwischen den beiden zuvor genannten. Bei gewählter Bewehrung von 4 Ø 28 sind allerdings nur Eckeisen berücksichtigt. Die Abbildungen 39 und 40 zeigen die mit Sofistik und die mit Modellrechnung bestimmten M-k-Linien für die drei Eichbeispiele im Vergleich.

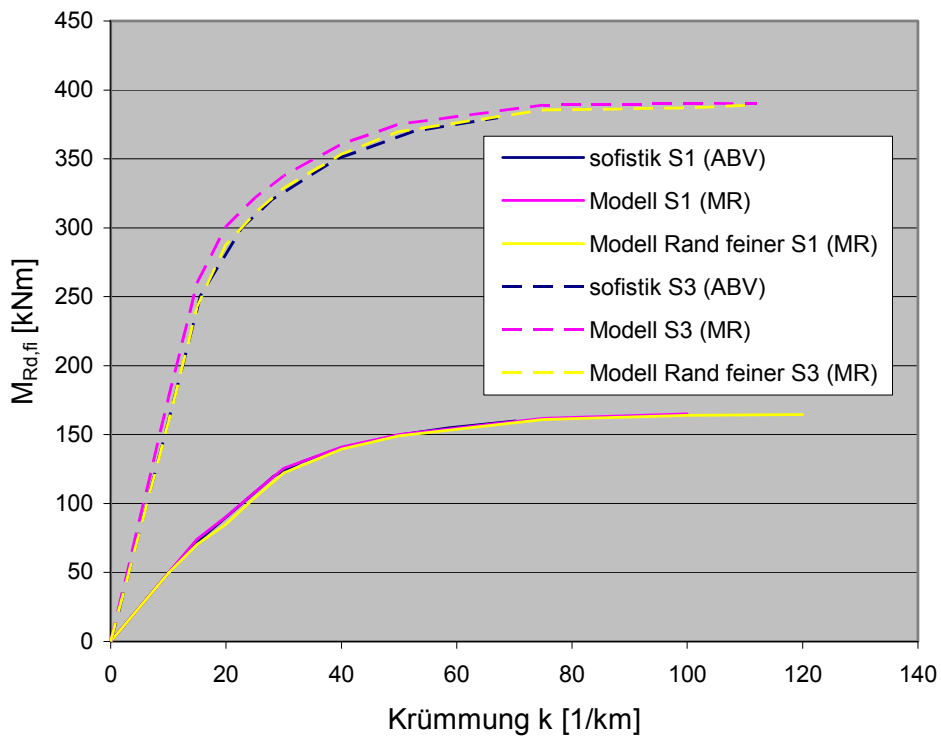


Abbildung 39: Eichbeispiel 1 (R90) und 3 (R60), Vergleich der M-k-Linie (Validierung der eigenen Modellrechnung)

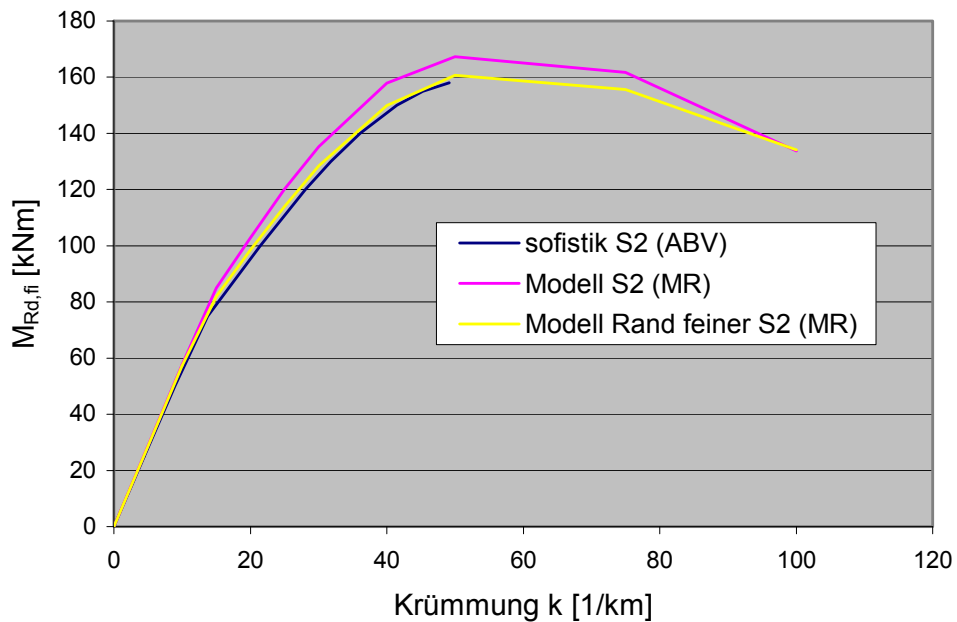


Abbildung 40: Eichbeispiel 2 (R30), Vergleich der M-k-Linie (Validierung der eigenen Modellrechnung)

Die Übereinstimmung ist nun sehr gut, mit dem verfeinerten Modell werden noch weitere Beispiele, z.B. mit größeren Querschnittsabmessung oder Bewehrung auf zwei Seiten, nicht konzentriert auf die vier Ecken, untersucht.

Beispielhaft zu zahlreichen Testrechnungen seien hier fünf aufgeführt (Tabelle 11).

Test	R-klasse	Querschnitt [cm]	Beton	vorh. A_s [cm ²]	$\rho = A_s/A_c$ [%]	d_1 [cm]	$N_{Ed,fi}$ [kN]
1	R90	25/25	C30/37	8Ø16	2,6	4	-300
2	R90	40/40	C40/50	6Ø28	2,3	4	-1000
3	R60	30/30	C30/37	12Ø28	8,2	5	-1500
4	R120	30/30	C30/37	12Ø28	8,2	5	-250
5	R90	60/60	C30/37	12Ø28	2,0	5	-2000

Tabelle 11: Eingangsparameter weiterer Eichrechnungen

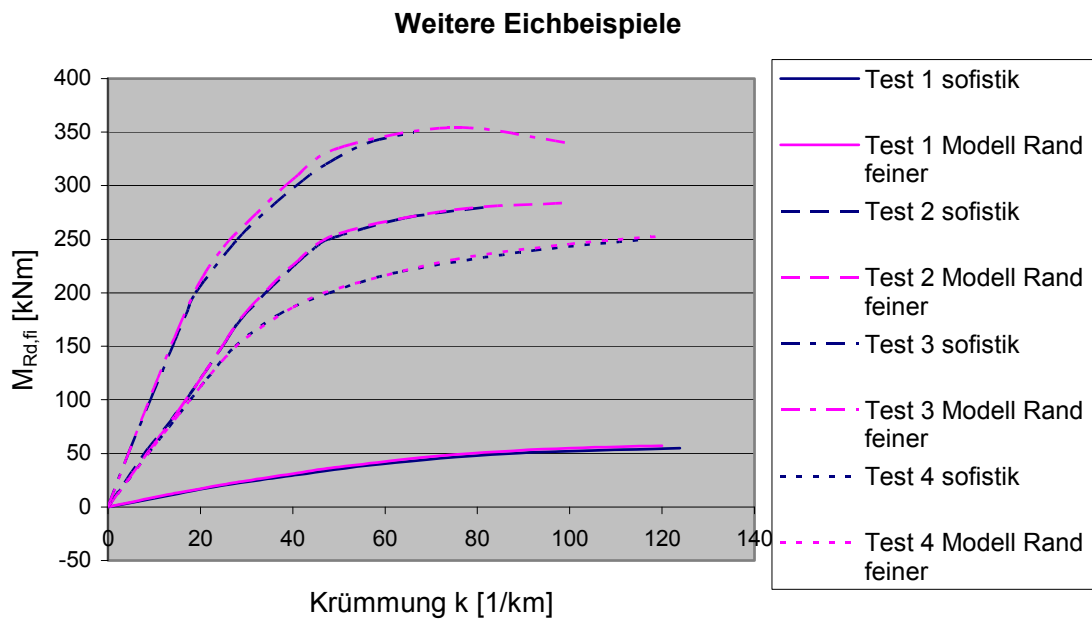


Abbildung 41: Weitere Eichbeispiele

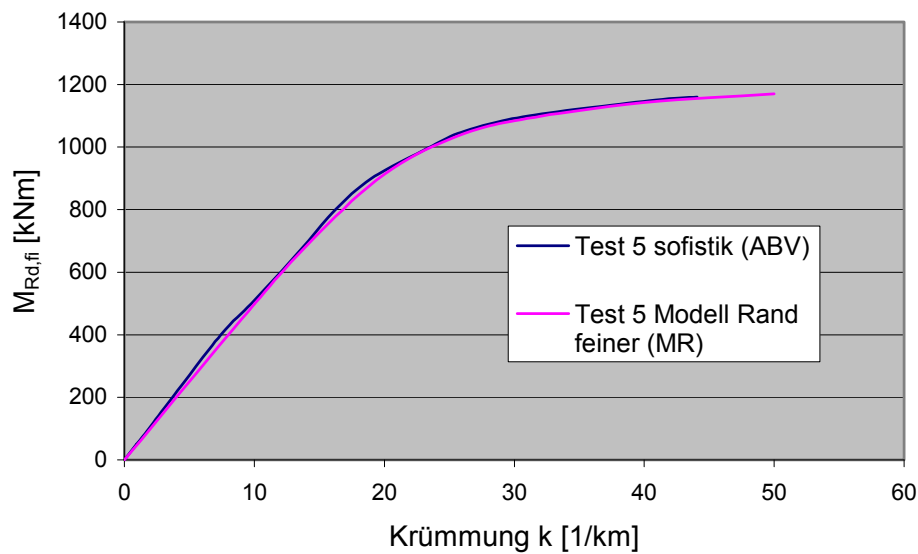


Abbildung 42: Eichbeispiel Querschnitt 60/60, Vergleich der M-k-Linie

Die qualitative Übereinstimmung der Kurven ist sehr gut (Abbildung 41 und 42), die geringen Abweichungen liegen unter 1% und sind tolerierbar.

4.5.2 M-k-Linie unter Vernachlässigung der thermischen Dehnungen

Die zunächst veröffentlichten vereinfachten Verfahren vernachlässigten die thermischen Dehnungen. Indem bei der zuvor in 4.5.1 vorgestellten Modellierung die thermischen Dehnungen zu Null gesetzt werden, kann der Effekt dieser Vernachlässigung auf die M-k-Linie untersucht werden.

Bei Eichbeispiel S1 ist bei der Modellrechnung ohne ε_{th} (gelbe Kurve in Abbildung 43) eine Delle der M-k-Linie zu beobachten (Abbildung 43). Die Steigung der Kurven, an der man die Steifigkeit ablesen kann, ist steiler und sprunghafter im Vergleich zu den Berechnungen mit Ansatz von ε_{th} . Die Maximalkrümmungen und maximal aufnehmbaren Momente sind in ihrer Übereinstimmung mit der Eichkurve (blaue Kurve in Abbildung 43) gut.

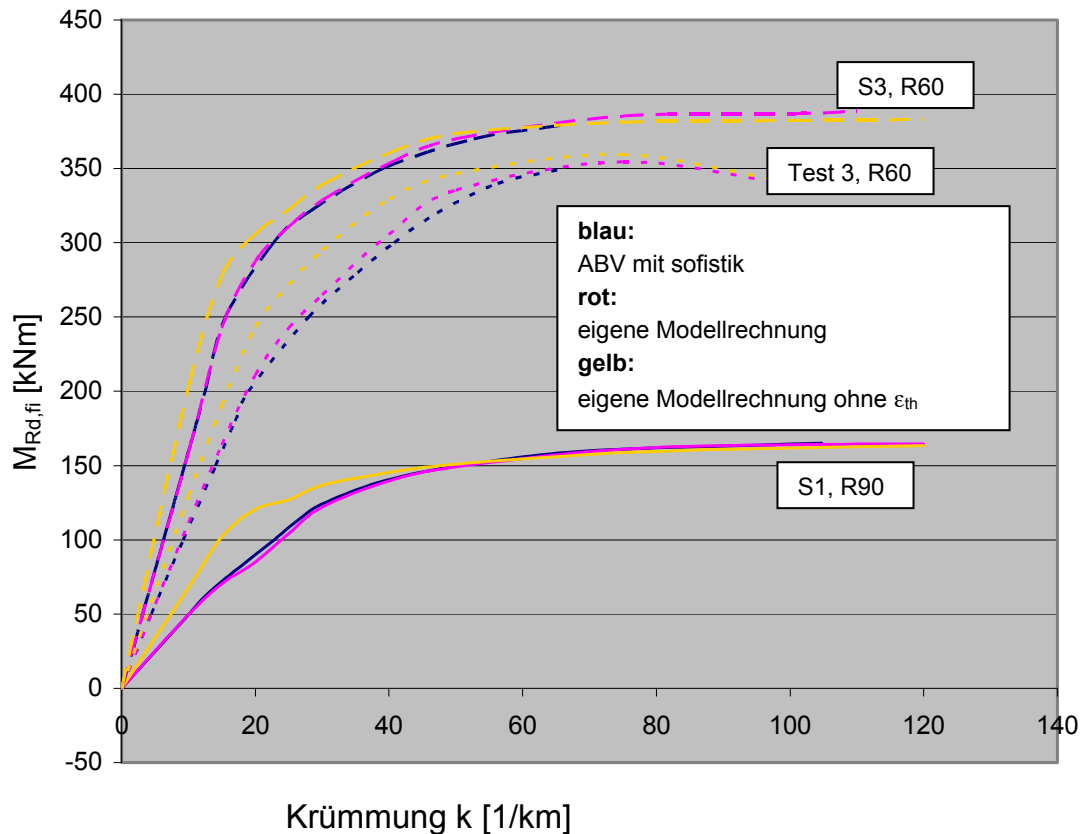


Abbildung 43: Einfluss der thermischen Dehnung auf die Steifigkeit (M-k-Linie)

Grundsätzlich ist festzustellen, dass die Vernachlässigung der thermischen Dehnung im Gegensatz zur reinen Querschnittsbetrachtung hier durchweg zu Ergebnissen führt, die auf der unsicheren Seite liegen. Das maximal aufnehmbare Moment ist richtig erfasst, aber die Abbildung der Steifigkeit weicht quantitativ und qualitativ von der Eichkurve (Sofistik) ab, so dass die Auswirkungen Theorie II. Ordnung nicht realistisch erfasst werden können. Bei dem nur geringfügig höheren Aufwand, die thermischen Dehnungen bei einer nichtlinearen Berechnung zu berücksichtigen, stellt sich ohnehin die Frage nach dem Sinn dieser sogenannten Vereinfachung.

4.5.3 M-k-Linie für Querschnitte nach Zonenmethode

Die Zonenmethode ist als plastisches Verfahren an sich nicht dafür vorgesehen, eine nichtlineare Berechnung abbilden zu können. Da aber verschiedentlich versucht wird, mit dem Ersatzquerschnitt nach Zonenmethode auch Theorie II. Ordnung zu rechnen, ist es gleichwohl von Interesse, die Steifigkeit des Ersatzquerschnittes mit konstanter Festigkeit der Steifigkeit des temperaturbeanspruchten Querschnittes gegenüber zu stellen.

Nach Cyllok und Achenbach [5] ist die Temperatur im Mittelpunkt des Querschnittes mit nicht weniger als 100 °C anzusetzen. Für die drei Eichbeispiele S1 bis S3 wird demnach die

Temperatur des Ersatzquerschnittes zu 100 °C angesetzt und die entsprechende Arbeitslinie für den Beton zur Ermittlung der M-k-Linie herangezogen (Abbildungen 44-46).

Für die Bewehrung wird die Stahl-Arbeitslinie entsprechend DIN EN 1992-1-2 in Abhängigkeit von der Temperatur im Eisen angesetzt. Das Maß a_z wird gemäß Cyllok, Achenbach [5] angesetzt. Der Wert bei den drei Eichbeispielen entspricht danach einer Berechnung nach Formel B.13 der DIN EN 1992-1-2 (Gleichung 3-5), liegt demnach höher als bei Anwendung des Diagramms B.5c (Abbildung 12) und damit auf der sicheren Seite.

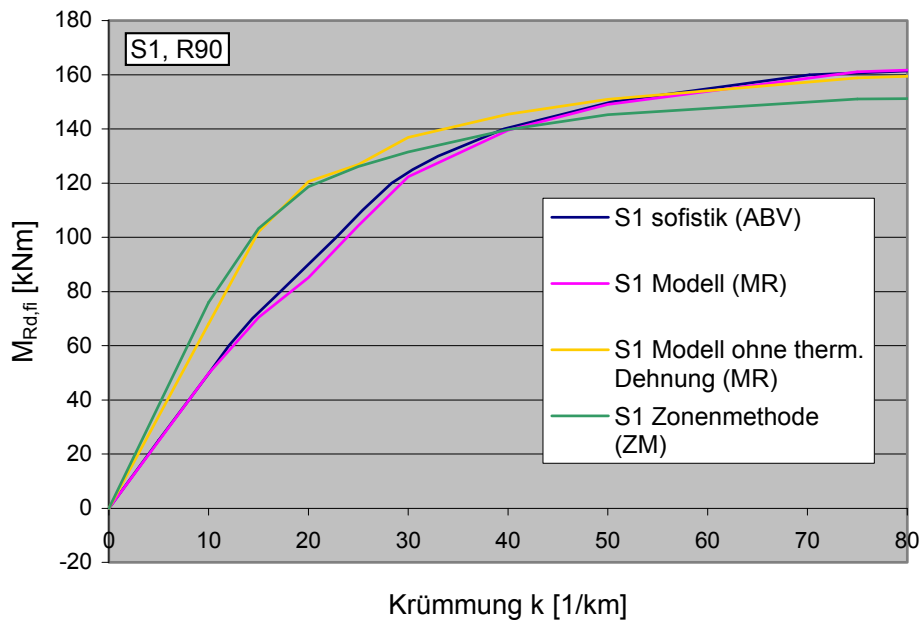


Abbildung 44: Eichbeispiel S1, Vergleich der Steifigkeiten (M-k-Linien), R90

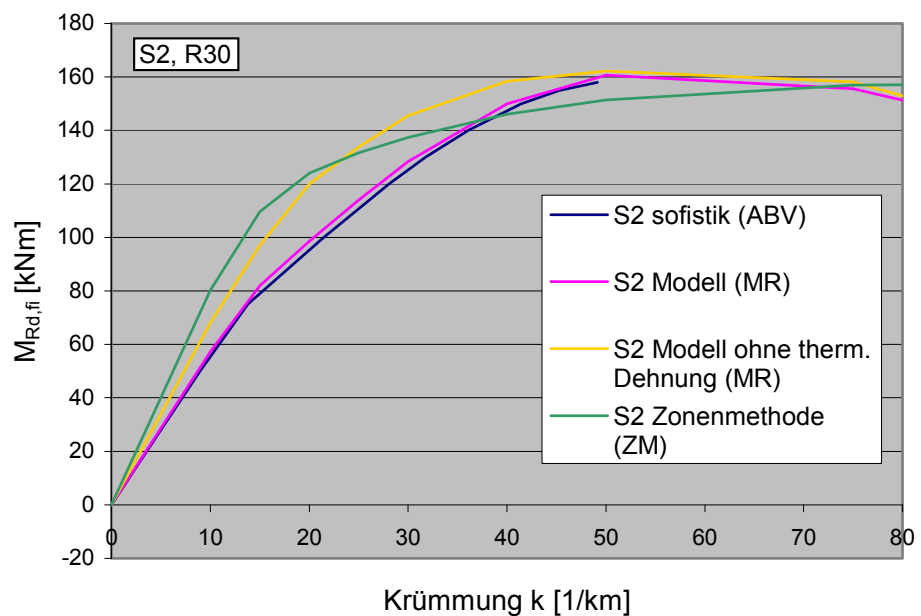


Abbildung 45: Eichbeispiel S2, Vergleich der Steifigkeiten (M-k-Linien), R30

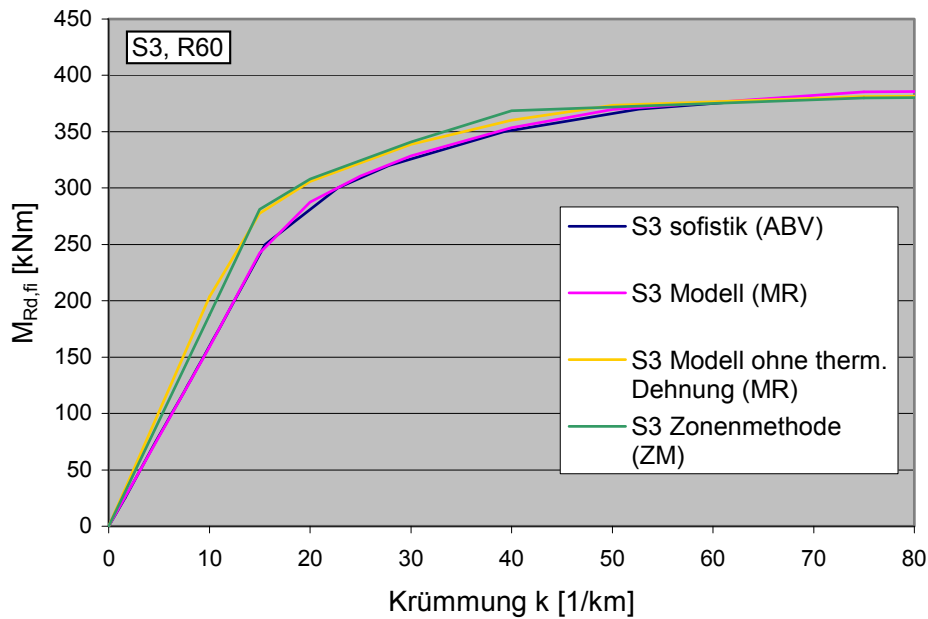


Abbildung 46: Eichbeispiel S3, Vergleich der Steifigkeiten (M-k-Linien), R60

Die Zonenmethode ist, wie bei der reinen Querschnittsbemessung schon zu erkennen war, eng angelehnt an die Berechnung ohne Berücksichtigung der thermischen Dehnungen. Damit führt aber die Anwendung der Zonenmethode ohne weitere Anpassungen für schlanke Stützen zu Ergebnissen auf der unsicheren Seite.

Cylok und Achenbach haben mit verschiedenen Ansätzen für die Bewehrung versucht, die Kurve besser an allgemeine Berechnungsverfahren (ABV), z.B. nach Sofistik zu approximieren. Die beste Lösung wäre demnach eine Anpassung der Stahl-Arbeitslinie. Es ist „für Betonstahl unter Druck eine (Vor-)Stauchung von 0,2% anzuwenden und diese über eine Spannungsreduktion auszudrücken“ [5]. Solche Anpassungen mögen bemessungstechnisch zum Ziel führen, führen jedoch zu Verfremdungen der nichtlinearen Berechnung, deren Auswirkungen nicht für alle Fälle überschaubar sind. Zudem wird durch pauschale erforderliche Anpassungen das vereinfachte Verfahren immer weniger einfach und immer weniger anschaulich und nachvollziehbar. Auch die Verwendung des Maßes a_z nach Formel B.13 (Gleichung 3-5) bedeutet erhöhten Aufwand, die einfachere Anwendung des Diagramms B.5c (Abbildung 12) würde aber zu stärker auf der unsicheren Seite liegenden Ergebnissen führen, da die Schädigungsbreite kleiner ausfiele.

Eine weitere „Vereinfachung“ nach Cylok/ Achenbach, die das Ergebnis verfälscht, ist der Ansatz einer trilinearen Arbeitslinie für den Stahl (Abbildung 47). In Beanspruchungsbereichen, in denen der Stahl zwischen dem linear-elastischen (Bereich I) und dem plastischen Verhalten (Bereich III) liegt, wird anstelle des parabelförmigen Verlaufes ein linearer Verlauf mit flacherer Neigung als Verbindung (Bereich II) zwischen den beiden genannten Bereichen

I und III herangezogen. Im Vergleich zur korrekten Arbeitslinie des Stahles wird in diesem Bereich II der Stahl als weniger tragfähig angesetzt und was vermeintlich auf der sicheren Seite liegt.

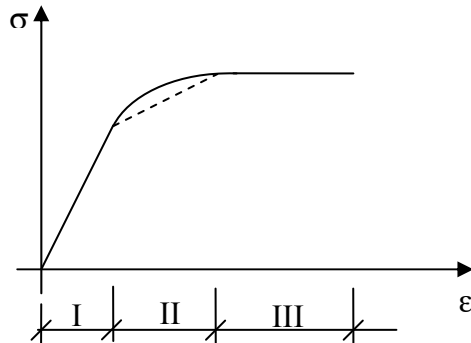


Abbildung 47: nichtlineare und trilineare σ - ϵ -Linie für Betonstahl

Die Kraft, die bei korrektem Ansatz der Arbeitslinie vom Stahl aufgenommen würde, verringert sich bei Ansatz der trilinearen Linie. Das führt zu einer Umverteilung der Kräfte innerhalb des Querschnittes. Da dem Beton nun mehr Kraft zugewiesen werden muss, verschiebt sich die Gleichgewichtsebene leicht nach rechts in den Druckbereich (Abbildung 48 und 49).

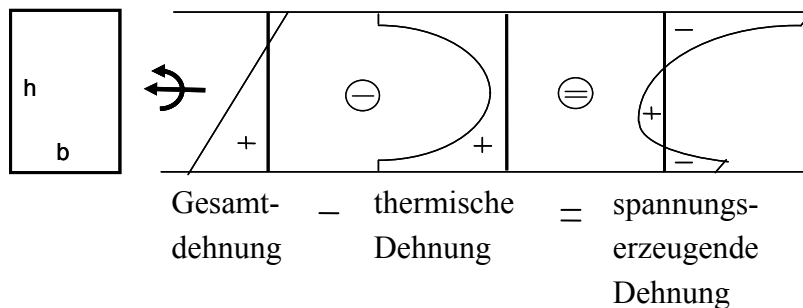


Abbildung 48: Dehnungsverteilung

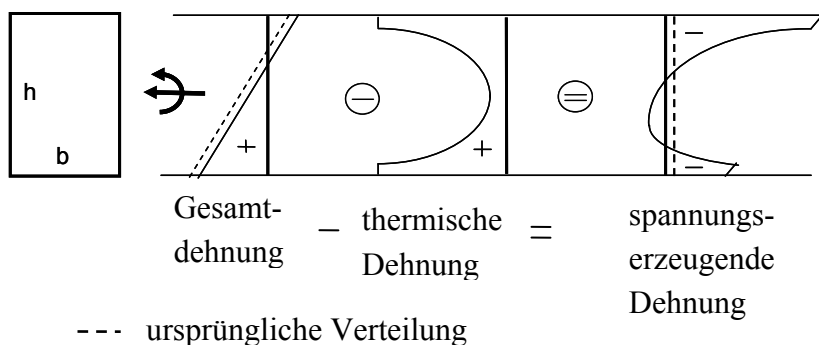


Abbildung 49: Dehnungsverteilung bei geringerer Stahlspannung

Ein Verschieben der Dehnungsebene ist nur als Parallelverschiebung möglich, da Ausgangspunkt der Berechnung eine festgelegte Krümmung ist, zu der bei Summe $N = 0$ das zugehörige

ge aufnehmbare Moment errechnet wird. Um dem Beton mehr Druckkraft zuweisen zu können, muss demnach die Dehnung im Schwerpunkt im mathematischen Sinne verkleinert werden, dadurch entsteht die Parallelverschiebung.

Durch ein Verschieben der Gleichgewichtsebene werden die Dehnungen im Zugbereich betragsmäßig kleiner, im Druckbereich betragsmäßig größer. Im Randbereich resultieren wegen der hohen thermischen Dehnung aber auch in der Zugzone noch spannungserzeugende Druckdehnungen. Diese sind aufgrund der nun kleineren Gesamtdehnung betragsmäßig größer als zuvor. Das heißt, eine Zusatzkraft im Beton verteilt sich immer auf oberen und unteren Rand.

Solange die Bewehrung in Druck- und Zugzone sich im gleichen Bereich der Spannungs-Dehnungslinie befinden, ist der Fehler, der sich durch die veränderte Lage der inneren Kräfte ergibt, klein. Wenn jedoch nur in einer Bewehrungslage Bereich II erreicht wird, also nur aus einer Bewehrungslage eine Differenzkraft zu verteilen ist, verteilt sie sich im Beton trotzdem auf beide Randzonen. Dieser Anteil der inneren Kräfte hat jetzt einen deutlich veränderten Hebelarm zum Schwerpunkt und beeinflusst damit das aufnehmbare Moment. Im Vergleich der M-k-Linien (Abbildung 50) wird dieser Fehler deutlich.

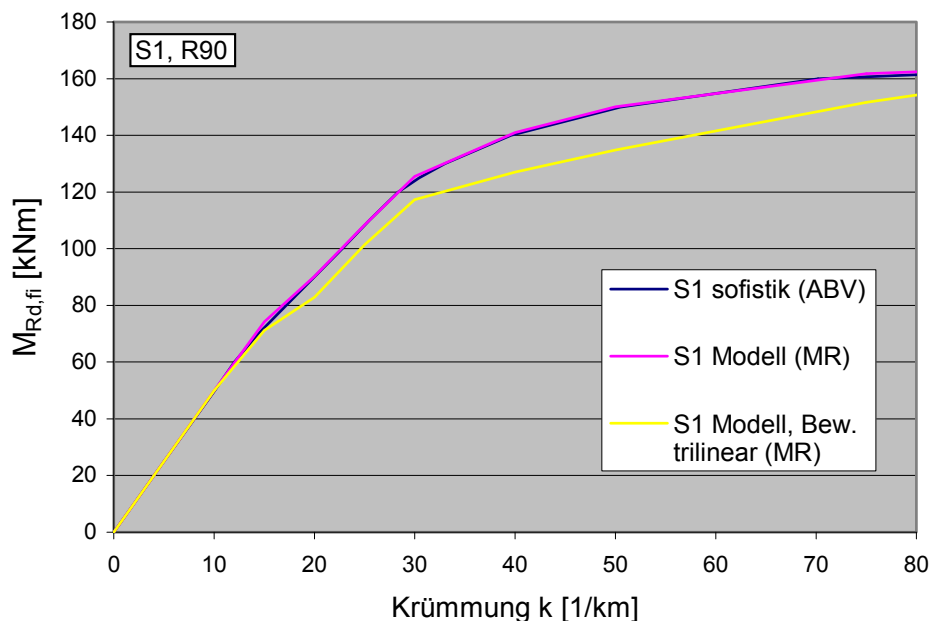


Abbildung 50: Auswirkung der σ - ϵ -Linie des Bewehrungsstahls nichtlinear – trilinear auf die M-k-Linie

Die Abweichung liegt zwar auf der sicheren Seite, ist aber unnötig, da bei nichtlinearer Berechnung ohnehin mit EDV gearbeitet wird, so dass die Linearisierung der Werkstoffkennlinie keine echte Vereinfachung im Sinne von Arbeitersparnis bietet.

4.5.4 „Heisses Modellstützenverfahren“ nach Richter/ Zehfuss [27]

Für die Anwendung des Modellstützenverfahrens (MSV) auf die Bemessung im Brandfall wird als Grundlage der Ersatzquerschnitt nach Zonenmethode verwendet. Thermische Dehnungen finden keine Berücksichtigung. Somit entspricht die Steifigkeit des Querschnittes exakt dem der Zonenmethode. Unterschiede werden bei der Systemsteifigkeit zutage treten. Im MSV werden einige Einflüsse pauschaliert, die bei einer nichtlinearen Berechnung auf Basis des Querschnittes nach Zonenmethode genauer erfasst sind.

4.5.5 Erweiterte Zonenmethode nach Zilch, Müller, Reitmayer [49]

Analog zu den Untersuchungen von Cyllok und Achenbach wird im Juni 2010 eine erweiterte Zonenmethode vorgestellt, die die Schwächen des plastischen Ansatzes bezüglich der Steifigkeiten kompensieren soll, indem die thermische Dehnung des Stahls nun berücksichtigt und über eine modifizierte Arbeitslinie in Ansatz gebracht wird. Die sich einstellenden thermischen Dehnungen werden durch das Verschieben der Arbeitslinien um das Maß der thermischen Dehnungen berücksichtigt.

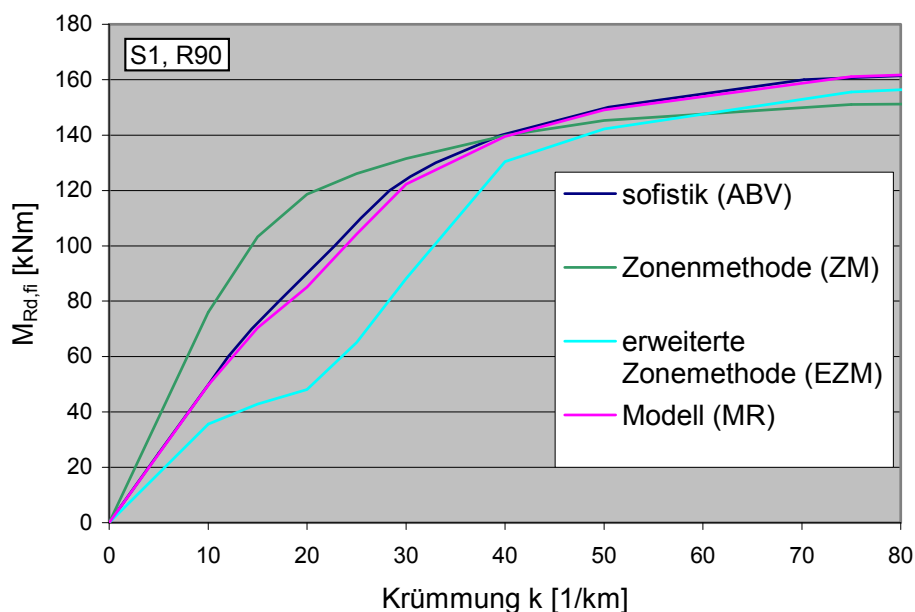


Abbildung 51: S1, Vergleich der Steifigkeiten (M-k-Linie) verschiedener Berechnungsverfahren

Der unterschiedliche Ansatz der thermischen Dehnungen für Stahl (über eine Vordehnung) und Beton (Ansatz bei 100°), also keine adäquate Berücksichtigung der tatsächlichen thermischen Dehnung), führt dazu, dass qualitativ die Approximation an die allgemeinen Berechnungsverfahren eher schlechter geworden ist (Abbildung 51). Der erweiterte Ansatz bewirkt immerhin, dass die angesetzten Steifigkeiten nun auf der sicheren Seite liegen. Die Abwei-

chungen für die Normalkrafttragfähigkeit liegen für die drei Eichbeispiele zwischen 16% und 24% [49].

Durch den Ansatz einer konstanten Betontemperatur und damit -festigkeit über den gesamten Ersatzquerschnitt bei gleichzeitiger Berücksichtigung der temperaturabhängigen Festigkeiten im Stahl wird rechnerisch der Umstand vernachlässigt, dass bei kleineren Lasten zunächst die Randbereiche des Betons aktiviert werden. Die erweiterte Zonenmethode führt zu einer Verschiebung der Lastanteile. Bei kleineren Normalkräften nimmt der Stahl aufgrund seiner hohen thermischen Dehnung und damit verbunden seiner hohen Spannung die Lasten allein auf, während der Beton über den vollen Querschnitt als gerissen angesetzt ist. Der Beton wird erst bei größeren Lasten aktiviert. Dadurch wird die Steifigkeit zunächst unterschätzt, die M-k-Linie liegt auf der sicheren Seite.

4.5.6 Berechnungsalgorithmus nach Quast/ Richter [40]

Der Rechenalgorithmus, der in diesem Fachaufsatz veröffentlicht ist, beschreibt die Berechnung der Momente II. Ordnung über die Ermittlung der M-k-Linie. Der Querschnitt wird dazu in fünf Zonen eingeteilt und es werden abgestufte konstante Temperaturen je Zone angesetzt. Somit entspricht die Vorgehensweise dem daraus entwickelten vorgestellten Modell aus Kapitel 4.5.1, allerdings wurde im Fachaufsatz eine Rundstütze behandelt, die Frage nach den sensiblen Eckbereichen einer quadratischen Stütze stellt sich dort nicht. Auch die feinere Einteilung des Randbereiches war beim vorgeführten Beispiel nicht nötig. Die Problematik der differierenden radialen Erwärmungsgeschwindigkeit in Abhängigkeit des Stützendurchmessers (siehe Kap. 5.2.3) wird ebenfalls nicht berücksichtigt. Auch Überlegungen zu asymmetrischer Beflammung spielten keine Rolle.

4.6 Stützenbeanspruchung inklusive Theorie II. Ordnung

4.6.1 Geometrisch und physikalisch nichtlineare Rechnung – entwickeltes Modell

In Kapitel 3.7 wird die Ermittlung des Momentes nach Theorie II. Ordnung mittels Arbeitssatz erläutert. Verwendet wird das verfeinerte Querschnitts-Modell gemäß Abbildung 38.

Kann für die Berechnung des verformten Systems keine Konvergenz erreicht werden, ist die Stütze nicht tragfähig für die angegebene Belastung und Feuerwiderstandsdauer.

Der Algorithmus (siehe Kapitel 5) ist für eine Kragstütze mit rechteckigem Querschnitt unter vorseitiger Brandbeanspruchung entwickelt. Für die Entwicklung der M-k-Linie sind die Stützenlänge und das statische System irrelevant, da hier ausschließlich Querschnittsbetrachtungen durchgeführt werden. Erst in die geometrisch nichtlineare Berechnung nach Theorie II. Ordnung gehen diese Angaben ein. Zum Einen in die Ermittlung der ungewollten Ausmitte e_a ,

zum Anderen in die Überlagerung der Momente mit den Krümmungen über die Stützenlänge. Da die angenommenen Verformungs- und Momentenlinien auf einer Kragstütze beruhen, ist für andere statische Systeme die tatsächliche Länge zu korrigieren auf die zugrunde liegende Modellstütze.

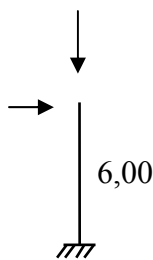
Die Länge der zugehörigen Modellstütze beträgt $\beta \cdot l_{\text{col}} / 2$. (4-3)

Mit: $\beta :=$ Knicklängenbeiwert nach DIN 1045-1, Kapitel 8.6.2

$l_{\text{col}} :=$ tatsächliche Stützenlänge

Der Faktor $\frac{1}{2}$ resultiert daher, dass die Kragstütze mit ihrer tatsächlichen Länge in die Berechnung eingeht, im üblichen kalten Modellstützenverfahren dagegen mit doppelter Länge.

Die numerische Umsetzung der Berechnung nach Theorie II. Ordnung wurde anhand verschiedener Beispiele überprüft. Dazu wurde zunächst eine Kragstütze aus dem Skript Massivbau von Prof. Baumgart, Darmstadt [2], nachgerechnet.



Die einwirkende vertikale Last beträgt 600 kN, sie greift mit einer planmäßigen Ausmitte von 0,20 m an, die Horizontalkraft am Kopf der Stütze beträgt 8 kN.

Die Abmessungen der Stütze betragen 40/40 cm, eingelegte Bewehrung sind $A_{s1} = A_{s2} = 15,7 \text{ cm}^2$ mit einem Achsabstand von $d_1 = 4 \text{ cm}$. Werkstoff ist C30/37 bzw. BSt500S.

In der Beispielrechnung wird zunächst die M-k-Linie bestimmt und dann wie oben ausgeführt, das Moment II. Ordnung errechnet. Sie eignet sich deshalb ideal zur Kontrolle, weil die Zwischenergebnisse ebenfalls kontrolliert werden können. Die Verformung bestimmt sich schlussendlich zu 0,1666 m. Die Modellrechnung liefert eine Verformung von 0,1621 m. Die daraus bestimmten Gesamtmomente nach Theorie II. Ordnung betragen 282,7 kNm (Bsp. Baumgart) zu 280,0 kNm (Modellrechnung). Die Abweichung beträgt weniger als 1 %, sie resultiert aus der nicht exakt deckungsgleichen M-k-Linie (trilinear im Beispiel, polygonal in der Modellrechnung). Mit dem Programm von Sofistik errechnet sich für dasselbe Beispiel eine geringere Verformung von 0,137 m und ein zugehöriges Gesamtmoment II. Ordnung von 264,9 kNm. Die Abweichung der Modellrechnung zu Sofistik beträgt damit 5,7 %. Ursache für die Abweichung dürfte der gewählte parabelförmige Ansatz der Momente II. Ordnung in der Modellrechnung sein. Den gleichen Ansatz wählt Prof. Baumgart in seinem Beispiel, was die gute Übereinstimmung erklärt. Setzt man stattdessen einen linearen Verlauf des Momentenanteiles II. Ordnung voraus, erreicht auch die Modellrechnung ein Moment von 264,5 kNm und weicht nur noch 0,2 % von der Sofistik-Berechnung ab. Der parabelförmige Ansatz liegt im Vergleich zum linearen Ansatz auf der sicheren Seite. Aus diesem Grund wurde für die Modellrechnung ein parabelförmiger Ansatz implementiert, dessen Scheitelpunkt $0,3 \cdot L_{\text{col}}$ unterhalb der Einspannung liegt. Rechnerisch stellt das einen Kompromiss zwischen dem

linearen und dem parabelförmigen Ansatz mit Scheitelpunkt im Fußpunkt dar. So werden auch große Abweichungen zur sicheren Seite hin vermieden.

Zur besseren Übersicht sind die Ergebnisse der vorangegangenen Untersuchung nachfolgend in Tabelle 12 zusammengefasst:

Methode	Ansatz für Verlauf M^{II}	u_x [mm]	M^{II} [kNm]	Abweichung Modellrechnung von analoger Methode
Bsp. Baumgart [2]	parabelförmig	167	282,7	
Modellrechnung	parabelförmig	162	280,0	1 %
Sofistik	numerische Lösung der DGL's	137	264,9	
Modellrechnung	linear	136	264,5	0,15 %

Tabelle 12: Vergleich der Momente Theorie II. Ordnung

Aus dem differierenden Ansatz für die Momente aus Theorie II. Ordnung erklärt sich die Abweichung der Endergebnisse aus der Modellrechnung zu den Ergebnissen aus Sofistik in der Heissbemessung. Trotzdem sind die Ergebnisse mit dem gewählten Ansatz noch als gut in der Approximation zu bezeichnen, die drei nachfolgend aufgeführten Eichbeispiele belegen das. Die Eichbeispiele sind dieselben, die in Kapitel 4.5.1 verwendet wurden.

Aufgeführt sind in Tabelle 13 die Momente Theorie II. Ordnung in [kNm]:

Eichbeispiel	S1	S2	S3
Sofistik	115,6	28,1	208,9
Modellrechnung	121,2	28,8	212,5
Abweichung	4,8 %	2,5 %	1,7 %

Tabelle 13: Vergleich der Momente II. Ordnung in [kNm], Eichbeispiele S1 bis S3

4.6.2 Modellstützenverfahren (MSV), angepasst auf den Brandfall gemäß [27]

In Kapitel 3.4 wird das Vorgehen bei der Anpassung des MSV auf den Brandfall erläutert. Da die Faktoren K_1 und K_2 des MSV, die den Einfluss der Verformungen sowie den Einfluss der Steifigkeit auf die Zusatzausmitte e_2 berücksichtigen, gemäß [27] stets pauschal mit 1,0 angesetzt werden, hängt die Größe der errechneten Zusatzausmitte aus Verformungen nur noch von der Stützenlänge, dem statischen System und den Querschnittsabmessungen ab. Die

Querschnittsabmessungen unterscheiden sich je nach Anwendung der Formel B.13 (Gleichung 3-5) oder des Diagramms Bild B.5c) aus DIN EN 1992-1-2 (Abbildung 12).

Die Einflüsse der vorhandenen Normalkraft, der Ausmitte aus Last, der Bewehrung sowie der Betongüte und der Steifigkeit des Gesamtsystems werden rechnerisch nicht berücksichtigt oder pauschaliert erfasst und somit für viele Anwendungen deutlich auf der sicheren Seite liegend angesetzt.

Auf der anderen Seite wird grundsätzlich die Steifigkeit mit der ursprünglichen Zonenmethode ohne Berücksichtigung der thermischen Dehnungen zu hoch angesetzt. Damit vermengen sich hier zwei gegenläufige Effekte. Die Auswirkungen dieser gegenläufigen Effekte auf die Bemessung hängen von zu vielen Faktoren ab, um sie pauschal für alle Stützen abschätzen zu können. So kann nicht davon ausgegangen werden, dass das Ergebnis für alle Stützen auf der sicheren Seite liegen wird.

Dazu kommen rein praktische Überlegungen zur Anwendung dieser Methodik. Der entfestigte Bereich a_z kann je nach Feuerwiderstandsklasse und Expositionsklasse durchaus größer werden als der Achsabstand d_1 der Bewehrung zum Rand. In diesem Fall können die zur Bemessung herangezogenen Interaktionsdiagramme aus der Kaltbemessung nicht adäquat verwendet werden, da der Eingangsparameter d_1/h bzw. d_1/d für negative d_1 nicht tabelliert ist. Ein Ausweichen auf Bemessungsprogramme wie zum Beispiel INCA2 (free software) [46] ist möglich, aber wenn ohnehin schon EDV-unterstützt gerechnet wird, ist die Vereinfachung mit ihren deutlichen Abweichungen vom genauen Ergebnis überflüssig. EDV-unterstützt kann dann direkt genauer gerechnet werden.

4.6.3 Erweiterte Zonenmethode nach Zilch [49]

Die erweiterte Zonenmethode legt den reduzierten Querschnitt zugrunde, der sich aus der Plastizitätstheorie herleitet, bringt dann aber für die nichtlineare Berechnung Theorie II. Ordnung „die temperaturabhängigen Arbeitslinien und [...] thermischen Dehnungen“ [49] in Ansatz. Dadurch, dass die Steifigkeiten hier unterschätzt werden (siehe Kapitel 4.2.5.5), liegen die Ergebnisse für das Moment II. Ordnung zu hoch bzw. kann keine Konvergenz errechnet werden und die Stütze versagt rechnerisch zu früh. Die Ergebnisse werden grundsätzlich auf der sicheren Seite liegen, da sowohl die Querschnittstragfähigkeit als auch die Steifigkeit der Stütze auf der sicheren Seite liegend angesetzt wird, jedoch weichen schon die Ergebnisse der drei vorgeführten Eichbeispiele von denen der allgemeinen Berechnungsverfahren bezogen auf die Normalkrafttragfähigkeit um bis zu 25% ab. Die Gesamtmomente aus der Berechnung nach Theorie II. Ordnung weichen weit mehr ab, was in Abbildung 52 im Vergleich mit den anderen Verfahren dargestellt ist. Die Farben sind entsprechend der zugehörigen M-k-Linien aus Abbildung 51 gewählt.

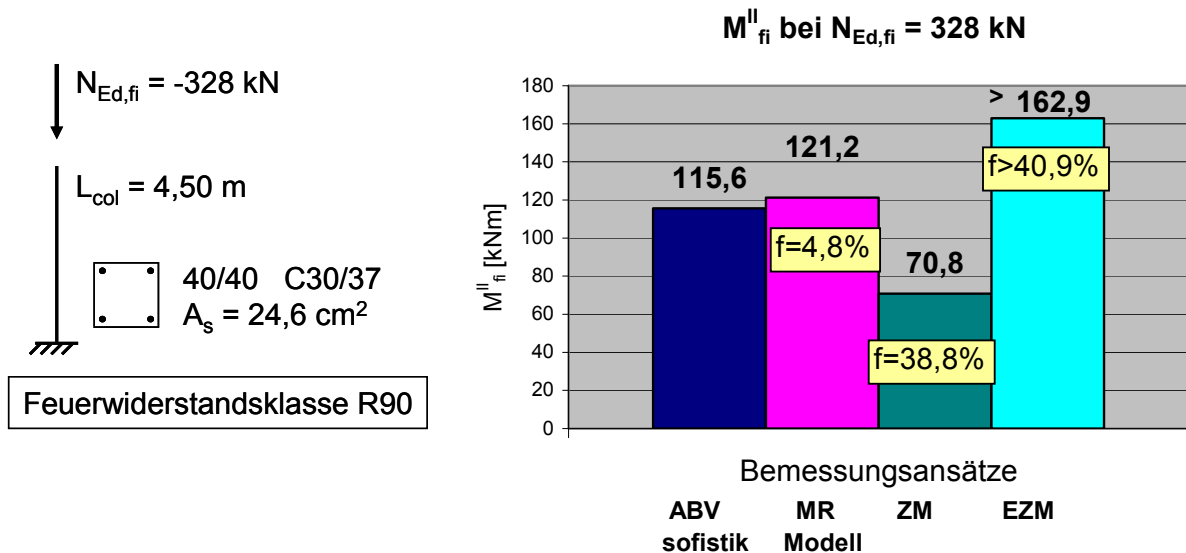


Abbildung 52: Vergleich der Momente nach Theorie II. Ordnung für S1

Der Referenzwert aus der Berechnung mit sofistik beträgt $M_{fi}^{II} = 115,6$ kNm. Davon ausgehend bestimmt sich der Fehler f zu $(M_{fi}^{II}/115,6) - 1$ und wird in % mit angegeben. Die entwickelte Modellrechnung liegt mit einem errechneten Moment von 121,2 kNm leicht auf der sicheren Seite. Die ursprüngliche Zonenmethode (ZM) bildet die Steifigkeit zu groß ab (siehe Abbildung 51), das Moment bestimmt sich folgerichtig kleiner mit einem Wert von 70,8 kNm. Die erweiterte Zonenmethode (EZM) liegt wie erwartet deutlich auf der sicheren Seite, in diesem Beispiel versagt die Stütze rechnerisch, das Gesamtmoment ist nicht mehr ermittelbar, liegt also rechnerisch über dem Maximum der M-k-Linie von 162,9. Damit ist die Abweichung für dieses Beispiel größer als 40 %.

Für die erweiterte Zonenmethode wird deshalb in Folge eine weitere Modifizierung vorgeschlagen, wenn das Verfahren „neben der Traglastermittlung auch zur Berechnung der Stützenverformungen herangezogen werden soll“ [49]. So könne z.B. die pauschal angesetzte Verschiebung der Beton-Arbeitslinie um das Maß der thermischen Dehnung bei 100 °C ersetzt werden durch eine Verschiebung um das Maß der mittleren Betondehnung des Querschnittes. Ziel ist eine realitätsnähere Berücksichtigung der thermischen Betondehnung und damit eine bessere Approximation der M-k-Linie. Der Fehler wird infolgedessen in [49] für dieses Beispiel auf 5,7 % reduziert, für alle drei gezeigten Beispiele aber immer noch mit bis zu 16 % (auch auf der unsicheren Seite) benannt.

5 Bemessungskonzept

Im folgenden Kapitel soll zunächst eine Abgrenzung erfolgen, wann eine geometrisch nichtlineare Berechnung zwingend erforderlich ist.

Im Anschluss wird die Bemessung schlanker Stützen mit rechteckigem Querschnitt unter symmetrischer Beflammung mittels der entwickelten Modellrechnung erläutert und schließlich erweitert auf runde Querschnitte und unsymmetrische Beflammung.

Kapitel 5.1 beginnt mit der Herleitung von Abhängigkeiten im Brandfall zwischen Belastung, Bewehrungsgrad und Zuwachs der Schnittgrößen aufgrund der Berechnung am verformten System (Theorie II. Ordnung), um schließlich Grenzen aufzuzeigen, bis zu denen der Einfluss Theorie II. Ordnung vernachlässigbar ist. Daran schließt sich die Darstellung verschiedener praktikabler Möglichkeiten einer Querschnittsbemessung im Brandfall an.

In Kapitel 5.2 wird das entwickelte Modell zur geometrisch und physikalisch nichtlinearen Berechnung ausführlich dargestellt, die einzelnen Berechnungsschritte und Ergebnisausdrücke erläutert sowie die Anwendungsgrenzen der Modellrechnung angesprochen. Die Vor- und Nachteile gegenüber bereits verfügbarer Software werden aufgezeigt.

Kapitel 5.3 zeigt die Übertragung der Modellrechnung auf unsymmetrische Brandbeanspruchung, Kapitel 5.4 schließt mit Überlegungen zur Sinnhaftigkeit von Vereinfachungen in der Modellierung.

5.1 Bemessung gedrungener Stützen - reine Querschnittsbemessung

Will man das gemäß EC 2-1-1 für Kaltbemessung gültige Kriterium übernehmen, kann für Stützen mit nicht zu großem Einfluss Theorie II. Ordnung die Bemessung im Brandfall mit der reinen Querschnittsbemessung geführt werden. Solange die Schnittgrößen am verformten System nicht mehr als 10% Zuwachs gegenüber den Schnittgrößen am unverformten System aufweisen, können die Auswirkungen Theorie II. Ordnung vernachlässigt werden.

Die Verformbarkeit der Stützen nimmt im Brandfall erheblich zu, das ist direkt erkennbar an den Arbeitslinien von Beton, die erst bei Dehnungen ab $\approx 4 \text{ ‰}$ Maximalspannungen aufweisen. Die volle Festigkeit des erhitzten Materials kann erst bei größeren Verformungen aktiviert werden als unter Normaltemperatur. Auch das Verbundverhalten zwischen Stahl und Beton wird mit zunehmender Erhitzung weicher und führt zu größeren Verformungen [42]. Das legt den Schluss nahe, dass die Verformungen insgesamt im Brandfall größer sind und

damit auch bei Stützen geringerer Schlankheit im Vergleich zu Stützen bei Normaltemperatur die Verformungen relevant werden.

Im Folgenden wird untersucht, ob eine Grenze erkennbar ist, ab der die Berechnung am verformten System zu ähnlichen Schnittgrößen (+/-10%) führt wie die Berechnung am unverformten System.

Am Beispiel der Kragstütze wird nachgewiesen, dass die Verformung und damit der Einfluss Theorie II. Ordnung wesentlich von der aufgetragenen Normalkraft und dem Bewehrungsgrad abhängt. In Diagrammen wird anschaulich dargestellt, bei welchem Bewehrungsgrad und welcher Normalkraftausnutzung der Zuwachs des Momentes bei Berechnung am verformten System weniger als 10% beträgt. Eine Abgrenzung nur bezogen auf die Schlankheit der Stütze wie in der Kaltbemessung ist nicht möglich.

Es wird gezeigt, dass bei höheren Bauteiltemperaturen auch für Schlankheiten $\lambda \leq 25$ nach Theorie II. Ordnung bemessen werden muss, wenn nicht durch hohe Bewehrungsgrade oder kleine Lasten die Beanspruchung der Stütze minimiert wird.

Am Beispiel einer quadratischen Kragstütze mit 50 cm Kantenlänge, Schlankheit $\lambda = 25$, Betongüte C30/37, einer Normalkraftausnutzung $n = N_{Ed,fi} / (A_c \cdot f_{cd,0}) = 0,7$ und einem Achsabstand der Bewehrung von $d_1 = 5$ cm werden zunächst bei konstant gehaltener Lastausmitte $e_0 = 0,05$ m verschiedene Bewehrungsgrade überprüft.

Die Lastausmitte resultiert aus einer Horizontalkraft am Stützenkopf. Der Bewehrungsgrad ρ ist definiert als A_s/A_c . Die Bewehrung ist gleichmäßig auf zwei Seiten verteilt. Die Stütze ist der Feuerwiderstandsklasse R90 zugeordnet.

Die Berechnung erfolgt mit Hilfe der entwickelten Modellrechnung am konkreten Zahlenbeispiel: um eine Schlankheit bei Normaltemperatur von 25 zu erreichen, darf die Kragstütze nur eine Länge von 1,80 m haben: $\lambda = 2 \cdot 1,80 / (0,289 \cdot 0,5) = 25$.

Die avisierte Normalkraftausnutzung $n = 0,7$ führt bei diesem Beispiel zu einer aufgetragenen Last von $N_{Ed,fi} = 0,7 \cdot 0,5^2 \cdot 17 = 3$ MN.

$f_{cd,0}$ bezeichnet die Bemessungsfestigkeit des Betons bei Normaltemperatur:

$$f_{cd,0} = 0,85 \cdot f_{ck} / 1,5$$

Die avisierte Lastausmitte resultiert aus einer aufgetragenen H-Last am Stützenkopf von 83,3 kN:

$$e_0 = M_{Ed,fi}/N_{Ed,fi} = 83,33 \text{ [kN]} \cdot 1,80 \text{ [m]} / 3000 \text{ [kN]} = 150/3000 = 0,05 \text{ m.}$$

Eine Kragstütze von 1,80 m Länge ist natürlich nicht praxisrelevant. Es geht aber hier primär um die Herleitung von Abhängigkeiten, die in dieser Form dann auch für jede beliebige Stütze mit Kantenlänge 50 cm und Schlankheit 25 gelten, beispielsweise einem Rahmenstiel, beidseitig eingespannt von 7,20 m Länge.

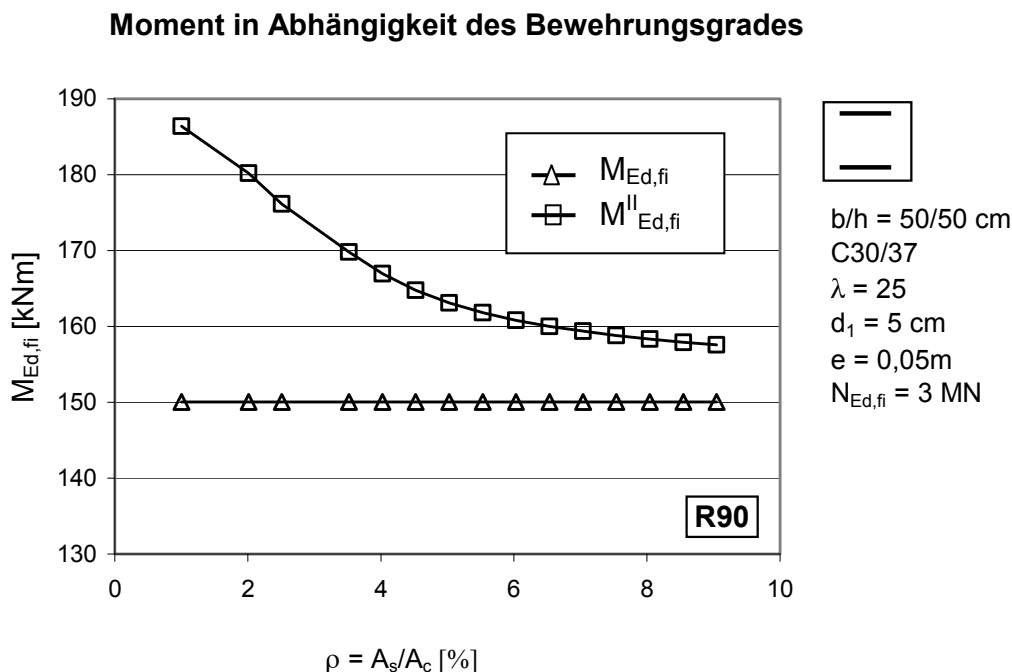


Abbildung 53: Vergleich der Momente bei unterschiedlichen Bewehrungsgraden

Das einwirkende Moment aus Last ist unabhängig vom Bewehrungsgrad konstant 150 kNm. Mit zunehmendem Bewehrungsgrad erhöht sich aber die Steifigkeit der Stütze, im gleichen Maß verringert sich das Moment II. Ordnung bei ansonsten gleichen Randbedingungen (Abbildung 53). Der prozentuale Momentenzuwachs aus Theorie II. Ordnung ist noch leichter abzulesen in Abbildung 54 bei Darstellung des Quotienten $M_{Ed,fi}^{II} / M_{Ed,fi}$:

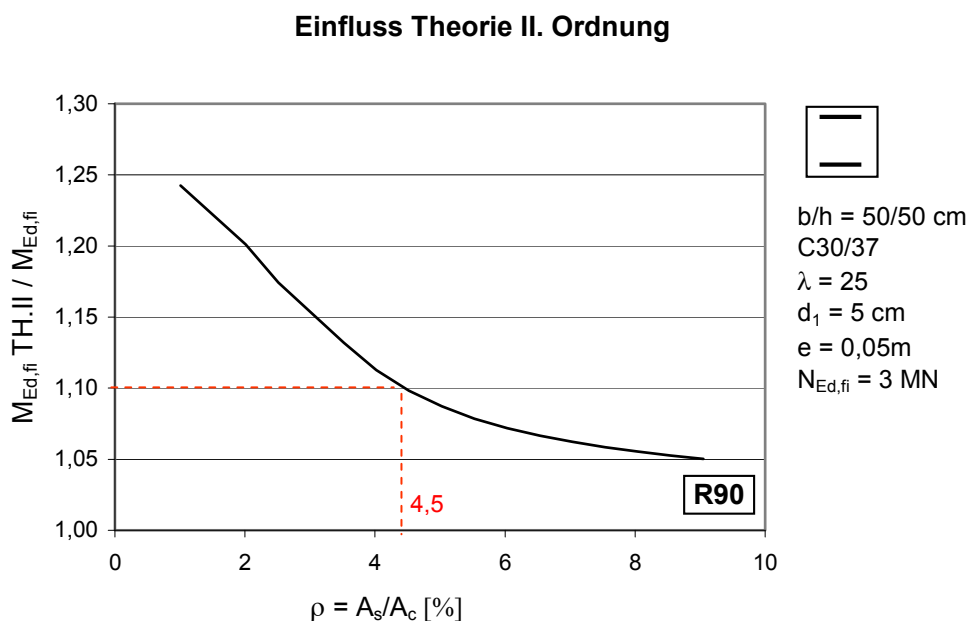


Abbildung 54: Einfluss Theorie II. Ordnung in Abhängigkeit des Bewehrungsgrades

Der Bewehrungsgrad $\rho = 4,5\%$ führt in diesem Beispiel zu einem Momentenzuwachs von 10%.

Als Nächstes werden verschiedene Ausmitten (über variierende H-Last) angesetzt, der Bewehrungsgrad von 4,5% bleibt konstant. Um später den Bezug zu anderen Betonfestigkeitsklassen leichter herstellen zu können, wird der Einfluss der Ausmitte über das bezogene Moment aus Last dargestellt, Abbildung 55.

$$\mu_{\text{Ed,fi}} = M_{\text{Ed,fi}} / (A_c \cdot h \cdot f_{\text{cd},0}) \quad (5-1)$$

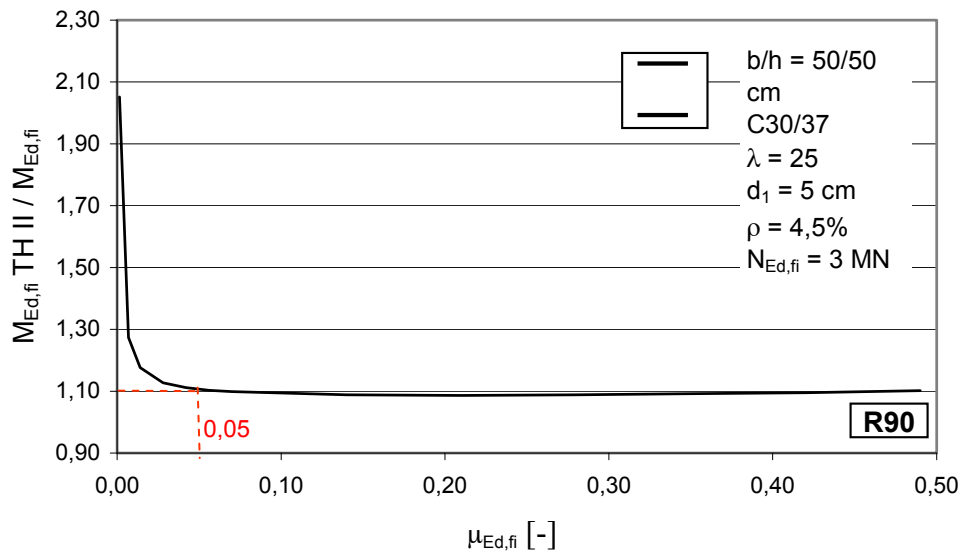


Abbildung 55: Einfluss Theorie II. Ordnung in Abhängigkeit des bezogenen Momentes bei konstantem Bewehrungsgrad von $A_s/A_c = 4,5\%$

Es wird erkennbar, dass ab einem bezogenen Moment von 0,05 der Zuwachs aus Theorie II. Ordnung nahezu konstant bei 10% liegt. Im Bereich sehr kleiner bezogener Momente ist der Zuwachs zwar größer als 10%, aber die Absolutwerte der Momente sind so klein, dass die Bemessungsunterschiede irrelevant sind. Im Bereich großer bezogener Momente, z.B. $\mu_{\text{Ed,fi}} = 0,4$ entspricht einer Ausmitte von 0,28 m, sind erst kurz vor dem Versagen der Stütze die Zuwächse wieder geringfügig höher als 10%.

Es ist also möglich, für die Heissbemessung von Stützen eine Abgrenzung von Bewehrungsgrad und Normalkraftausnutzung so zu formulieren, dass der Einfluss Theorie II. Ordnung vernachlässigbar ist. Die folgende Abbildung 56 zeigt diese Abhängigkeit für verschiedene Stützenabmessungen und unterschiedliche Normalkraftausnutzungen. Mit einem Punkt ist die zuvor ermittelte Grenze für die Beispielstütze gekennzeichnet. Auf die gleiche Weise wurden die Grenzen für weitere Beispiele hergeleitet, so dass sich aus Interpolation der ermittelten Punkte die dargestellten Kurven ergeben. Nicht für alle Stützen ist die 10%-Marke so ideal konstant wie in Abbildung 55. Die erforderlichen Bewehrungsgrade zur Einhaltung der 10%-Marke variieren leicht je nach Wahl des Durchmessers der gewählten Bewehrung. Bei realistischer Bewehrungswahl ist nicht mit jedem Durchmesser jeder beliebige Bewehrungsgrad

abzubilden. Diese Differenzen bewegen sich aber in recht engen Grenzen. Die gewählten Bewehrungsgrade liegen grundsätzlich auf der sicheren Seite, solange die Bewehrung nicht konzentriert nur in den Ecken eingelegt wird.

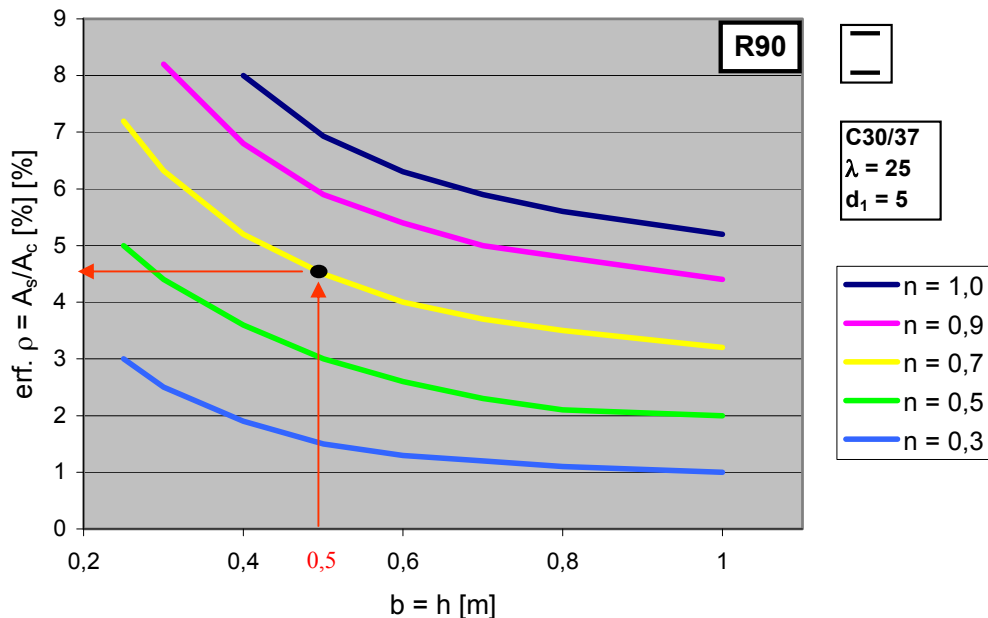


Abbildung 56: Begrenzung des Einflusses Theorie II. Ordnung bei verschiedenen Normalkraftausnutzungen n , Momentenzuwachs $< 10\%$

Die Lage der Bewehrung hat großen Einfluss auf die Steifigkeit der Stütze. Für Achsabstände von $d_1 = 4$ cm und 5 cm sowie Feuerwiderstandsklassen R30, R60, R90 und R120 wurden entsprechende Diagramme entwickelt. Sie sind in Anhang A abgedruckt. Achsabstände größer 5 cm liegen im Vergleich zu $d_1 = 5$ cm auf der sicheren Seite. Die verbleibende größere Restfestigkeit der Bewehrung bei Beflammung beeinflusst das aufnehmbare Moment stärker als die geringfügig verminderten Hebelarme.

Vergleicht man nun die Kurven mit einer aus anderer Betongüte hergestellten analogen Stütze, stellt man fest, dass die erforderlichen Bewehrungsgrade differieren. Die Kurven sind jedoch qualitativ ähnlich, lediglich parallel verschoben (Abbildung 57).

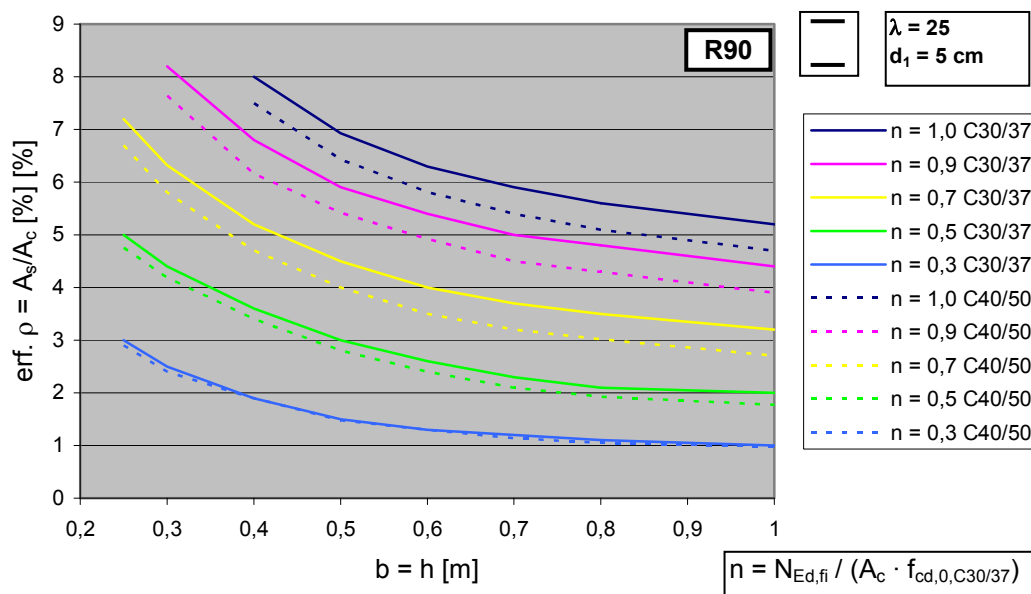


Abbildung 57: Einfluss Theorie II. Ordnung, Betongütenvergleich
Momentenzuwachs < 10%

Die Kurven beziehen sich auf die Referenzgüte C30/37. Der Eingangswert n wurde grundsätzlich mit $N_{Ed,fi}/(A_c \cdot f_{cd,0,C30/37})$ bestimmt. Dadurch bleibt bei verschiedenen Betonen mit Ansatz der gleichen Normalkraft der Eingangswert n gleich, und der Vergleich ist anschaulicher. Die höhere Betongüte hat zur Folge, dass der erforderliche Bewehrungsgrad sinkt. Der erforderliche Bewehrungsgrad aus den Diagrammen liefert allerdings keine Bemessung, lediglich die Abgrenzung, dass bei Einhaltung dieses Wertes kein Nachweis nach Theorie II. Ordnung im Bemessungsfall „Heissbemessung“ erforderlich ist.

Bereits an diesem und den im Anhang abgedruckten Diagrammen wird ersichtlich, dass die Berechnung nach Theorie II. Ordnung im Brandfall selbst für gedrungene Stützen mit $\lambda < 25$ nur für gering belastete und/ oder hochbewehrte Stützen entfallen kann. Ab der Feuerwiderstandsklasse R60 wird der Nachweis in der Regel unter Berücksichtigung der Verformungen geführt werden müssen.

5.1.1 Bemessung mit Interaktionsdiagrammen

Die Bemessung für Stützen ohne nennenswerten Einfluss Theorie II. Ordnung könnte mit dem gemäß Zonenmethode reduzierten Querschnitt erfolgen, die Reduktion der Abmessung kann über das Diagramm B.5c aus DIN EN 1992-1-2 erfolgen. Die Bewehrung muss mit der temperaturabhängig verminderten Festigkeit angesetzt werden. Für reine Querschnittsbemessungen liegt diese Methode auf der sicheren Seite. Es bleibt die Problematik, dass für $a_z \geq d_1$ keine Interaktionsdiagramme verfügbar sind.

5.1.2 Bemessung mit EDV

Reine Querschnittsbemessungen mit beliebigen Materialeigenschaften bieten mehrere Programme, als freie Software ist hier zum Beispiel INCA 2 von der TU Hamburg-Harburg, entwickelt von Uwe Pfeiffer, zu nennen [46].

Der größte Vorteil liegt in der Darstellung und Berechnung jedes beliebigen Querschnittes, wobei auch mit fiktiv geometrisch außerhalb des Querschnittes liegender Bewehrung gerechnet werden kann. Real liegt die Bewehrung natürlich weiterhin innerhalb des Betons, die geschädigte Breite ist ein rein rechnerischer Ansatz, tatsächliche Abplatzungen sind durch konstruktive Maßnahmen zu vermeiden. Real ist also auch nach wie vor der Verbund zwischen Beton und Stahl gewährleistet.

Das Programm INCA 2 berechnet die Tragfähigkeit eines beliebigen Querschnittes anhand der Festigkeiten der angegebenen Materialien und der Lage dieser Materialien, also dem Abstand zum Schwerpunkt.

Die Ausgabe erfolgt entweder in der Darstellung eines M-N-Diagrammes, in dem der Nachweis der Tragsicherheit für die vorhandenen Schnittgrößen erfolgen kann, oder in der Ausgabe eines Sicherheitsfaktors bei gegebenen Schnittgrößen.

Bei der Bemessung mit INCA 2 kann der Querschnitt wie in Kapitel 5.1.1 vorgestellt eingegeben werden, mit etwas mehr Aufwand kann auch der tatsächlich vorhandene Querschnitt simuliert werden, indem mit beliebig feiner Zoneneinteilung jeder Zone die temperaturabhängigen Materialeigenschaften zugeordnet werden.

Die reine Querschnittsbemessung kann natürlich ebensogut mit dem im Rahmen dieser Arbeit entwickelten Modellrechnung durchgeführt werden. Wenn nur vernachlässigbare Auswirkungen Theorie II. Ordnung vorhanden sind, kann das maximal aufnehmbare Moment an dem Maximalwert der M-k-Linie abgelesen werden.

5.2 Bemessung schlanker Stützen unter symmetrischer Brandbeanspruchung

Stützen, die im Brandfall nach Theorie II. Ordnung nachgewiesen werden müssen, können derzeit nur mit Hilfe von EDV richtig berechnet werden. Die verfügbaren Handrechenverfahren (z.B. Zonenmethode oder erweiterte Zonenmethode) sind nicht als ausgereift anzusehen, siehe dazu Kapitel 4.2. Alternativ ist eine Bemessung ohne Berechnung mittels Diagrammen möglich [14].

Im Folgenden wird nun als Alternative zu Software-Programmen eine tabellenunterstützte Bemessung (Basisprogramm Exel [45]) vorgestellt. Sie gibt dem Anwender Einblick in die

Berechnungsmethodik und gibt ihm die Möglichkeit, in die Berechnung einzugreifen, sie ggfls. auf eigene Bedürfnisse anzupassen.

Der Vorteil in der tabellenunterstützten Berechnung liegt in der Darstellung aller Zwischenergebnisse. Die einzelnen Rechenschritte und Ergebnisse sind gut dokumentiert und wenn möglich grafisch dargestellt, wodurch die Kontrolle erleichtert wird.

Anwendungsgrenzen bezüglich der Stützenlänge sind theoretisch nicht vorhanden, weil die geometrisch und physikalisch nichtlineare Berechnung auch für sehr hohe Stützen funktioniert, praktisch ist bei großen Raumhöhen aber die Beflammung der Stütze nicht über die volle Höhe gegeben, was für die Berechnung vorausgesetzt wird.

Aufgrund der verwendeten Temperaturprofile ist der Stützenquerschnitt mit mindestens 20 cm anzusetzen. Für kleinere Querschnitte liegen die implementierten Temperaturprofile auf der unsicheren Seite. Nach oben ist die Querschnittsgröße begrenzt durch die Vorgabe der Elementierung. Es werden programmintern 5 Zonen gebildet, um den Temperaturverlauf im Querschnitt zu modellieren. Je größer der Querschnitt, desto größer sind die Zonenbreiten und damit die Elemente. Bei 100 cm Kantenlänge beträgt die Elementdicke am Rand 5 cm, im mittleren Bereich 10 cm und im Kern 20 cm. Bei Kantenlängen bis 1,20 m sind die Elementgrößen kleiner 25 cm und die Temperaturverteilungen und Ergebnisse überprüft.

Hauptintention der entwickelten Modellrechnung ist die Erfassung der tabellarisch nicht abgedeckten Kragstützen sowie die Möglichkeit, die Heissbemessung in allen Einzelschritten nachvollziehbar zu gestalten. Von daher wird die Anwendung vorläufig begrenzt auf Querschnitte $0,20 \text{ m} \leq b \leq 1,20 \text{ m}$ und $l_{\text{col}} \leq 6,00 \text{ m}$. Erweiterungen sind möglich, aber im Rahmen dieser Arbeit noch nicht abgesichert.

Die verfügbaren Software-Produkte, die über eine Bemessung nach Tabellen der DIN 4102-4 oder DIN EN 1992-1-2 hinausgehen, beinhalten eine thermische sowie mechanische Analyse, sind also den genauen, allgemeinen Berechnungsverfahren (ABV) zuzuordnen. Dagegen bedient sich die im Folgenden vorgestellte Berechnung der Temperaturdiagramme aus DIN EN 1992-1-2 und trifft auch für die mechanische Berechnung geeignete Vereinfachungen, so dass sie den vereinfachten Rechenverfahren zuzuordnen ist.

Als symmetrische Beanspruchung sind zwei- oder vierseitige Beflammungen anzusehen. Da zweiseitige Beflammung eher selten auftritt und zudem gegenüber der vierseitigen Beflammung die kleinere Beanspruchung darstellt, beschränken sich die folgenden Ausführungen auf die vierseitige Brandbeanspruchung. Stützen mit symmetrischer zweiseitiger Beflammung können auf der sicheren Seite liegend als vierseitig beflammt berechnet werden. Unsymmetrische Beflammung wird in Kapitel 5.3 behandelt.

5.2.1 Quadratische Stützen

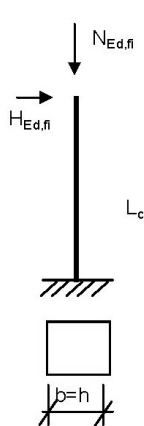
In diesem Kapitel wird die tabellengestützte Modellrechnung vorgeführt und erläutert. Sie beinhaltet eine geometrisch und physikalisch nichtlineare Berechnung von Stützen im Brandfall. Details zum rechnerischen Vorgehen und der Validierung sind den Kapiteln 3.7 und 4.5.1 zu entnehmen.

Entscheidend für die gute Übereinstimmung zwischen diesem Verfahren und den allgemeinen Berechnungsverfahren ist die verfeinerte Abbildung der sensiblen Eckbereiche, welche die größte Temperaturbeanspruchung erfahren. Da sich die Normalkraft überwiegend auf den Randbereich konzentriert, während der innere Kern häufig noch unter Zugspannung steht, kommt der Abbildung des Randbereiches große Bedeutung zu. Die zweite wesentliche Einflussgröße ist der Ansatz der Bewehrung. Die Lage der Bewehrung ist entscheidend für die Tragfähigkeit im Brandfall. In brandschutztechnischer Hinsicht ist zu empfehlen, die Bewehrung nicht in den Ecken zu konzentrieren, sondern kleinere Durchmesser auf den Rand verteilt einzulegen. Bei einigen Brandversuchen konnte aber ein Ausknicken der Längsbewehrung festgestellt werden, so dass gegebenenfalls die Bügelabstände für den Brandfall zu verkleinern sind bzw. Zusatzbügel auch bereits bei kleineren Abständen der Längseisen zur Ecke anzuordnen sind.

5.2.1.1 Eingabe der Geometrie und Belastung

Nachfolgend dargestellt in Abbildung 58 sind die erforderlichen Eingaben zur Berechnung der Stütze im Brandfall. Die Bewehrung ist auf zwei Seiten zu verteilen, bei Wahl von vier Stäben erhält man automatisch die Konzentration auf die Ecken.

Eingabe Geometrie und Lasten



Mindestbreite: 20 cm

$L_{col,MS}$	=	3,00 m	(Länge der Modellstütze = $0,5 \cdot \beta \cdot l_{col}$)
b	=	0,40 m	
$N_{Ed,fi}$	=	1000,0 kN	Ausmitte am Kopf: $e =$ 0,00 m
$H_{Ed,fi}$	=	10,0 kN	
f_{ck}	=	30 MN/m ²	
f_{yk}	=	500 MN/m ²	
		8 \varnothing 20 kaltgez.	
$A_{s,vorh.}$	=	25,1 cm ²	
d_1	=	5 cm	

geforderte Feuerwiderstandsdauer: **R 90**

Druckkraft positiv, Berechnung nur für Druckkräfte geprüft

Abbildung 58: Modellrechnung, Eingabe

Da die Berechnung auf Grundlage der Kragstütze entstanden ist, die hier als Modellstütze bezeichnet wird, sind alle anderen Stützensysteme auf diese Kragstütze zurückzuführen. Für eine Pendelstütze von 5,00 m Geschosshöhe wäre demnach hier als $l_{col,MS}$ eine Länge von $0,5 \cdot 1,0 \cdot 5,00 = 2,50$ m anzusetzen. Will man eine beidseitige Einspannung im Brandfall berücksichtigen, verringert sich die einzugebende Länge der zuvor genannten Geschosstütze auf: $l_{col,MS} = 0,5 \cdot 2,50 = 1,25$ m

Die anzusetzenden Lasten sind die im Lastfall Brand einwirkenden Lasten, gekennzeichnet mit Index „fi“, zu berechnen nach der außergewöhnlichen Lasteinwirkungskombination oder wahlweise mit dem pauschalierten Faktor 0,7 auf die Bemessungslast bei Normaltemperatur.

Die Eingabe der Bewehrung ist unerlässlich, weil die Bewehrung die Steifigkeit der Stütze wesentlich beeinflusst. In der Regel wird man hier die aus der Kaltbemessung ermittelte Bewehrung ansetzen und diese bei Bedarf erhöhen oder sinnvoller in Hinblick auf den Lastfall „Heissbemessung“ anordnen.

5.2.1.2 Ermittlung der anzusetzenden Arbeitslinien

Auf Grundlage der Temperaturprofile in DIN EN 1992-1-2 wird programmintern für jede Zone inklusive der höher belasteten Eckbereiche sowie für die angegebene Lage der Bewehrung die Temperatur nach der geforderten Feuerwiderstandsdauer ermittelt. Die ermittelten Temperaturen werden tabellarisch angegeben, siehe Abbildung 59.

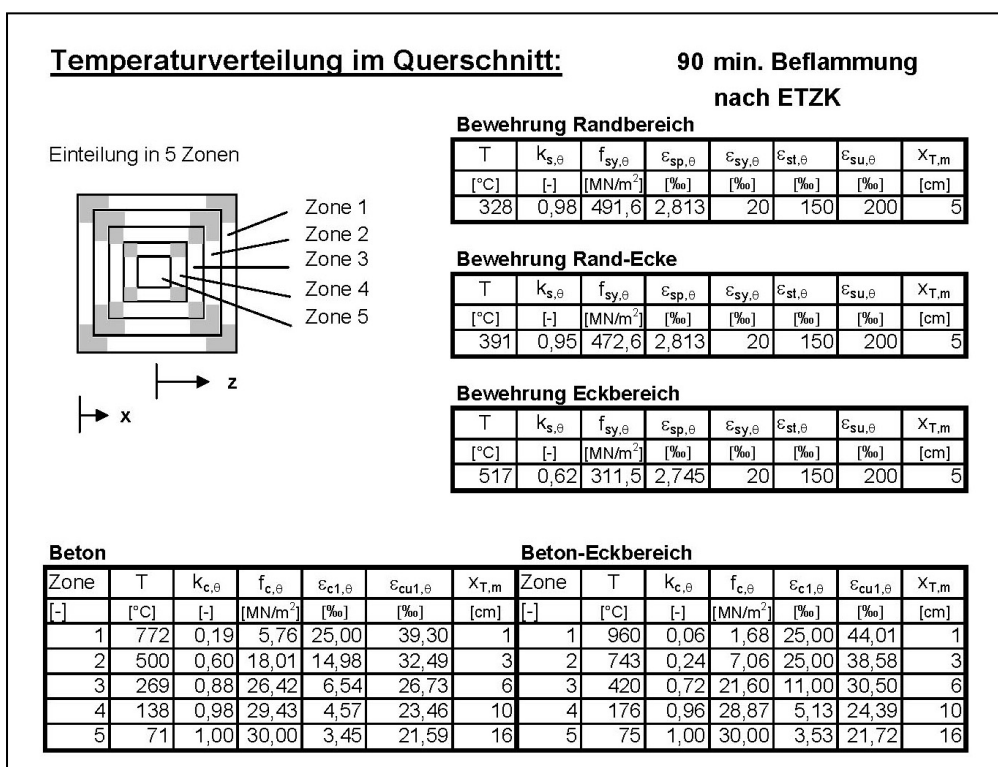


Abbildung 59: Modellrechnung, Temperaturverteilung

„Bewehrung Eckbereich“ bezeichnet die Stäbe, die in der Ecke angeordnet sind, „Bewehrung Randbereich“ liegt im weniger heißen Bereich mittig am betrachteten Rand, „Bewehrung Rand-Ecke“ zwischen den beiden vorgenannten. Je nach gewählter Anzahl der Stäbe werden entsprechenden Querschnittsflächen die ausgegebenen Temperaturen zugewiesen. Die ausgegebenen Temperaturen können direkt anhand der Temperaturprofile aus DIN EN 1992-1-2 überprüft werden.

Abbildung 60 zeigt hinterlegt das Profil aus DIN EN 1992-1-2 für die Stütze mit 30 cm Abmessung und den Isolinien für die Temperatur im Querschnitt nach 90 Minuten Beflammung. Wie in DIN EN 1992 üblich wird nur ein Viertel des doppelt symmetrischen Querschnittes dargestellt. In rot darüber gelegt ist die Zonen- bzw. Elemententeilung der Modellrechnung gemäß Abbildung 38. Die betrachtete Stütze mit 40 cm Kantenlänge geht über das Profil hinaus. Weil die Temperaturlinien am Rand des Ausschnittes aber bereits vertikal bzw. horizontal verlaufen, wird davon ausgegangen, dass dieser Verlauf konstant bleibt. Die Temperaturlinien sind in der Skizze entsprechend verlängert. Die Temperaturen für den Normal- und den Eckbereich sind explizit aufgeführt.

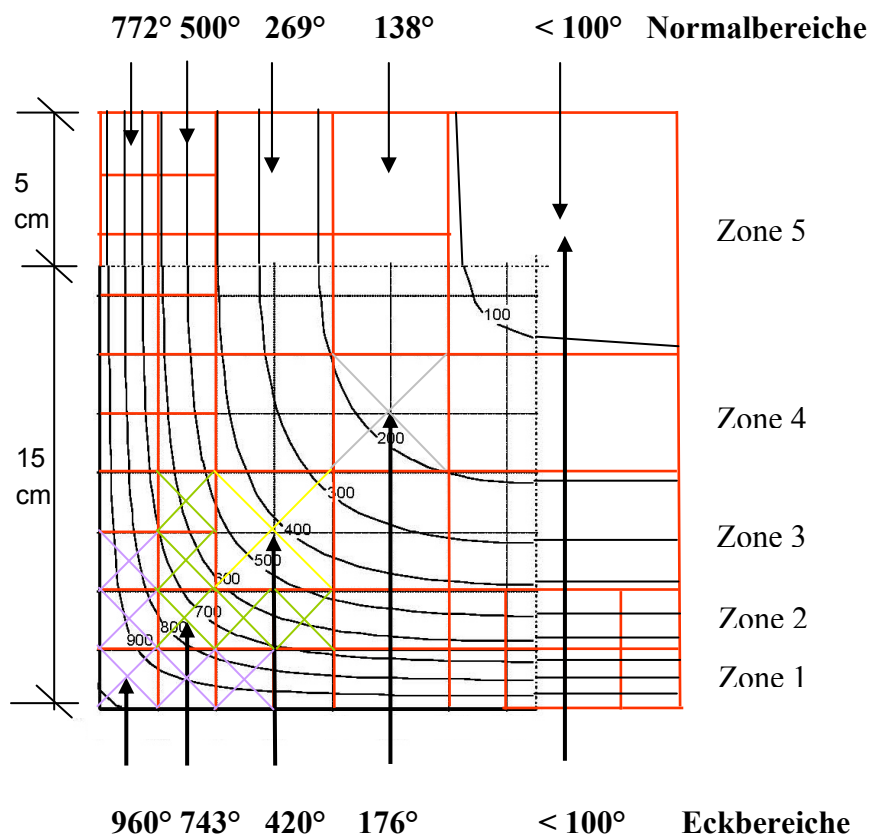


Abbildung 60: Modellrechnung, Elementtemperaturen, R90

Die Tabellen in Abbildung 59 enthalten neben der ermittelten Temperatur die wesentlichen Kenndaten der Arbeitslinie sowie eine Spalte $x_{T,m}$, welche den Abstand des jeweiligen Zonen-Mittelpunktes vom beflamten Rand anzeigt.

Aus den Temperaturprofilen wurde ein Temperaturverlauf über den Querschnitt idealisiert, zum Einen für die Stützenachse, parallel zu den Hauptachsen des Querschnittes, zum Anderen für die Diagonale durch zwei Eckpunkte. Diese Temperaturverläufe wurden durch Polynome approximiert, um rechnerisch für jeden beliebigen Abstand vom Rand die Betontemperatur ermitteln zu können.

Zugehörig zu den ermittelten Temperaturen in den Elementen werden die Arbeitslinien der Werkstoffe grafisch ausgegeben (Abbildung 61 und 62).

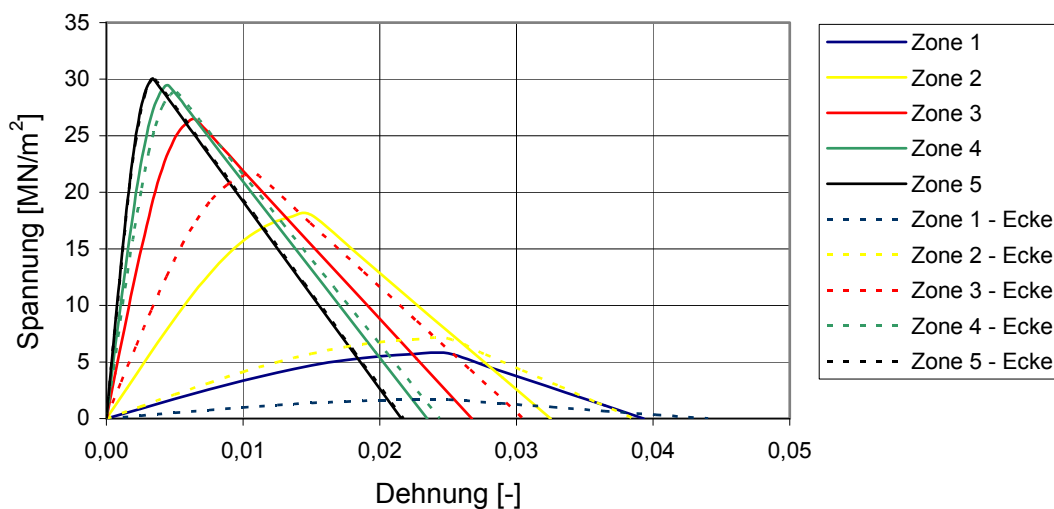


Abbildung 61: Modellrechnung, verwendete Betonarbeitslinien

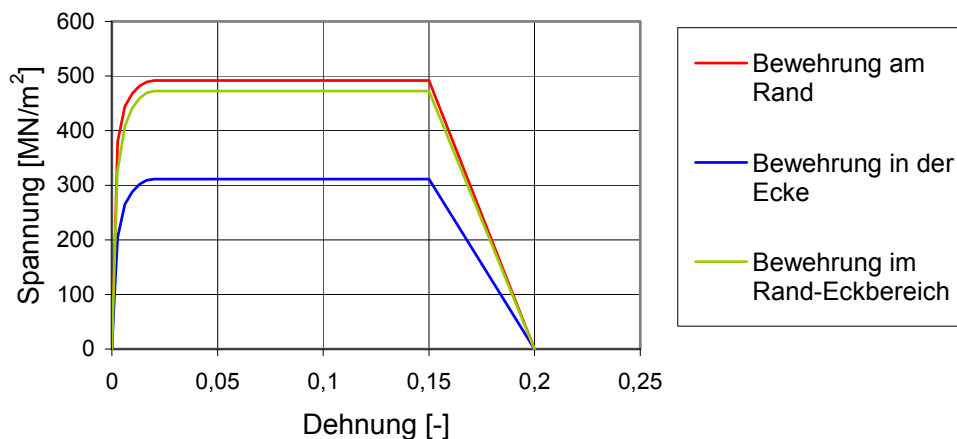


Abbildung 62: Modellrechnung, verwendete Stahlarbeitslinien

Die eingelegte Bewehrung ist der Lage nach vorzugeben (Angabe des Achsabstandes der Bewehrung vom Rand). Die Stahlttemperatur wird analog der Betontemperatur ermittelt.

5.2.1.3 Querschnittstragfähigkeit, M-k-Linie

Aus dem in eine endliche Anzahl an Elementen unterteilten Querschnitt mit einer definierten Temperatur und damit Arbeitslinie je Element wird iterativ für verschiedene vorgegebene Krümmungen die zugehörige Dehnung im Schwerpunkt so bestimmt, dass Gleichgewicht zwischen inneren und äußeren Normalkräften herrscht. Dabei fließt der Grundsatz der ebenen Querschnittsfläche sowie der Einfluss der thermischen Dehnungen und die nichtlinearen Spannungs-Dehnungs-Beziehungen ein. Ist ein Gleichgewichtszustand gefunden, kann anhand der nun festgelegten Dehnungsebene die spannungserzeugende Dehnung je Element und je Bewehrungsstab bestimmt werden. Die zum Element gehörige Arbeitslinie liefert die zugehörige Spannung, das Produkt aus Spannung und Elementfläche liefert die Kraft je Element. Die Summe dieser inneren Kräfte entspricht der einwirkenden Normalkraft, über die Lage der inneren Kräfte kann abschließend das aufnehmbare Moment errechnet werden. Vorgegebene Krümmung und aufnehmbares Moment ergeben einen Punkt der M-k-Linie. Im folgenden wird der verwendete Berechnungsablauf und der zugehörige Formelapparat zusammengefasst:

Formelapparat

(5-2)

1. Vorgabe der Krümmung, z.B.: $k = 0,015$

2. Annahme einer Dehnungsebene: $\varepsilon_{\text{ges}} = \varepsilon_0 + k \cdot z$

3. Bestimmung der thermischen Dehnungen: $\varepsilon_{\text{th}} = f(\theta)$
 Beton mit quarzhaltigen Zuschlägen [12]:
 $\varepsilon_c(\theta) = -1,8 \cdot 10^{-4} + 9 \cdot 10^{-6} \cdot \theta + 2,3 \cdot 10^{-11} \cdot \theta^3$ für $20^\circ < \theta < 700^\circ$
 $\varepsilon_c(\theta) = 14 \cdot 10^{-4}$ für $700^\circ < \theta < 1200^\circ$
 Betonstahl:
 $\varepsilon_s(\theta) = -2,416 \cdot 10^{-4} + 1,2 \cdot 10^{-5} \cdot \theta + 0,4 \cdot 10^{-8} \cdot \theta^2$ für $20^\circ < \theta < 750^\circ$
 $\varepsilon_s(\theta) = 11 \cdot 10^{-3}$ für $750^\circ < \theta < 860^\circ$
 $\varepsilon_s(\theta) = -6,2 \cdot 10^{-3} + 2 \cdot 10^{-5} \cdot \theta$ für $860^\circ < \theta < 1200^\circ$

4. Ermittlung der spannungserzeugenden Dehnung: $\varepsilon_\sigma = \varepsilon_0 + k \cdot z - \varepsilon_{\text{th}}$

5. Berechnung der Spannung je Element: $\sigma = f(\varepsilon_\sigma, \theta)$
 Beton mit quarzhaltigen Zuschlägen [12]:

$$\sigma(\varepsilon, \theta) = \frac{3 \varepsilon f_{c,\theta}}{\varepsilon_{c1,\theta} \left(2 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c1,\theta}} \right)^3 \right)}$$
 für $\varepsilon \leq \varepsilon_{c1,\theta}$

$$\sigma(\varepsilon, \theta) = f_{c,\theta} \cdot \left(1 - \frac{\varepsilon - \varepsilon_{c1,\theta}}{\varepsilon_{cu1,\theta} - \varepsilon_{c1,\theta}} \right)$$
 für $\varepsilon \leq \varepsilon_{cu1,\theta}$

Betonstahl [12]:

$$\begin{aligned} \sigma(\varepsilon, \theta) &= \varepsilon \cdot E_{s,\theta} && \text{für } \varepsilon \leq \varepsilon_{sp,\theta} \\ \sigma(\varepsilon, \theta) &= f_{sp,\theta} - c + (b/a)[a^2 - (\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon)^2]^{0,5} && \text{für } \varepsilon_{sp,\theta} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{sy,\theta} \\ \sigma(\varepsilon, \theta) &= f_{sy,\theta} && \text{für } \varepsilon_{sy,\theta} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{st,\theta} \\ \sigma(\varepsilon, \theta) &= f_{sy,\theta} \cdot \left[1 - (\varepsilon - \varepsilon_{st,\theta}) / (\varepsilon_{su,\theta} - \varepsilon_{st,\theta})\right] && \text{für } \varepsilon_{st,\theta} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{su,\theta} \end{aligned}$$

Hilfswerte: a, b, c [12]:

$$\begin{aligned} a^2 &= (\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta}) \cdot (\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta} + c/E_{s,\theta}) \\ b^2 &= c \cdot (\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta}) \cdot E_{s,\theta} + c^2 \\ c &= \frac{(f_{sy,\theta} - f_{sp,\theta})^2}{(\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta}) \cdot E_{s,\theta} - 2(f_{sy,\theta} - f_{sp,\theta})} \end{aligned}$$

6. Ermittlung der inneren Kräfte je Element

$$\begin{aligned} F_{c,i} &= \sigma \cdot A_{c,i} && \text{für Betonelemente mit } \varepsilon_\sigma < 0 \\ F_{c,i} &= 0 && \text{für Betonelemente mit } \varepsilon_\sigma \geq 0 \\ F_{s,i} &= \sigma \cdot A_{s,i} && \text{für Betonstahlelemente} \end{aligned}$$

7. Summation der inneren Kräfte

$$\Sigma N = 0? \quad \Sigma F_{c,i} + \Sigma F_{s,i} = N_{Ed,fi} ?$$

8. Annahme einer verbesserten Dehnungsebene

Wiederholung der Schritte 2. – 8., bis die Summe der inneren Kräfte der einwirkenden Kraft entspricht. Die Genauigkeitsschranke ist mit 0,5 % festgelegt. Der Iterationsprozess ist automatisiert, die Annahme der verbesserten Dehnungsebenen erfolgt programmintern. Nach 15 Iterationsschritten wird die Berechnung abgebrochen. Das muss nicht bedeuten, dass keine Konvergenz möglich ist, durch Anpassen der Iterationsschritte kann ggfls. die Iteration noch zum Ziel führen. Anhand des Iterationsverlaufes ist meist direkt erkennbar, ob Konvergenz grundsätzlich möglich ist. Wenn mindestens ein Iterationsschritt innere Kräfte liefert, die größer sind als die einwirkende Kraft, ist Konvergenz möglich.

9. Berechnung des zugehörigen aufnehmbaren Momentes

Nach Erreichen der Gleichgewichts-Dehnungsebene wird das zugehörige Moment bestimmt:

$$M_{Rd} = \Sigma F_{c,i} \cdot z_i + \Sigma F_{s,i} \cdot z_i$$

mit z_i := Abstand des Elementschwerpunktes zum Schwerpunkt des Querschnittes

10. Erstellung der M-k-Linie

Für elf verschiedene Krümmungen wird die Gleichgewichtsebene bestimmt inklusive dem zugehörigen aufnehmbaren Moment. Aus diesen elf Punkten wird die M-k-Linie erzeugt.

Nur die M-k-Linie wird grafisch ausgegeben (Abbildung 63), es kann jedoch jeder Iterationsschritt eingesehen werden.

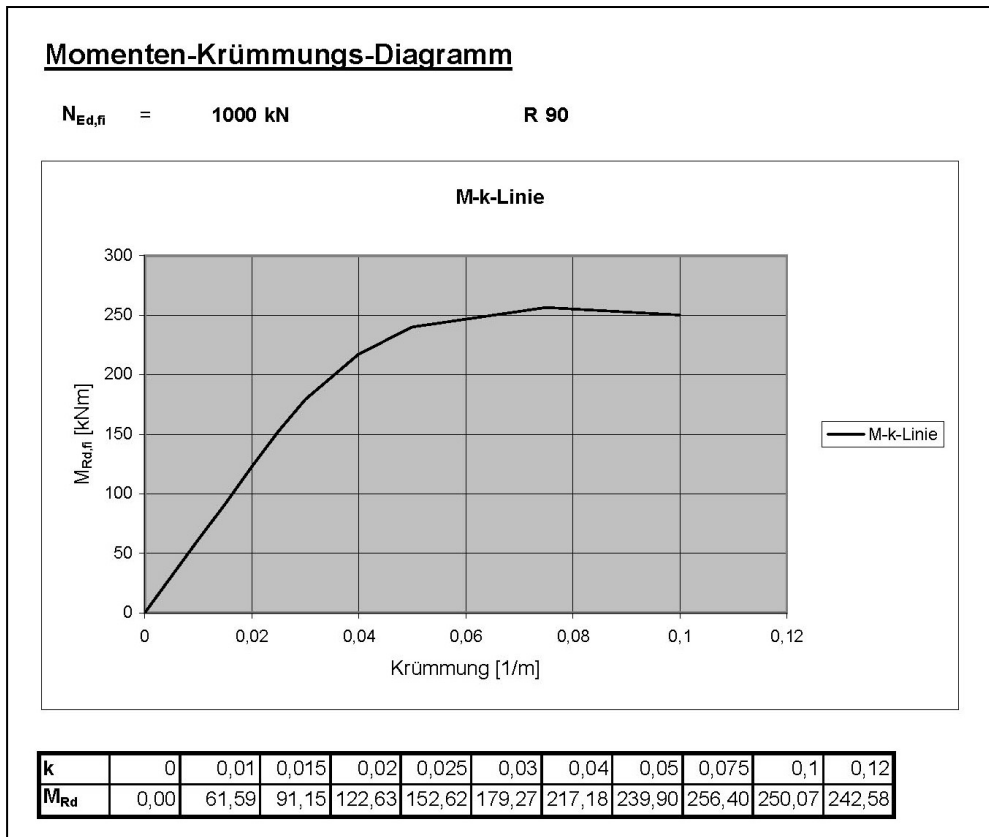


Abbildung 63: Modellrechnung, M-k-Linie

5.2.1.4 Systemtragfähigkeit, Theorie II. Ordnung

Die physikalische Nichtlinearität ist in die M-k-Linie eingeflossen, die geometrische Nichtlinearität folgt nun in der Berechnung nach Theorie II. Ordnung. Dazu wird mittels Arbeitssatz die Verformung am Kopfpunkt der Stütze aus Last bestimmt.

$$\delta_{10} = \int_0^l \frac{M}{EI} \cdot M^1 \cdot dx \quad (5-3)$$

Im Arbeitssatz wird für M/EI die zuvor ermittelte Krümmung $k(M, N)$ an der betrachteten Stelle angesetzt. Aus der errechneten Verformung resultiert eine neue Schnittgrößenverteilung, die wiederum im Arbeitssatz eingesetzt wird. Dabei wird der zusätzliche Anteil aus der Verformung mit parabelförmigem Verlauf über die Stützhöhe gemäß Kap. 4.6.1 angenommen. Iterativ wird so die Verformung bestimmt, bei der sich ein Gleichgewichtszustand einstellt. Das aus dem letzten Schritt berechnete Moment ist die Schnittgröße nach Theorie II. Ordnung. Die Lösung des Integrals erfolgt numerisch, die Iteration wird nach 20 Schritten abgebrochen. Anhand der Darstellung des errechneten Gesamtmomentes im Verlauf der Iterationen kann der Iterationsvorgang nachvollzogen werden und die Konvergenz der Berechnung

grafisch dargestellt werden (Abbildung 64). Ebenso wäre hier zu erkennen, wenn die Berechnung nicht konvergiert, also kein Gleichgewicht zu ermitteln wäre.

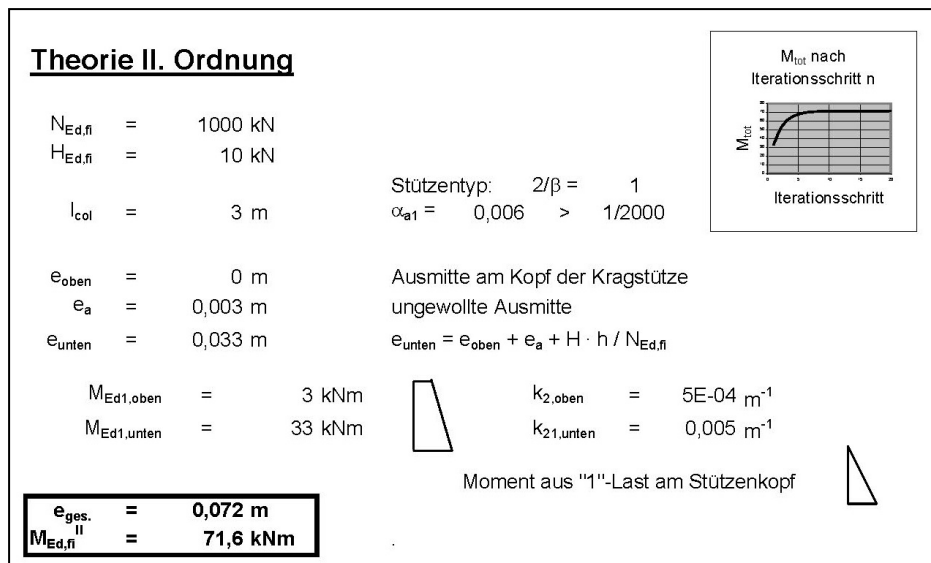


Abbildung 64: Modellrechnung, Theorie II. Ordnung

Die ungewollte Ausmitte ist analog zu den allgemeinen Berechnungsverfahren in Software-Programmen (z.B. Sofistik) und dem Schlussbericht „Zur Anwendung von DIN 4102 Teil 4 [...] auf Kragstützen [...]“ [28] mit $l_0/2000$ nach oben begrenzt. Grundsätzlich müsste bei außergewöhnlicher Lasteinwirkung keine ungewollte Ausmitte berücksichtigt werden, zur Berechnung nach Theorie II. Ordnung ist jedoch eine minimale Ausmitte als Startwert erforderlich. Angesetzt wird die ungewollte Ausmitte konstant über die Stützenlänge, analog zur Vorgehensweise der Sofistik-Software.

Ausgegeben wird als Ergebnis der geometrisch nichtlinearen Berechnung die Gesamtausmitte e_{gesamt} bei Konvergenz der Berechnung sowie das ermittelte Moment nach Theorie II. Ordnung. Die Anfangswerte für die Berechnung wie Ausmitte oder Momente I. Ordnung werden automatisch aus den Eingabewerten zu Geometrie und Lasten abgeleitet.

5.2.1.5 Vergleich zu anderen Berechnungsverfahren

Der größte Vorteil dieser entwickelten Modellrechnung liegt in der Schnelligkeit der Berechnung. Durch den Wegfall der thermischen Analyse und die Berechnung der mechanischen Analyse mit numerischen Methoden dauert ein Berechnungsgang weniger als 5 Sekunden. Parameterstudien sind damit einfach und zügig zu bewerkstelligen.

Die Genauigkeit der Berechnungsergebnisse wurde in Kapitel 4.2 nachgewiesen.

Ein weiterer Vorteil ist die Transparenz des Verfahrens. Die Berechnung beruht auf mechanischen Grundsätzen, jeder Rechenschritt ist nachvollziehbar, die Zwischenergebnisse dienen der Plausibilitätskontrolle. Somit findet hier keine „blackbox“-Anwendung statt, der Anwender kann mittels Parameterstudien das Tragverhalten und die verschiedenen Einflüsse im

Brandfall mit geringem Aufwand studieren und so Sicherheit im Umgang mit der „heissen Bemessung“ gewinnen.

Als Nachteil ist sicherlich zu nennen, dass die Modellrechnung nicht für alle Querschnitte genau ist. Für sehr große Abmessungen sind die Temperaturprofile der DIN EN 1992-1-2 nicht mehr exakt genug, daher wird die Anwendung bis zur Erweiterung/ Verifizierung für große Querschnitte auf Stützenabmessungen von 20 cm bis 120 cm beschränkt.

5.2.2 Rechteckige Stützen

Maßgebend für Temperaturbeanspruchung ist die kleinere Seite. Die Temperaturverteilung wird ermittelt wie für eine quadratische Stütze mit der kleineren Seitenabmessung. Der Bereich, der flächenmäßig für die rechteckige Stütze hinzukommt, wird mittig angeordnet und über zusätzliche Elemente im Modell abgedeckt. Die feinere Randelementierung und die Berücksichtigung der höher beanspruchten Eckbereiche bleiben unverändert.

Bei rechteckigen Stützenquerschnitten ist hinsichtlich Momentenbeanspruchung zwischen der starken und der schwachen Achse zu unterscheiden. Die Modellrechnung kann wahlweise für Biegung um eine der beiden Achsen durchgeführt werden.

5.2.3 Rundstützen

Die Programmierung für runde Stützen folgt im Wesentlichen der für quadratische Stützen. Sie ist insofern einfacher, als die sensiblen Eckbereiche wegfallen und die Bewehrungsstäbe alle die gleiche Temperatur aufweisen.

Ein Effekt, der nur bei Rundstützen zum Tragen kommt, ist hingegen die langsamere Radialerwärmung bei größeren Stützendurchmessern. DIN EN 1992-1-2 liefert ausschließlich Temperaturdiagramme für Stützen mit 30 cm Durchmesser. Testrechnungen mit Sofistik ergeben bei größeren Durchmessern langsamere Erwärmungen zur Mitte als in diesen Temperaturdiagrammen dargestellt.

Betrachtet man eine quadratische Stütze, erwärmt ein cm des beflamnten Umfanges immer die Betonmasse direkt dahinter, einen Streifen von 1cm Breite, bis zum Kern (Abbildung 65). Bei zwei benachbarten beflamnten Rändern überlappen diese Bereiche, so dass die höher belasteten Eckbereiche entstehen. Es spielt keine Rolle, wie groß die absoluten Abmessungen der Stütze sind, pro cm Umfang herrschen immer die gleichen Verhältnisse, bei großen Querschnitten bleibt ein größerer Kernbereich kalt. Die radiale Erwärmung ist unabhängig von der Querschnittsgröße.

Bei runden Stützen ändert sich der Winkel des beflamnten Betonteilchens je cm Umfang, wenn sich die Querschnittsgröße ändert. Bei größeren Stützendurchmessern ist demnach mehr Masse je cm Umfang zu erwärmen, um die Erwärmung in radialer Richtung voranzutreiben, daher läuft die radiale Erwärmung langsamer ab.

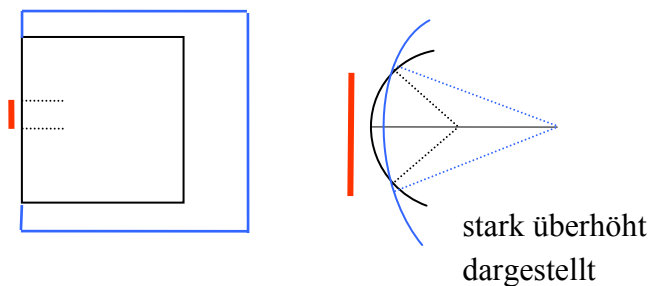


Abbildung 65: Vergleich achsiale Erwärmung, radiale Erwärmung

Dieser Effekt wird über eine automatisierte Anpassung der Temperatur je Element in der Modellrechnung erfasst.

Zur Validierung der Modellrechnung muss zunächst wieder die Abbildung der Querschnittstragfähigkeit, die M-k-Linie geprüft werden.

Die Approximation der M-k-Linien wird maßgeblich durch die richtige Bewehrungstemperatur erzielt. Bei deutlicher Abweichung dieser Temperatur zwischen Modellrechnung und allgemeinem Berechnungsverfahren sind die zugehörigen M-k-Linien nur unzureichend angenähert. Die angestrebte Approximation wird erschwert durch die Tatsache, dass trotz gleichmäßiger Geometrie bei der Berechnung mit Sofistik die Temperatur in den einzelnen Bewehrungsstäben differiert. Zum Teil innerhalb einer Berechnung zwischen den Eisen, aber auch zwischen zwei Berechnungen mit unterschiedlicher Eisenanzahl bei gleichem Durchmesser und gleicher Vorgabe des Achsabstandes. Vermutlich sind hier auf der sicheren Seite liegende Rundungen bezüglich der Bewehrungspunkt-Koordinaten eingeflossen. Da bei gleichmäßiger Beflammung grundsätzlich alle Eisen mit gleichem Achsabstand die gleiche Temperatur erreichen müssten, sind für kreisförmige Querschnitte bereits im Referenzprogramm Sofistik Ungenauigkeiten enthalten. Zum Beispiel entspricht der Achsabstand gemäß den automatisch ermittelten Koordinaten der Bewehrungsstäbe nicht exakt dem sich ergebenden Achsabstand aus den gewählten Parametern Verlegemaß, Bügeldurchmesser und Durchmesser der Längseisen. Für die vorgelegte Arbeit werden daher für diese Querschnittsform größere Toleranzen, auch auf der vermeintlich unsicheren Seite hingenommen. Zukünftig muss jedoch das Ziel sein, die Temperatur der Bewehrung zuverlässig für jeden Stützendurchmesser und jede Bewehrungswahl zweifelsfrei bestimmen zu können und daraufhin die erfolgte Approximation erneut zu überprüfen. Hier könnten zum Beispiel ergänzende Temperaturprofile für Rundstützen in DIN EN 1992-1-2 hilfreich sein.

Die Übereinstimmung im Vergleich mit allgemeinen Berechnungsverfahren wird beispielhaft an drei ausgewählten Berechnungen dokumentiert (Tabelle 14). Die Nummerierung der Testrechnungen erfolgt fortlaufend zu den Testrechnungen der quadratischen Stützen.

	Test 6	Test 7	Test 8
Stützen-Ø [cm]	30	50	25
L_{col} [m]	4,50	3,00	4,00
$N_{Ed,fi}$ [kN]	- 180	-1400	-150
A_s	12 Ø 28	12 Ø 28	8 Ø 25
d_1 [cm]	5	5	4,5
$M_{Ed,fi}$ [kNm]	54 (aus $e = 0,3$ m)	60 (aus $H = 10$ kN am Kopf)	40 (aus $H = 10$ kN am Kopf)
Betongüte	C30/37	C40/50	C30/37
Feuerwider- standsklasse	R 90	R 60	R30

Tabelle 14: Eingangsparameter der Testrechnungen

Die errechneten Momente nach Theorie II. Ordnung aus den allgemeinen Rechenverfahren und der entwickelten Modellrechnung werden gegenübergestellt (Tabelle 15). Im Anschluss werden die zugehörigen Momenten-Krümmungslinien abgebildet (Abbildung 66).

Momente M^{II} [kNm]	Sofistik Version 23 [47]	entwickelte Modellrechnung	Abweichung
Test 6	92,1	90,6	-1,6 %
Test 7	40,7	41,2	1,2 %
Test 8	59,4	58,8	-1,0 %

Tabelle 15: Vergleichsrechnung, Momente Theorie II. Ordnung

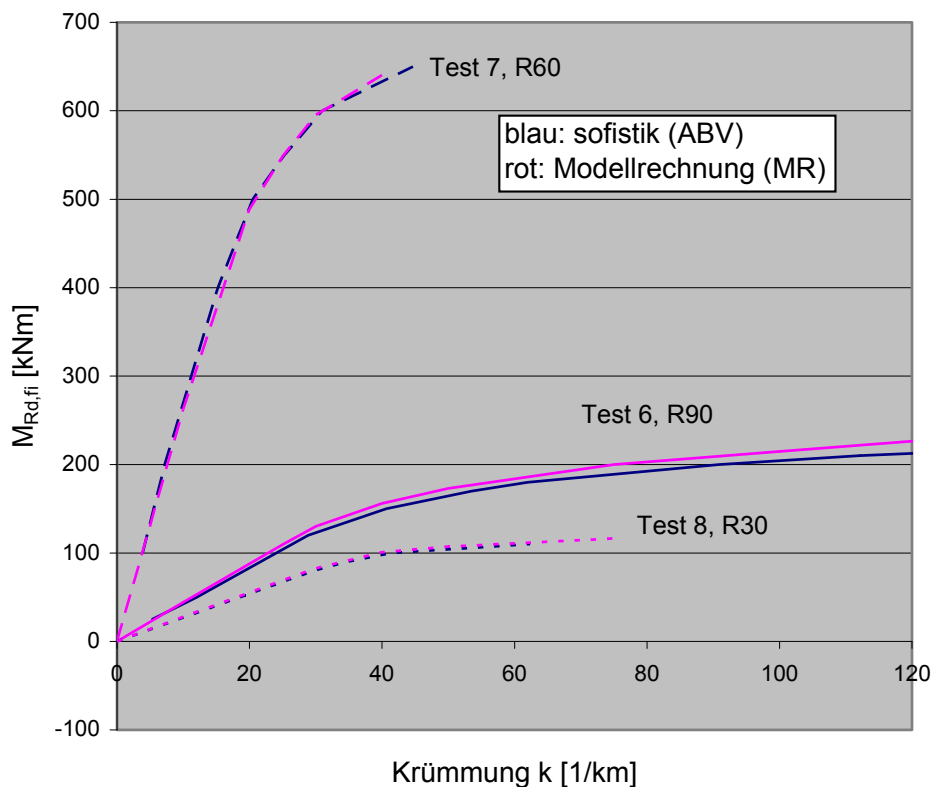


Abbildung 66: Vergleichsrechnungen, M-k-Linien Rundstütze

Die Abweichung in der M-k-Linie für Test 6 rührt daher, dass die Stahltemperatur bei der Berechnung nach Sofistik auf 417°C bestimmt wurde. In der Modellrechnung liegt sie bei 402°C , entsprechend der Temperaturprofile aus DIN EN 1992-1-2. Die Temperaturprofile in DIN EN 1992-1-2, Anhang A wurden mit den unteren Grenzfunktionen für die thermische Leitfähigkeit berechnet, Sofistik verwendet standardmäßig die obere Grenzfunktion gemäß Empfehlung im deutschen NAD. Diese Wahl beeinflusst aber in der Regel nur die Temperatur im Bauteilinneren, die Randzonen verändern sich nur unwesentlich [17].

Die Ergebnisse sind trotzdem vergleichbar, weil die Beanspruchung im annähernd linearen Bereich der M-k-Linie liegt, der recht gut approximiert ist.

Aufgrund der vorher beschriebenen Problematik bei der Modellierung der Bewehrung waren die M-k-Linien nicht für alle Stützenabmessungen und Schlankheiten so gut zu approximieren. Weil in einigen Fällen damit die Steifigkeit höher angesetzt ist als im Referenzprogramm, wurde als Ausgleich der Ansatz für das Moment II. Ordnung in der Berechnung Theorie II. Ordnung etwas ungünstiger gewählt als bei den rechteckigen Stützen. In Summe führt die Vorgehensweise zwar dazu, dass die Bemessungs-“fehler“ für alle Stützen im Toleranzbereich liegen, das Ergebnis ist aber insofern nicht zufrieden stellend, als hier mangels besserer Validierungsmöglichkeiten Zielwerte angestrebt werden, die selbst bereits als fehlerbehaftet anzusehen sind. Ohne weitere Untersuchungen zur thermischen Analyse in runden Querschnitten ist dieses Problem jedoch nicht zu beheben.

5.3 Bemessung schlanker Stützen unter asymmetrischer Brandbeanspruchung

Bereits die vierseitige, symmetrische Brandbeanspruchung erfordert bei im Kaltzustand ausgenutzten Stützen sehr hohe Bewehrungsgrade, um den Einfluss aus Verformungen vernachlässigen zu dürfen. Da bei unsymmetrischer Brandbeanspruchung weitere Ausmitten entstehen, dürfte der Nachweis hier grundsätzlich am verformten System erforderlich sein.

Die asymmetrische Brandbeanspruchung wird nur für rechteckige Stützen untersucht, da runde Stützen in der Regel frei im Raum angeordnet sind und seltener in eine Fassade oder Wand eingebunden werden.

Die Modellrechnung bleibt im Prinzip unverändert. Durch die veränderte Beflammung differieren die Temperaturen in den einzelnen Elementen der Berechnung. Entscheidend ist für die Übertragung auf unsymmetrische Beflammung die realistische Modellierung des Temperaturverlaufes im Querschnitt.

Die Modellrechnung beschränkt sich derzeit noch auf unsymmetrische Brandbeanspruchung bezogen auf die Querschnittshöhe, also nach wie vor symmetrisch für die Breite der Stütze (Abbildung 67). Die zusätzliche Ausmitte, die durch die Beflammung entsteht, addiert sich in diesem Fall ungünstig zur betrachteten Lastausmitte. Die Modellrechnung wurde im Rahmen dieser Arbeit bislang lediglich für einachsige Ausmitte entwickelt.

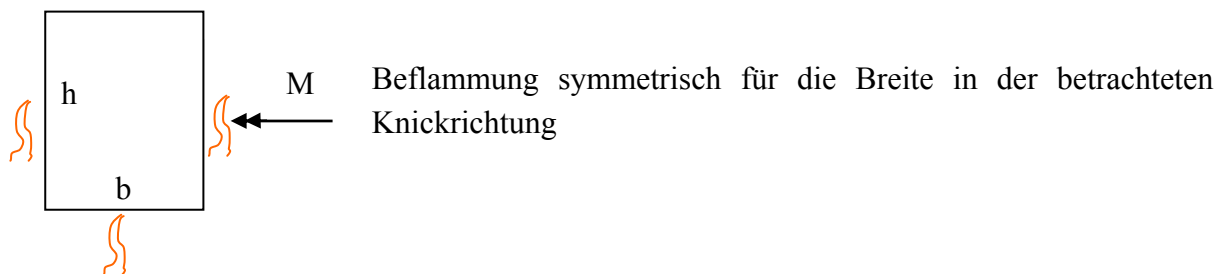


Abbildung 67: Beflammung, Ansatz bei Rechteckquerschnitt

Des Weiteren wird ungünstigst die Beflammung grundsätzlich auf der Seite der Biegezugzone angesetzt, die Druckzone bleibt unbeflammt. Das gilt ebenso für die einseitige wie die dreiseitige Beflammung. Bei Beflammung der Druckzone ist die Tragfähigkeit der Stützen höher, da das Moment aus der unsymmetrischen Beflammung dem Moment aus Lasten entgegen wirkt. Dies wird im Folgenden noch verdeutlicht.

5.3.1 Dreiseitige Beflammung

Am Beispiel der dreiseitigen Beflammung kann die Auswirkung der asymmetrischen Beanspruchung anschaulich dargestellt werden.

Im Vergleich zur vierseitigen Brandbeanspruchung ist der Unterschied in der thermischen Belastung in Summe nicht so hoch. Durch die zusätzliche Ausmitte wird jedoch das Moment II. Ordnung deutlich höher als bei vierseitiger Beflammung.

Der Vergleich wird geführt an einer rechteckigen Stütze 60/45, im Übrigen analog Eichbeispiel S3 (siehe Tabelle 10).

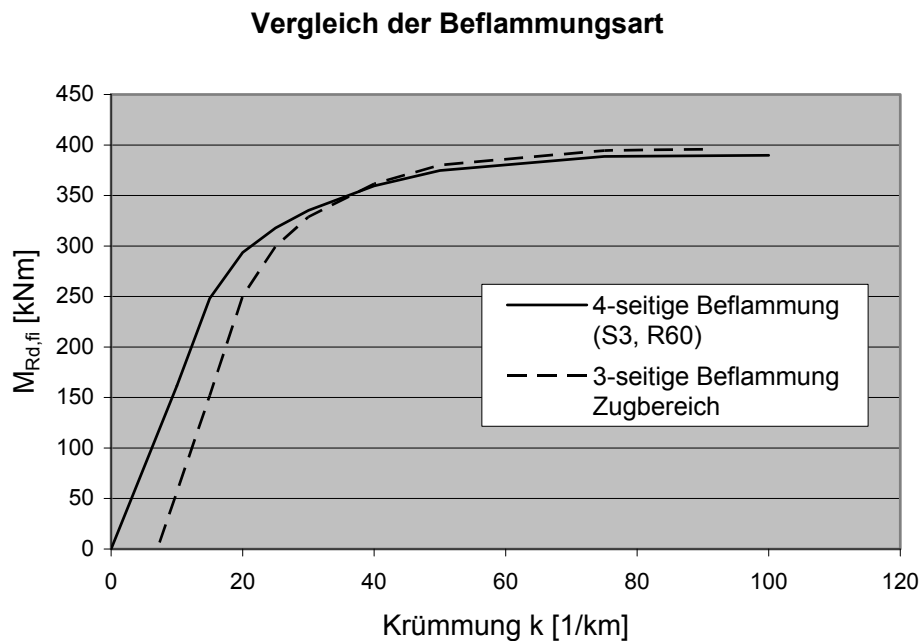


Abbildung 68: M-k-Linie, symmetrische und unsymmetrische Beflammung

Die Modellrechnung zeigt zum Einen (Abbildung 68), dass die M-k-Linie für unsymmetrische Beflammung (Zugseite beflammt) schon ohne Momentaufnahme eine Krümmung aufweist. Die Dehnungsebene, die sich hier für $k \sim 8$ [1/km] ergibt, führt zu einem aufnehmbaren Moment von 0. Im Vergleich zur vierseitigen Beflammung bleibt der Druckbereich kalt, die thermischen Dehnungen sind betragsmäßig kleiner, ebenso die spannungserzeugenden Dehnungen. Das führt zu kleineren Kräften beziehungsweise Verschiebung der resultierenden Kraft zum Schwerpunkt hin, wodurch das aufnehmbare Moment kleiner wird. Bei größeren Krümmungen wirkt sich dann mit den steigenden Randdehnungen die größere Tragfähigkeit der kälteren Bereiche aus, so dass trotz der unsymmetrischen Beanspruchung die Gesamttragfähigkeit leicht höher ist als bei der vierseitigen Beflammung. Die M-k-Linie für dreiseitige Beflammung liegt im Endbereich der Kurven über der Kurve für vierseitige Beflammung und erreicht einen höheren Endwert $M_{Rd,fi}$.

Die errechneten Gesamtmomente inklusive Theorie II. Ordnung betragen $M_{Ed,fi}^{II} = 294,4$ kNm (3-seitig) zu $M_{Ed,fi}^{II} = 212,5$ kNm (4-seitig), wodurch die entstehende Zusatzausmitte bei unsymmetrischer Brandbeanspruchung bestätigt wird, siehe Abbildungen 69 und 70.

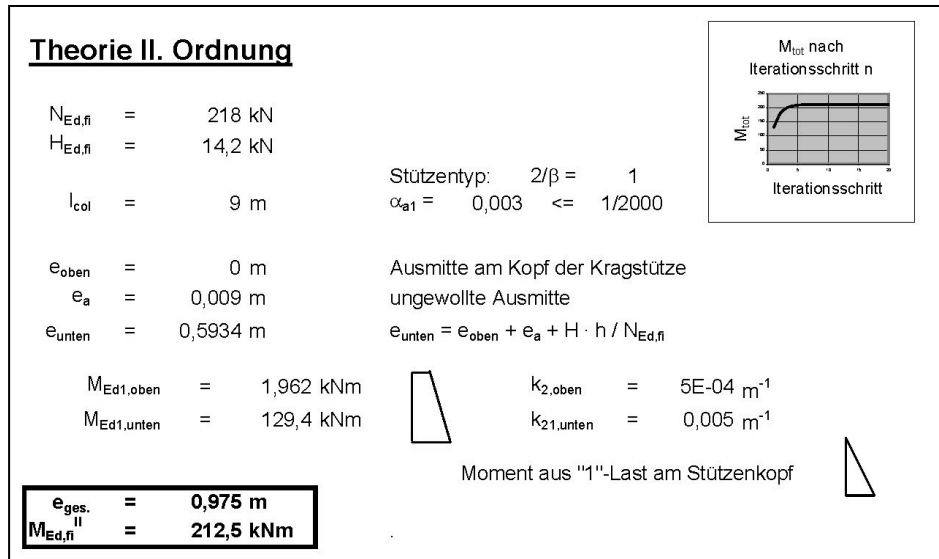


Abbildung 69: Moment inclusive Theorie II. Ordnung, S3, R60, vierseitig beflammt

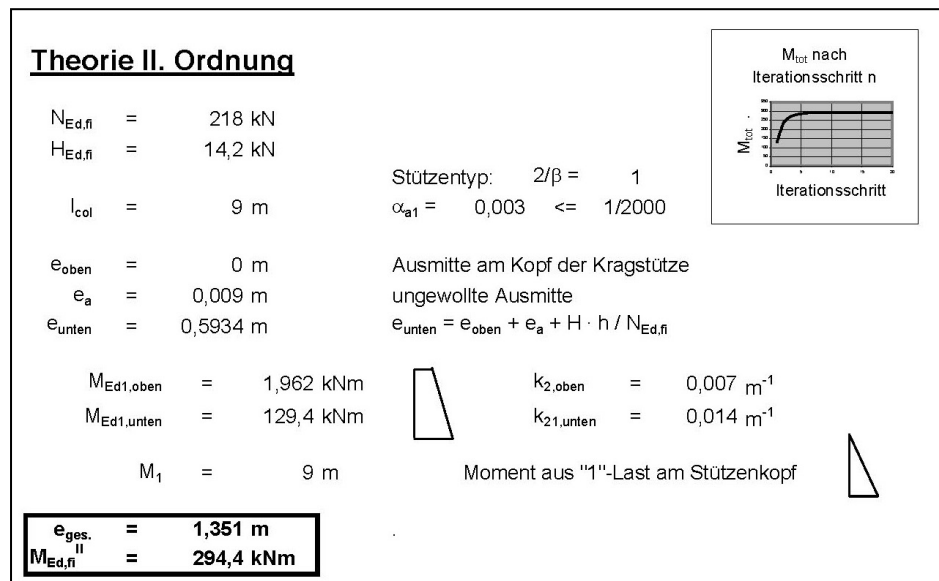


Abbildung 70: Moment inclusive Theorie II. Ordnung, S3, R60, dreiseitig beflammt

Zum Vergleich wird die dreiseitige Beflammung mit Ansatz des Brandes im Druckbereich dargestellt (Abbildung 71).

Vergleich der Beflammungsart

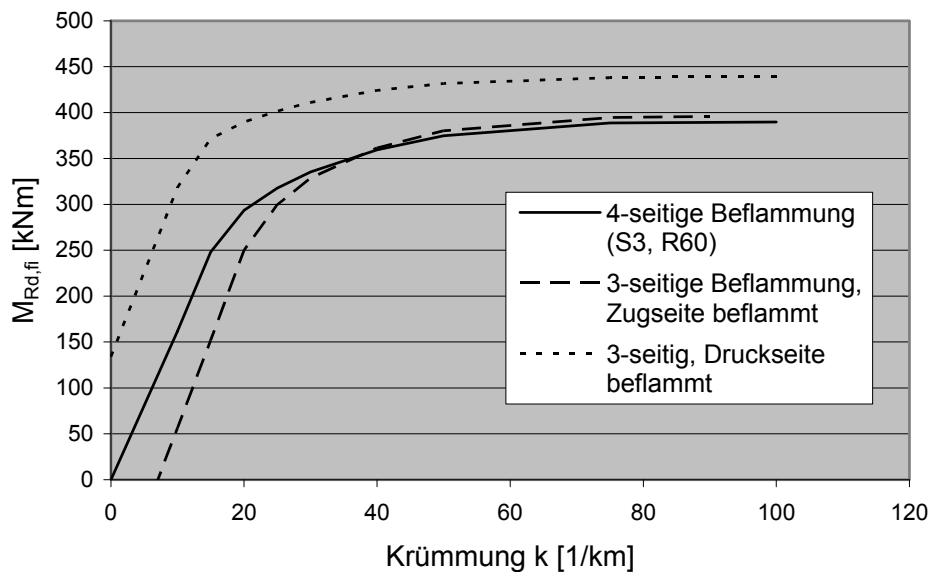


Abbildung 71: M-k-Linie, Beflammung der Zug- bzw. Druckzone

Es ist gut zu erkennen, dass bei Beflammung im Druckbereich bereits ohne Verkrümmung, also bei konstanter Dehnungsebene, ein Moment aufgenommen werden kann. Auch das maximale aufnehmbare Moment ist größer. Folgerichtig ergibt sich das Moment inclusive Theorie II. Ordnung nur zu $M_{Ed,fi}^{II} = 93,6 \text{ kNm}$. Ein Teil des Lastmomentes wird durch die entgegen wirkende Beflammung wieder aufgehoben. Das ist am Verlauf der Gesamtmomente über die Iteration II. Ordnung ersichtlich, die Momente nähern sich von oben dem errechneten Grenzwert (Abbildung 72).

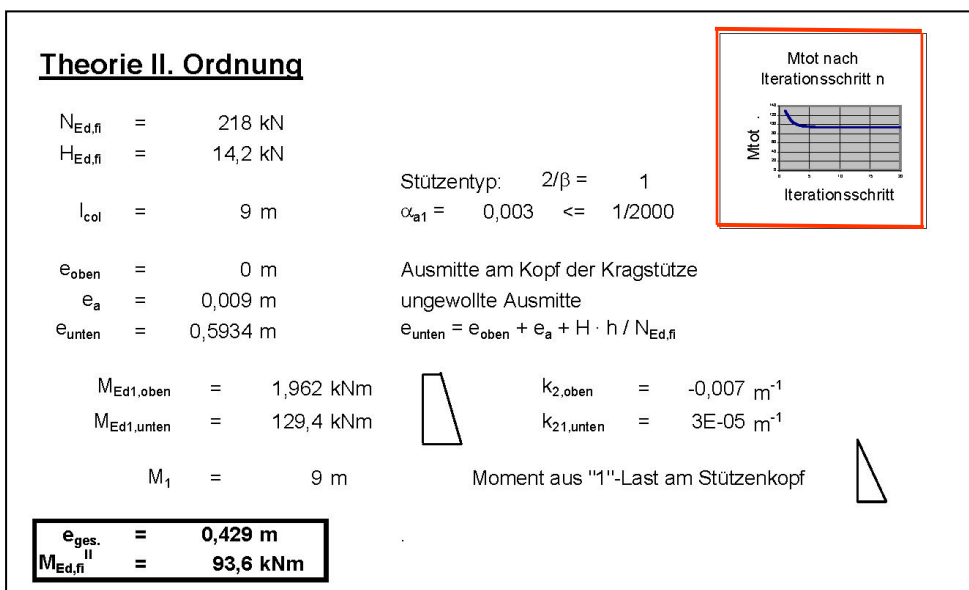


Abbildung 72: Ausgabe Th.II.O., Beflammung der Druckzone

5.3.2 Einseitige Beflammung

Die einseitige Beflammung wird im Rahmen dieser Arbeit auf der Biegezugseite angesetzt. So wird der Querschnitt in der gleichen Richtung belastet wie die äußeren Kräfte wirken und gleichzeitig wird die Bewehrung am meisten geschwächt. Für Brand von nur einer Seite ist dies der ungünstigste Fall.

Nimmt man das gleiche Rechenbeispiel wie für dreiseitige Beflammung an, ergibt sich hier das Moment $M_{Ed,fi}^{II}$ zu 245,2 kNm, das maximal aufnehmbare Moment dieses Querschnittes liegt gemäß M-k-Linie bei ca. 450 kNm (Abbildung 73), also erneut höher als bei den vorangegangenen Berechnungen.

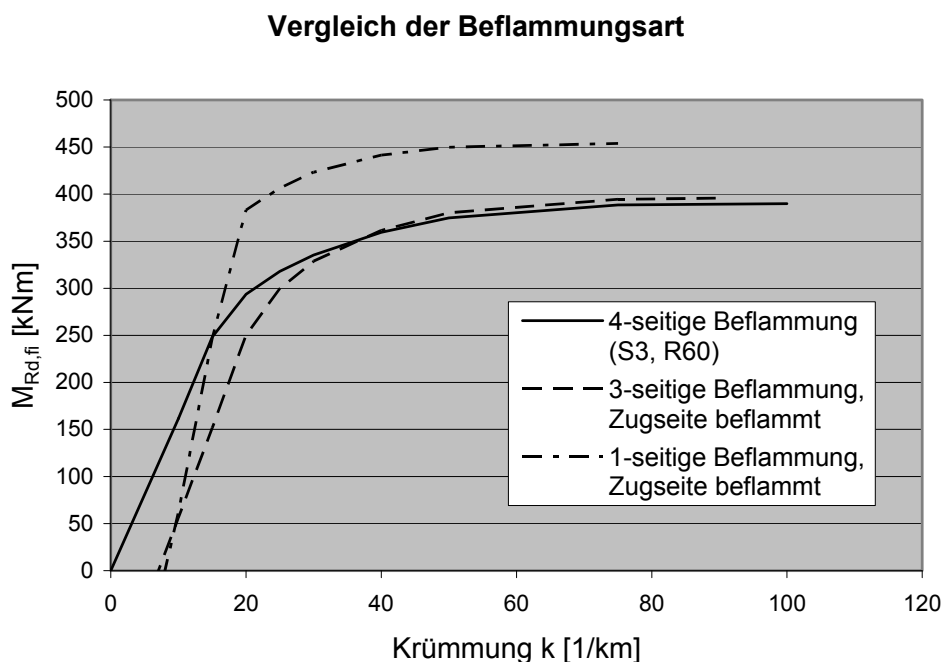


Abbildung 73: M-k-Linie, 1-seitige bzw. mehrseitige Beflammung der Biegezugzone

5.4 Möglichkeiten zur Vereinfachung der Modellierung

Die Versuche, den komplexen Zusammenhang der heißen Bemessung durch vereinfachte Berechnungen abzubilden, sind nach Ansicht des Verfassers bislang weitestgehend fehlgeschlagen. In Kapitel 8 wird gezeigt, dass eine Überführung der Heissbemessung in eine Kaltbemessung mit abgeminderten Festigkeiten nicht möglich ist. Das Verformungsverhalten der Stütze wird durch bloße Reduzierung der Festigkeit falsch dargestellt.

Die Zonenmethode, die am reduzierten Querschnitt mit dem σ - ϵ -Verhalten bei Normaltemperatur arbeitet, wurde für schlanke Stützen bereits zurückgezogen. Trotzdem laufen weiter Untersuchungen, ob nicht der Ansatz bei dann folgender nichtlinearer Berechnung dennoch geeignet wäre [49].

Die sogenannte erweiterte Zonenmethode [49] setzt den reduzierten Querschnitt mit einer konstanten Betontemperatur von 100 °C an, die Bewehrung entsprechend der vorhandenen Temperatur nach Ende der Beflammung. Anschließend wird eine nichtlineare Berechnung durchgeführt. Die Ergebnisse sind insofern verbessert, als die M-k-Linie durch den realistischeren Ansatz des Stahls bereichsweise dichter an der exakt ermittelten Kurve liegt. Der Betonanteil am Trag- und Verformungsverhalten ist im Vergleich zum Stahlanteil recht gering. Allerdings ist die Approximation der Kurve nur in Teilbereichen annehmbar, der Verlauf weicht in anderen Bereichen deutlich von der Eichkurve ab (siehe Abbildung 51).

Die Aufwandsersparnis dieser „vereinfachten Berechnung“ gegenüber der hier vorgestellten genaueren Modellrechnung liegt lediglich in der Annahme einer einzigen Betontemperatur über den Querschnitt anstelle mehrerer Zonen mit unterschiedlichen Temperaturen. Zur Ermittlung der Breite a_z , mit der der Querschnitt reduziert wird, müssen die Zonen aber dennoch ermittelt und ausgewertet werden, da die einfacheren Diagramme zur Ermittlung a_z nicht für schlanke Stützen geeignet sind. Somit ist der Aufwand zur genaueren Modellrechnung sehr ähnlich, wenn nicht größer, das Ergebnis schließlich aber sehr viel ungenauer. Über die Verteilung der Eisen mit daraus resultierenden unterschiedlichen Temperaturen je Eisen oder unsymmetrische Beflammung sind bislang keine Aussagen getroffen.

Wenn also eine Vereinfachung im Sinne von weniger unterschiedlichen Materialeigenschaften erreicht werden soll, um die Eingabe in ein EDV-Programm zu verkürzen, wäre eine sinnvolle Vereinfachung der Ansatz einer noch zu bestimmenden mittleren Betontemperatur und einer mittleren Stahltemperatur am **unveränderten Querschnitt**. So würde zum Einen die Lage der Bewehrung auch rechnerisch sinnvoll bleiben, die wesentlichen Einflüsse blieben unberührt, lediglich die Genauigkeit in der Modellierung des Betons würde weiter reduziert.

Das folgende Diagramm (Abbildung 74) zeigt einige rechnerische Versuche dazu an der bereits mehrfach verwendeten Stütze S1 (Tabelle 10).

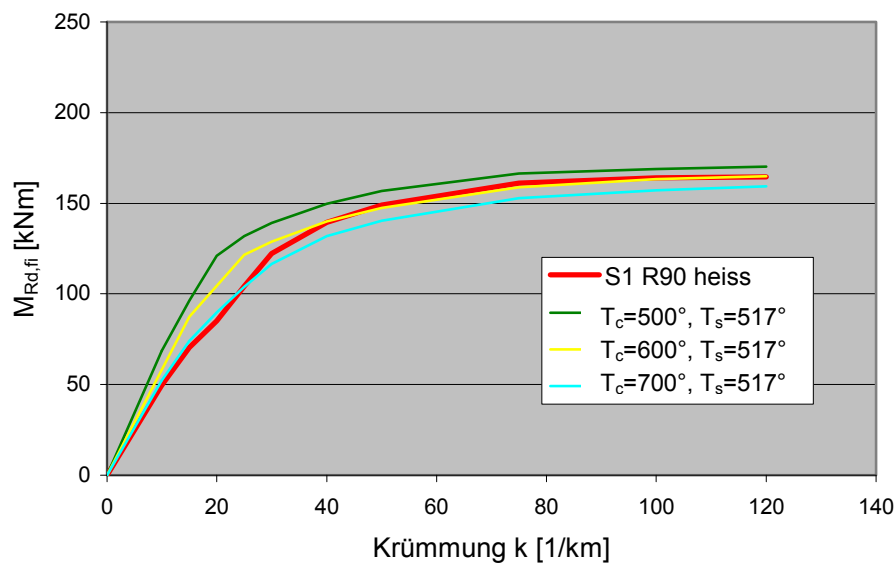


Abbildung 74: Eichbsp. S1, mittlere Ersatztemperatur Beton

Die Temperatur der Bewehrung wurde unverändert bei 517° belassen. In diesem Beispiel liegen nur 4 Ø 28 ($A_s = 24,6 \text{ cm}^2$) konzentriert in den Ecken, so dass die Mittelung der Bewehrungstemperaturen hier nicht greift. Die Betontemperatur müsste mit ca. 600 °C angesetzt werden, um einen ähnlichen Maximalwert des aufnehmbaren Momentes zu erhalten. Sie müsste mit ca. 700 °C angesetzt werden, um ähnliche Größenordnungen in der Berechnung nach Theorie II. Ordnung zu bekommen. Die genannten Temperaturen ergeben sich aus mehreren Berechnungsgängen mit Variation der Betontemperatur.

Als Nächstes wird die Bewehrung auf 6 Ø 25 ($A_s = 29,5 \text{ cm}^2$) geändert, eine Erhöhung der Gesamtfläche um 20 %, vor allem aber eine Verteilung auf den Rand und damit unterschiedliche Temperaturen in Eck- und Randeisen.

Verglichen wird erneut der Ansatz der Betontemperatur mit 600 °C bzw. 700 °C, zusätzlich der Ansatz der Bewehrung mit verschiedenen Temperaturen bzw. einer nach Stahlflächen gewichteten mittleren Temperatur der Bewehrung (Abbildung 75).

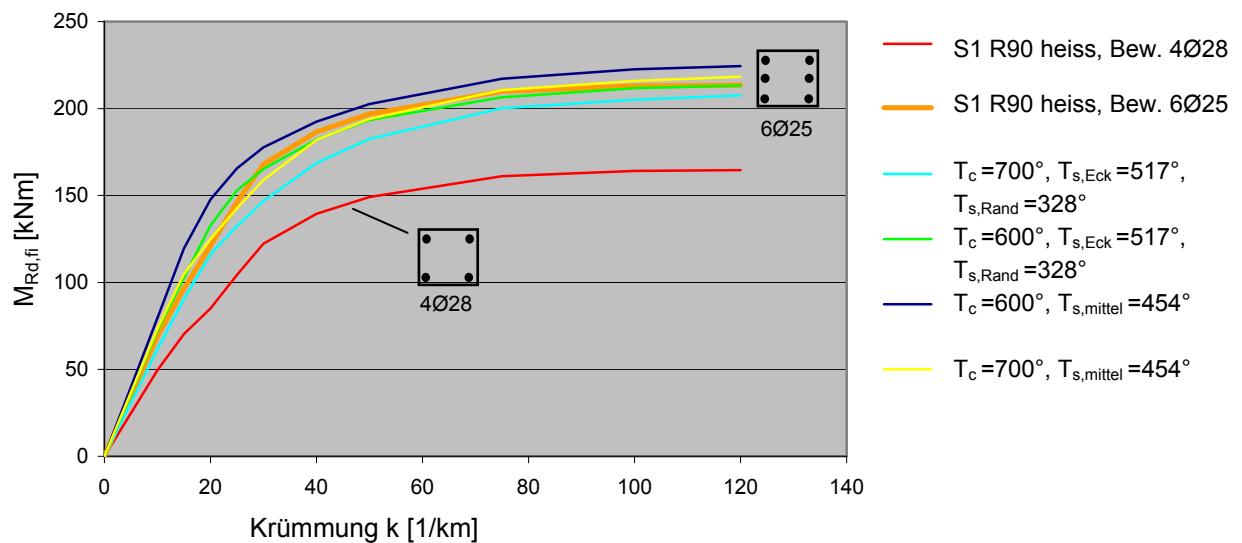


Abbildung 75: Eichbsp. S1, variierender Ansatz Stahltemperatur

Zum Vergleich ist die M-k-Linie für die Stütze mit 4 Ø 28 erneut mit aufgenommen (S1 R90). Der Bewehrungswechsel führt zu höherer Steifigkeit und höherem maximal aufnehmbarem Moment im Querschnitt. Die M-k-Linien für gemittelte Betontemperatur sind sogar besser approximiert als vorher, solange die Bewehrung mit den tatsächlichen Temperaturen angesetzt wird. Die Mittelung der Bewehrungstemperatur führt zu einer höheren Steifigkeitsabbildung, so dass für die angesetzten 600° Betontemperatur die Modellierung durchgehend auf der unsicheren Seite liegt. Für 700° sieht die Approximation der M-k-Linie jedoch gut aus.

Betrachtet man den Temperaturverlauf in der Hauptachse der Stütze, entsprechen die $700^\circ C$ Betontemperatur der Temperatur bei $0,0375 b$ vom Rand aus gesehen. Es wäre zu prüfen, ob dieses Maß auch für alle weiteren Stützenabmessungen zutrifft. Für andere als vierseitige Beflammung wird das Maß angepasst werden müssen, ebenso für runde Stützen.

Hinzu kommt, dass trotz dieser Vereinfachungen nach wie vor der Ansatz der temperaturabhängigen Spannungs-Dehnungs-Linien sowie die Berücksichtigung der thermischen Dehnungen erforderlich ist. Es könnten also trotzdem keine bereits für die Kaltbemessung verfügbaren Bemessungshilfen genutzt werden.

Da die realistische Bemessung im Brandfall mit vertretbarem Aufwand ohne EDV-Unterstützung ohnehin nicht zu handhaben ist, stellt sich die Frage, ob die Vereinfachung dann sinnvoll ist. Jede Vereinfachung ist nur für bestimmte Voraussetzungen gültig und muss bei Abweichung von diesen Voraussetzungen angepasst werden, so dass das Verfahren immer unübersichtlicher wird. Auch internationale Untersuchungen, die sich allerdings i.d.R. noch auf die Fassung des Eurocode von 1995 beziehen, kommen trotz Beschränkung auf vierseitig

beflammte, rechteckige Stützen zu dem Schluss, dass nur eine Modellierung mit Hilfe der EDV wirtschaftliche und zugleich sichere Ergebnisse liefern kann [41].

Nach Ansicht der Verfasserin ist die einzige sinnvolle Vereinfachung die in der Modellrechnung verwendetete: die thermische Analyse kann ersetzt werden durch den Ansatz vorgegebener Temperaturprofile. Die mechanische Analyse ist nicht sinnvoll und allgemein zu vereinfachen, ohne erhebliche Verluste in der Genauigkeit der Ergebnisse in Kauf zu nehmen. Die Vereinfachung ist schlicht nicht notwendig und vor allem nicht zielführend, weil sie für den Anwender keine Vereinfachung darstellt.

6 Vergleich der entwickelten Modellrechnung mit Versuchsergebnissen

Die betrachteten Versuche wurden im Rahmen des Sonderforschungsbereiches 148 „Brandverhalten von Bauteilen“ durchgeführt. Die Versuchsauswertung ist den zugehörigen Forschungsberichten [48] und [30] bzw. Heft 69 der Schriftenreihe des Institutes für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig [25] entnommen.

Da die wenigsten Versuche exakt 30, 60, 90 oder 120 Minuten Feuerwiderstandsdauer im Versuch aufweisen, die Modellrechnung aber auf den Temperaturprofilen dieser Beflammungsdauern beruht, kann kein direkter Vergleich der Versuchsergebnisse mit der Berechnung erfolgen. Die Anzahl der vergleichbaren Versuche wäre zu gering. So wurde für die betrachteten Stützen mit den für den Versuch nachgewiesenen Festigkeiten von Stahl und Beton die rechnerische maximal aufnehmbare Last bei den vier genannten Zeiten bestimmt und daraus eine Kurve der aufnehmbaren Last in Abhängigkeit der Beflammungsdauer unter ETK generiert, siehe Abbildung 76. Die Kurven sind mit Sxx bezeichnet, wobei xx für Versuch Nr. xx steht, aus der Versuchsreihe, wie sie in [25] bezeichnet sind. In das gleiche Diagramm sind die Versuchsergebnisse eingearbeitet, die Kennzeichnung lautet Vxx.

Versuchsnachrechnung

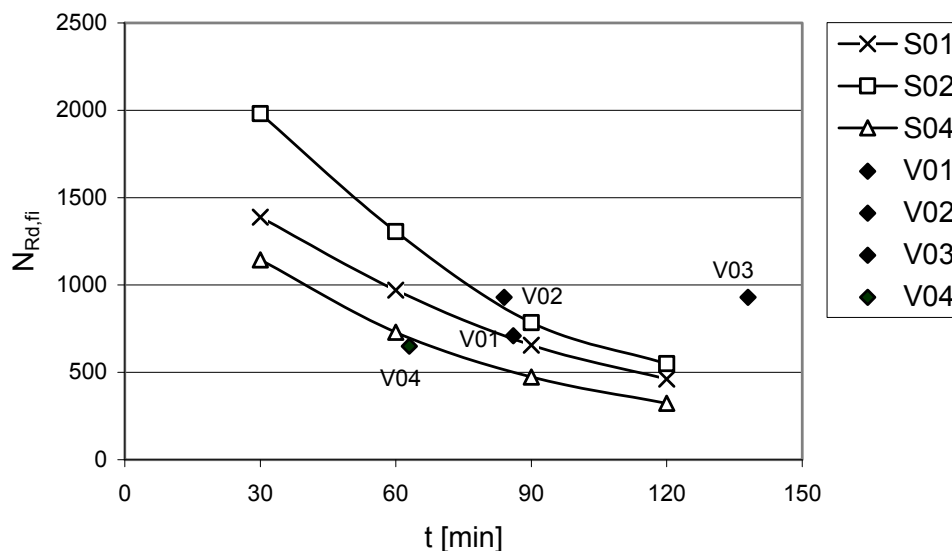


Abbildung 76: Modellrechnung und Versuchsergebnis

Aus den errechneten Kurven werden die Lasten zum Versagenszeitpunkt der Versuchsstütze mittels quadratischer Interpolation bestimmt und den im Versuch aufgetragenen Lasten gegenübergestellt. Im Folgenden sind die wesentlichen Versuchsdaten sowie die mit der entwickelten Modellrechnung bestimmten aufnehmbaren Lasten zum Versagenszeitpunkt im Brandfall zusammengestellt (Tabelle 16).

Die Versuchsreihe aus [48] wurde ergänzt um die Versuche aus [25], die sich von Abmessung und Bewehrung in die Reihe einfügen. Es werden Stützen 30/30 mit 6 Ø 20 Bewehrung ($18,85 \text{ cm}^2$, $\rho = 2,1\%$) sowie Stützen 20/20 mit 4 Ø 20 ($12,57 \text{ cm}^2$, $\rho = 3,1\%$) untersucht. Stützenlänge und Ausmitte der Last sind variabel, die Stützen sind beidseitig gelenkig gelagert.

Nr.	b=h	l_{col}	e_0	R_{eH}	R_{m}	β_{w}	t_{u}	N_{exp}	N_{cal}	$N_{\text{cal}}/N_{\text{exp}}$
[-]	[m]	[m]	[cm]	[MN/m ²]	[MN/m ²]	[MN/m ²]	[min]	[kN]	[kN]	[-]
01	30	3,76	3	487	792	29	86	710	694	0,977
02	30	3,76	0	487	792	29	84	930	883	0,950
03	30	3,76	0	487	792	29	138	930	492	0,529
04	30	4,76	3	487	792	29	63	650	704	1,083
05	30	4,76	0	487	792	29	108	880	501	0,569
06	30	5,76	3	487	792	29	61	600	550	0,917
07	30	5,76	0	487	792	29	58	800	701	0,876
11*	30	4,76	3	462	759	37	80	650	603	0,928
12*	30	4,76	3	462	759	37	69	650	728	1,120
13*	30	4,76	1,5	462	759	37	85	740	666	0,901
16*	30	4,76	9	462	759	37	75	460	429	0,933
17*	30	4,76	15	462	759	37	65	362	359	0,993
22	30	4,76	60	425	656	43	83	90	89	0,989
30	30	4,76	0,5	404	668	46	48	1224	1332	1,088
31	30	3,76	0,5	452	683	51	57	1695	1913	1,129
37	30	4,70	0,5	505	783	42	38	1548	1707	1,103
39	30	4,70	1	526	728	38	57	1308	1083	0,828
41	30	4,70	15	526	728	38	50	465	479	1,030
08	20	3,76	0	487	792	29	58	420	326	0,776
09	20	3,76	0	487	792	29	66	420	273	0,650
10	20	4,76	0	487	792	29	48	340	273	0,804
14*	20	4,76	1	462	759	37	49	280	255	0,909
15*	20	4,76	2	462	759	37	36	240	286	1,191
18*	20	4,76	6	462	759	37	49	170	166	0,979
19*	20	4,76	10	418	668	37	53	130	114	0,877
25	20	5,76	1	443	727	39	40	208	202	0,973

Tabelle 16: wesentliche Kenndaten der betrachteten Versuche [48]+[25] der Nachrechnung

Legende zu Tabelle 16:

b, h: Abmessungen der Stütze

l_{col} : Stützenlänge

e_0 : Ausmitte der aufgetragenen Last

R_{eH} : obere Streckgrenze des Stahls

R_{m} : Zugfestigkeit des Stahls

β_{w} : Würfelfestigkeit des Betons (Probekörper 20 cm Kantenlänge)

t_u : Versagenszeitpunkt im Versuch
 N_{exp} : Im Versuch erreichte Höchstlast
 N_{cal} : rechnerisch ermittelte Höchstlast

Die Bezeichnungen und Werte für R_{eH} , R_m und β_w sind aus [25] entnommen. Sie bezeichnen die Streckgrenze und Zugfestigkeit des Betonstahls sowie die Würfelfestigkeit des verwendeten Betons. Die zur Nachrechnung benötigte Zylinderfestigkeit des Betons wird gemäß [25] in der Regel mit $0,85 \cdot \beta_w$ angesetzt, Ausnahme sind Stützen der Serie S76 nach [48], für die aus den Probekörpern die Zylinderfestigkeit nach 5 Monaten gesondert bestimmt wurde. Diese Stützen sind in der Tabelle 16 mit * gekennzeichnet.

Das Achsmaß der Betondeckung wird mit $c_{nom,Bü} + \varnothing_{Bü} + \frac{1}{2} \varnothing_1 + 0,5$ angesetzt, analog zu [25], und ergibt sich damit zu 4,3 cm, was im Mittel dem gemessenen Achsabstand der Längsbewehrung von der beflamnten Betonoberfläche entspricht.

Im direkten Vergleich der Versuchsergebnisse mit der Berechnung sieht man überwiegend eine gute Übereinstimmung (Abbildung 77). Der größte Teil der Berechnungen weicht weniger als 10 % von den Versuchsergebnissen ab (gestrichelte Linien). Die Ergebnisse, die mehr als 10% Abweichung aufweisen, werden im Diagramm gekennzeichnet, die Abweichung wird im Anschluss erläutert.

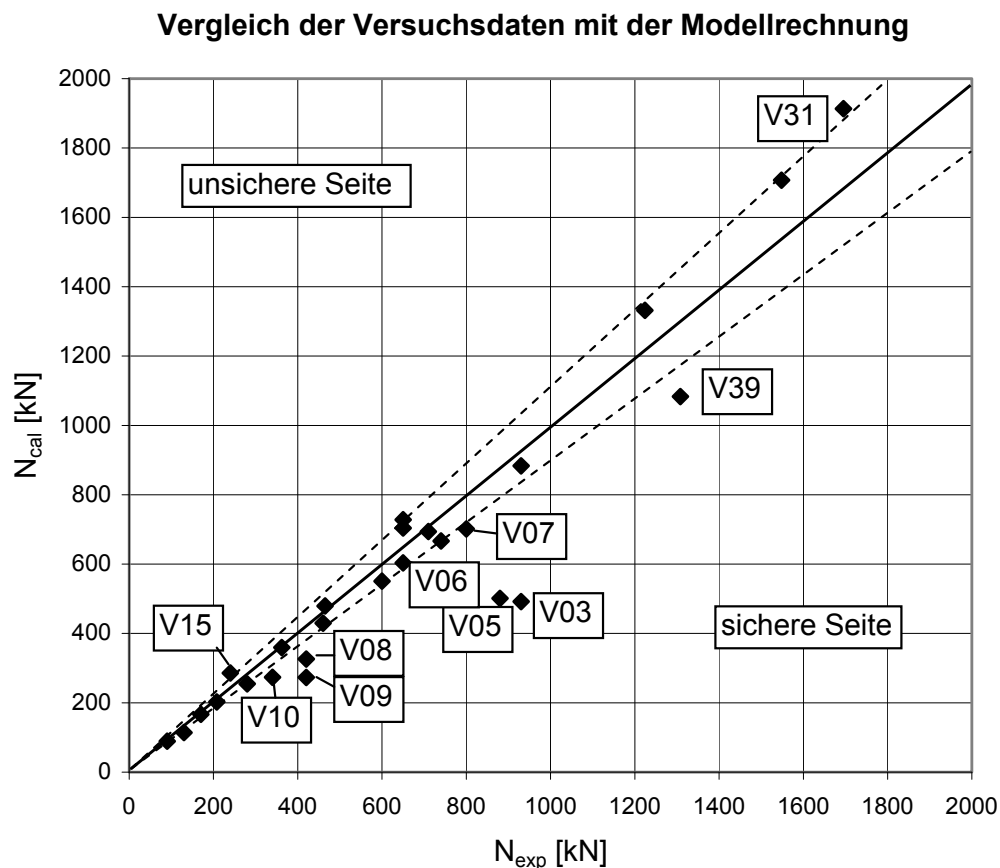


Abbildung 77: Vergleich zwischen Modellrechnung und Versuchsergebnissen

Mit Versuch Nr. 15 und 31 liegt das Ergebnis auf der unsicheren Seite. Die zugehörigen Stützen weisen im Versuchsverlauf Abplatzungen auf. Für Versuch Nr. 15 ist die Art der Abplatzung dokumentiert [48]: innerhalb der ersten 20 Minuten im mittleren Stützendrittel an einer Seite auf voller Breite bis zur Bewehrung, in einer der gegenüber liegenden Ecken ebenfalls bis zur Bewehrung. Auch für Stütze 31 betrifft die Abplatzung einen größeren Bereich und ist nicht auf eine Ecke beschränkt [25]. Die übrigen Versuche, die auf der unsicheren Seite liegen, weisen Eckabplatzungen auf.

Die Versuche 03, 05 und 39 sind als Ausreisser zu werten. Die erwartete rechnerische Feuerwiderstandsdauer ist bei Haß [25] ebenfalls deutlich kleiner als die im Versuch erzielte Dauer. Der Quotient von errechneter Widerstandsdauer zu gemessener Versuchsdauer beträgt bei Haß [25] zwischen 57% und 78%, hier zwischen 53% und 82%, die Streuung ist offenbar erheblich und bewegt sich bei beiden Nachrechnungen in gleicher Größenordnung.

Die Stützen für Versuch 06 und 07 wurden erst 13 Monate nach Herstellung getestet, die übrigen Stützen nach 5 Monaten. Die Betonfestigkeit der Probewürfel wurde nach 5-monatiger Lagerung ermittelt, mit diesem Wert sind die Nachrechnungen erfolgt. Die Festigkeit des Betons könnte daher durch Nacherhärtung beim Versuch höher gewesen sein als rechnerisch angenommen.

Für die Versuche 08, 09 und 10 findet sich keine offensichtliche Erklärung. Die Stützen sind zentrisch belastet, bei dieser Form der Belastung sind die größten Streuungen in Versuchen zu beobachten [25], vgl. auch Versuch 02 und 03: Hier sind bei gleicher Last Widerstandsdauern von 84 und 138 Minuten im Versuch gemessen worden. Bei V03 liegt das rechnerische Ergebnis deutlich auf der sicheren Seite.

Die exemplarische Kontrolle der Bauteiltemperaturen ergab gute Übereinstimmungen zwischen Versuch und Modellierung, trotzdem kann durch die vereinfachte Modellierung gemäß Abbildung 38 die Steifigkeit der Stütze konservativ abgebildet sein. Schon die Differenzierung in nur zwei Elementtypen je Zone (Eckelement mit höherer Temperatur als Randelement) beinhaltet eine Unschärfe der Abbildung. Abhilfe würde eine noch feinere Einteilung des Querschnittes schaffen, allerdings steigt der Rechenaufwand bei feinerer Elementierung sprunghaft an. Des Weiteren sind bei der Modellierung der Stütze in Längsrichtung in Kapitel 4.6.1 für den Ansatz der Momente aus Theorie II. Ordnung Annahmen getroffen worden, die ebenfalls leicht auf der sicheren Seite liegen. Dadurch ist in Summe der Quotient $N_{\text{cal}}/N_{\text{exp}}$ tendenziell kleiner als 1,0. Die Ergebnisse, die über 1, also auf der unsicheren Seite liegen, lassen sich in der Regel mit Abplatzungen an der Stütze während der Versuchsdauer erklären.

Betrachtet man die Versuchsauswertung statistisch, beträgt für den Quotienten $N_{\text{cal}}/N_{\text{exp}}$ der Mittelwert $\bar{\eta} = 0,927$, die Standardabweichung $\sigma_{\eta} = 0,164$ und der Sicherheitsbeiwert nach [25]:

$$\gamma_t = \frac{(\bar{\eta})^2}{\eta_{33}} = 1,005 \sim \mathbf{1,0} \quad (6-1)$$

$$\text{mit } \eta_{33} = \bar{\eta} - 0,44 \cdot \sigma_{\eta} \quad 33\text{-Quantilwert nach [25]} \quad (6-2)$$

Die Ergebnisse sind insgesamt zufrieden stellend, die Modellrechnung bildet die Versuche in Summe gut ab, die implizierten Annahmen und Vereinfachungen führen im Vergleich zu den Versuchsdaten zu einem leicht konservativen Ergebnis, so dass die Modellrechnung zur Bemessung von Stützen im Brandfall als geeignet anzusehen ist.

7 Alternativen zur Erlangung des erforderlichen Feuerwiderstandes

Derzeit wird an vielen Stellen versucht, die Bemessung von Betonstützen im Brandfall zu optimieren und die geforderte Tragsicherheit einer Stütze für die Feuerwiderstandsdauer durch immer ausgeklügeltere Berechnungsmethoden nachzuweisen. Es stellt sich die Frage, ob nicht durch geeignete Maßnahmen die Stütze insgesamt vor der Beanspruchung geschützt werden kann und damit der Lastfall „Brandbeanspruchung“ nicht maßgebend für die Bemessung wird. Oder ob durch Optimierung der Bewehrungsführung die Problematik entschärft werden kann und der rechnerische Nachweis leichter erfüllt wird.

7.1 Schutz der Stahlbetonstütze vor direkter Beflammlung

Als Schutz kann nur eine Beschichtung oder Verkleidung angesehen werden, die die Flammen vom Bauteil fernhält und so dafür sorgt, dass die Tragstruktur dem Lastfall „Brand“ nicht direkt ausgesetzt ist. Alle anderen Maßnahmen dienen der Verbesserung der Tragfähigkeit im Brandfall, schützen aber effektiv die Stütze nicht vor der direkten Beflammung.

7.1.1 Verkleidungen

Neben den bereits für Stahlstützen üblichen nachträglichen Gipskartonbekleidungen oder zementgebundenen Silikat-Bauplatten könnte eine wirtschaftliche Lösung in der Verwendung von „verlorener Schalung“ aus brandresistenten Materialien bestehen. Es gibt bereits Pappschalungen, die nach dem Erhärten des Betons mittels „Reissleine“ geöffnet und leicht entfernt werden können. Dieses Prinzip könnte erweitert werden um eine Brandschutz-Verkleidung, die auf der Innenseite der Schalung vorgefertigt angebracht wird. Später würde lediglich die Pappschalung entfernt, die Oberfläche der Verkleidung bliebe so geschützt und man hätte in einem Arbeitsgang Betonage und Brandschutz abgeschlossen.

Die Bekleidung bei Stahlstützen hat in der Regel zur Erreichung der Feuerwiderstandsdauer R90 eine Dicke von 2,5 -3 cm. Bei Betonstützen könnte die Bekleidung dünner ausfallen, da die Stützen nicht vollständig vor der Beflammung geschützt werden müssten. Im Wesentlichen ist die Bewehrung vor zu großer Hitze zu schützen, was auch mit einer Kombination aus Betondeckung und Bekleidung erfüllt werden kann.

7.1.2 Beschichtungen

Für Stahlbauten sind Brandschutzbeschichtungen gängige Praxis. Die Beschichtung kann in verschiedensten Farben hergestellt werden, im Brandfall schäumt sie auf, bildet einen stabi-

len, feinporigen Kohlenstoffschaum und isoliert das tragende Bauteil ähnlich einer Bekleidung. Die Schichtdicke beträgt allerdings im kalten Zustand nur 0,3 - 3 mm, ein enormer Vorteil gegenüber der Bekleidung.

Es gibt inzwischen auch Beschichtungen für Betonbauteile. Die Schichtdicken betragen auch hier 1 – 3 mm. Die Beschichtung besteht aus einer Kunststoffdispersion mit flammenhemmenden Pigmenten (z.B. Hensomastik B3000 der Firma Rudolf Hensel GmbH [26]). Allerdings muss das Bauteil für sich bereits der Klasse R30 zuzuordnen sein, damit der Brandschutz über Beschichtungen bis R90 verbessert werden darf.

Allein die Bewehrung im Betonbauteil mittels Beschichtung zu schützen, birgt zwei Risiken: Zum Einen müsste das Verbundverhalten mit Beschichtung geprüft werden, zum Anderen würde ein Aufschäumen im Brandfall das Abplatzen der umgebenden Betondeckung vorantreiben.

7.2 Verbesserung der Tragfähigkeit

7.2.1 Optimierung der Betonzusammensetzung

Die Forschung an der Zusammensetzung von Beton könnte zwei Ziele verfolgen: zum Einen eine geringere Wärmeleitfähigkeit, zum Anderen eine verbesserte Tragfähigkeit bei hohen Temperaturen.

7.2.1.1 Abplatzverhalten

Die Hauptursache für das Tragversagen einer Stahlbetonstütze im Brandfall besteht im Abplatzen großflächiger Betonteile durch die Hitze. Dadurch wird die Bewehrung freigelegt, ist unmittelbar dem Feuer ausgesetzt und versagt aufgrund der hohen Temperaturen. Dieses Verhalten ist umso deutlicher und führt umso schneller zum Versagen, je höher der relative Wassergehalt der Betonmischung ist [32].

Es gibt Versuche, die Zusammensetzung der Betonmischung durch Zugabe von Fasern brandresistenter zu gestalten. Für den Tunnelbau wurden dazu Faserbetone mit Einsatz von Polypropylenfasern (PP-Fasern) getestet. Ziel dieser Forschung ist die Vermeidung von explosionsartigen Abplatzungen, die zu einer Freilegung der Bewehrung führen. Durch die infolgedessen starke Erhitzung des Stahls auf weit über 300 °C entstünden schon unter Gebrauchslast hohe Verformungen aufgrund der plastischen Dehnung im Stahl. Da im Tunnelbau ein Objektschutz für das Tragwerk definiert ist, der nach einem Brandschaden die kurzfristige Instandsetzung ermöglichen soll, sollte die Bewehrungstemperatur die genannten 300 °C nicht überschreiten, die Abplatzungen müssen verhindert werden. [6]

Die Forderung nach Verhinderung von Abplatzungen ist auch in DIN EN 1992-1-2 [12] verankert. Dort werden als geeignete Maßnahmen unter Anderem ebenfalls die Zumischung von PP-Fasern sowie der Einsatz eines zusätzlichen Bewehrungsnetzes vorgeschlagen.

Die Fasern sorgen dafür, dass im Brandfall durch Schmelzen der Fasern ein Kapillarsystem entsteht, durch den Wasserdampf entweichen kann, bevor sich zu großer Dampfdruck aufbaut, der zu besagten Abplatzungen führt.

Das zusätzliche Bewehrungsnetz, welches auch nach der ZTV-ING, Teil 5, Abschnitt 1, Kapitel 10.3.2 [3] für Tunnelbauten anzuordnen ist, liegt zwischen der tragenden Bewehrung und der beflamnten Oberfläche. Während die tragende Bewehrung eine Betondeckung von mindestens 6 cm aufweisen soll, beträgt die Betondeckung für das zusätzliche Netz nur 2cm. Das Netz verringert die Gefahr der Abplatzung und schützt so die tragende Bewehrung.

7.2.1.2 Brandbeständigkeit

An der Montanuniversität Leoben wurde 2004 ein Beton vorgestellt, der durch ein Zuschlaggemisch aus Magnesium-Eisen-Hydrosilikat-Mineralen brandresistenter sein soll als Beton mit den üblichen Zuschlägen Kalk oder Quarzgestein. Die Minerale weisen einen Schmelzpunkt von weit über 1400 °C aus, zudem wird in die Mischung auf einem Kubikmeter Beton ca. 200 l Wasser eingebunden, welches im Brandfall freigesetzt wird [35]. Weiterführende Untersuchungen zu dieser Entwicklung waren jedoch nicht zu recherchieren.

7.2.2 Erhöhung der Betonfestigkeit

Die Betonfestigkeit zu erhöhen ist kaum lohnend. Der relativ geringe Zuwachs für die Tragfähigkeit kann kostengünstiger durch Erhöhung des Bewehrungsgrades erreicht werden. Zudem ist bei hochfestem Beton die Gefahr der Abplatzung höher als bei Normalbeton, so dass in Summe die Tragfähigkeit im Brandfall möglicherweise sogar schlechter wird [31].

Als Beispiel wird die Stütze aus Eichbeispiel S1 herangezogen (siehe Tabelle 10). Erhöht man die einwirkende Last von 328 kN auf 400 kN (Abbildung 78), müsste die Betongüte bei Beibehaltung der Bewehrungsmenge von C30/37 auf mehr als C50/60 erhöht werden, um Konvergenz in der Berechnung zu erlangen (Abbildung 79).

Eingabe Geometrie und Lasten

Mindestbreite: 20 cm

$L_{col,MS}$	=	4,50 m	(Länge der Modellstütze = $0,5 \cdot \beta \cdot l_{col}$)
b	=	0,40 m	
$N_{Ed,fi}$	=	400,0 kN	Ausmitte am Kopf: $e =$ 0,00 m
$H_{Ed,fi}$	=	11,3 kN	
f_{ck}	=	50 MN/m ²	
f_{yk}	=	500 MN/m ²	
$4 \cdot \varnothing$	=	28	
$A_{s,vorh.}$	=	24,6 cm ²	
d_1	=	5 cm	

geforderte Feuerwiderstandsdauer: **R 90**

Druckkraft positiv, Berechnung nur für Druckkräfte geprüft

Abbildung 78: Eingabe S1 mit $N_{Ed,fi} = 400$ kN und C50/60

Theorie II. Ordnung

$N_{Ed,fi}$	=	400 kN	
$H_{Ed,fi}$	=	11,3 kN	
l_{col}	=	4,5 m	Stütztyp: $2/\beta = 1$
e_{oben}	=	0 m	$\alpha_{a1} = 0,005 \leq 1/2000$
e_a	=	0,0045 m	Ausmitte am Kopf der Kragstütze
e_{unten}	=	0,1316 m	ungewollte Ausmitte
			$e_{unten} = e_{oben} + e_a + H \cdot h / N_{Ed,fi}$
$M_{Ed1,oben}$	=	1,8 kNm	
$M_{Ed1,unten}$	=	52,65 kNm	
M_1	=	4,5 m	Moment aus "1"-Last am Stützenkopf

Mtot nach Iterationsschritt n

Iterationsschritt

$k_{2,oben}$	=	3E-04 m ⁻¹	
$k_{21,unten}$	=	0,01 m ⁻¹	

Iteration abgebrochen

$e_{ges.} =$ **lt.abg.** m

$M_{Ed,fi} =$? kNm

Abbildung 79: Auswertung S1 mit $N_{Ed,fi} = 400$ kN und C50/60

Die Iteration wurde nach 20 Schritten abgebrochen, der Verlauf der Gesamtmomente lässt vermuten, dass Konvergenz auch mit mehr Berechnungsschritten nicht erreicht würde.

Statt dessen könnte die Tragfähigkeit für $N_{Ed,fi} = 400$ kN mit einer Bewehrungsanordnung von 10 \varnothing 16 (entspricht $20,1 \text{ cm}^2$) anstelle der vorgesehenen 4 \varnothing 28 (entspricht $24,6 \text{ cm}^2$) bei Beibehaltung der Betonklasse C30/37 wieder hergestellt werden, de facto eine Verringerung der Bewehrung um 18 %, ermöglicht durch die günstigere Anordnung im Querschnitt (Abbildung 80 und 81).

Eingabe Geometrie und Lasten

$b=h$

Mindestbreite: 20 cm

$L_{col,MS} = 4,50 \text{ m}$ (Länge der Modellstütze = $0,5 \cdot \beta \cdot l_{col}$)

$b = 0,40 \text{ m}$

$N_{Ed,fi} = 400,0 \text{ kN}$ Ausmitte am Kopf: $e = 0,00 \text{ m}$

$H_{Ed,fi} = 11,3 \text{ kN}$

L_{col}

$f_{ck} = 30 \text{ MN/m}^2$

$f_{yk} = 500 \text{ MN/m}^2$

10 \varnothing 16

$A_{s,vorh.} = 20,1 \text{ cm}^2$

$d_1 = 5 \text{ cm}$

geforderte Feuerwiderstandsdauer: **R 90**

Druckkraft positiv, Berechnung nur für Druckkräfte geprüft

Abbildung 80: Eingabe S1 mit $N_{Ed,fi} = 400$ kN und 10 \varnothing 16

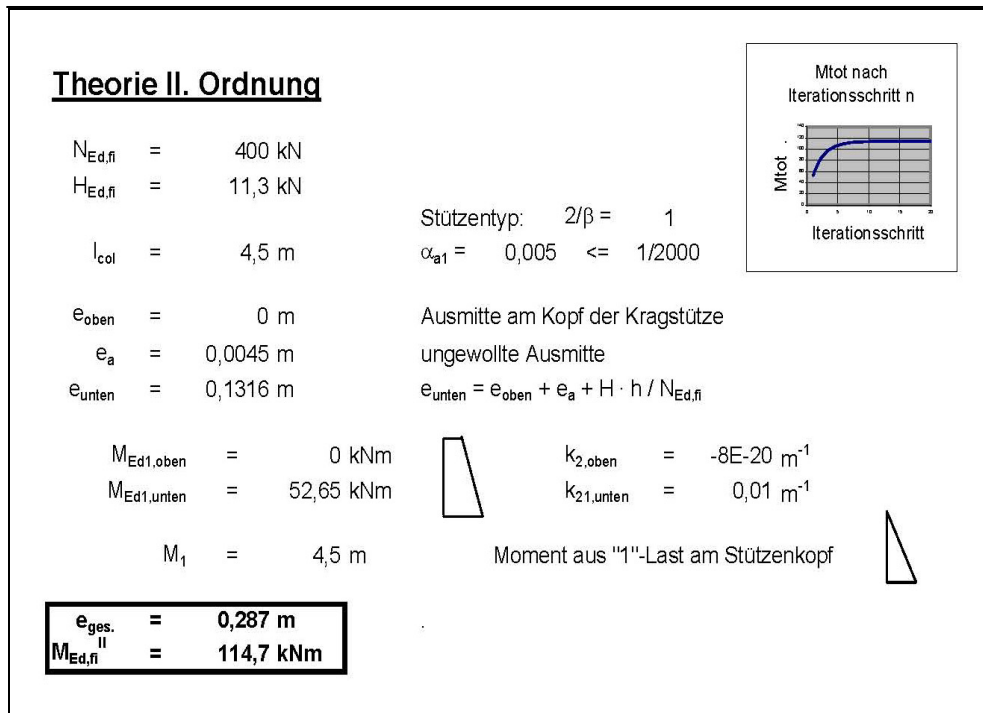


Abbildung 81: Auswertung S1 mit $N_{Ed,fi} = 400 \text{ kN}$ und $10 \text{ } \varnothing 16$

7.2.3 Optimierung der Bewehrungsanordnung

Je weiter innerhalb des Stützenquerschnittes die Bewehrung angeordnet wird, umso kleiner ist die Brandbeanspruchung bei vorgegebener Beanspruchungszeit für den Stahl, die Temperatur der Bewehrung bleibt niedriger. Es wäre daher zu prüfen, ob eine insgesamt größere Betondeckung bereits zielführend ist oder ob eventuell eine zweite Bewehrungslage im Brandfall Tragfunktion übernehmen könnte, wenn die äußere Bewehrung an Tragkraft nachlässt.

Bei rechteckigen Stützen empfiehlt es sich, die erforderliche Bewehrung nicht konzentriert in den Ecken einzulegen, da dort die Brandbeanspruchung am größten ist. Allein durch Verteilung der Bewehrung an den Seitenkanten kann die Tragfähigkeit im Brandfall deutlich erhöht werden. Die Bügelbewehrung muss dabei so angeordnet werden, dass ein Ausknicken der Bewehrungsstäbe verhindert wird.

Am Beispiel der Stütze S1 (Parameter siehe Tabelle 10) wird die Verbesserung der Tragfähigkeit durch Anordnung mehrerer Längsbewehrungsseisen mit kleinerem Durchmesser am Rand anstelle von Längsbewehrungsseisen mit größerem Durchmesser in den Ecken im folgenden Diagramm dargestellt. Die Normalkraft wird variiert. Aufgetragen ist die aufgebrauchte Normalkraft im Brandfall mit dem zugehörigen errechneten Moment M_y inclusive Theorie II. Ordnung im Brandfall. Die verschiedenen Kurven in Abbildung 82 zeigen die Auswertung für verschiedene Bewehrungswahlen.

Es wurden untersucht:

6 Ø 20	entspricht	18,8 cm ²	entspricht $\rho = 1,18\%$
4 Ø 25	entspricht	19,6 cm ²	entspricht $\rho = 1,23\%$
10 Ø 16	entspricht	20,1 cm ²	entspricht $\rho = 1,26\%$
4 Ø 28	entspricht	24,6 cm ²	entspricht $\rho = 1,54\%$
4 Ø 32	entspricht	32,2 cm ²	entspricht $\rho = 2,00\%$

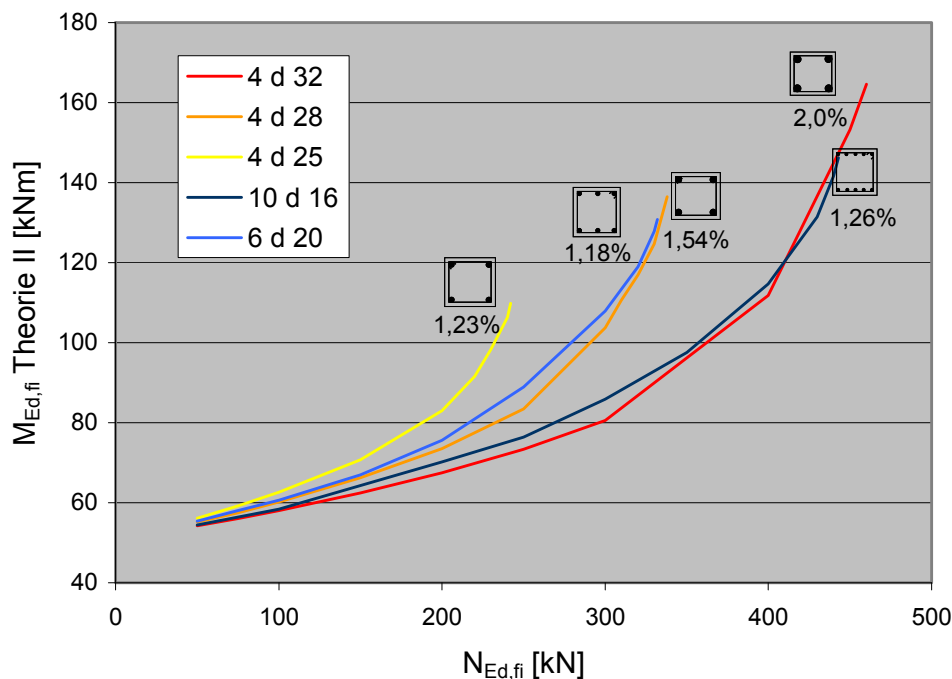


Abbildung 82: Auswirkung der Bewehrungsanordnung auf die Tragfähigkeit im LF „Brandbeanspruchung“

Deutlich zu erkennen ist, dass mit steigender Bewehrungsmenge bei Beibehaltung der Anordnung konzentriert auf die Ecken die Steifigkeit der Stütze zunimmt, die Momente nach Theorie II. Ordnung verringern sich bei gleichen Normalkräften. Die Tragfähigkeit insgesamt nimmt ebenfalls zu, die aufnehmbaren Normalkräfte werden größer. Während mit 4 Ø 25 die maximale Normalkraft 241 kN beträgt, liegt sie bei 4 Ø 32 deutlich höher bei 456 kN.

Die Auswirkung der Bewehrungsanordnung verteilt auf den Rand anstelle der konzentrierten Eckbewehrung ist erheblich. Mit ca. 65 % der Bewehrung (10 Ø 16 statt 4 Ø 32) wird nahezu die gleiche Tragfähigkeit erreicht. Der Maximalwert der Normalkraft liegt bei der Anordnung 10 Ø 16 bei 439 kN.

Bezogen auf einen ähnlichen Bewehrungsgrad (4 Ø 25, max N = 241 kN) bedeutet das eine Steigerung der Tragfähigkeit um 82 %.

Bereits bei der Anordnung von nur je einem Eisen im kälteren Randbereich (6 Ø 20, max. N = 332 kN) wird eine Steigerung der Tragfähigkeit von über 36 % erzielt bzw. die

Tragfähigkeit und Steifigkeit einer Stütze mit ca. 35 % mehr Bewehrung (4 Ø 28, max. N = 338 kN) erreicht.

Die errechneten Steigerungen gelten nur für die betrachtete Stütze, aber die Größenordnung der möglichen Steigerung wird damit dokumentiert. Für die Feuerwiderstandsklassen R30 und R60 wird die Steigerung kleiner ausfallen, weil die Temperaturdifferenzen zwischen Eck- und Randeisen kleiner sind. Für die Klasse R120 sind ähnliche oder größere Tragfähigkeitssteigerungen zu erwarten.

Der erste Schritt bei einer erforderlichen Bemessung im Brandfall von rechteckigen Stützenquerschnitten sollte also immer die Verteilung der Bewehrung auf den Randbereich sein, um sie aus den hochbeanspruchten Ecken herauszuholen. Ein noch größerer Effekt würde erzielt, wenn in den Ecken lediglich konstruktive Bewehrung angeordnet würde, quasi „Opferbewehrung“, die im Brandfall rechnerisch ausfällt, und die tragende Bewehrung ausschließlich im weniger heißen Randbereich eingelegt würde.

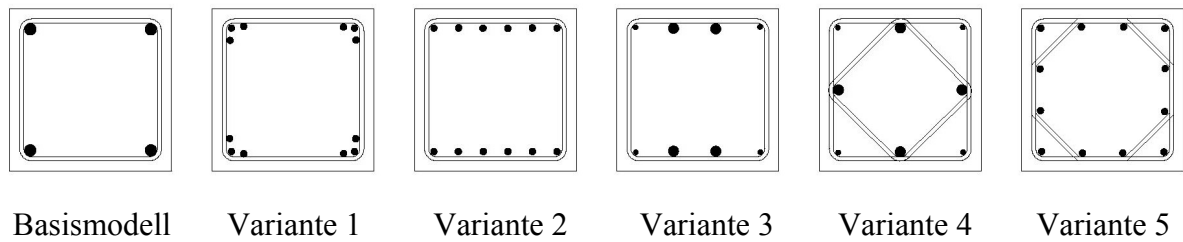
Die Anordnung der Bewehrung im Randbereich hat diese großen Auswirkungen nur bei drei- oder vierseitiger Brandbeanspruchung. Bei einseitiger Beflammung entstehen keine höher beanspruchten Eckbereiche, so dass die Verteilung der Bewehrung auf die Breite des Querschnittes irrelevant für die Berechnung wird.

Bei Rundstützen besteht die Möglichkeit, die Betondeckung zu erhöhen oder eine zweite Reihe Bewehrung weiter innen im Querschnitt anzuordnen.

Auf Grundlage dieser Untersuchungen werden nachfolgend Möglichkeiten der Bewehrungsanordnung vorgestellt, die von heute üblichen Anordnungen abweichen, aber für die Bemessung im Brandfall vorteilhaft sind und den derzeit gültigen Regeln nach DIN 1045-1 [7] entsprechen.

Weiterführend könnte in diesem Zusammenhang auch eine Untersuchung der Grundlagen sein, die zu den heute üblichen Bewehrungsanordnungen geführt haben. Möglicherweise wurden dabei pragmatische Ansätze und Vereinfachungen gewählt, die für die damalige Fragestellung richtig und zielführend sind, gleichzeitig aber weitere Lösungen ausschließen, die für die Brandbemessung vorteilhafter wären.

Am Beispiel einer zentrisch belasteten Kragstütze werden die maximal aufnehmbaren Normalkräfte für verschiedene Bewehrungsanordnungen ermittelt und gegenübergestellt (Abbildung 83). Es wird sowohl Knicken um die y- als auch um die z-Achse betrachtet. Die untersuchten Bewehrungsanordnungen sind nachfolgend aufgezeigt.



- Basismodell: 4 Ø 28 in den Ecken
- Variante 1: 12 Ø 16 konzentriert in den Ecken
- Variante 2: 12 Ø 16 auf zwei Seiten verteilt
- Variante 3: 4 Ø 12 in den Ecken plus 4 Ø 25 auf 2 Seiten (i.u.a.)
- Variante 4: 4 Ø 12 in den Ecken plus 4 Ø 25 in den Mitten
- Variante 5: 12 Ø 16 verteilt über den Umfang

	vorhandene Bewehrung:		
	R90	Basis: 24,63 cm ²	100 %
	b/h = 40/40	Var. 1: 24,12 cm ²	97,9 %
	C30/37	Var. 2: 24,12 cm ²	97,9 %
	L _{col} = 3,00 m	Var. 3: 24,16 cm ²	98,1 %
	d ₁ = 5 cm	Var. 4: 24,16 cm ²	98,1 %
	Var. 5: 24,12 cm ²	97,9 %	

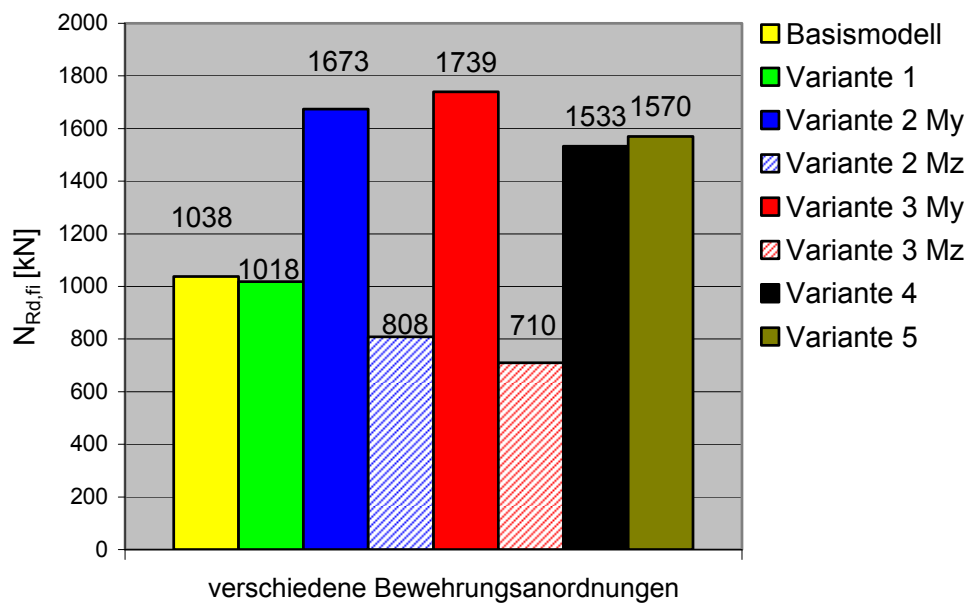


Abbildung 83: maximal aufnehmbare Normalkraft bei verschiedenen Bewehrungsanordnungen

Die übliche Bewehrungskonzentration in den Ecken mit 4 Ø 28 wird als Ausgangswert (100%) vorausgesetzt. Im Vergleich dazu führt die Änderung auf 12 Ø 16 (Variante 1) zu keiner nennenswerten Abweichung, wenn die Bewehrung nach wie vor in den Ecken konzentriert ist. Bei Verteilung der Bewehrung über zwei Seiten sind zwei Effekte zu beobachten. Zum Einen kann die Tragfähigkeit zwar deutlich gesteigert werden, zum Anderen differiert aber das Tragverhalten der Stütze trotz zentrischer Belastung erheblich je nach betrachteter Richtung. Für Knicken um die starke Achse mit maximalem Hebelarm für alle Bewehrungsstäbe ergeben sich Steigerungen der maximalen Normalkraft von 61,1 % (Variante 2) und 67,5 % (Variante 3). Die Tragfähigkeit um die schwache Achse des Querschnittes mit relativ kleinen Hebelarmen der kälteren Bewehrungsstäbe sinkt dafür im Vergleich mit dem Basismodell um 22,2 % (Variante 2) beziehungsweise 31,6 % (Variante 3).

Bei Variante 4 haben aufgrund der Lage in den Schwereachsen des Querschnitts zwei der vier Stäbe unabhängig von der betrachteten Richtung einen Hebelarm von null. Damit ist die Variante mit genau mittig angeordneten Eisen für die starke Achse weniger effektiv als die Varianten mit Verteilung auf zwei Seiten, dafür ist aber richtungsunabhängig eine Tragfähigkeitssteigerung von 47,7 % zu verzeichnen. Für Variante 5 mit gleichmäßig über den Umfang verteilter Bewehrung steigert sich richtungsunabhängig die Tragfähigkeit um 51,3 %.

Anhand der M-k-Linien in Abbildung 84 sind die zuvor gewonnenen Erkenntnisse gut nachzuvollziehen. Dargestellt sind hier die M-k-Linien für die verschiedenen Bewehrungsanordnungen bei einer einheitlichen Last von $N_{Ed,fi} = 1000$ kN.

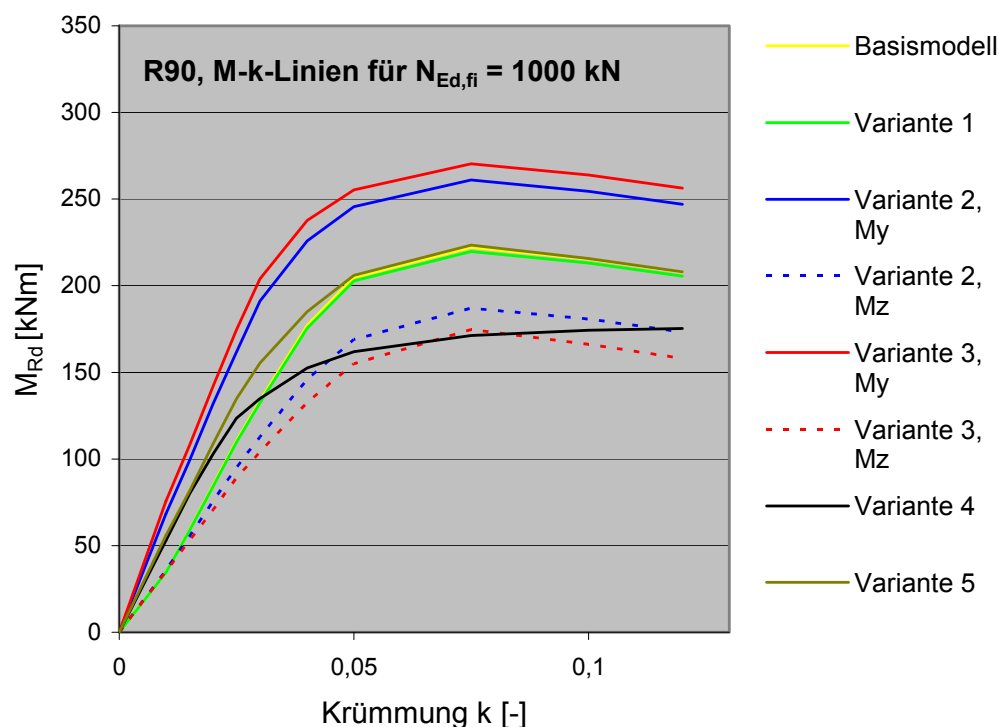


Abbildung 84: Vergleich der M-k-Linien für verschiedene Bewehrungsanordnungen

Die Kurven für Basismodell und Variante 1 sind nahezu deckungsgleich. Variante 4 liegt im Bereich kleiner Krümmungen oberhalb der Basiskurve und unterhalb der Kurven für die Varianten 2 und 3 bei Betrachtung der starken Achse. Variante 5 liegt durchgehend oberhalb der Basiskurve.

Bei rein zentrisch belasteten Stützen kann der Vorteil der geringeren Temperatur für die Hauptbewehrung bei Ausführung gemäß Variante 4 im Vergleich zu konzentriert in den Ecken eingelegter Bewehrung zur Steigerung der Tragfähigkeit genutzt werden. Die Bewehrung sollte aber in jedem Fall nach wie vor punktsymmetrisch angeordnet werden (alle vier Seiten gleich bewehrt), da andernfalls für die schwächer bewehrte Richtung eine erhebliche Tragfähigkeitsminderung eintritt. Dieser Effekt entsteht aufgrund des großen Einflusses aus Theorie II. Ordnung. So ist auch für planmäßig zentrisch belastete Stützen die Momententragfähigkeit von wesentlicher Bedeutung.

Die M-k-Linie der Variante 5 ist bei nahezu zentrischer Belastung (kleine Krümmung, kleine Momente) nahezu deckungsgleich mit Variante 4, liegt aber bei größeren Krümmungen deutlich oberhalb der M-k-Linie für Variante 4, weil durch die ausmittig angeordneten Bewehrungsstäbe immer eine Momententragfähigkeit gewährleistet ist. Diese Bewehrungsform ist für die Betrachtung der Feuerwiderstandsdauer sicher die günstigste. Die Hauptbewehrung ist aus der hoch beanspruchten Ecke verlegt in die kälteren Randbereiche und es bleibt für beide Richtungen eine hohe Momententragfähigkeit.

Ausmittig belastete Stützen oder Stützen, die systembedingt nur in einer Richtung ausknicken können, werden effektiver mit Verteilung der Stäbe auf zwei Seiten bewehrt. Die Wirkung ist umso größer, je weniger Bewehrung in der beflamten Ecke verbleibt und je mittiger die restliche Bewehrung am Rand angeordnet ist.

Bei kleiner Brandbeanspruchung (R30) werden die Unterschiede in der Tragfähigkeit aufgrund der Bewehrungsanordnung kleiner, da die Eckeisen nicht in dem Maße an Festigkeit verlieren wie bei längerer Beflammung.

Der Nachteil, der sich bei bezüglich Brandfall optimalen Varianten 3 und 4 möglicherweise ergibt, ist bei Stützen mit Kantenlängen ≥ 40 cm die obligatorische Anordnung von Zusatzbügeln, wenn die zur Mitte hin angeordneten Eisen mehr als $15 d_{s,Bü}$ von der Ecke entfernt liegen. Im Gegenzug kann bei der Längsbewehrung Stahl eingespart werden. Die Anordnung von Zwischenbügeln sowie die maximalen Bügelabstände sind für den Brandfall noch zu spezifizieren.

8 Heissbemessung versus Kaltbemessung

8.1 Möglichkeiten zur Überführung der Bemessung im Brandfall in eine Kaltbemessung

Es gibt die Bestrebung, die Bemessung im Brandfall durch eine angepasste Bemessung bei Normaltemperatur zu ersetzen. Ziel dabei ist wohl, die vorhandenen Bemessungshilfen weiter anwenden zu können und/ oder dem praktisch tätigen Ingenieur die intensive Auseinandersetzung mit der Thematik „Bemessung im Brandfall“ zu ersparen.

In Abbildung 86 ist die Momenten-Krümmungs-Linie der Heissbemessung am Beispiel der Stütze S1 (siehe Tabelle 10) analogen Bemessungen unter Annahme der Werkstoffe bei Normaltemperatur gegenübergestellt. Als Arbeitslinie wurde die Spannungs-Dehnungs-Linie für nichtlineare Berechnungen der DIN 1045-1 [7] verwendet (Abbildung 85). Die maximalen Festigkeiten der Werkstoffe Stahl und Beton werden variiert, um eine Annäherung an die heisse Bemessung zu erzielen.

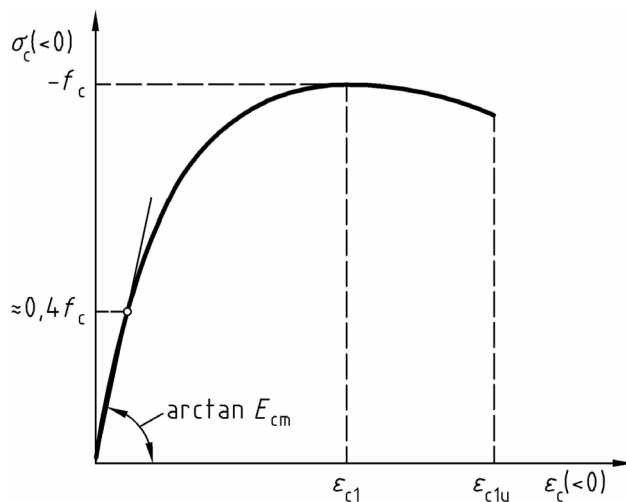


Abbildung 85: Bild 22 der DIN 1045-1: σ - ϵ -Linie für Beton bei nichtlinearer Schnittgrößenermittlung

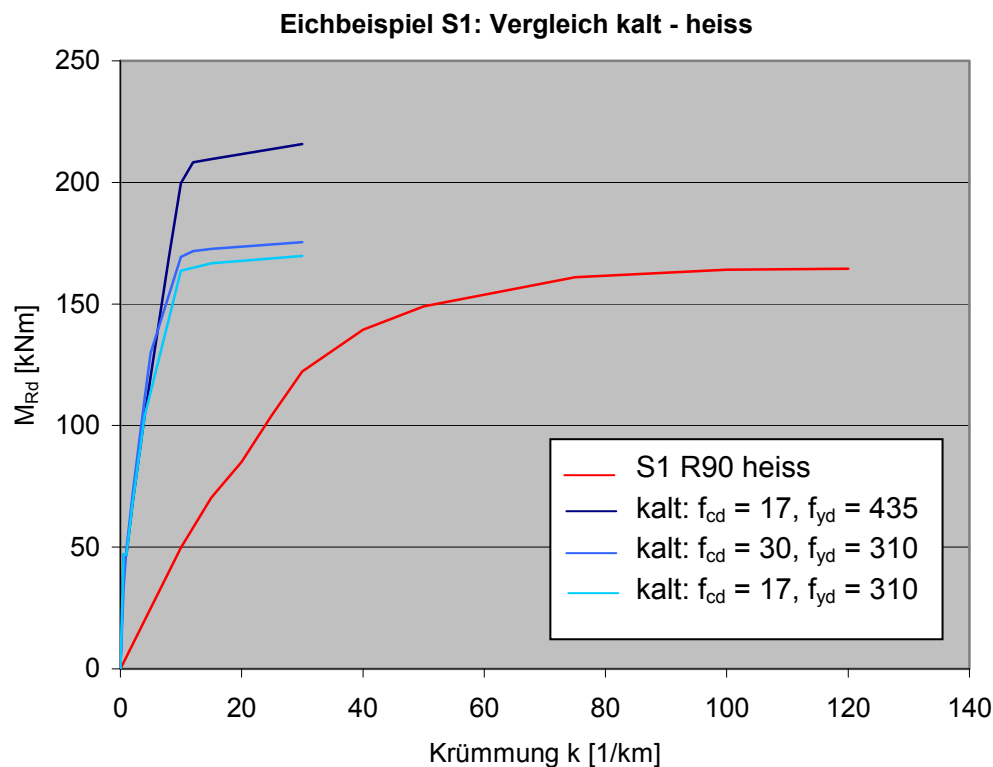


Abbildung 86: M-k-Linien für verschiedene Materialansätze

Die Ansätze der „kalten“ Werkstoffe führen immer dazu, dass die Verformbarkeit und damit Steifigkeit der Stütze falsch abgebildet wird. Es ist offenbar möglich, durch Abminderung der Materialfestigkeiten eine Annäherung an den Maximalwert des aufnehmbaren Momentes zu erzielen, das nützt aber lediglich in der reinen Querschnittsbetrachtung. Für eine Berechnung nach Theorie II. Ordnung ist dieser Ansatz unzulänglich. Durch die verwendete Spannungs-Dehnungslinie des Betons bei Normaltemperatur sind die Dehnungen des Materials sehr viel kleiner als im Brandfall (siehe Abbildung 7), so dass das Verformungsverhalten nicht realistisch erfasst werden kann.

8.2 Notwendigkeit der Bemessung im Brandfall

Ab wann ist überhaupt die Heissbemessung maßgebend? In vielen Fällen kann mit der zuvor errechneten Bewehrung bei Normaltemperatur auch der Nachweis im Brandfall erbracht werden. Eine Abgrenzung, bis wann das möglich ist, würde den Arbeitsaufwand erheblich reduzieren.

Zunächst wurden Vergleichsrechnungen an **symmetrisch beflamten, zentrisch belasteten** Stützen mit **Querschnitt 30/30** in der **Betongüte C30/37** durchgeführt.

Bei Stützen, die auch im Brandfall als gedungen anzusehen sind, also bei denen die Berücksichtigung der Verformungen keinen nennenswerten Anstieg der Momente verursacht, war der Brandfall nicht maßgebend für die Bemessung. Geprüft wurde das an fiktiven Stützen mit

einer Länge von 50 cm. In allen Berechnungen konnte der Nachweis für den Brandfall problemlos mit der im kalten Zustand ermittelten Bewehrung erbracht werden.

Stützen, die in die Widerstandsklasse R30 eingeordnet werden sollen und für Normaltemperatur bemessen wurden, erfüllten auch für schlanke Stützen ($\lambda \leq 70$) den Nachweis im Brandfall ohne Probleme, insbesondere, wenn die Bewehrung nicht auf die Ecken konzentriert wird. Durch die rechnerische Reduzierung der anzusetzenden Last im Brandfall war auch bei schlanken Stützen die Heissbemessung nicht maßgebend. Erst bei sehr schlanken Stützen ab $\lambda > 70$ war abhängig von der Normalkraftbeanspruchung mehr Bewehrung erforderlich als für die Kaltbemessung.

Für die Feuerwiderstandsklasse R60 wurden ab einer Schlankheit von $\lambda > 40$ die Verformungen im Brandfall und die Verminderung der Materialfestigkeiten so groß, dass die Bemessung trotz kleinerer anzusetzender Lasten maßgebend wurde. Für die Feuerwiderstandsklasse R90 galt dies ab einer Schlankheit von $\lambda > 30$, für R120 ab $\lambda > 20$.

Tabelle 17 gilt für $d_1 \geq 5$ cm. Für kleinere Achsabstände der Bewehrung verringert sich die jeweilige Grenzschlankheit.

Für $\lambda \leq$ Tabellenwert ist die Kaltbemessung maßgebend,
ab $\lambda >$ Tabellenwert kann die Heissbemessung maßgebend sein.

zentrisch gedrückte Stützen, symmetrisch beflammt, $b = h \geq 30$ cm, $d_1 \geq 5$ cm	R30	R60	R90	R120
λ	70	40	30	20

Tabelle 17: Grenzschlankheit λ für die Heissbemessung

Die Betongüte spielt bei dieser Betrachtung eine untergeordnete Rolle, die Grenzwerte gelten auch für andere Betonfestigkeitsklassen. Die Untersuchungen dieser Arbeit beschränken sich auf Normalbetone (bis C50/60)

Bei unsymmetrischer Beflammung ergibt sich eine zusätzliche Biegebeanspruchung, so dass hier kein direkter Vergleich zwischen den Bemessungsarten statt finden kann, die Brandbeanspruchung muss in jedem Fall nachgewiesen werden.

Für Stützen mit kleineren Abmessungen wirkt sich aufgrund der ausgeprägteren Eckbereiche im Verhältnis zur Querschnittsfläche die Beflammung bereits bei weniger schlanken Stützen

auf Verformungsempfindlichkeit aus, auch hier sollte grundsätzlich der Brandfall rechnerisch nachgewiesen werden.

Für ausmittige Belastung ist die Abgrenzung ebenfalls nicht so klar auszumachen. In der Regel wird für überdrückte Stützen ($e = M/N \leq 1/6$) bei symmetrischer Beflammung und Beachtung der am Rand verteilten Bewehrung die Kaltbemessung innerhalb der oben genannten Grenzen überwiegen, für größere Ausmitten kann die Heissbemessung dann wieder maßgebend werden. Diese These ist jedoch nur beispielhaft belegt, die Anzahl der Untersuchungen rechtfertigt noch keine verbindliche Aussage.

9 Fazit

Mit der in dieser Arbeit entwickelten Modellrechnung ist es möglich, Einzelstützen aus Stahlbeton mit rundem oder rechteckigem Querschnitt für den Lastfall Brand nachzuweisen. Eine Erweiterung auf zweiachsige Ausmitte ist denkbar. Die Vereinfachung gegenüber allgemeinen Berechnungsverfahren liegt in der Verwendung von Temperaturprofilen anstelle einer thermischen Analyse sowie der gröberen Elementierung im Vergleich zu einer FE-Berechnung. Die Abweichung der Ergebnisse liegt bei unter 5%. Durch die Visualisierung von wesentlichen Zwischenergebnissen in grafischer Form ist die Berechnung nachvollziehbar und leicht auf Plausibilität zu prüfen.

Für symmetrisch beflamnte Stützen konnten Grenزشlankheiten ermittelt werden, bis zu denen der Lastfall Brand nicht maßgebend ist.

Auf Grundlage der in dieser Arbeit gewonnenen Erkenntnisse stellt die Verfasserin infrage, ob eine Weiterentwicklung der sogenannten vereinfachten Berechnungsverfahren zielführend ist. Durch die dort eingeführte Querschnittsreduktion und Ansatz eines Betonverhaltens analog dem Beton bei Normaltemperatur wird das Verständnis für die Zusammenhänge eher erschwert. Die Berechnungsergebnisse weichen trotz verschiedener Anpassungsversuche nach wie vor deutlich von denen der allgemeinen Berechnungsverfahren ab.

Heute kommt einfachen Handrechenverfahren ohnehin nicht mehr die gleiche Bedeutung zu wie noch vor 10 Jahren. Wichtig ist aber, die Berechnung mit Hilfe von EDV transparent zu gestalten, so dass Ergebnisse vom Anwender auf Plausibilität geprüft werden können.

Literaturliste

- [1] Anderberg, Y. und Thelandersson, S.: „Stress and Deformation Characteristics of Concrete at High Temperatures“, 2. Experimental Investigation and Material Behaviour Model, Lund Institute of Technology, Sweden, 1976.
- [2] Baumgart, Rudolf: „Berechnungen nach Theorie II. Ordnung im Stahlbetonbau“ Skript, Hochschule Darmstadt, Darmstadt, 13.06.2009.
- [3] Verkehrsblatt-Sammlung NR. S 1056: ZTV-ING, 1/2003.
- [4] Cyllok, Michael und Achenbach, Marcus: „Vereinfachte Bemessung brandbeanspruchter Stahlbetonkragstützen in Anlehnung an EC 2“ Beton- und Stahlbetonbau, Jg. 103, Nr. 7, S. 464–471, 2008.
- [5] Cyllok, Michael und Achenbach Marcus: „Anwendung der Zonenmethode für brandbeanspruchte Stützen,“ Beton- und Stahlbetonbau, Jg. 104, Nr. 12, S. 813–822, 2009.
- [6] Dehn, Frank, Nause, Peter, und Fischkandl, Hendrik: „Brandresistenter Beton für den Tunnelbau“ Beton- und Stahlbetonbau, Jg. 103, Nr. 4, S. 271–277, 2008.
- [7] DIN 1045-1: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton - Teil 1: Bemessung und Konstruktion, August 2008.
- [8] DIN 1055-100: Einwirkungen auf Tragwerke Teil 100: Grundlagen der Tragwerksplanung, Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln, März 2001.
- [9] DIN 4102-22: Anwendungsnorm zu DIN 4102-4 auf der Bemessungsbasis von Teilsicherheitsbeiwerten, November 2004.
- [10] DIN 4102-4: Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen, März 1994.
- [11] DIN EN 1991-1-2: Brandeinwirkungen auf Tragwerke, September 2003.
- [12] DIN EN 1992-1-2 (12:2010): Tragwerksbemessung für den Brandfall, Dezember 2010.
- [13] DIN EN 1992-1-2 (10:2006): Tragwerksbemessung für den Brandfall, Oktober 2006
- [14] DIN EN 1992-1-2/ NA: Tragwerksbemessung für den Brandfall - NAD, Dezember 2010.
- [15] DIN EN 1992-1-2 Berichtigung 1 (1:2009): Tragwerksbemessung für den Brandfall - Berichtigung 1, Januar 2009.
- [16] DIN V ENV 1992-1-2: Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken Teil 1-2: Allgemeine Regeln - Tragwerksbemessung für den Brandfall, Mai 1997.
- [17] Dt. Beton- und Bautechnikverein: Eurocode 2 für Deutschland: „Grundlagen und Hintergründe der Heissbemessung“ Berlin: Ernst & Sohn, Beuth, 2010.
- [18] fib (fédération internationale du béton): bulletin 38: „Fire design of concrete structures – materials, structures and modelling“, state-of-art-report, Sprint-Digital-Druck, Stuttgart, 2007
- [19] Fingerloos, Frank: „Zur "Heissbemessung" von Stahlbetonstützen nach DIN 4102-22“ Deutscher Betonverein, DBV-Rundschreiben 212, März 2007.
- [20] Fingerloos, Frank und Richter, Ekkehard: „Zur Heissbemessung von Stahlbetonstützen,“ Der Prüflingenieur, Nr. April 2007, S. 35–42, 2007.
- [21] Fingerloos, Frank und Richter, Ekkehard: „Nachweis des konstruktiven Brandschutzes bei Stahlbetonstützen“ Beton- und Stahlbetonbau, Jg. 102, 4/2007.
- [22] Frangi, Andrea, Tesar, Can und Fontana, Mario: „Tragwiderstand von Betonbauteilen nach dem Brand“ Bauphysik, Nr 28, Heft 3, S. 170-183, 2006
- [23] Franssen, Jean-Marc, Gernay, T.: „Consideration of Transient creep in the Eurocode Constitutive Model for Concrete in the Fire situation“, Proceedings of the Sixth International Conference Structures in Fire, Lancaster, 2010

- [24] Goris, Alfons und Hegger, Josef (Hrsg.): „Stahlbetonbau aktuell“, 14. Jahrbuch, Bauwerk-Verlag, 2010
- [25] Haß, Rüdiger: „Zur praxisgerechten brandschutztechnischen Beurteilung von Stützen aus Stahl und Beton“, Heft 69, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, 1986
- [26] Hensel, Rudolf: Technisches Merkblatt hensomastic 3000, 01/2010, Rudolf Hensel GmbH,
- [27] Hosser, Dietmar (Hrsg.): „Brandschutz in Europa - Bemessung nach Eurocodes: Erläuterungen und Anwendungen zu den Brandschutzteilen der Eurocodes 1-6“ Deutsches Institut für Normung e.V, Beuth-Kommentare.
- [28] Hosser, Dietmar und Richter, Ekkehard: „Zur Anwendung von DIN 4102 Teil 4, Ausgabe März 1994, in Verbindung mit DI 1045-1, Ausgabe Juli 2001, auf Kragstützen in Hallensystemen mit gegenseitiger Aussteifung“ Schlussbericht, iBMB, TU Braunschweig, Braunschweig, 1/2007.
- [29] Hosser, Dietmar und Richter, Ekkehard: „Brandschutztechnische Bemessung von Stahlbetonstützen nach DIN 4102 Teil 4 und Teil 22 und nach Eurocode 2 Teil 1-2“ Bauingenieur, Nr. 84, S. 472–481, 2009.
- [30] Klingsch, Wolfram, Haksever, Ataman und Walter, Robert: „Brandversuche an Stahlbetonstützen“, Beitrag im Tätigkeitsbericht 1975-1977 des SFB 148 der TU Braunschweig, 1977
- [31] Kodur, V. R., “Performance of high-strength concrete in fire,” Construction Canada, Jg. 42, Nr. 1, S. 6, 8-9, 2000.
- [32] Kodur, V. R. und Mcgrath, R. C: “Fire endurance of high strength concrete columns”, fire technology, Jg. 39, Nr. special issue 1, S. 73–87, 2003.
- [33] Kordina, Karl und Meyer-Ottens, C.: „Beton Brandschutz-Handbuch, 1. Auflage Verlag bau+Technik, 1981
- [34] Kordina, Karl und Meyer-Ottens, C.: „Beton Brandschutz-Handbuch, 2. Auflage Verlag bau+Technik, 1999
- [35] Mayer, A.: „Brandbeständiger Baustoff“ Archiv der Montanuniversität Leoben. Österreich.
- [36] Minnert, Jens, Blatt, Markus und Wichmann, Jörg: „Brandsicherheit von Stahlbetonkragstützen“, Vortrag beim 13. Massivbauseminar in Siegen, Schriftenreihe der Siegener KIB-Seminare, Heft 13 „Bauen mit Betonfertigteilen – Bauen im Bestand“, 2009
- [37] Ministerialblatt NRW: „Berichtigung der Liste der Technischen Baubestimmungen“, Kammer-Spiegel, April 2007.
- [38] “Musterliste der Technischen Baubestimmungen” (MLTB), DIBt, Februar 2006.
- [39] Quast, Ulrich, Cylllok, Michael, und Achenbach, Marcus: „Zuschrift zu Michael Cylllok und Marcus Achenbach: Anwendung der Zonenmethode für brandbeanspruchte Stahlbetonstützen.: Artikel aus Beton- und Stahlbetonbau 104 (2009) Heft 12, S. 813-822“ Beton- und Stahlbetonbau, Jg. 105, Nr. 4, S. 270–272, 2010.
- [40] Quast, Ulrich und Richter, Eckehard: „Vereinfachte Berechnung von Stahlbetonstützen unter Brandbeanspruchung“, Beton- und Stahlbetonbau, Jg. 103, Nr. 2, S. 119–125, 2008.
- [41] Rigberth, Johan: “Simplified Design of Fire Exposed Concrete Beams and Columns: An Evaluation of Eurocode and Swedish Building Code Against Advanced Computer Models”, Report, Departement of Fire Safety Engineering, Lund University, Sweden, Lund, Sweden, 2000.

- [42] Sager, Helmut: „Zum Einfluss hoher Temperaturen auf das Verbundverhalten von einbetonierten Bewehrungsstäben“, Heft 68, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, 1985
- [43] Schneider, Ulrich: „Festigkeits- und Verformungsverhalten von Beton unter stationärer und instationärer Temperaturbeanspruchung“, Die Bautechnik, Heft 4/ 1977, S. 123-132
- [44] Schneider, Ulrich: „Verhalten von Beton bei hohen Temperaturen“, DAfStb, Heft 337, Ernst & Sohn Verlag, Berlin 1982
- [45] Software Excel: Microsoft Office, Version 2003
- [46] Software INCA2: „Interactive Nonlinear Cross-section Analysis biaxial“, Programm-Version 2.80, Dr.-Ing. Uwe Pfeiffer, TU Hamburg-Harburg (2009)
- [47] Software Sofistik: Column, Programm-Version 10.86, Handbuch 2009
- [48] Walter, Robert: „Bericht aus dem Sonderforschungsbereich 148“, Institutsinterner Arbeitsbericht, TU Braunschweig, 1977
- [49] Zilch, Konrad, Müller, André, und Reitmayer, Claudia: „Erweiterte Zonenmethode zur brandschutztechnischen Bemessung von Stahlbetonstützen“ Bauingenieur, Nr. 85, S. 282–287, 2010.
- [50] Zilch, Konrad und Reitmayer, Claudia: „Erarbeitung von Anwendungskriterien für das vereinfachte Rechenverfahren (Zonenmethode) nach DIN EN 1992-1-2: Kurzbericht über das abgeschlossene Forschungsvorhaben im bauaufsichtlichen Bereich“, DIBt Mitteilungen, Jg. 41, Nr. 3, S. 103–104, 2010.

Anhang A

Diagramme zur Abgrenzung Theorie II. Ordnung

Die nachfolgend abgedruckten Diagramme dienen der Abschätzung, ob für den Brandfall eine Berechnung nach Theorie II. Ordnung erforderlich ist.

Sind die abzulesenden Bewehrungsgrade $\rho = A_s/A_c$ [%] in Abhängigkeit der Normalkraftausnutzung eingehalten, werden die Momente nach Theorie II. Ordnung nicht mehr als 10% größer als die Momente nach Theorie I. Ordnung.

Voraussetzung ist eine Schlankheit der betrachteten Stütze von maximal $\lambda = 25$. Für diese Fälle braucht in der kalten Bemessung zwar grundsätzlich der Einfluss der Verformung nicht erfasst zu werden. Im Brandfall werden die Materialien aber weicher und verformen sich stärker, so dass diese Grenze nicht einfach übertragen werden kann.

Abgebildet wurden nur Diagramme für quadratische Stützen mit zweiseitig eingelegter Bewehrung sowie vierseitigem Brandangriff.

Bewehrungskonzentration in den Ecken führt zu in Summe höheren Temperaturen der Gesamtbewehrung und damit zu geringerer Steifigkeit der Stütze. Die Anwendung der Diagramme läge damit auf der unsicheren Seite.

Diagramme für andere Brandbeanspruchungen sind ebenfalls ungünstiger, liegen also im Vergleich mit den abgedruckten Diagrammen auch auf der unsicheren Seite, da zur Lastausmitte noch eine Ausmitte aus der unsymmetrischen Beflammung hinzu kommt. Bereits bei den dargestellten Diagrammen ist erkennbar, dass bei relativ hoher Normalkraftausnutzung (was bei Stützen den Regelfall darstellt) sehr hohe Bewehrung erforderlich wird, um den Verformungseinfluss zu begrenzen. Daher wird auf die Erstellung weiterer Diagramme verzichtet, die Anwendung wäre auf wenige Ausnahmen beschränkt.

Es wurden Diagramme für die vier Feuerwiderstandsklassen R30, R60, R90 und R120 erstellt, wahlweise mit einem Achsmaß der Betondeckung von 4 cm oder 5 cm. Größere Achsmaße liegen auf der sicheren Seite, kleinere sind nicht praxisrelevant. Dazu kommt, dass die Bewehrung dann sehr nah am beflamnten Rand läge, was zu schnellerem Verlust der Tragfähigkeit führt. Diese Stützen sollten grundsätzlich mit Theorie II. Ordnung nachgewiesen werden.

Stützen mit unsymmetrischer Brandbeanspruchung sollten grundsätzlich nach Theorie II. Ordnung bemessen werden.

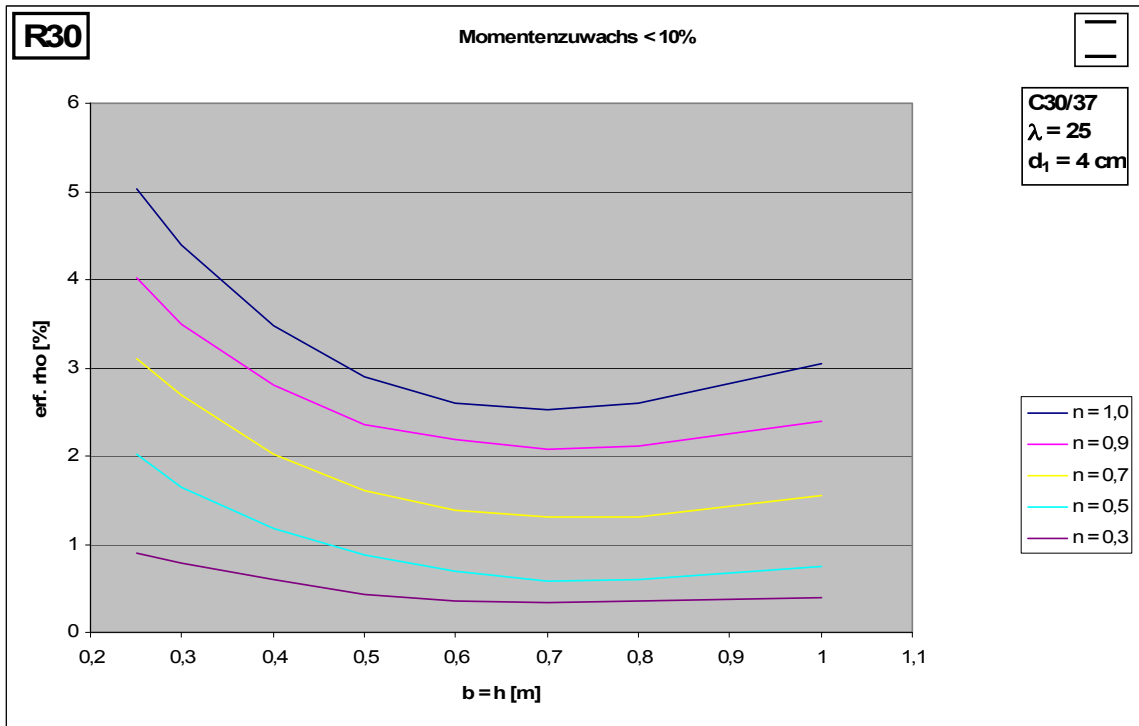


Diagramm 1

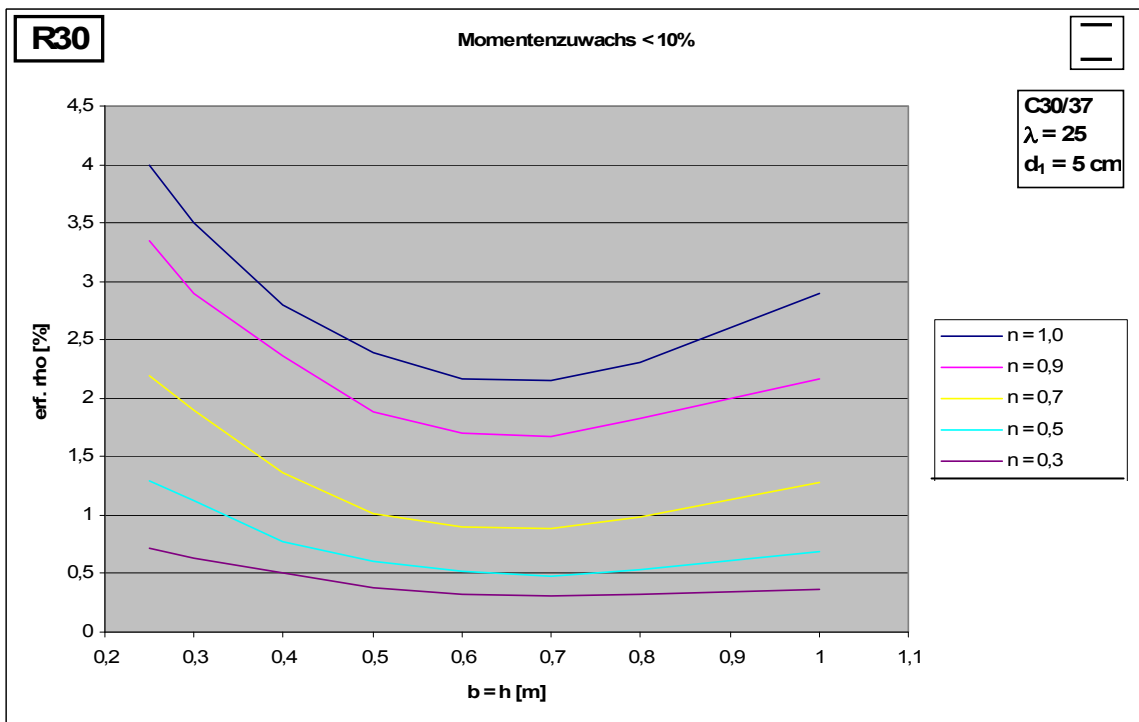


Diagramm 2

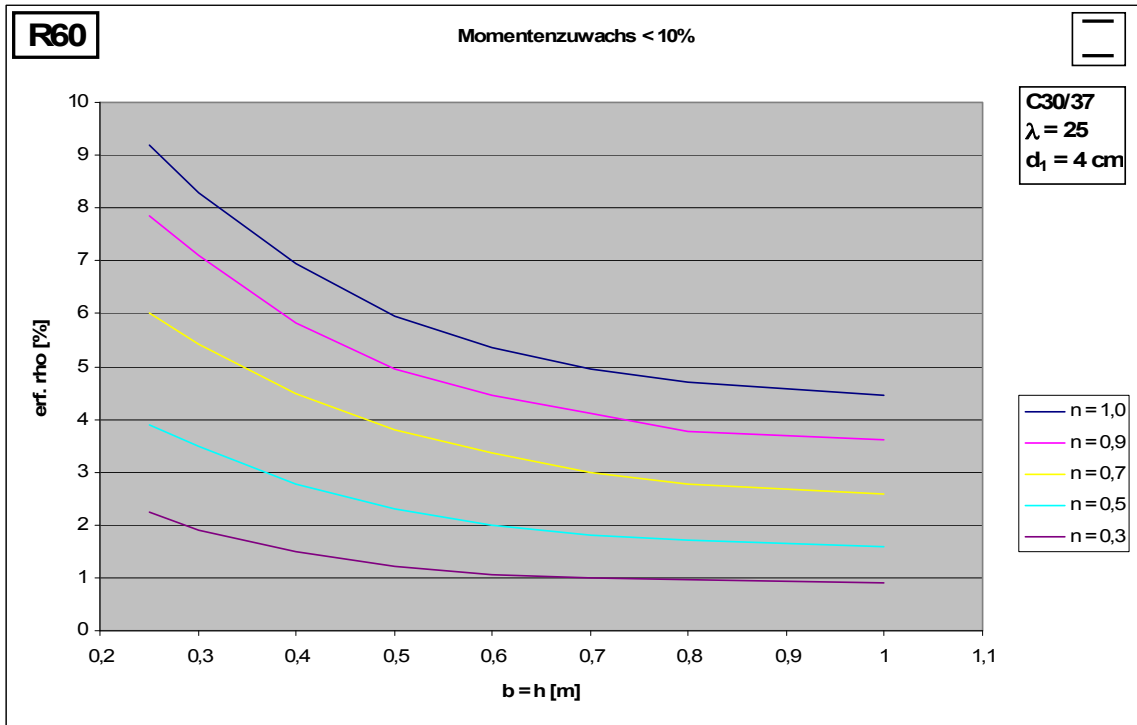


Diagramm 3

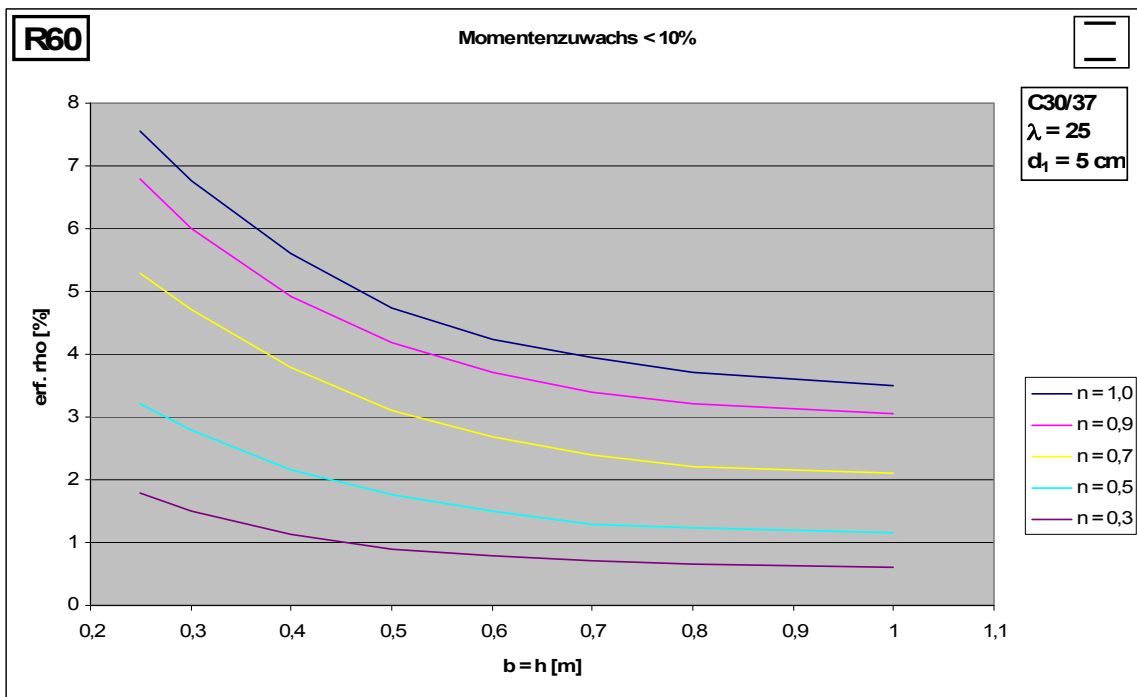


Diagramm 4

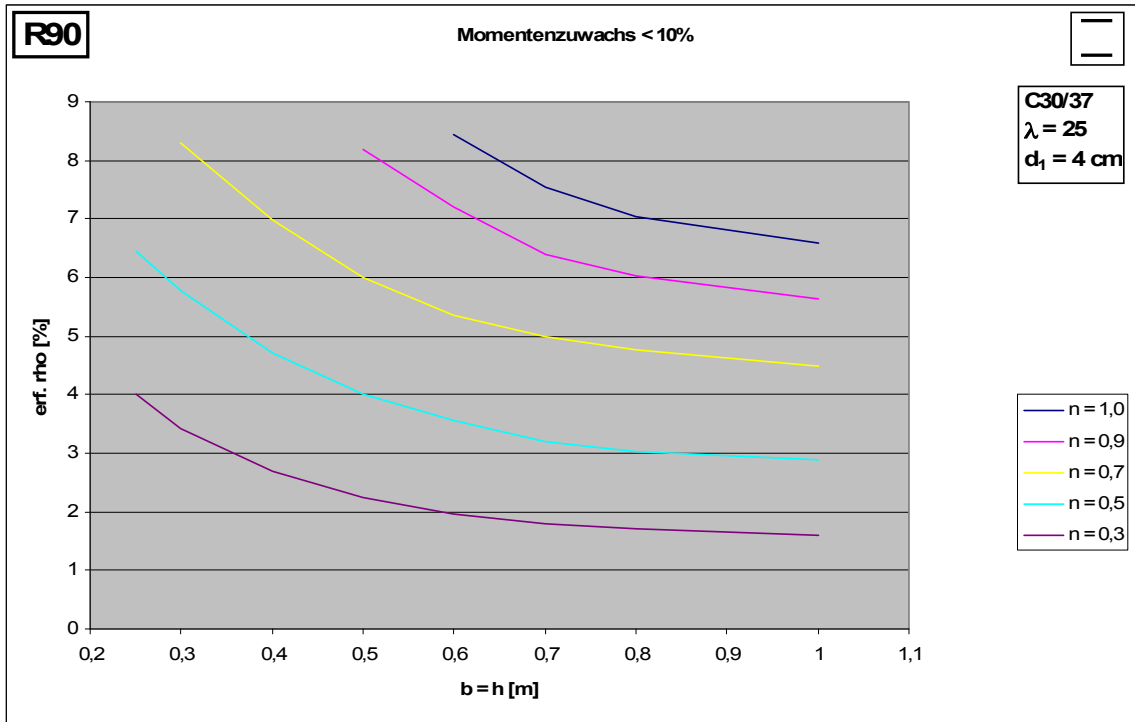


Diagramm 5

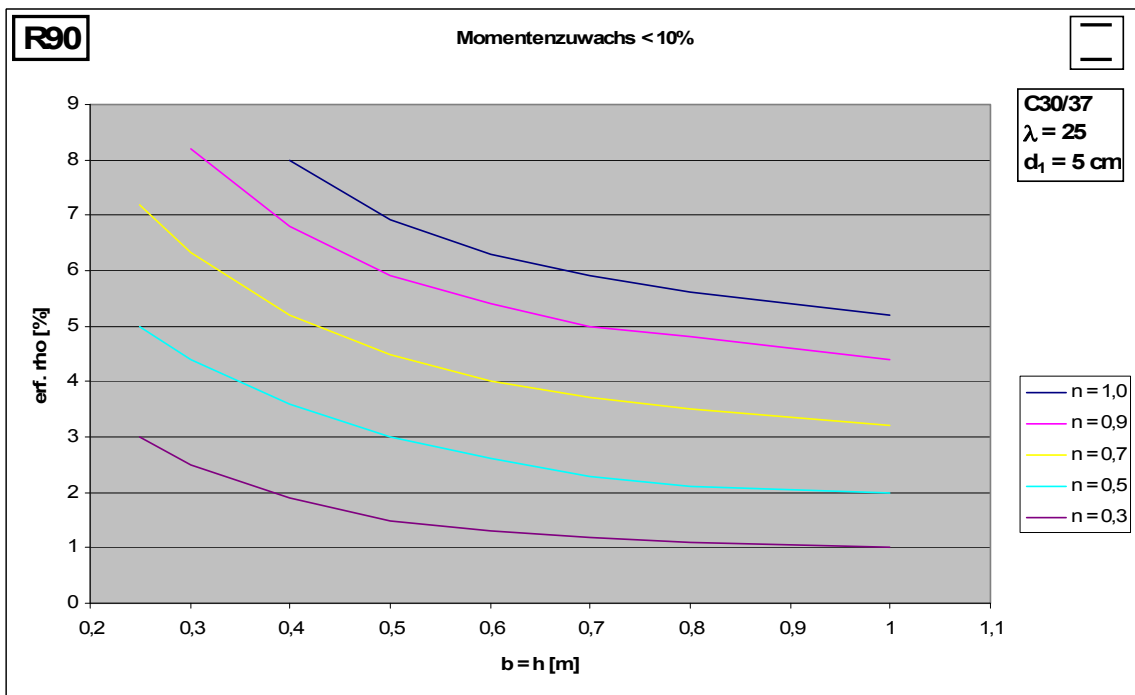


Diagramm 6

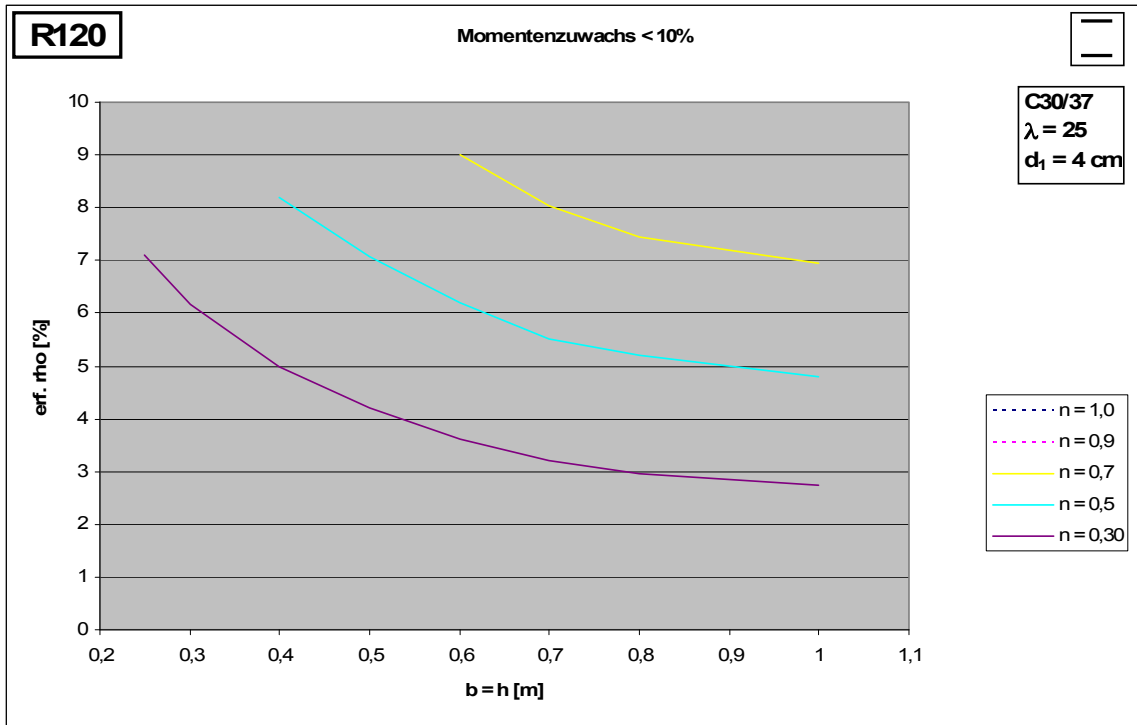


Diagramm 7

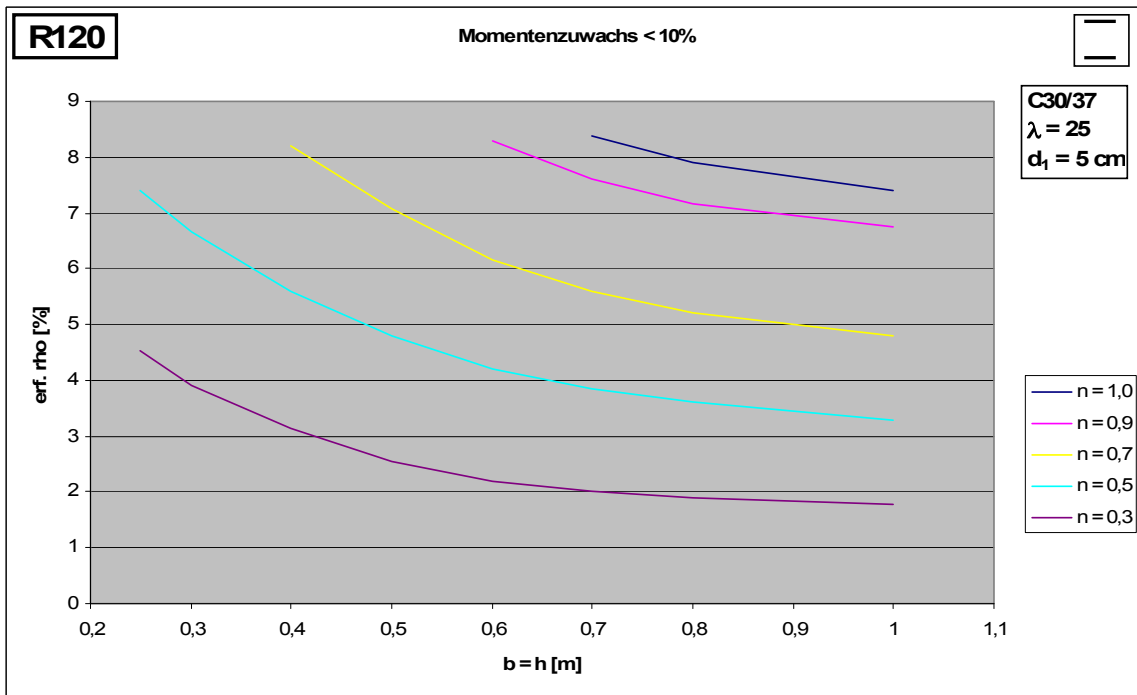


Diagramm 8

Berichte aus dem Konstruktiven Ingenieurbau

Bergische Universität Wuppertal

- Heft 1 Andres, M.: Zum Stabilitätsnachweis von Schalentragsystemen aus Hochleistungsbeton, 2004; ISBN 978-3-940795-00-7
- Heft 2 Wörmann, R.: Zur Erfassung hygrothermischer Einflüsse auf das nicht-lineare Trag- und Schädigungsverhalten von Stahlbetonflächentragsystemen, 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; ISBN 978-3-940795-10-6
- Heft 12 Jamali, N.: On the Numerical Simulation of Friction-Isolated Structures; ISBN 978-3-940795-11-3
- Heft 13 Lippes, M.: Zur Bemessung von Hohlprofil – Verbundstützen aus hochfesten Stählen und Betonen; 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
ISBN 978-3-940795-13-7
- Heft 15 Neuhaus, Christian: Zur Identifikation selbsterregter aeroelastischer Kräfte im Zeitbereich; ISBN 978-3-940795-14-4

Berichte aus dem Konstruktiven Ingenieurbau
Bergische Universität Wuppertal

- Heft 16 Stopp, Kirsten: Trag- und Verformungsverhalten großflächig gegründeter Stahlbetontragwerke unter Berücksichtigung der Boden-Bauwerk-Interaktion; ISBN 978-3-940795-15-1
- Heft 17 Porsch, Markus: Modellierung von Schädigungsmechanismen zur Beurteilung der Lebensdauer von Verbundkonstruktionen aus Stahl und Beton; ISBN 978-3-940795-16-8
- Heft 18 Mannsfeld, Thorsten Rolf: Tragverhalten von Stahlbetonflächentragwerken unter Berücksichtigung der temperaturbedingten Nichtlinearitäten im Brandfall; ISBN 978-3-940795-17-5
- Heft 19 Gelien, Marion: Ein Beitrag zur Bemessung von Stahlbetonstützen im Brandfall; ISBN 978-3-940795-18-2