

**Überführung von EN 1992-1-2
in EN-Norm und Bestimmung der
national festzulegenden Parameter
(NDP) im Nationalen Anhang zu
EN 1992-1-2. Schlussbericht**

T 3146

T 3146

Dieser Forschungsbericht wurde mit modernsten Hochleistungskopierern auf Einzelanfrage hergestellt.

Die Originalmanuskripte wurden reprotechnisch, jedoch nicht inhaltlich überarbeitet. Die Druckqualität hängt von der reprotechnischen Eignung des Originalmanuskriptes ab, das uns vom Autor bzw. von der Forschungsstelle zur Verfügung gestellt wurde.

© by Fraunhofer IRB Verlag

2007

ISBN 978-3-8167-7426-6

Vervielfältigung, auch auszugsweise,
nur mit ausdrücklicher Zustimmung des Verlages.

Fraunhofer IRB Verlag

Fraunhofer-Informationszentrum Raum und Bau

Postfach 80 04 69

70504 Stuttgart

Nobelstraße 12

70569 Stuttgart

Telefon (07 11) 9 70 - 25 00

Telefax (07 11) 9 70 - 25 08

E-Mail irb@irb.fraunhofer.de

www.baufachinformation.de

SCHLUSSBERICHT

Überführung von EN 1992-1-2 in EN-Norm und Bestimmung der national festzulegenden Parameter (NDP) im Nationalen Anhang zu EN 1992-1-2

Aktenzeichen ZP 52-5-7.240-1132/04

Im Auftrag des
Deutschen Instituts für Bautechnik
Kolonnenstraße 30 L, 10829 Berlin

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Dietmar Hosser
Dr.-Ing. Ekkehard Richter

Dezember 2006

Inhaltsverzeichnis

1	Vorwort	5
2	Alternative Nachweisverfahren	8
2.1	Allgemeine Rechenverfahren.....	8
2.1.1	Regelung in EN 1992-1-2	8
2.1.2	Stellungnahme.....	8
2.1.3	Empfehlungen für die national festzulegenden Parameter.....	8
2.2	Rotationsfähigkeit von Durchlaufplatten und -balken.....	9
2.2.1	Regelung in EN 1992-1-2	9
2.2.2	Stellungnahme.....	10
2.2.3	Empfehlungen für die national festzulegenden Parameter.....	11
2.3	Abplatzungen bei hochfestem Beton	12
2.3.1	Regelung in EN 1992-1-2	12
2.3.2	Stellungnahme.....	12
2.3.3	Empfehlungen für die national festzulegenden Parameter.....	13
3	Alternative Zahlenwerte	14
3.1	Temperaturerhöhung	14
3.1.1	Regelung in EN 1992-1-2	14
3.1.2	Stellungnahme.....	14
3.1.3	Empfehlung für die national festzulegenden Parameter.....	17
3.2	Teilsicherheitsbeiwerte	18
3.2.1	Regelung in EN 1992-1-2	18
3.2.2	Stellungnahme.....	18
3.2.3	Empfehlung für die national festzulegenden Parameter.....	18
3.3	Thermische Leitfähigkeit von Normalbeton.....	18
3.3.1	Allgemeines	18
3.3.2	Vergleich EN- und EN-Fassung.....	18
3.3.3	Stellungnahme.....	21
3.3.4	Empfehlung für die national festzulegenden Parameter.....	25
3.4	Reduktionsfaktor	26
3.4.1	Regelung in EN 1992-1-2	26
3.4.2	Stellungnahme.....	26
3.4.3	Empfehlung für die national festzulegenden Parameter.....	26
3.5	Lastausmitte.....	27
3.5.1	Regelung in EN 1992-1-2	27
3.5.2	Stellungnahme.....	27
3.5.3	Empfehlung für die national festzulegenden Parameter.....	29
3.6	Grenzwerte für Feuchtigkeitsgehalt	29
3.6.1	Regelung in EN 1992-1-2	29
3.6.2	Stellungnahme.....	29
3.6.3	Empfehlung für die national festzulegenden Parameter.....	31
3.7	Thermische Leitfähigkeit von hochfestem Beton	31
3.7.1	Regelung in EN 1992-1-2	31
3.7.2	Stellungnahme.....	31

3.7.3	Empfehlungen für die national festzulegenden Parameter	31
3.8	Faktor k für Querschnittsabmessungen von Bauteilen aus hochfestem Beton	32
3.8.1	Regelung in EN 1992-1-2	32
3.8.2	Stellungnahme	32
3.8.3	Empfehlungen für die national festzulegenden Parameter	34
3.9	Faktor k_m für die Momentenragfähigkeit von Bauteilen aus hochfestem Beton	34
3.9.1	Regelung in EN 1992-1-2	34
3.9.2	Stellungnahme	34
3.9.3	Empfehlungen für die national festzulegenden Parameter	34
4	Alternative Klassen	35
4.1	Spannungs-Dehnungslinien von Betonstahl	35
4.1.1	Regelung in EN 1992-1-2	35
4.1.2	Stellungnahme	36
4.1.3	Empfehlung für die national festzulegenden Parameter	39
4.2	Spannungs-Dehnungslinie von Spannstahl	40
4.2.1	Regelung in EN 1992-1-2	40
4.2.2	Stellungnahme	41
4.2.3	Empfehlung für die national festzulegenden Parameter	44
4.3	Stegdicke bei profilierten Stahlbetonträgern	44
4.3.1	Regelung in EN 1992-1-2	44
4.3.2	Stellungnahme	44
4.3.3	Empfehlung für die national festzulegenden Parameter	45
4.4	Festigkeitsabfall bei hochfestem Beton	45
4.4.1	Regelung in EN 1992-1-2	45
4.4.2	Stellungnahme	46
4.4.3	Empfehlung für die national festzulegenden Parameter	47
5	Anhänge (informativ)	48
5.1	Anhang A: Temperaturprofile	48
5.1.1	Regelung in EN 1992-1-2	48
5.1.2	Stellungnahme	48
5.1.3	Empfehlung für die national festzulegenden Parameter	51
5.2	Anhang B: Vereinfachte Berechnungsmethoden	51
5.2.1	Regelung in EN 1992-1-2	51
5.2.2	Stellungnahme	55
5.2.3	Empfehlungen für die national festzulegenden Parameter	59
5.3	Anhang C: Knicken von Stützen unter Brandbeanspruchung	60
5.3.1	Regelung in EN 1992-1-2	60
5.3.2	Stellungnahme	60
5.3.3	Empfehlung für die national festzulegenden Parameter	63
5.4	Anhang D: Berechnungsmethoden für Schub, Torsion und Verankerung der Bewehrung	63
5.4.1	Regelung in EN 1992-1-2	63
5.4.2	Stellungnahme	63
5.4.3	Empfehlung für die national festzulegenden Parameter	64
5.5	Anhang E: Vereinfachte Rechenverfahren für Balken und Platten	64

5.5.1	Regelung in EN 1992-1-2	64
5.5.2	Stellungnahme	64
5.5.3	Empfehlung für die national festzulegenden Parameter	65
6	Stützenbemessung nach EN 1992-1-2	66
6.1	Regelung in EN 1992-1-2	66
6.1.1	Methode A	66
6.1.2	Methode B	68
6.2	Stellungnahme	69
6.2.1	Methode A	69
6.2.2	Methode B	77
6.3	Empfehlungen für die national festzulegenden Parameter	81
6.3.1	Methode A	81
6.3.2	Methode B	81
7	Empfehlungen für redaktionelle Änderungen in der deutschen Fassung	82
8	Zusammenfassung	86
9	Literatur	88

1 VORWORT

Nach Ablauf einer dreijährigen Laufzeit wurde die europäische Vornorm ENV 1992-1-2 überarbeitet, um die Kommentare, Einwände und Korrekturvorschläge, die sich nach ihrer probeweisen Anwendung in Europa ergeben haben, zu berücksichtigen. Damit wurde aus der ENV-Fassung eine sogenannte EN-Fassung, d. h. der Entwurf einer europäischen Vornorm, die längerfristig die Grundlage für die harmonisierte europäische Norm EN ("Weißdruck") darstellt.

Nach Abschluss der Übersetzungsperiode und Freigabe der übersetzten Fassung durch CEN im November 2002 sieht der von CEN ausgearbeitete Arbeits- und Zeitplan vor, dass auf nationaler Ebene die Überprüfung von EN 1992-1-2 durch die deutsche Bauaufsicht im Hinblick auf Sicherheit, Dauerhaftigkeit und Wirtschaftlichkeit beginnt. Die Überprüfung soll mit der Definition der National Determined Parameter (NDP) enden, die in einen Nationalen Anhang zum Eurocode 2 Teil 1-2 einfließen.

Im Vorwort der deutschen Fassung von EN 1992-1-2 (April 2006) werden im Abschnitt Nationale Fassungen der Eurocodes, Hinweise zu den national festzulegenden Parametern (NDP) gegeben. Danach dürfen nur solche Parameter im Nationalen Anhang aufgenommen werden, die im Eurocode für nationale Entscheidungen offen gelassen worden sind. Dies sind nach EN 1992-1-2 insgesamt 16 Abschnitte:

- Vorgehensweisen, für die mehrere Verfahren angeboten werden,
- Zahlenwerte und/oder Klassen, für die Alternativen eröffnet werden,
- Vorschriften zur Verwendung der informativen Anhänge,
- Verweise zur Anwendung des Eurocodes, soweit sie diesen ergänzen und nicht widersprechen.

Als alternative Nachweisverfahren bietet EN 1992-1-2

- das allgemeine Rechenverfahren zur brandschutztechnischen Bemessung,
- ein Verfahren zum Nachweis der Rotationsfähigkeit von Durchlaufplatten und –balken sowie
- vier Methoden zur Vermeidung/Reduktion von Abplatzungen bei Bauteilen aus hochfestem Beton

an.

Als Zahlenwerte werden in EN 1992-1-2

- die Größe der Temperaturerhöhung auf der nicht brandbeanspruchten Bauteilseite bei parameterabhängigen Brandbeanspruchung,
 - die Größe des Teilsicherheitsbeiwerts $\gamma_{M,fi}$ zur Bestimmung der Bemessungswerte für die mechanischen und thermischen Materialeigenschaften $X_{d,fi}$,
 - der temperaturabhängige Verlauf der thermischen Leitfähigkeit,
 - die Größe des Reduktionsfaktors η_{fi} für die Bemessung mit Tabellen,
 - der Wert für die Lastausmitte e_{max} als Begrenzung der Bemessungstabellen für Stützen,
 - der Grenzwert für die Feuchte k in Gew.-%, bis zu der nicht mit explosionsartigen Abplatzungen zu rechnen ist,
 - die Größe der thermischen Leitfähigkeit von hochfestem Beton sowie
 - Faktoren für die Querschnittsabmessungen von Bauteilen aus hochfestem Beton und
 - Faktoren für die Momententragfähigkeit von Bauteilen aus hochfestem Beton
- empfohlen.

Durch Klassen werden in EN 1992-1-2

- temperaturabhängige Spannungs-Dehnungs-Beziehungen für unterschiedliche Betonstahl- und Spannstahlsorten festgelegt,
- die Stegdicke bei profilierten Stahlbetonträgern geregelt und
- der temperaturabhängige Festigkeitsabfall von hochfestem Beton bestimmten Festigkeitsklassen zugeordnet.

Die informativen Anhänge in EN 1992-1-2 umfassen

- Anhang A: Temperaturprofile,
- Anhang B: Vereinfachte Berechnungsmethoden,
- Anhang C: Knicken von Stützen unter Brandbeanspruchung,
- Anhang D: Berechnungsmethoden für Schub, Torsion und Verankerung der Bewehrung und
- Anhang E: Vereinfachte Rechenverfahren für Balken und Platten.

Insgesamt sind die zu untersuchenden alternativen Nachweisverfahren, Werte, Klassen und informativen Anhänge in Übereinstimmung mit dem deutschen Sicherheitsniveau zu bewerten und daraus dann die sog. National Determined Parameter (NDP) für den Nationalen Anhang festzulegen.

Im Anschluss an die Untersuchungen der Parameter, für die in EN 1992-1-2 eine Festlegung im Nationalen Anhang vorgesehen ist, werden die im Normteil für die brandschutztechnische Bemessung von Stützen vorhandenen Bemessungsmethoden A und B hinsichtlich Vollständigkeit der Eingangsparameter, Vergleichbarkeit der Ergebnisse untereinander und mit Versuchsergebnissen untersucht und bewertet.

Außerdem soll die Anwendung der alternativen Brandschutznachweise an Beispielen demonstriert werden, um damit die sachgerechte Anwendung dieser Nachweise in der Praxis zu unterstützen. Die Beispiele sollen so ausgesucht und aufbereitet werden, dass sie als Ergänzung der bestehenden Beispielsammlung im Beuth-Kommentar „Brandschutz in Europa – Bemessung nach Eurocodes“ verwendet werden können. Gleichzeitig sollen die Beispiele im Beuth-Kommentar hinsichtlich der Übereinstimmung mit den national festgelegten Parametern überprüft und gegebenenfalls überarbeitet werden. Die neuen Beispiele werden außerhalb des vorliegenden Forschungsberichtes in einem gesonderten Berichtsband zusammengestellt.

In der Forschungsarbeit wird die deutsche Fassung der EN 1992-1-2 (Ausgabe April 2006) verwendet. Das Ausgabedatum wird im Folgenden nicht an jeder Stelle angefügt, sondern vereinfachend lediglich EN 1992-1-2 genannt.

Bilder, Tabellen und Gleichungen, die unverändert aus EN 1992-1-2 übernommen wurden, werden mit der Nummer aus EN 1992-1-2 und durch den Zusatz „EN“ gekennzeichnet.

2 ALTERNATIVE NACHWEISVERFAHREN

2.1 Allgemeine Rechenverfahren

2.1.1 Regelung in EN 1992-1-2

In EN 1992-1-2, Abschnitt 4.1 (1)P wird in Anmerkung 3 die Entscheidung über die Anwendung von allgemeinen Rechenverfahren in Deutschland von der Regelung im Nationalen Anhang abhängig gemacht.

2.1.2 Stellungnahme

Die Voraussetzungen und Grenzen für die Anwendung von allgemeinen Rechenverfahren zur brandschutztechnischen Bemessung von brandbeanspruchten Bauteilen und Tragwerken werden in EN 1992-1-2, Abschnitt 4.3 gegeben. Danach werden die allgemeinen Rechenverfahren in der Regel aus einer thermischen Analyse zur Berechnung der Temperaturentwicklung und –verteilung im Bauteil sowie aus einer mechanischen Analyse zur Berechnung der Querschnitts- und Systemtragfähigkeit bestehen. Die allgemeinen Rechenverfahren können in Verbindung mit beliebigen Brandraumtemperatur-Zeitkurven eingesetzt werden, sofern für die Temperatur-Zeitkurven das thermomechanische temperaturabhängige Materialverhalten bekannt ist.

Für Normbrandbeanspruchung werden im Abschnitt 3.2 die Festigkeits- und Verformungseigenschaften bei erhöhten Temperaturen für Beton, Betonstahl und Spannstahl bereitgestellt, die thermischen und physikalischen Eigenschaften bei erhöhten Temperaturen werden für Beton in Abschnitt 3.3 und für Betonstahl und Spannstahl in Abschnitt 3.4 beschrieben.

Die Prinzipien und Anwendungsregeln in EN 1992-1-2, Abschnitt 4.3 und den Abschnitten 3.2 bis 3.4 können unmittelbar als Grundlage zur Formulierung allgemeiner Rechenverfahren verwendet werden, deren Anwendung dann zweckmäßigerweise in programmierter Form erfolgt. Informationen zur programmgesteuerten Anwendung allgemeiner Rechenverfahren, zu den erforderlichen Eingangsdaten und zu den jeweiligen Anwendungsbereichen werden im vfdb-Leitfaden „Ingenieurmethoden im Brandschutz“ [Ric06] gegeben.

2.1.3 Empfehlungen für die national festzulegenden Parameter

Mit den Angaben in EN 1992-1-2 sind die Voraussetzungen und Grenzen sowie die Grundlagen der allgemeinen Rechenverfahren zur brandschutztechnischen Bemessung von brandbeanspruchten Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen vollständig beschrieben, so dass einer Anwendung im Prinzip nichts entgegen steht. Dabei muss aber vorausgesetzt werden,

dass der ausführende Ingenieur über eine ausreichende Sachkenntnis und Erfahrung verfügt und die Leistungsfähigkeit und Anwendungsgrenzen der allgemeinen Rechenverfahren kennt. Unter diesen Bedingungen bedeutet die Aufnahme der allgemeinen Rechenverfahren in die Normung die logische Konsequenz der bisher nur von Fachleuten üblichen Vorgehensweise bei der brandschutztechnischen Beurteilung von Bauteilen und Tragwerken, die durch tabellierte Nachweise oder vereinfachte Rechenverfahren nicht nachgewiesen werden können. Die verantwortungsvolle Anwendung der allgemeinen Rechenverfahren führt nicht zu einer Reduzierung des derzeit üblichen Sicherheitsniveaus.

2.2 Rotationsfähigkeit von Durchlaufplatten und -balken

2.2.1 Regelung in EN 1992-1-2

EN 1992-1-2, Abschnitt 5.7.3 (2) enthält Angaben zur tabellierten brandschutztechnischen Bemessung von statisch unbestimmt gelagerten Platten (Durchlaufplatten) mit Hilfe von Tabelle 5.8. Die Anwendung von Tabelle 5.8 wird davon abhängig gemacht, dass bei den Platten die Momentenumlagerung bei Normaltemperatur nicht mehr als 15 % beträgt. Übersteigt die Momentenumlagerung 15 %, dann muss jedes Feld der Platte wie eine statisch bestimmt gelagerte Platte bemessen werden oder es muss auf rechnerischem Weg die ausreichende Rotationsfähigkeit über den Auflagern nachgewiesen werden. Dafür wird auf die Regelung in EN 1992-1-2, Abschnitt 5.6.3 (3) für Durchlaufbalken verwiesen.

In EN 1992-1-2, Abschnitt 5.6.3 (3) wird die erforderliche Bewehrung über den Zwischenauflagern definiert. Für Feuerwiderstandsdauern $R \geq 90$ und höher wird im Bereich $0,3 \cdot l_{\text{eff}}$ um die Zwischenaufleger eine obere Bewehrung nach Gleichung EN (5.11) gefordert.

$$A_{s,\text{req}}(x) = A_{s,\text{req}}(0) \cdot (1 - 2,5 \cdot x / l_{\text{eff}}) \quad \text{EN (5.11)}$$

mit

x Entfernung von der Mittellinie des Zwischenauflegers $x \leq 0,3 \cdot l_{\text{eff}}$

$A_{s,\text{req}}(0)$ erforderlicher Querschnitt der oberen Bewehrung über dem Zwischenaufleger nach der Bemessung für Normaltemperatur

$A_{s,\text{req}}(x)$ erforderlicher Querschnitt der oberen Bewehrung im Schnitt (x), jedoch nicht kleiner als die erforderliche Bewehrung $A_s(x)$ nach der Bemessung für Normaltemperatur

l_{eff} effektive Stützweite. Sofern die effektive Stützweite in den angrenzenden Feldern unterschiedlich ist, sollte der größere Wert genommen werden.

2.2.2 Stellungnahme

Die brandschutztechnische Bemessung der über den Zwischenauflagern erforderlichen Bewehrung unterscheidet sich in EN 1992-1-2 in zwei Punkten von der in DIN 4102-4 festgelegten Bemessung:

- 1) In EN 1992-1-2 wird erst für Feuerwiderstandsdauern $R\ 90$ und höher der Nachweis einer ausreichenden Länge der oberen Bewehrung über den Zwischenauflagern gefordert, während in DIN 4102-4 der entsprechende Nachweis für alle Feuerwiderstandsdauern verlangt wird und
- 2) In EN 1992-1-2 wird die Länge der oberen Bewehrung über den Zwischenauflagern nach Gleichung EN (5.11) festgelegt, während in DIN 4102-4 eine Verlängerung der Stützbewehrung um $0,5 \cdot l$ gegenüber der Bemessung für Normaltemperatur verlangt wird.

In [KoMo99] werden die Unterschiede erläutert. Danach beruhen die Festlegungen in EN 1992-1-2 u. a. auf rechnerischen Untersuchungen an durchlaufenden Plattenstreifen, für die gezeigt wurde, dass für Stabdurchmesser ≥ 16 mm eine Verlängerung der Stützbewehrung gegenüber der Bemessung für Normaltemperatur nicht erforderlich ist [Whi92]. Ähnliche Untersuchungen für balkenförmige Tragwerke fehlen, so dass die Regelung in EN 1992-1-2 auf sehr wenigen, nur punktuell anwendbaren Ergebnissen basiert. Die Abweichungen bei der erforderlichen Länge der Stützbewehrung nach EN 1992-1-2 und DIN 4102-4, deren Ergebnisse aus zahlreichen Brandversuchen an biegebeanspruchten durchlaufenden Bauteilen basieren [KoWe79], variieren erheblich.

Im Bild 2.1 ist die Bemessung der Stützbewehrung nach EN 1992-1-2 für die rechte Hälfte eines Zwischenauftragers dargestellt. Für den über zwei Felder durchlaufenden Balken ist das für Normaltemperatur erforderliche Versatzmaß und die entsprechende Verankerungslänge als horizontal gestreifte Fläche und die im Brandfall erforderliche Verlängerung als senkrecht gestreifte Fläche markiert. Am Punkt „Y“ wird die Zugkraft im Brandfall nur um ca. $0,05 \cdot l_{\text{eff}}$ abgedeckt. Dadurch besteht die Gefahr, dass innerhalb von 15 bis 30 Minuten Branddauer am Ende der oberen Bewehrung unter Bildung eines kräftigen Risses ein Gelenk entsteht und im dadurch entstandenen statischen System – Gerberträger – die Feldbewehrung vorzeitig durch Überschreiten der Zugfestigkeit versagt.

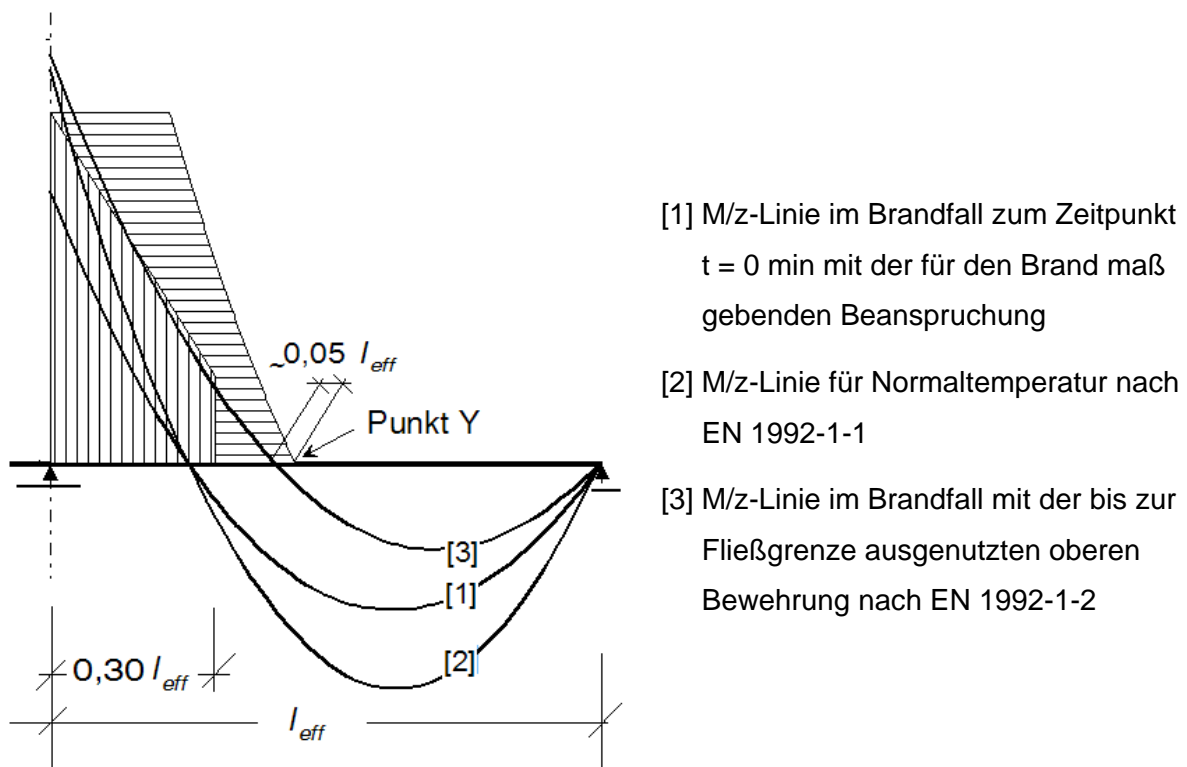


Bild 2.1 Schematische Darstellung der M/z- und der Zugkraftdeckungsline zur brand-schutztechnischen Bemessung der Stützbewehrung nach EN 1992-1-2

2.2.3 Empfehlungen für die national festzulegenden Parameter

Zur Vermeidung einer vorzeitigen Gelenkbildung am Ende der Stützbewehrung wird für den Nationalen Anhang die Regelung aus DIN 4102-4 empfohlen. Dafür müssen die folgenden Änderungen im Text vorgenommen werden:

Abschnitt 5.6.3 (3): Der vorhandene Text wird ersetzt durch: Die Stützbewehrung wird an jeder Stelle gegenüber der nach EN 1992-1-1 erforderlichen Stützbewehrung um $0,15 \cdot l_{eff}$ verlängert, dabei ist l_{eff} die Stützweite des angrenzenden größeren Feldes.

Bild 5.6 entfällt ersatzlos

Abschnitt 5.7.3 (2): Der zweite Absatz wird ergänzt: *Die Anmerkung in 5.6.3 (2) und die Regeln in 5.6.3 (3) für Durchlaufbalken*

2.3 Abplatzungen bei hochfestem Beton

2.3.1 Regelung in EN 1992-1-2

In EN 1992-1-2, Abschnitt 6.2 (2) werden Maßnahmen zur Vermeidung bzw. Verringerung von Betonabplatzungen bei hochfestem Beton genannt. Dabei wird zwischen den Betonfestigkeitsklassen C 55/67 bis C 80/95 und größer C 80/95 bis C 90/105 unterschieden.

Für die Betonfestigkeitsklassen C 55/67 bis C 80/95 reichen die Angaben in EN 1992-1-2, Abschnitt 4.5 aus, wenn der maximale Gehalt an Silicastaub weniger als 6 % des Betongewichts beträgt.

Für die Betonfestigkeitsklasse $80/95 < C \leq 90/105$ werden die Methoden A bis D genannt, wobei mindestens eine der Methoden angewendet werden sollte:

Methode A: Ein Bewehrungsnetz mit einer nominellen Betondeckung von 15 mm einbauen. Das Bewehrungsnetz sollte Stäbe mit einem Durchmesser von ≥ 2 mm und eine Maschengröße von ≤ 50 mm x 50 mm haben. Die nominelle Betondeckung zur Hauptbewehrung sollte ≥ 40 mm betragen.

Methode B: Einen Betontyp verwenden, bei dem erwiesenermaßen (durch Erfahrung oder Versuche) unter Brandbeanspruchung keine Abplatzungen erfolgen.

Methode C: Schutzschichten verwenden, bei denen erwiesenermaßen keine Betonabplatzungen unter Brandbeanspruchung erfolgen.

Methode D: In die Betonmischung mehr als 2 kg/m^3 einfasrige Polypropylenfasern zugeben,

2.3.2 Stellungnahme

Nach [Nau05] zeigen die Versuchsergebnisse von Normbrandversuchen mit Druckgliedern aus hochfestem Beton [HoNa96], dass in den Betonfestigkeitsklassen C 55/67 bis C 80/95 die Beigabe von maximal 6 % Silicastaub bezogen auf das Zementgewicht - zusammen mit den Maßnahmen nach EN 1992-1-2, Abschnitt 4.5 - nicht ausreichend ist, um Abplatzungen zu vermeiden. Auch in den Betonfestigkeitsklassen C 55/67 bis C 80/85 muss eine der vier Methoden A bis D angewendet werden.

Methode A: Sie entspricht annähernd der Brandschutzbewehrung, die in [DIN4102] für Druckglieder und Wände aus hochfesten Beton vorgeschrieben wird, wenn die Bauteile bestimmte Mindestabmessungen nicht einhalten.

Methode B und Methode C: Der Nachweis durch Brandversuche mit oder ohne Schutz der beflamnten Betonoberfläche stellt eine bewährte und zuverlässige Nachweismethode dar.

Methode D Bezüglich der Methode D wird in [Nau05] empfohlen, die Zugabe der Polypropylenfasern auf den w/b-Wert (Wasser/(Zement + Silicastaub + Fließmittel)) zu beziehen (Bild 2.2). Die Beigabe von 2 kg Polypropylenfasern pro m³ Beton entspricht einem w/b-Wert von ca. 0,28, sie liegt aufgrund von Versuchserfahrungen auf der sicheren Seite.

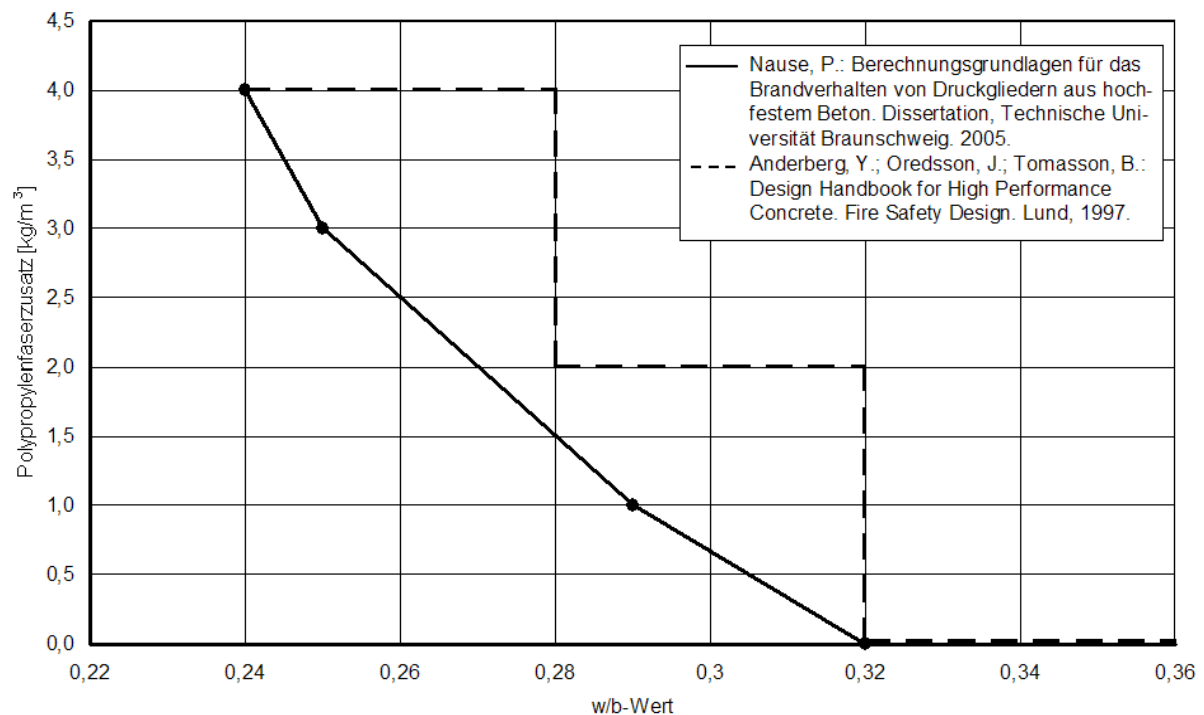


Bild 2.2 Erforderlicher Polypropylenzusatz zur Vermeidung von Abplatzungen [Nau05]

2.3.3 Empfehlungen für die national festzulegenden Parameter

Die Methoden A bis D gemäß EN 1992-1-2, Abschnitt 6.2 (2) zur Vermeidung bzw. Verringerung von Betonabplatzungen bei hochfestem Beton sind durch Vergleich mit Versuchsergebnissen bestätigt, so dass der Anwendung im Prinzip nichts entgegensteht. Bezüglich der Methode D wird empfohlen, im Nationalen Anhang die Zugabe der Polypropylenfasern auf den w/b-Wert (Wasser/(Zement + Silicastaub + Fließmittel)) zu beziehen.

3 ALTERNATIVE ZAHLENWERTE

3.1 Temperaturerhöhung

3.1.1 Regelung in EN 1992-1-2

In EN 1992-1-2, Abschnitt 2.1.3 (2) wird zum Nachweis des Raumabschlusses bei einer parameterabhängigen Brandbeanspruchung empfohlen, in der Abkühlphase die mittlere Temperaturerhöhung auf der dem Feuer abgekehrten Bauteiloberfläche auf $\Delta T_1 = 200$ K und die maximale Temperaturerhöhung auf $\Delta T_2 = 240$ K zu begrenzen.

3.1.2 Stellungnahme

Neben der Empfehlung, die Temperaturerhöhung in der Abkühlphase zu begrenzen, wird in EN 1992-1-2 im Abschnitt 2.1.3 (2) auch die zulässige Temperaturerhöhung während der Erwärmungsphase begrenzt. Zum Nachweis des Raumabschlusses darf in der Erwärmungsphase zum Zeitpunkt der maximalen Heißgastemperatur auf der feuerabgekehrten Bauteiloberfläche die mittlere Temperaturerhöhung nicht größer als 140 K werden und die maximale Temperaturerhöhung 180 K nicht übersteigen.

Die Kriterien für die zulässige Temperaturerhöhung während der Erwärmungsphase entsprechen den Prüfkriterien für raumabschließende Bauteile nach DIN EN 1363-1 [DIN1363]. Nach DIN EN 1363-1 werden raumabschließende Bauteile unter einer Temperaturbeanspruchung entsprechend der Einheits-Temperaturzeitkurve (ETK) nach DIN EN 1991-1-2, Abschnitt 3.2.1 geprüft und entsprechend ihrer Feuerwiderstandsdauer in die Feuerwiderstandsklassen REI 30 bis REI 240 eingestuft.

In EN 1992-1-2, Abschnitt 5.7, Tabelle 5.8 sind die Mindestmaße und –achsabstände für statisch bestimmt gelagerte, einachsig und zweiachsig gespannte Stahlbeton- und Spannbetonplatten zusammengestellt. Für die Feuerwiderstandsklasse REI 30 muss die Plattendicke $h_s \geq 60$ mm und für die Feuerwiderstandsklasse REI 90 $h_s \geq 100$ mm betragen.

In rechnerischen Untersuchungen wurde die Temperaturerhöhung auf der feuerabgekehrten Bauteiloberfläche für zwei Stahlbetonplatten mit der Dicke $h_s = 60$ mm und $h_s = 100$ mm ermittelt. Die Brandbeanspruchung erfolgte in der Erwärmungsphase nach der Einheits-Temperaturzeitkurve (ETK) und anschließend, in der Abkühlphase nach Temperaturzeitverläufen aus [AnPe91]. Die Temperaturzeitverläufe in der Abkühlphase geben die Temperaturentwicklung von natürlichen Bränden, sog. parametrischen Temperaturzeitkurven (kurz Parameterkurven) wieder. Sie gelten für einen Brandraum mit der mittleren Wärmeeindring-

zahl $b \approx 1160 \text{ W s}^{1/2} \text{ m}^{-2} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$, dem Öffnungsfaktor $O = 0,04 \text{ m}^{1/2}$ und Brandlastdichten zwischen $q \geq 25 \text{ MJ/m}^2$ und $q \leq 500 \text{ MJ/m}^2$. Bild 3.1 zeigt den Vergleich der Heißgastemperaturen nach Einheits-Temperaturzeitkurve und für Parameterkurven aus [AnPe91].

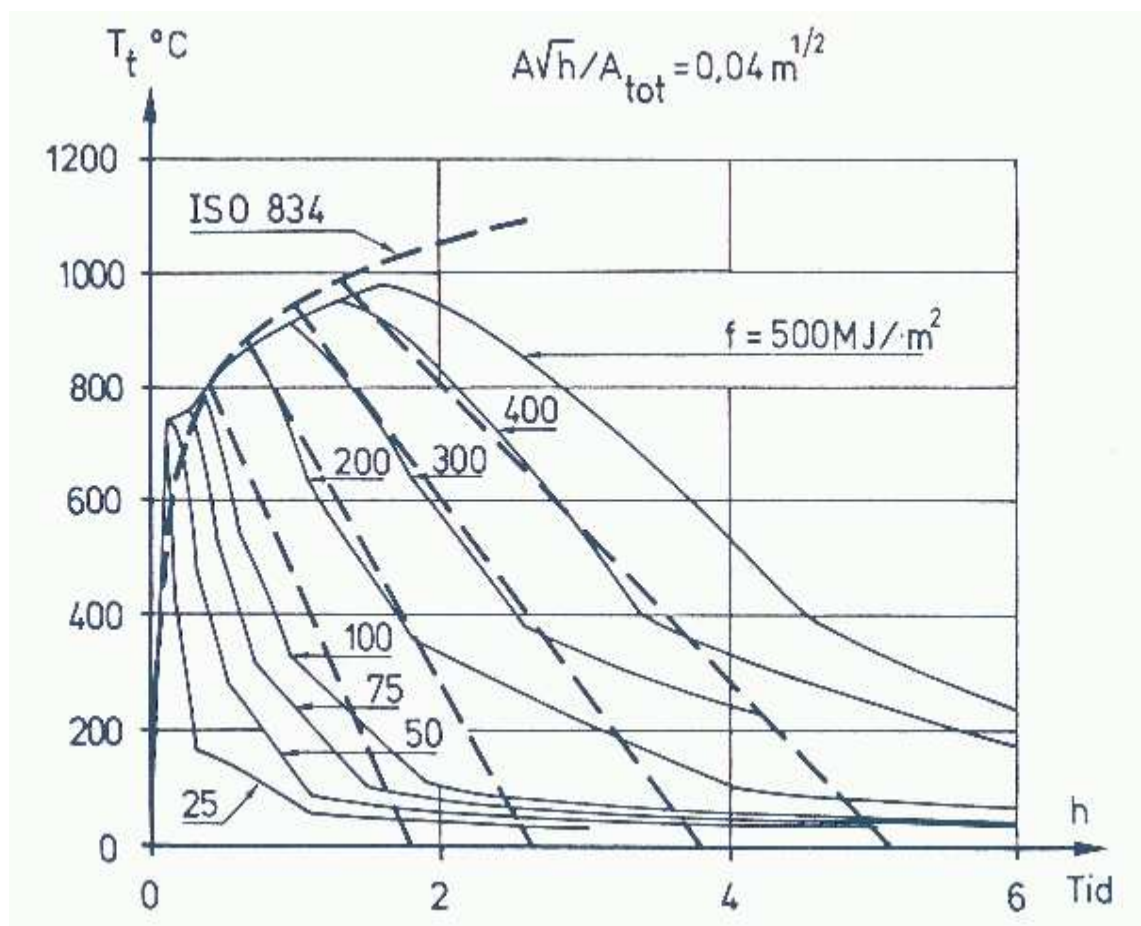


Bild 3.1 Heißgastemperaturen nach Einheits-Temperaturzeitkurve und für Parameterkurven aus [AnPe91]

In [HoKa04] werden die Parameterkurven aus [AnPe91] kritisch hinsichtlich des zeitlichen Verlaufs der Temperaturen diskutiert. Neben der fehlenden Berücksichtigung der Brandentstehungsphase werden vor allen Dingen der extrem schnelle Temperaturabfall bei Brandräumen mit großen Öffnungen und Umfassungsbauteilen mit geringer Wärmeleitfähigkeit sowie der extrem langsame Temperaturabfall für Brandräume mit kleinen Öffnungen und Umfassungsbauteilen mit hoher Wärmeleitfähigkeit kritisiert.

Um die Kritik aus [HoKa04] in den rechnerischen Untersuchungen zu berücksichtigen, wurden in der Abkühlphase die Temperaturverläufe aus [AnPe91] um einen extrem schnellen und einen extrem langsamen Temperaturabfall ergänzt. Bild 3.2 zeigt die vorgegebenen Brandszenarien. Die Stahlbetonplatte mit der Dicke $h_s = 60 \text{ mm}$ wurde in der Erwärmungsphase für 30 Minuten Brandbeanspruchung nach der Einheits-Temperaturzeitkurve (ETK) und in der Abkühlphase mit der Parameterkurve PAR_{30} aus [AnPe91] sowie den Tempera-

temperaturverläufen MIN_{30} und MAX_{30} untersucht. Die Stahlbetonplatte mit der Dicke $h_s = 100$ mm wurde in der Erwärmungsphase für 90 Minuten Brandbeanspruchung nach der Einheits-Temperaturzeitkurve (ETK) und in der Abkühlphase mit der Parameterkurve PAR_{90} aus [An-Pe91] sowie den Temperaturverläufen MIN_{90} und MAX_{90} untersucht.

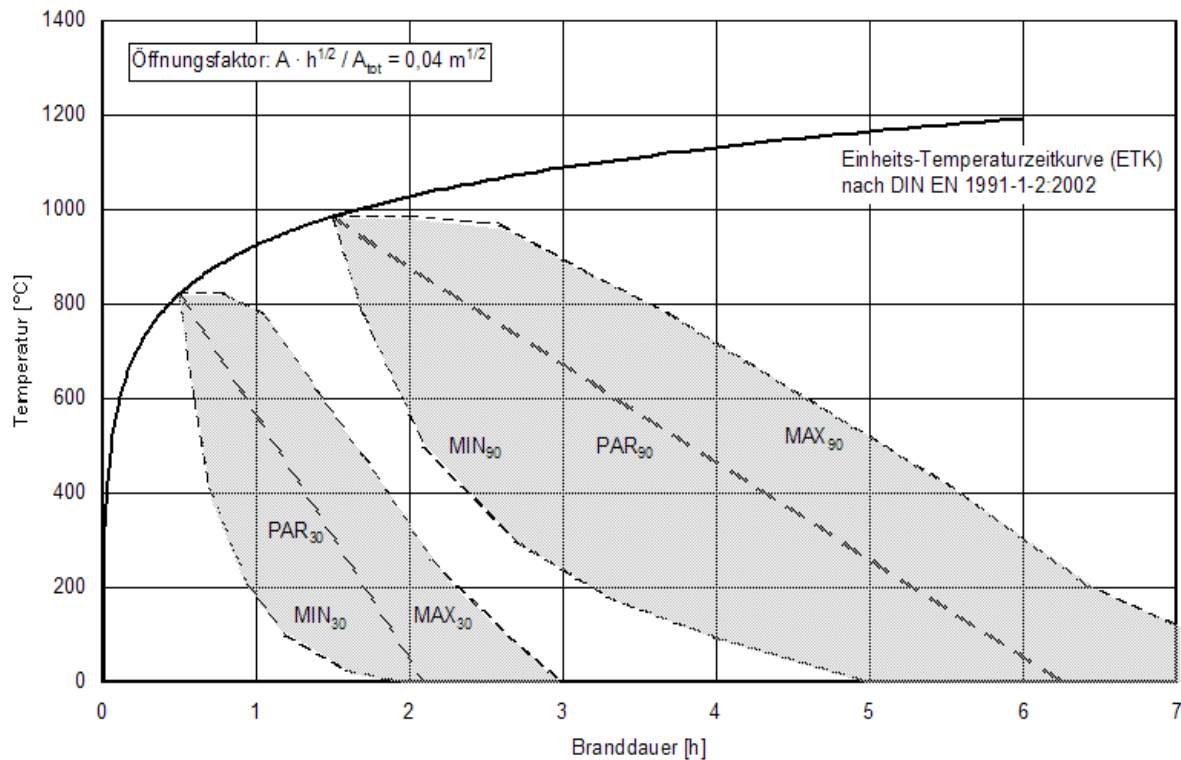


Bild 3.2 Temperaturverläufe für rechnerischen Untersuchungen der Temperaturerhöhung auf der feuerabgekehrten Bauteiloberfläche

Die Ergebnisse der rechnerischen Untersuchungen sind im Bild 3.3 dargestellt. Bei Norm-Brandbeanspruchung (ETK) beträgt die Temperaturerhöhung auf der feuerabgekehrten Plattenseite für die Plattendicke $h_s = 60$ mm und 30 Minuten Brandbeanspruchung $\Delta T = 104$ K und für die Plattendicke $h_s = 100$ mm und 90 Minuten Brandbeanspruchung $\Delta T = 146$ K. Damit liegen die berechneten Temperaturerhöhungen $\Delta T = 104$ K und $\Delta T = 146$ K in der Erwärmungsphase zum Zeitpunkt der maximalen Heißgastemperatur auf der feuerabgekehrten Bauteiloberfläche in der Größenordnung der zulässigen mittleren Temperaturerhöhung $\Delta T = 140$ K und deutlich unterhalb der maximalen Temperaturerhöhung $\Delta T = 180$ K.

In der Abkühlphase werden auf der feuerabgekehrten Bauteilseite der Platte mit der Dicke $h_s = 60$ mm für die unterschiedlichen Temperaturbeanspruchungen Temperaturerhöhungen zwischen $\Delta T = 200$ K und $\Delta T = 277$ K ermittelt, für die Platten mit der Dicke $h_s = 100$ mm liegt die Temperaturerhöhung zwischen $\Delta T = 213$ K und $\Delta T = 255$ K. Die berechneten Temperaturerhöhungen liegen annähernd im Bereich der empfohlenen Temperaturerhöhungen

mit $\Delta T_1 = 200 \text{ K}$ und $\Delta T_2 = 240 \text{ K}$. Dabei muss berücksichtigt werden, dass den berechneten Temperaturerhöhungen grenzwertige Temperaturverläufe in der Abkühlphase zu Grunde gelegt wurden, die Brandräumen mit großen Öffnungen und Umfassungsbauteilen mit geringer Wärmeleitfähigkeit sowie Brandräume mit kleinen Öffnungen und Umfassungsbauteilen mit hoher Wärmeleitfähigkeit einschließen.

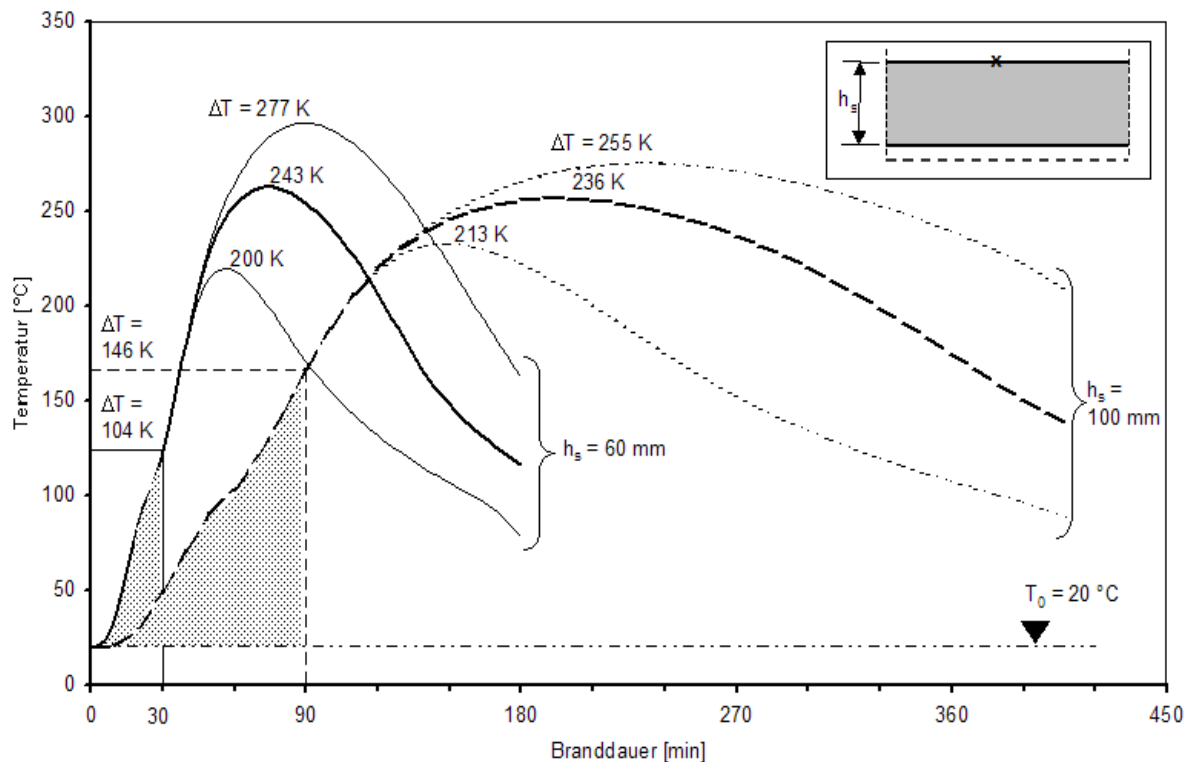


Bild 3.3 Temperaturerhöhung ΔT auf der feuerabgekehrten Bauteilseite für Stahlbetonplatten mit der Dicke $h_s = 60 \text{ mm}$ und $h_s = 100 \text{ mm}$ (Brandbeanspruchung nach Bild 3.2)

3.1.3 Empfehlung für die national festzulegenden Parameter

Für den Nationalen Anhang wird vorgeschlagen, in EN 1992-1-2, Abschnitt 2.1.3 (2) beim Nachweis des Raumabschlusses bei einer parameterabhängigen Brandbeanspruchung in der Abkühlphase auf der dem Feuer abgekehrten Bauteiloberfläche als national anzuwendende Werte für

die mittlere Temperaturerhöhung $\Delta T_1 = 200 \text{ K}$ und für

die maximale Temperaturerhöhung $\Delta T_2 = 240 \text{ K}$

einzusetzen.

3.2 Teilsicherheitsbeiwerte

3.2.1 Regelung in EN 1992-1-2

In EN 1992-1-2, Abschnitt 2.3 (2) wird zur Berechnung der thermischen und mechanischen Materialeigenschaften von Beton, Betonstahl und Spannstahl als Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{M,fi} = 1,0$ empfohlen.

3.2.2 Stellungnahme

Im DIBt Forschungsvorhaben zur Erarbeitung eines übergreifenden Sicherheitskonzeptes [HoWe07] werden für die Materialkennwerte in Verbindung mit der außergewöhnlichen Einwirkung Brand grundsätzlich die Teilsicherheitsbeiwerte $\gamma_{M,fi} = 1,0$ empfohlen. Die Werte wurden in allen Vergleichsrechnungen genutzt und führten nicht zu Abweichungen des Sicherheitsniveaus.

3.2.3 Empfehlung für die national festzulegenden Parameter

Für den Nationalen Anhang wird empfohlen, für die Materialkennwerte in Verbindung mit der außergewöhnlichen Einwirkung Brand die Teilsicherheitsbeiwerte $\gamma_{M,fi} = 1,0$ zu berücksichtigen.

3.3 Thermische Leitfähigkeit von Normalbeton

3.3.1 Allgemeines

Im DIBt-Forschungsvorhaben [HoRi04] wurde eine Funktion für die thermische Leitfähigkeit von Stahlbetonbauteile als Grundlage für den Nationalen Anhang von EN 1992-1-2 vorgeschlagen. Die Anwendung der Funktion für Stahlverbundbauteile wurde in einem parallel durchgeführten Forschungsvorhaben des Instituts für Stahlbau der Universität Hannover [ScKe04] nachgewiesen.

3.3.2 Vergleich EN- und EN-Fassung

Im Rahmen der Entwurfsarbeiten für die EN-Fassung wurden die Rechengrundlagen für die thermische Analyse, d.h. für die Ermittlung der Temperaturentwicklung im Bauteilquerschnitt, überarbeitet. Die Funktionen zur Beschreibung der temperaturabhängigen Materialeigenschaften (Wärmeleitfähigkeit, Dichte und spezifische Wärmekapazität) und der Emissionswert zur Erfassung der Wärmestrahlung wurden im Schlusssentwurf EN 1992-1-2 (Fassung Oktober 2002) anders formuliert, als in der Vornorm ENV 1992-1-2: 1995. Dabei wurden für

die Wärmeleitfähigkeit von Beton eine obere und eine untere Grenzfunktion genannt, zwischen denen eine national anzuwendende Funktion definiert werden muss.

In Tabelle 3.1 werden die Rechenannahmen für die thermischen Einwirkungen nach ENV- und EN-Fassung gegenübergestellt. Der Wärmeübergangskoeffizient α_c wird in beiden Fassungen mit $25 \text{ W}/(\text{m}^2\text{K})$ angegeben, die Emissionszahl ε zur Berücksichtigung der Wärmestrahlung beträgt in der ENV-Fassung $\varepsilon = 0,72$ und in der EN-Fassung $\varepsilon = 0,70$. Der daraus resultierende Unterschied für den Wärmestrom infolge Strahlung ist für Betonbauteile gering.

Tabelle 3.1: Vergleich der Rechenannahmen für die thermischen Einwirkungen nach ENV- und EN-Fassung

		ENV 1991-2-2		EN 1991-1-2	
Wärmeübergangskoeffizient α_c [$\text{W}/(\text{m}^2\text{K})$]	ETK	25		25	
	Hydrokarbon	25		50	
Emissionszahl ε	ε_f	0,8		0,8	EN 1992-1-2: 0,7
	ε_m	0,7	NAD: 0,9	1,0	
	$\varepsilon_{\text{res}} = \varepsilon_f \cdot \varepsilon_m$	0,56	0,72	0,8	0,7

In den Bildern 3.4 bis 3.6 sind die temperaturabhängigen Verläufe für die Wärmeleitfähigkeit λ_c , die Dichte ρ und die spezifische Wärmekapazität c_p nach den Definitionen in der ENV- und der EN-Fassung gegenübergestellt. Bei der Wärmeleitfähigkeit λ_c liegt der Funktionsverlauf nach der ENV-Fassung nicht innerhalb der beiden Grenzfunktionen der EN-Fassung, bei der Dichte ρ wird in der ENV-Fassung für Temperaturen oberhalb 115 °C ein konstanter und in der EN-Fassung ein annähernd linear abfallender Wert angegeben und bei der spezifischen Wärmekapazität c_p werden der temperaturabhängige Verlauf und die Vergrößerung zwischen 100 °C und 200 °C zur Berücksichtigung der Feuchtigkeit in der ENV- und der EN-Fassung unterschiedlich definiert.

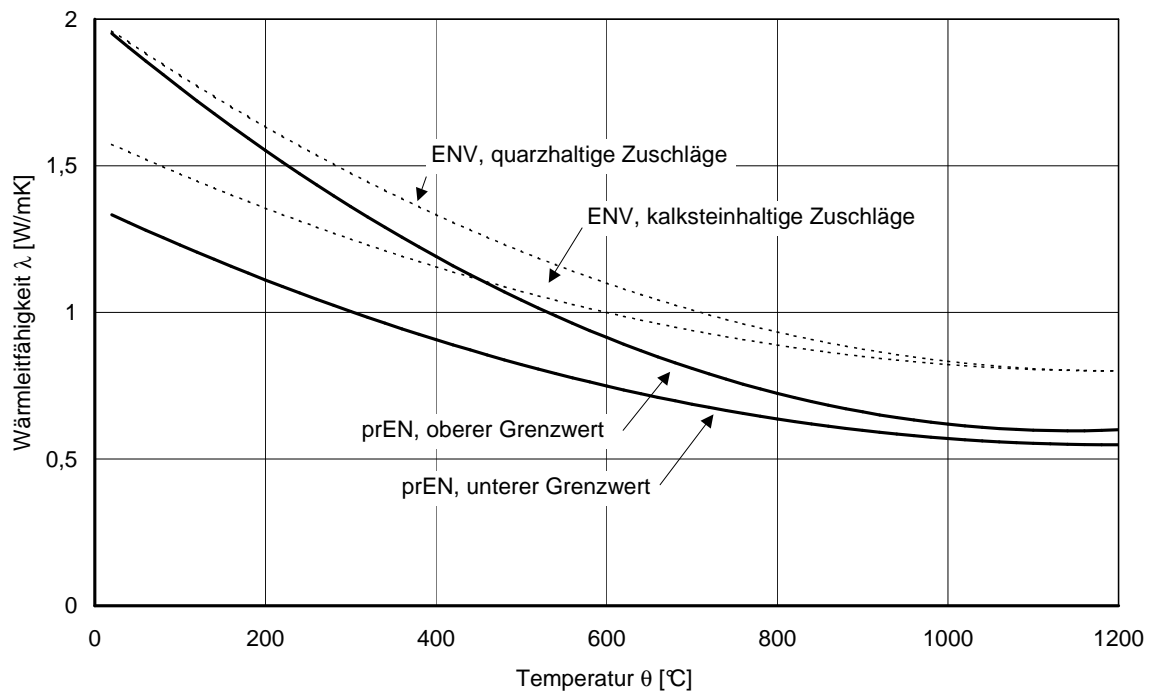


Bild 3.4 Temperaturabhängiger Verlauf der Wärmeleitfähigkeit von Beton

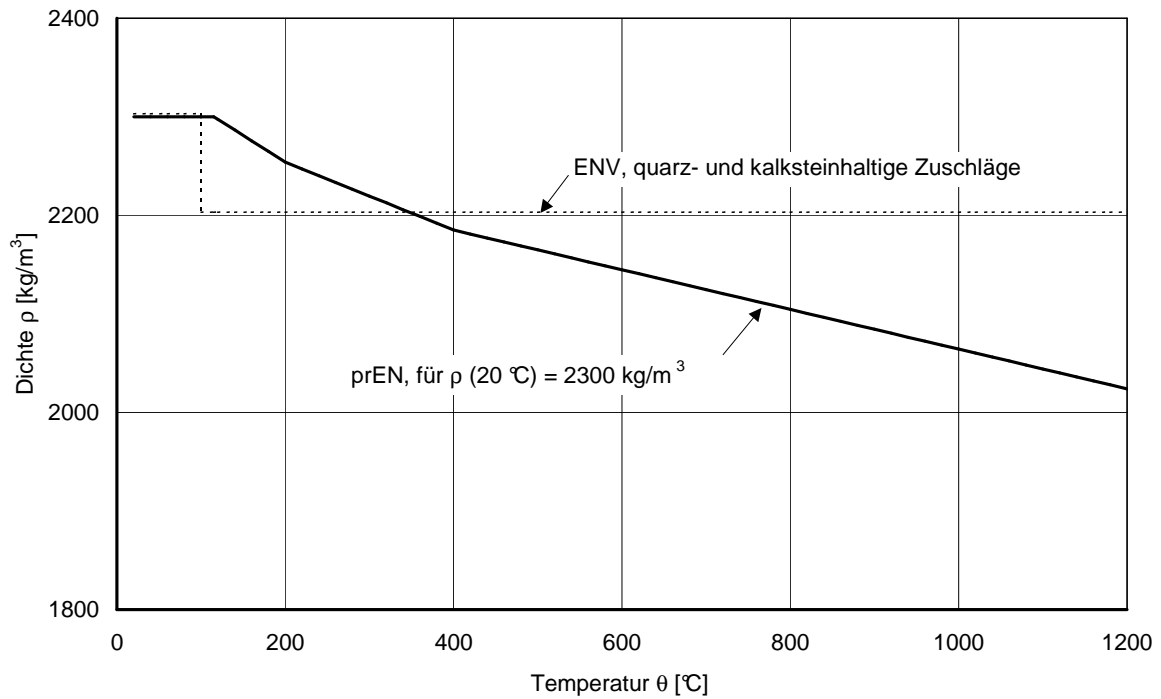


Bild 3.5 Temperaturabhängiger Verlauf der Dichte von Beton

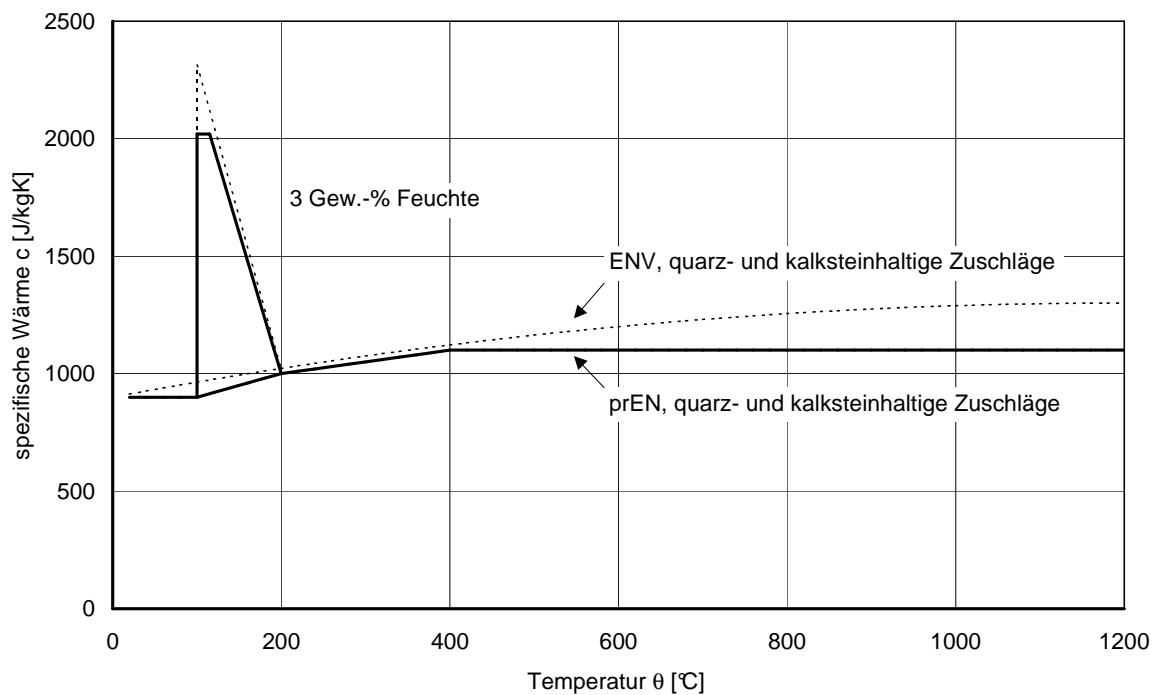


Bild 3.6 Temperaturabhängiger Verlauf der spezifischen Wärmekapazität

3.3.3 Stellungnahme

Die Temperaturentwicklung im Bauteilquerschnitt wird wesentlich durch die Temperaturleitfähigkeit bestimmt. Das Temperaturleitvermögen – ausgedrückt durch die Temperaturleitzahl a – ist die funktionale Kopplung der thermischen Materialkennwerte nach Gleichung 3.1:

$$a = \frac{\lambda}{\rho \cdot c_p} \quad (3.1)$$

Die Einzelwerte - Wärmeleitfähigkeit λ , spezifische Wärmekapazität c_p und Dichte ρ – werden nach Bild 3.4 – 3.6 als temperaturabhängige Kenngrößen berücksichtigt. Bild 3.7 zeigt die Temperaturleitzahl a für die thermischen Materialkennwerte nach der ENV- und nach der EN-Fassung, dabei wurde für die spezifische Wärmekapazität die Betonfeuchte mit 0 Gew.-% berücksichtigt. Die größte Übereinstimmung zwischen ENV- und EN-Fassung wird für die Temperaturleitzahl mit der oberen Grenzfunktion für die Wärmeleitfähigkeit erreicht.

Die Berechnungen nach EN-Fassung werden deshalb mit der oberen Grenzfunktion für die Wärmeleitfähigkeit durchgeführt.

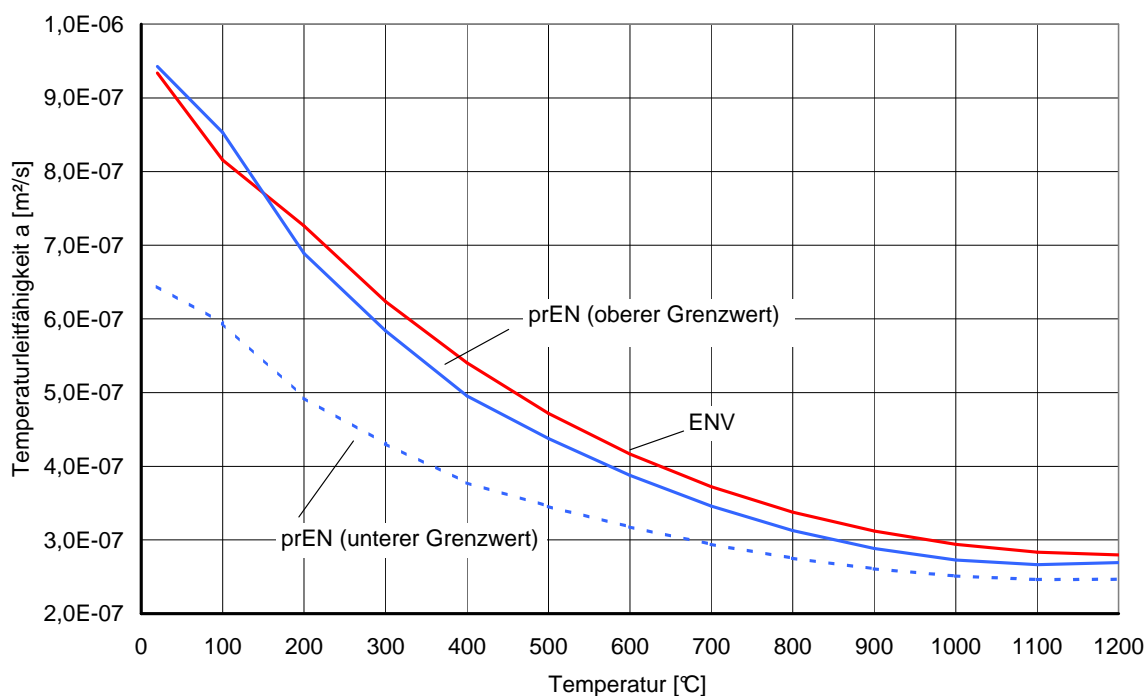


Bild 3.7 Temperaturleitfähigkeit a

In umfangreichen Vergleichsrechnungen wurden die Temperaturen in Wand-, Balken- und Stützenquerschnitten mit den thermischen Materialkennwerten und dem Emissionswert aus dem Schlusssentwurf der EN 1992-1-2 bei ein-, drei- und vierseitiger Normbrandbeanspruchung und Betonfeuchtigkeiten zwischen 0 Gew.-% und 3 Gew.-% berechnet und mit den im Brandversuch gemessenen Temperaturen verglichen (Tabelle 3.2).

Tabelle 3.2: Vergleichsbauteile

	Durchlaufplatte	Balken		Stütze		Wand	
Abmessungen d bzw. b/d [cm]	10	20/40	10/40	30/30	20/20	10	15
Brandraumtemperaturzeitkurve	ETK						
Brandbeanspruchung	1-seitig	3-seitig		4-seitig		1-seitig	
Zuschlag	-	quarzitisch				-	
Betonfeuchte [Gew.-%]	3,6	3 - 4 und 0		2 - 6		1,5	
Anz. Messstellen	4	14	12	9	3	5	8

Zusammenfassend zeigen die Temperaturen T_{EN} , die mit den thermischen Materialkennwerten der EN 1992-1-2, unter Verwendung des oberen Grenzwertes für die Wärmeleitfähigkeit, berechnet wurden, im Durchschnitt eine geringfügig bessere Übereinstimmung mit den Messwerten T_{MW} , als die Temperaturen T_{ENV} , die mit thermischen Materialkennwerten der ENV 1992-1-2 berechnet wurden. Im gesamten Spektrum von 586 untersuchten Temperaturen liegen die Temperaturen T_{EN} im Durchschnitt ca. 14 % (Bild 3.8) und die Temperaturen T_{ENV} ca. 19 % über den Messwerten T_{MW} (Bild 3.9). Die geringfügig höheren Temperaturen T_{ENV} im Vergleich mit T_{EN} werden auch aus Bild 3.10 mit einem Mittelwert von $x = T_{ENV} / T_{EN} = 1,036$ deutlich.

Im Rahmen einer brandschutztechnischen Bemessung liegen die Temperaturen T_{EN} auf der „sicheren“ Seite, weil der damit berechnete Bauteilwiderstand kleiner ist als der im Brandversuch vorhandene Bauteilwiderstand und dadurch das rechnerische Bauteilversagen im Allgemeinen früher erreicht wird als das Versagen im Brandversuch.

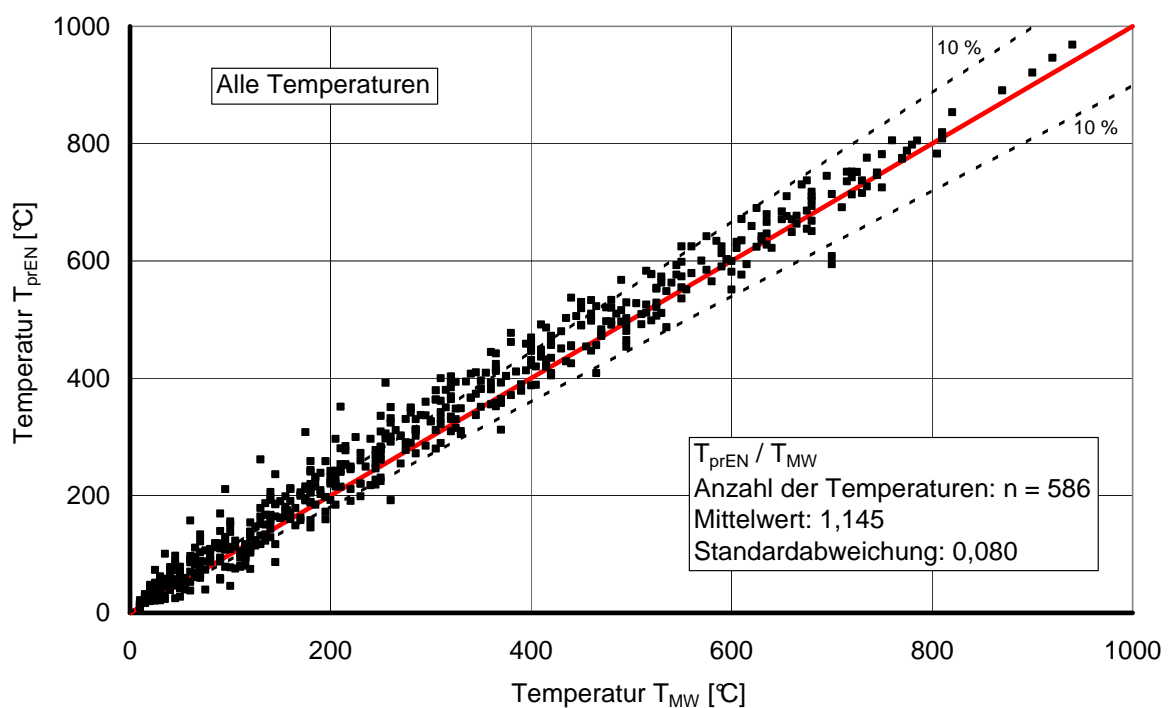


Bild 3.8 Vergleich aller gemessenen und aller nach EN 1992-1-2 berechneten Temperaturen

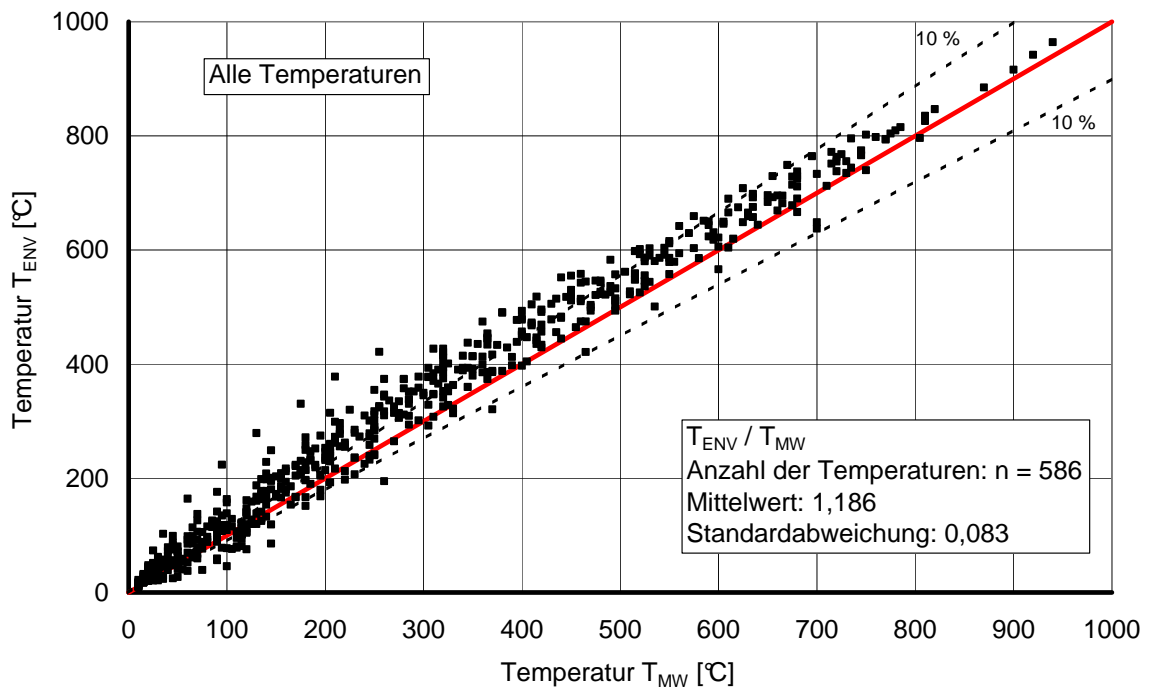


Bild 3.9 Vergleich aller gemessenen und aller nach ENV 1992-1-2 berechneten Temperaturen

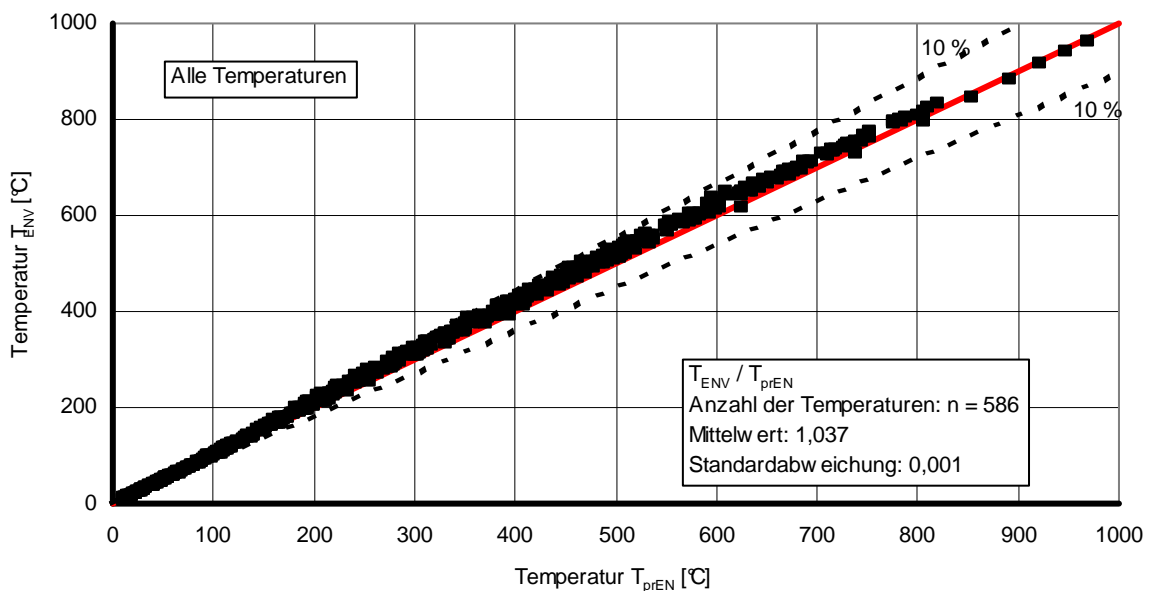


Bild 3.10 Vergleich aller nach ENV 1992-1-2 und aller nach EN 1992-1-2 berechneten Temperaturen

Aus dem Vergleich zwischen den Messergebnissen und den berechneten Temperaturen wurde ein Vorschlag für die national anzuwendende Funktion für die Wärmeleitfähigkeit ab-

geleitet. Mit dieser Funktion für die Wärmeleitfähigkeit wurden hochbautypische Stahlbetonbauteile (Stützen, Balken und Wände) hinsichtlich ihres Tragverhaltens und ihrer Feuerwiderstandsdauer berechnet und mit Versuchswerten verglichen. Für alle Bauteile wurde eine befriedigende Übereinstimmung zwischen experimentell und rechnerisch ermittelten Feuerwiderstandsdauern erzielt. Exemplarisch sind in Tabelle 3.3 die im Brandversuch gemessenen und mit den thermischen Materialkennwerten der ENV- und der EN-Fassung berechneten Feuerwiderstandsdauern für die Stützen dargestellt.

Tabelle 3.3: Feuerwiderstandsdauern der Stützen

Feuerwiderstandsdauer [min]	Stütze 1	Stütze 2	Stütze 3	Stütze 4
mit ENV 1992-1-2	108	98	54	52
mit EN 1992-1-2	119	108	59	55
Brandversuch	138	108	66	48

Erwartungsgemäß liegen die Feuerwiderstandsdauern, die mit der EN-Fassung berechnet wurden, etwas über den Feuerwiderstandsdauern der ENV-Fassung und - bis auf eine Ausnahme - unter den Feuerwiderstandsdauern der Brandversuche. Die Ausnahme betrifft Stütze 4 mit der Schlankheit $\lambda \approx 83$. Bei dieser Schlankheit können sich versuchstechnisch bedingte Imperfektionen deutlich auf die im Brandversuch erreichte Feuerwiderstandsdauer auswirken und dadurch Abweichungen zwischen Mess- und Rechenergebnis erzeugen.

3.3.4 Empfehlung für die national festzulegenden Parameter

Aufgrund der insgesamt erzielten guten Übereinstimmung zwischen Mess- und Rechenergebnissen hinsichtlich der Bauteiltemperaturen und der Versagenszeiten wird für Betontemperaturen Θ_c zwischen $20^\circ\text{C} \leq \Theta_c \leq 1200^\circ\text{C}$ die obere Grenzfunktion für die Wärmeleitfähigkeit aus EN 1992-1-2, Abschnitt 3.3.3

$$\lambda_c = 2 - 0,2451 (\Theta_c / 100) + 0,0107 (\Theta_c / 100)^2 \quad [\text{W}/(\text{mK})]$$

als national anzuwendende Funktion für die Wärmeleitfähigkeit von Normalbeton vorgeschlagen.

3.4 Reduktionsfaktor

3.4.1 Regelung in EN 1992-1-2

Nach EN 1992-1-2, Abschnitt 5.2 (3) liegt den Werten für die tabellarische Bemessung der Reduktionsfaktor $\eta_{fi} = 0,7$ zu Grunde. Der Reduktionsfaktor $\eta_{fi} = 0,7$ gilt nur dann, wenn die Teilsicherheitsbeiwerte in den Nationalen Anhängen von EN 1990 den Werten von EN 1992-1-2, Abschnitt 2.4.2 entsprechen. In EN 1992-1-2, Abschnitt 2.4.2 werden folgende Teilsicherheitsbeiwerte festgelegt:

Teilsicherheitsbeiwert für die ständige Einwirkung	$\gamma_G = 1,35$
Teilsicherheitsbeiwert für die veränderliche Einwirkung	$\gamma_{Q,1} = 1,0$
Teilsicherheitsbeiwert für die ständige Einwirkung im Brandfall	$\gamma_{GA} = 1,0$
Teilsicherheitsbeiwert für die veränderliche Einwirkung	$\gamma_Q = 1,5$

3.4.2 Stellungnahme

Nach EN 1992-1-2, Abschnitt 2.4.2 (3) sollen die empfohlenen Werte für die Teilsicherheitsbeiwerte in den Nationalen Anhängen von EN 1990 festgelegt werden. Im Nationalen Anhang [DIN1055] werden die Teilsicherheitsbeiwerte zu $\gamma_G = 1,35$, $\gamma_{Q,1} = 1,0$, $\gamma_{GA} = 1,0$ und $\gamma_Q = 1,5$ festgelegt. Das entspricht auch der Festlegung in DIN 1055-100 [NADD05].

3.4.3 Empfehlung für die national festzulegenden Parameter

Für den Nationalen Anhang wird die Festlegung der

Teilsicherheitsbeiwert für die ständige Einwirkung	$\gamma_G = 1,35$
Teilsicherheitsbeiwert für die veränderliche Einwirkung	$\gamma_{Q,1} = 1,0$
Teilsicherheitsbeiwert für die ständige Einwirkung im Brandfall	$\gamma_{GA} = 1,0$
Teilsicherheitsbeiwert für die veränderliche Einwirkung	$\gamma_Q = 1,5$

empfohlen.

3.5 Lastausmitte

3.5.1 Regelung in EN 1992-1-2

In EN 1992-1-2, Abschnitt 5.3.2 (2) wird für die brandschutztechnische Bemessung von Stützen mit Tabelle 5.2a empfohlen, die Lastausmitte nach Theorie I. Ordnung im Brandfall auf den Wert

$$e = M_{0Ed,fi} / N_{0Ed,fi} \leq e_{\max} = 0,15 \cdot b \quad (3.2)$$

zu begrenzen; als zweiter Grenzwert wird $e_{\max} = 0,40 \cdot b$ angegeben. Zusätzlich wird in EN 1992-1-2, Abschnitt 5.3.2 (2), Anmerkung 3 gestattet, für die Lastausmitte nach Theorie I. Ordnung im Brandfall den Wert aus der Bemessung bei Normaltemperatur anzusetzen.

3.5.2 Stellungnahme

Formelzeichen nach EN 1992-1-1:

- N_{0Ed} wird in EN 1992-1-1 nicht verwendet,
im Folgenden wird $N_{0,Ed}$ durch N_{Ed} und $N_{0Ed,fi}$ durch $N_{Ed,fi}$ ersetzt
- M_{0Ed} das Moment nach Theorie I. Ordnung, einschließlich der Auswirkungen von Imperfektionen (5.8.8.2 (1)),

$$M_{0Ed} = (e_0 + e_i) \cdot N_{Ed} = e_1 \cdot N_{Ed}$$
mit e_0 planmäßige Lastausmitte (in EN 1992-1-1 nicht explizit definiert)
 e_i Lastausmitte infolge Imperfektionen (5.2 (5) und (7))
 $= \theta_i \cdot l_0/2$ (Gl. (5.2))
 $= 1/200 \cdot 2/l^{0,5} \cdot l_0/2$ mit $2/3 \leq 2/l^{0,5} \leq 1,0$
 e_1 Lastausmitte nach Theorie I. Ordnung, einschließlich der Auswirkungen von Imperfektionen

Bild 3.11 zeigt den Einfluss der Lastausmitte $e_1 = e_0 + e_i$ auf die Branddauer. Die Lastausmitte wurde zwischen $7,5 \text{ mm} \leq e_1 \leq 0,5 \cdot b$ variiert, der Wert $e_1 = e_i = 7,5 \text{ mm}$ entspricht der planmäßigen Lastausmitte $e_0 = 0 \text{ mm}$. Die durchgezogene Linie in Bild 3.11 gilt für die Annahme, dass die Knicklänge im Brandfall $l_{0,fi} \approx 0,5 \cdot l_0$ und die gestrichelte Linie, dass $l_{0,fi} = l_0$ beträgt. Als dünn punktierte vertikale Linien sind im Bild 3.11 die Grenzwerte für die Lastausmitte e_1 mit $e_{\max} = 0,15 \cdot b$ und $e_{\max} = 0,40 \cdot b$ eingetragen.

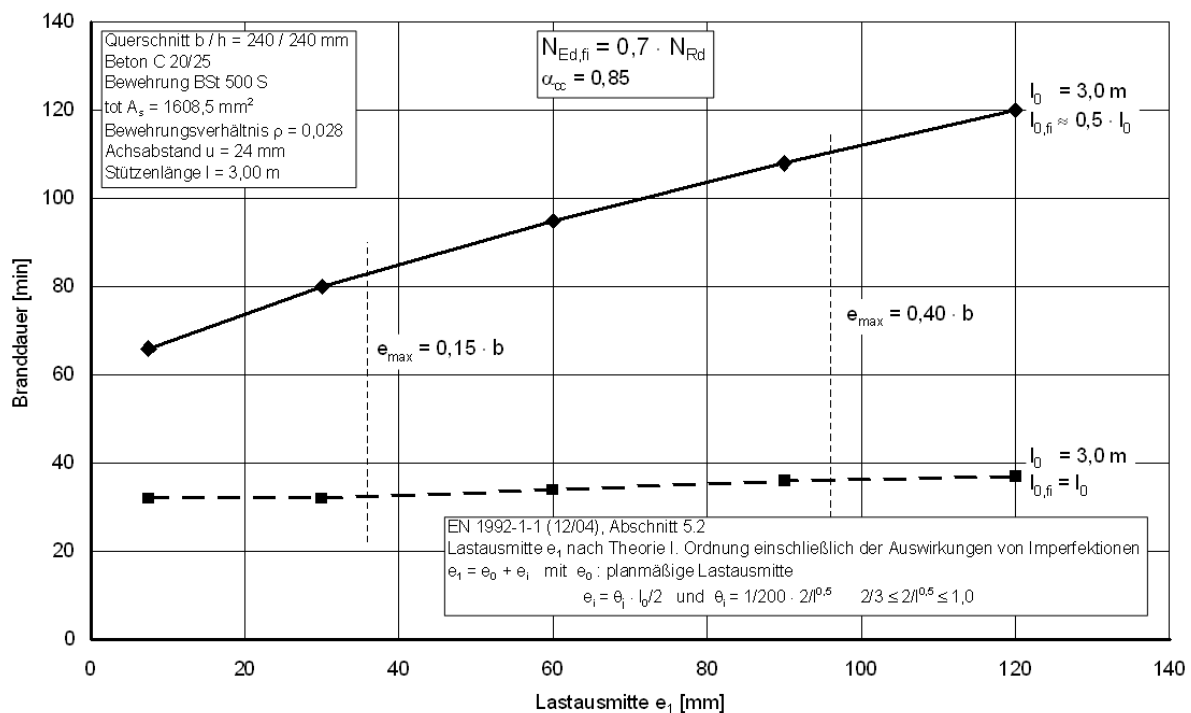


Bild 3.11 Auswirkung der Lastausmitte e_1 auf die Branddauer

Bild 3.11 liegt eine Stahlbetonstütze mit den Querschnittsabmessungen $b/h = 240/240$ mm, der Länge $l = 3,0$ m, den Baustoffen Beton C 20/25 und Betonstahl BSt 500 S, dem Bewehrungsverhältnis $\rho = 0,028$ und dem Achsabstand der Bewehrung $a = 24$ mm zu Grunde. Die Belastung im Brandfall beträgt $N_{Ed,fi} = 0,7 \cdot N_{Rd}$.

Für den Fall $l_{0,fi} = l_0$ (gestrichelte Linie in Bild 3.11) werden für die Stütze Branddauern zwischen 32 Minuten für $e_1 = 7,5$ mm und 37 Minuten für $e_1 = 120$ mm berechnet.

Für den Fall $l_{0,fi} \approx 0,5 \cdot l_0$ (durchgezogene Linie im Bild 3.11) liegen die Branddauern zwischen 66 Minuten für $e_1 = 7,5$ mm und 120 Minuten für $e_1 = 120$ mm.

In beiden Fällen werden mit zunehmender Lastausmitte e_1 konstante oder ansteigende Branddauern berechnet. Ursache dafür ist die Traglastminderung für große Lastausmitten und die daraus resultierende vergleichsweise kleine Belastung im Brandfall $N_{Ed,fi}$ [HoRi05]. Die Beschränkung der Lastausmitte nach Theorie I. Ordnung im Brandfall nach Gleichung (3.2) ist nicht erforderlich.

3.5.3 Empfehlung für die national festzulegenden Parameter

Aufgrund der mit größer werdender Lastausmitte e_1 konstanten oder ansteigenden Branddauer ist die Beschränkung der Lastausmitte nach Theorie I. Ordnung im Brandfall für die Anwendung der Methode A zur brandschutztechnischen Bemessung von Stahlbetonstützen nicht erforderlich. Für Anwendung von Tabelle 5.2a oder Gleichung (5.7) wird die Lastausmitte nach Theorie I. Ordnung im Brandfall nicht benötigt.

Für den Nationalen Anhang wird vorgeschlagen, in EN 1992-1-2, Abschnitt 5.3.2 (2) den zweiten Spiegelstrich

- die Lastausmitte nach Theorie I. Ordnung im Brandfall $e = M_{0Ed,fi} / N_{0Ed,fi} \leq e_{max}$

ersatzlos zu streichen.

3.6 Grenzwerte für Feuchtigkeitsgehalt

3.6.1 Regelung in EN 1992-1-2

In EN 1992-1-2, Abschnitt 4.5.1 (2) werden explosive Betonabplatzungen als unwahrscheinlich bezeichnet, wenn der Feuchtigkeitsgehalt des Beton weniger als k Gew.-% beträgt. Für k wird der Wert $k = 3$ Gew.-% empfohlen.

3.6.2 Stellungnahme

Nach [KoMo99] kann das Versagen von Bauteilen durch zerstörende Abplatzungen verursacht werden, wobei das Auftreten der zerstörenden Abplatzungen im Wesentlichen von den Parametern Betonfeuchtigkeitsgehalt, Bauteildicke, Druckspannung und Bewehrungsanordnung abhängt. Die Auswertung von über 150 Brandversuchen in [Mo75, Mo74, FIP79, KoKr84, MC82] ergaben folgende Ergebnisse:

- Bei Beton-Feuchtigkeitsgehalten $f < rd. 2$ Gew.-% konnten – auch unter ungünstigsten Prüfbedingungen – keine explosionsartigen Abplatzungen erzeugt werden.
- Bei Beton-Feuchtigkeitsgehalten $f \geq rd. 2$ Gew.-% traten stets explosionsartige Abplatzungen nach rd. 7 bis 30 Minuten Brandbeanspruchung auf.

Der Grad der Zerstörung war im Wesentlichen von den Querschnittsabmessungen (Dicke des Flansches b , Dicke des Steges t) und der Höhe der Druckspannungen σ_0 aus Vorspannung und äußerer Belastung abhängig. Bild 3.12 zeigt in Abhängigkeit von b bzw. t und σ_0 eine Grenzlinie, unterhalb der keine zerstörenden Abplatzungen auftraten. Die Grenzlinie gilt für alle untersuchten Betongüten (C 20/25 bis C 45/55).

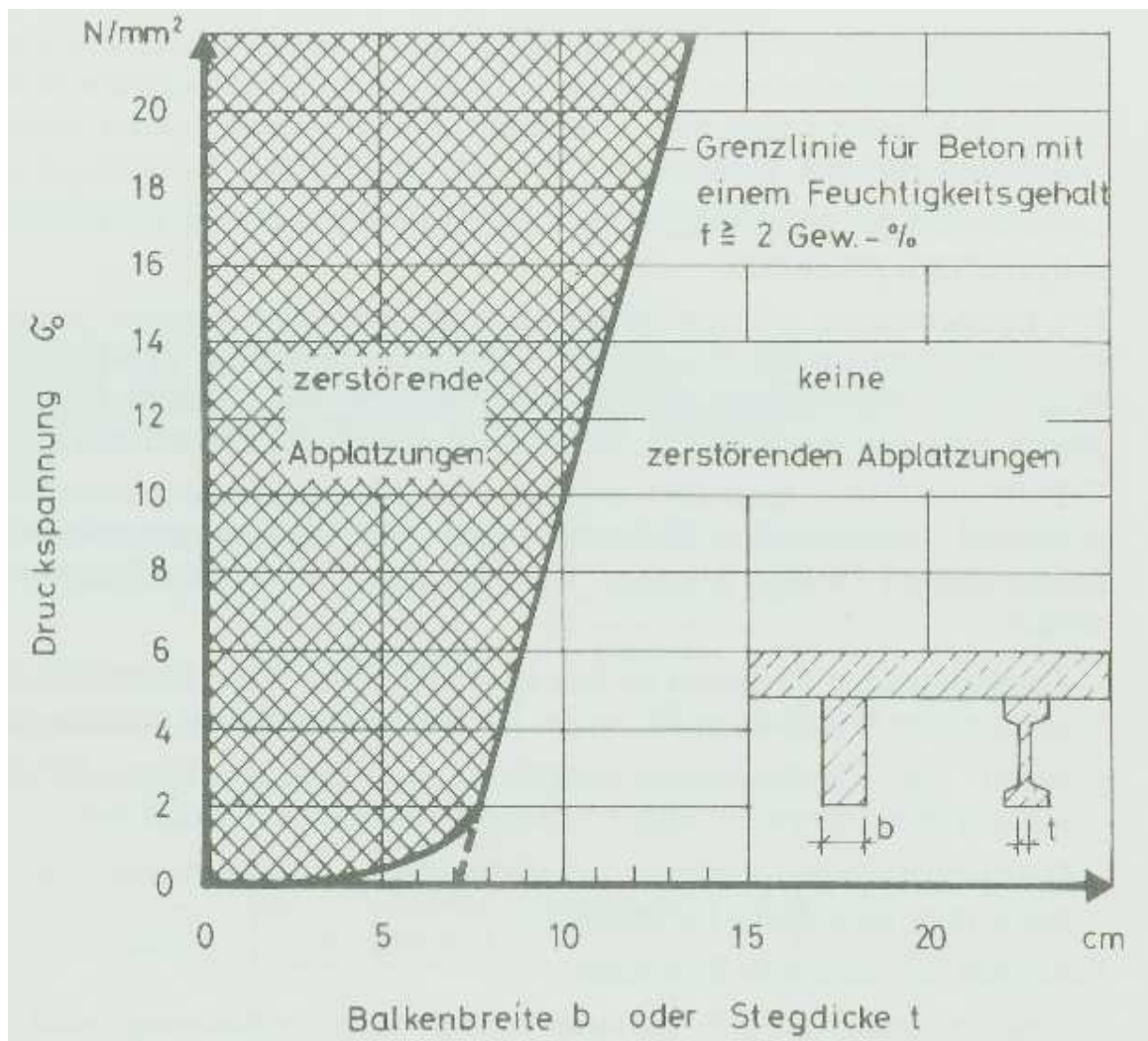


Bild 3.12 Grenzlinie zwischen zerstörenden und nicht zerstörenden Abplatzungen (aus [KoMo99])

Auf Grund der Untersuchungsergebnisse in [Mo75, Mo74] wurden die tabellierten Mindestquerschnittsabmessungen für Stahlbetonbauteile in DIN 4102 Teil 4 so festgelegt, dass bei Brandbeanspruchung geringfügige Oberflächenabplatzungen möglich sind, aber zerstörende Abplatzungen für den Regelfall (Feuchtegehalt $k \leq 4$ Gew.-%) ausgeschlossen werden. Der Feuchtegehalt $k \leq 4$ Gew.-% basiert auf der Erfahrung, dass Bauteile, die ständig trocken sind (DIN 1045-1, Expositionsklasse XC1), im allgemeinen einen Feuchtegehalt zwischen $k = 2$ Gew.-% und $k = 4$ Gew.-% aufweisen [KoMo99].

Die tabellierten Mindestquerschnittsabmessungen für Stahlbetonbauteile in DIN 4102-4 und EN 1992-1-2 stimmen weitgehend überein. Damit kann die Festlegung aus DIN 4102-4 für den Feuchtegehalt $k \leq 4$ Gew.-%, für den im Regelfall keine zerstörenden Abplatzungen auftreten, auch für die EN 1992-1-2 übernommen werden.

3.6.3 Empfehlung für die national festzulegenden Parameter

Aufgrund umfangreicher experimenteller Untersuchungen und ergänzender theoretischer Überlegungen wurde in DIN 4102-4 der Feuchtegehalt, bei dem in der Regel keine zerstörenden Abplatzungen auftreten, auf den Wert $k \leq 4$ Gew.-% festgelegt.

Für den Nationalen Anhang wird vorgeschlagen, in EN 1992-1-2, Abschnitt 4.5.1 (2) den Wert

$$k \leq 4 \text{ Gew.-%}$$

als national anzuwendender Wert einzusetzen.

3.7 Thermische Leitfähigkeit von hochfestem Beton

3.7.1 Regelung in EN 1992-1-2

Nach EN 1992-1-2, Abschnitt 6.3 (1) können die thermischen und physikalischen Eigenschaften von Beton mit quarz- und kalksteinhaltigen Zuschlägen auch für hochfesten Beton angewendet werden. Die thermische Leitfähigkeit des hochfesten Betons kann zwischen dem oberen und unteren Grenzwert des normalfesten Betons festgelegt werden.

3.7.2 Stellungnahme

In [HoNa96] werden gemessene und berechnete Temperaturen in Bauteilen aus hochfestem Beton verglichen. Die Übereinstimmung zwischen Mess- und Rechenwerten war unter Berücksichtigung unvermeidbarer Streuungen bei den Versuchswerten befriedigend. Aufgrund dieser Übereinstimmung wurden in [Nau05] die Bauteiltemperaturen für die Nachrechnung von Brandversuchen mit den thermischen Materialkennwerten aus EN 1992 Teil 1-2 ermittelt und damit das Trag- und Verformungsverhalten zutreffend bis konservativ nachgewiesen.

Für die Berechnungen in [HoNa96] und [Nau05] wurden die thermischen Materialkennwerte aus ENV 1992-1-2 [ENV92] verwendet. Wie im Abschnitt 3.3 des vorliegenden Forschungsberichtes gezeigt wird, besteht die größte Übereinstimmung bei den berechneten Temperaturen mit den thermischen Materialkennwerten der ENV- und der EN-Fassung, wenn die Wärmeleitfähigkeit mit der oberen Grenzfunktion eingesetzt wird.

3.7.3 Empfehlungen für die national festzulegenden Parameter

Für den Nationalen Anhang wird für die thermische Leitfähigkeit von hochfestem Beton die obere Grenzfunktion aus EN 1992-1-2, Abschnitt 3.3.3 vorgeschlagen.

3.8 Faktor k für Querschnittsabmessungen von Bauteilen aus hochfestem Beton

3.8.1 Regelung in EN 1992-1-2

In EN 1992-1-2, Abschnitt 6.4.2.1 (3) wird ein Faktor k definiert, mit dem die Dicke a_{500} des nicht tragfähigen Betons von Stützen- und Wandquerschnitten zu multiplizieren ist, um deren Tragfähigkeit im Brandfall zu ermitteln. Für hochfesten Beton der Klasse 1 nach Tabelle 6.1N (siehe Abschnitt 4.4 des Forschungsberichtes) beträgt der Faktor $k = 1,1$, für Klasse 2 wird der Faktor $k = 1,3$ und für Klasse 3 werden genauere Methoden empfohlen.

3.8.2 Stellungnahme

Durch den Faktor k in Verbindung mit der Tabelle 6.1N wird die Anwendung der in EN 1992-1-2, Anhang B.1 beschriebene 500 °C Isothermen Methode zur Berechnung der Grenztragfähigkeit von brandbeanspruchten Bauteilquerschnitten auf Bauteile aus hochfesten Beton erweitert. In den Abschnitten 5.2 und 4.4 dieses Forschungsberichtes wird für den nationalen Anhang in Deutschland empfohlen, die Anwendung der 500 °C Isothermen Methode und der Tabelle 6.1N nicht frei zu geben. Damit fehlen die Grundlagen, um die Eignung der Faktoren k zur Ermittlung der Tragfähigkeit von Stützen und Wänden aus hochfesten Beton im Brandfall in Verbindung mit der 500 °C Isothermen Methode und der Tabelle 6.12N beurteilen zu können.

Nach EN 1992-1-2, Abschnitt 6.4.3 können die tabellierten Mindestquerschnittsabmessungen und Achsabstände aus EN 1992-1-2, Abschnitt 5 auch für Bauteile aus hochfestem Beton verwendet werden. Dafür müssen die tabellierten Werte nach folgenden Regeln vergrößert werden (a: tabellierter Achsabstand aus Abschnitt 5):

- Vergrößerung der Mindestquerschnittsabmessung um $\Delta b = (k-1) \cdot a$ für einseitig brandbeanspruchte Wände und Platten
- Vergrößerung der Mindestquerschnittsabmessung um $\Delta b = 2 \cdot (k-1) \cdot a$ und des Achsabstandes auf $a_{HPC} = k \cdot a$ für alle anderen tragenden Bauteile

Im Bild 3.13 werden die Mindestquerschnittsabmessungen von Stützen aus hochfestem Beton nach [HoNa96] und EN 1992-1-2, Tabelle 5.2a für den Ausnutzungsgrad im Brandfall $\mu_{fi} = 0,7$ verglichen. Bei den Mindestquerschnittsabmessungen aus Tabelle 5.2a wurde die Vergrößerung $\Delta b = 2 \cdot (k-1) \cdot a$ mit dem Wert $k = 1,1$ für die Klasse 1 (C 55/67 und C 60/75) und $k = 1,3$ für die Klasse 2 (C 70/85 und C 80/95) berücksichtigt. Die Mindestquerschnittsabmessungen in [HoNa96] wurden aus Ergebnissen von Brandversuchen abgeleitet, sie gelten für Stützen aus hochfestem Beton der Festigkeitsklasse C 50/67 bis C 100/115. In Tabelle

5.2a werden in der Regel für jede Feuerwiderstandsklasse zwei Mindestquerschnittsabmessungen mit zugehörigem Achsabstand angegeben (s. Abschnitt 6.1.1 des Forschungsvorhabens). Im Bild 3.13 steht die erste Säule jeder Feuerwiderstandsklasse für die Mindestquerschnittsabmessung nach [HoNa96], die beiden folgenden Säulenpaare zeigen die Mindestquerschnittsabmessungen für die beiden Werte aus Tabelle 5.2.a, wobei das erste Säulenpaar für hochfesten Beton der Klasse 1 und das zweite Säulenpaar für hochfesten Beton der Klasse 2 steht.

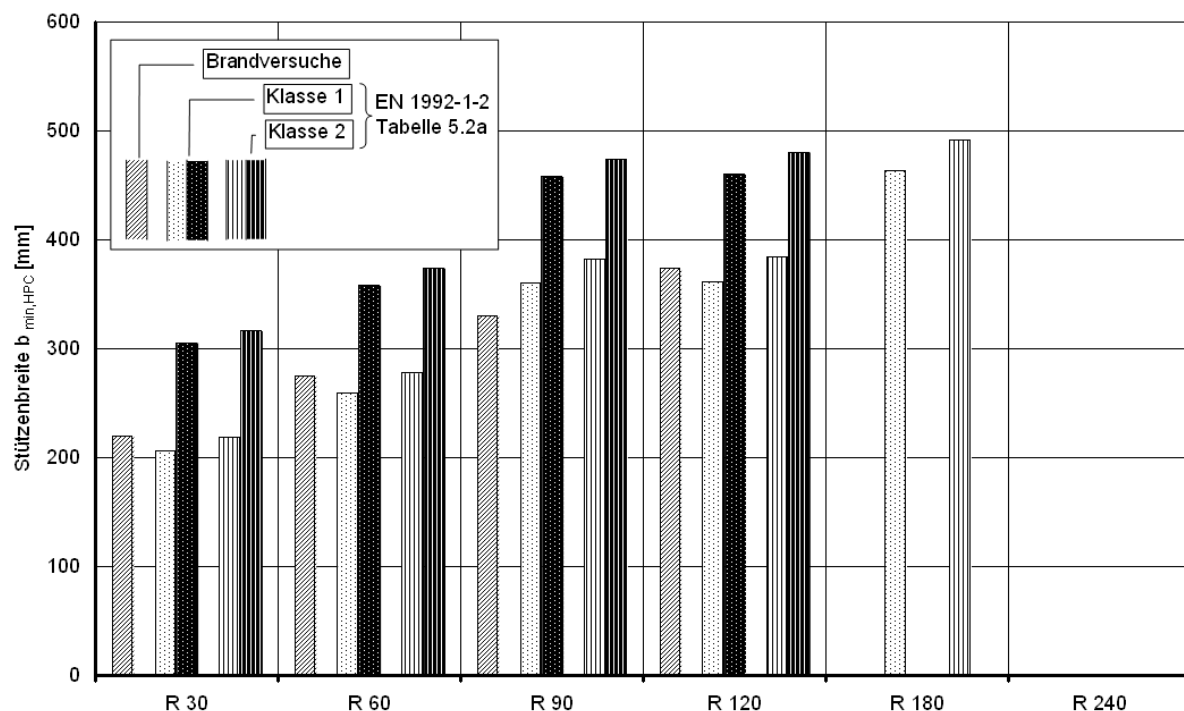


Bild 3.13 Mindestquerschnittsabmessungen von Stützen aus hochfestem Beton

Bild 3.13 macht deutlich, dass die aus Tabelle 5.2a berechneten Mindestquerschnittsabmessungen für Stützen aus hochfestem Beton in allen Feuerwiderstandsklassen annähernd die aus Brandversuchen abgeleiteten Werte erreichen und bei zu Grunde Legung der größeren Werte aus Tabelle 5.2a auch deutlich übersteigen.

Die Achsabstände aus Tabelle 5.2a erreichen durch die Vergrößerung mit dem Faktor $k = 1,1$ bzw. $k = 1,3$ Werte zwischen $a_{HPC} = 30$ mm bis $a_{HPC} = 91$ mm. In der Regel sind diese Werte größer, als die in [HoNa96] geforderten Werte, die an die Mindestbetondeckung nach DIN 1045-1 gekoppelt sind.

3.8.3 Empfehlungen für die national festzulegenden Parameter

Für den Nationalen Anhang wird empfohlen

- die in EN 1992-1-2, Abschnitt 6.4.2.1 (3) definierten Faktoren k in Verbindung mit der 500 °C Isothermen Methode und der Tabelle 6.1N zur Überprüfung der Tragfähigkeit von Stützen und Wänden aus hochfesten Beton im Brandfall nicht zu zulassen
- die Anwendung der Faktoren k zur Vergrößerung der tabellierten Mindestquerschnittsabmessungen und Achsabstände aus EN 1992-1-2, Abschnitt 5 für Bauteile aus hochfestem Beton unter Beachtung der in EN 1992-1-2, Abschnitt 6.4.3 beschriebenen Rechenanweisungen zu zulassen.

3.9 Faktor k_m für die Momententragfähigkeit von Bauteilen aus hochfestem Beton

3.9.1 Regelung in EN 1992-1-2

In EN 1992-1-2, Abschnitt 6.4.2.2 (2) sind in Tabelle 6.2N Reduktionsfaktoren k_m für die Momententragfähigkeit von Balken und Platten aus hochfestem Beton zusammengestellt. Der Faktor k_m variiert zwischen 0,98 für Balken aus hochfestem Beton der Klasse 1 nach Tabelle 6.1N (s. Abschnitt 4.4 des Forschungsvorhabens) und $k_m = 0,85$ für 50 mm dicke Platten mit der Brandbeanspruchung in der Zugzone aus hochfestem Beton der Klasse 2. Für hochfesten Beton der Klasse 3 werden genauere Methoden empfohlen.

3.9.2 Stellungnahme

Durch den Faktor k_m wird die Anwendung der in EN 1992-1-2, Anhang B.1 beschriebene 500°C Isothermen Methode zur Berechnung von Bauteilen aus hochfestem Beton im Brandfall erweitert. In den Abschnitten 5.2 und 4.4 dieses Forschungsberichtes wird für den nationalen Anhang in Deutschland empfohlen, die Anwendung der 500 °C Isothermen Methode nicht zu zulassen. Damit fehlt die Grundlage, um die Eignung des Faktors k_m zur Berechnung der Momententragfähigkeit von Balken und Platten aus hochfestem Beton im Brandfall in Verbindung mit der 500 °C Isothermen Methode beurteilen zu können.

3.9.3 Empfehlungen für die national festzulegenden Parameter

Für den Nationalen Anhang wird empfohlen, das Rechenverfahren nach EN 1992-1-2, Abschnitt 6.4.2.2 zur Ermittlung der Momententragfähigkeit von Balken und Platten aus hochfestem Beton im Brandfall mit Hilfe des Reduktionsfaktors k_m nicht zu zulassen.

4 ALTERNATIVE KLASSEN

4.1 Spannungs-Dehnungslinien von Betonstahl

4.1.1 Regelung in EN 1992-1-2

In EN 1992-1-2 werden im Abschnitt 3.2.3 (5) temperaturabhängige Spannungs-Dehnungslinien für Betonstahl zur Verfügung gestellt. In der Klasse N wird zwischen Spannungs-Dehnungslinien für warmgewalzten und kaltverformten Betonstahl unterschieden, in der Klasse X gelten die gleichen Spannungs-Dehnungslinien für warmgewalzten und kaltverformten Betonstahl.

Grundsätzlich wird die Anwendung der Spannungs-Dehnungslinien der Klasse N empfohlen, für die Klasse X wird die Anwendung an die Absicherung durch experimentell ermittelte Ergebnisse verknüpft.

Die Spannungs-Dehnungslinien werden in EN 1992-1-2 durch tabellierte, temperaturabhängige Verläufe der Parameter Proportionalitätsgrenze $f_{sp}(\theta)$, maximales Spannungsniveau $f_{sy}(\theta)$ und E-Modul $E_s(\theta)$ definiert; die drei Parameter sind auf den Wert bei Normaltemperatur bezogen. Tabelle EN 3.2a zeigt die Werte für die Parameter der Klasse N und Tabelle EN 3.2b die Werte für die Parameter der Klasse X.

Tabelle EN 3.2a Werte für die Parameter der Spannungs-Dehnungsbeziehung von warmgewalzten / kaltverformten Betonstahl, EN 1992-1-2, Klasse N

Temperatur	$E_{s,\theta} / E_s$	$f_{sp,\theta} / f_{yk}$	$f_{sy,\theta} / f_{yk}$
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	0,90 / 0,87	0,81 / 0,92	1,00 / 1,00
300	0,80 / 0,72	0,61 / 0,81	1,00 / 1,00
400	0,70 / 0,56	0,42 / 0,63	1,00 / 0,94
500	0,60 / 0,40	0,36 / 0,44	0,78 / 0,67
600	0,31 / 0,24	0,18 / 0,26	0,47 / 0,40
700	0,13 / 0,08	0,07 / 0,08	0,23 / 0,12
800	0,09 / 0,06	0,05 / 0,06	0,11 / 0,11
900	0,07 / 0,05	0,04 / 0,05	0,06 / 0,08
1000	0,04 / 0,03	0,02 / 0,03	0,04 / 0,05
1100	0,02 / 0,02	0,01 / 0,02	0,02 / 0,03
1200	0,00 / 0,00	0,00 / 0,00	0,00 / 0,00

Tabelle EN 3.2b Werte für die Parameter der Spannungs-Dehnungsbeziehung von warmgewalzten und kaltverformten Betonstahl, EN 1992-1-2, Klasse X

Temperatur	$E_{s,\theta} / E_s$	$f_{sp,\theta} / f_{yk}$	$f_{sy,\theta} / f_{yk}$
20	1,00	1,00	1,00
100	1,00	1,00	1,00
200	0,95	0,87	1,00
300	0,90	0,74	1,00
400	0,75	0,70	0,90
500	0,60	0,51	0,70
600	0,31	0,18	0,47
700	0,13	0,07	0,23
800	0,09	0,05	0,11
900	0,07	0,04	0,06
1000	0,04	0,02	0,04
1100	0,02	0,01	0,02

4.1.2 Stellungnahme

Die Werte der Klasse N entsprechen den Werten in ENV 1992-1-2 für warmgewalzten und kaltverformten Betonstahl. Die Werte in ENV 1992-1-2 [ENV92] weichen nur geringfügig von den in [Has86], [Ric87] und [Wie88] verwendeten Spannungs-Dehnungslinien ab, mit denen Bauteilbrandversuche nach DIN 4102 Teil 2 [DIN4102] nachgerechnet und umfangreich abgesichert wurden.

Die Werte der Klasse N werden deshalb zur Überprüfung der Werte der Klasse X herangezogen.

Zur Veranschaulichung werden die Parameter aus den Tabellen EN 3.2a (Klasse N) und EN 3.2b (Klasse X) in Form von temperaturabhängigen Spannungs-Dehnungslinien dargestellt. Im Bild 4.1 werden die Spannungs-Dehnungslinien für warmgewalzten Betonstahl der Klasse N und der Klasse X gegenübergestellt und in Bild 4.2 die Spannungs-Dehnungslinien für kaltverformten Betonstahl der Klasse N und der Klasse X.

Abweichungen treten bei den Spannungs-Dehnungslinien für warmgewalzten Betonstahl der Klasse N und der Klasse X im Temperaturbereich zwischen 200 °C und 500 °C auf. In diesem Temperaturbereich haben die Betonstähle der Klasse X eine stärker ausgeprägte Streckgrenze, eine höhere Proportionalitätsgrenze und eine niedrigere Zugfestigkeit im Vergleich mit Betonstählen der Klasse N.

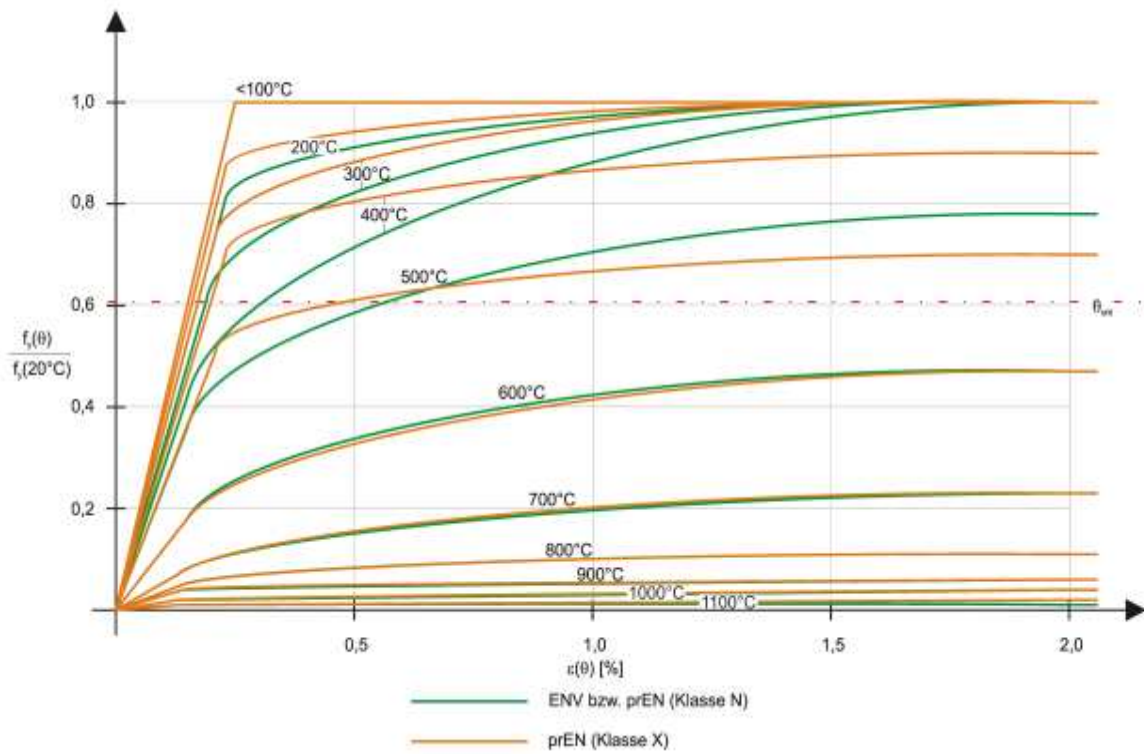


Bild 4.1 Vergleich der Spannungs-Dehnungslinien für warmgewalzten Betonstahl der Klasse N und der Klasse X

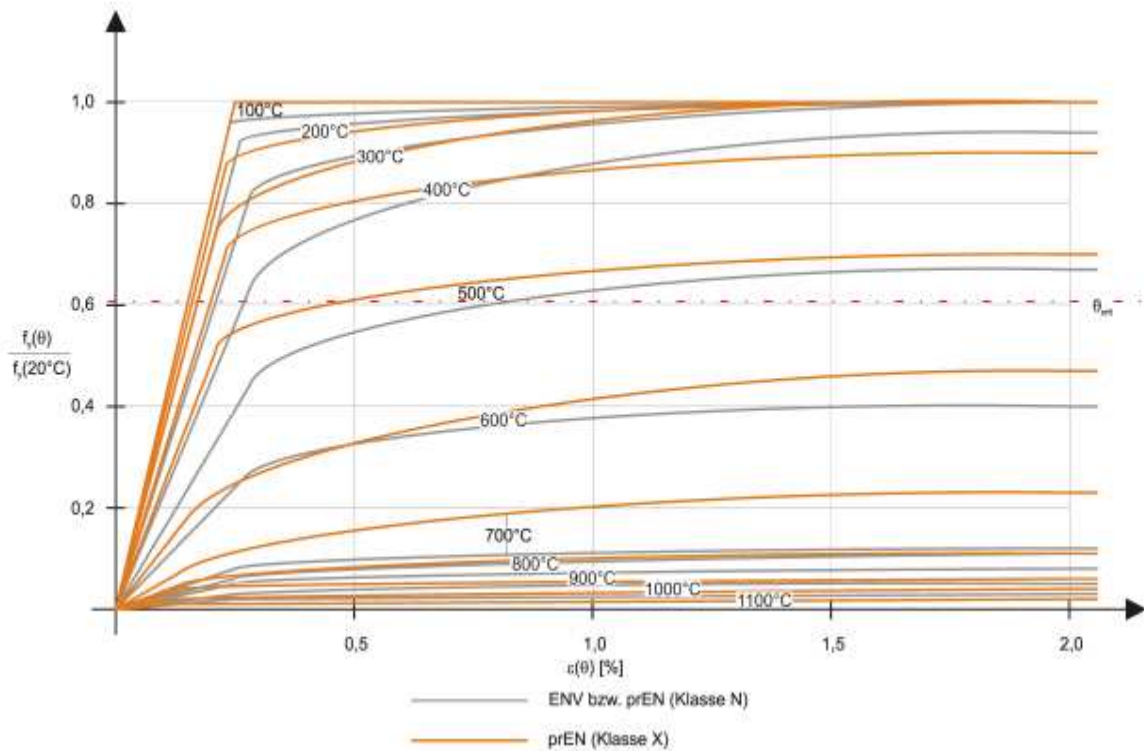


Bild 4.2 Spannungs-Dehnungslinien für kaltverformten Betonstahl der Klasse N und der Klasse X

Die Spannungs-Dehnungslinien für kaltverformten Betonstahl der Klasse X haben im gesamten Temperaturbereich einen um bis zu ca. 40 % größeren E-Modul und im Bereich $400\text{ °C} < \theta < 800\text{ °C}$ eine deutlich höhere Zugfestigkeit im Vergleich zu den Spannungs-Dehnungslinien der Klasse N.

Die Auswirkungen der unterschiedlichen Spannungs-Dehnungslinien der Klasse N und der Klasse X werden im Bild 4.3 anhand von Moment/Krümmungs-Linien gezeigt. Im Bild 4.3 sind die Moment/Krümmungs-Linien für einen quadratischen Stützenquerschnitt mit der Querschnittsbreite $b = 300\text{ mm}$ und dem Achsabstand der Bewehrung $a = 30\text{ mm}$ für 0 min, 30 min, 60 min und 90 Minuten Normbrandbeanspruchung dargestellt. Der Bewehrungsgehalt beträgt $\rho \approx 0,003$. Deutliche Abweichungen zwischen den Moment/Krümmungs-Linien für warmgewalzten Betonstahl der Klasse N und der Klasse X treten lediglich nach 30 Minuten Branddauer auf. Zu diesem Zeitpunkt beträgt die Temperatur an der Bewehrung $T_{\text{BSt}} \approx 400\text{ °C}$ (Bild 4.4), sie liegt damit in dem Bereich, in dem die größten Differenzen zwischen den Spannungs-Dehnungslinien dieser Klasse existieren. Die Auswirkungen dieser Abweichungen auf das Verformungsverhalten der Bauteile bleibt gering. Für eine 6 m lange Stahlbetonstütze wurde nach 30 Minuten Branddauer eine maximale Verformungen in Stützenmitte von $w = 3,69\text{ cm}$ bei Betonstahlbewehrung Klasse N, warmgewalzt und $w = 3,80\text{ cm}$ bei Betonstahlbewehrung Klasse X berechnet. Deutlich größer sind die Verformungen bei Verwendung von Betonstahlbewehrung der Klasse N, kaltverformt; in diesem Fall betrug $w = 5,84\text{ cm}$.

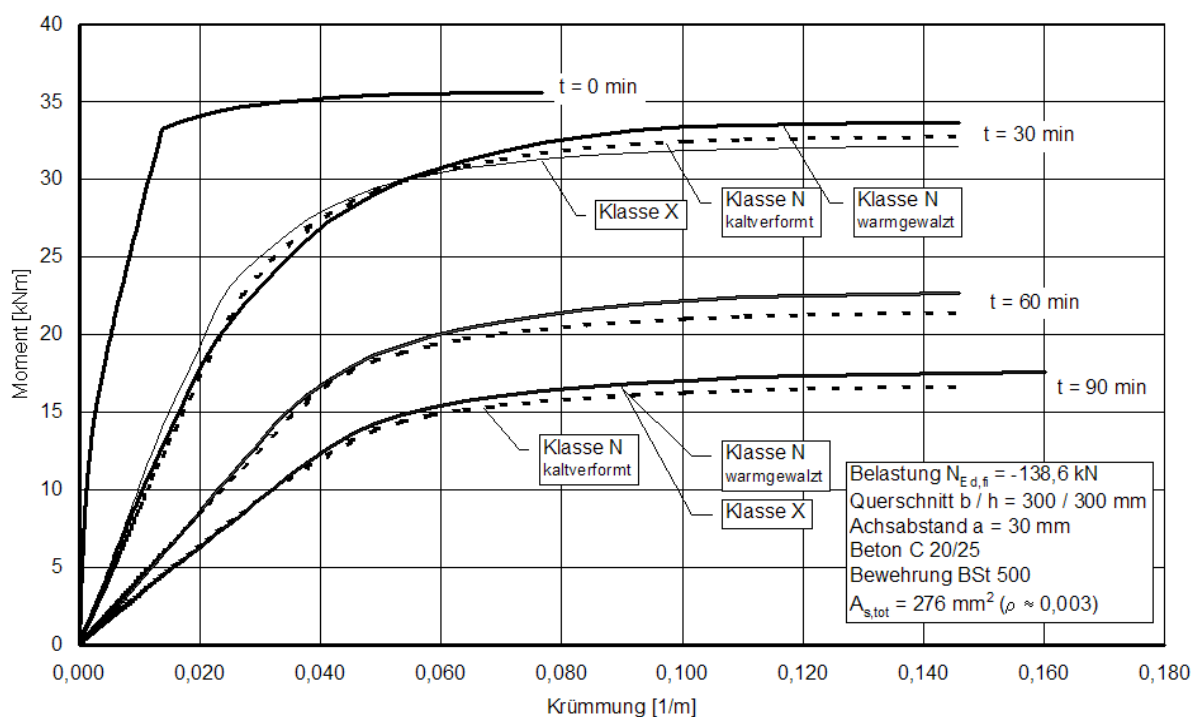


Bild 4.3 Auswirkungen der Betonstahlklasse N und X auf Moment/Krümmungs-Linien

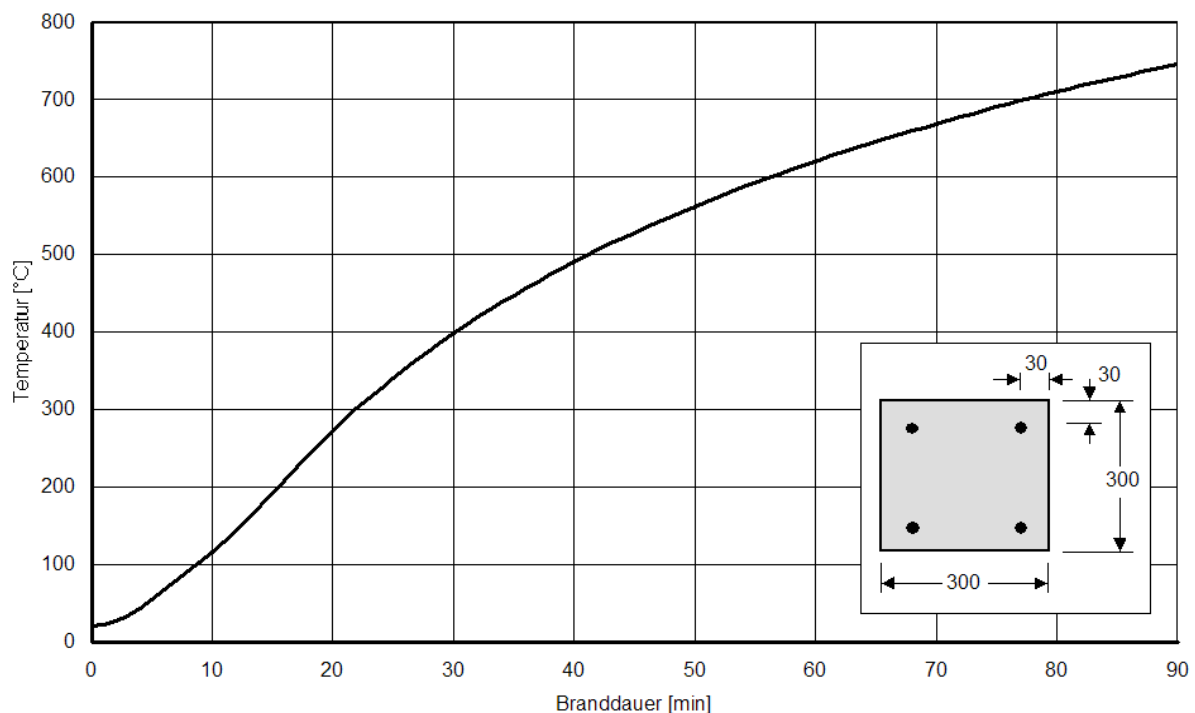


Bild 4.4 Temperaturentwicklung im Stützenquerschnitt 300 mm x 300 mm

Hinsichtlich der erreichten Branddauer sind die Unterschiede zwischen der Stütze mit Betonstahl der Klasse X mit $t_u = 40$ Minuten und Betonstahl der Klasse N, warmgewalzt mit $t_u = 39$ Minuten sehr gering, etwas größer ist der Unterschied zur Stütze mit Betonstahl der Klasse N, kaltverformt mit $t_u = 37$ Minuten.

4.1.3 Empfehlung für die national festzulegenden Parameter

Die rechnerische Erfassung der temperaturabhängigen Veränderungen im Festigkeits- und Verformungsverhalten von Spannungs-Dehnungslinien für Betonstahl ist eine Grundvoraussetzung für die Anwendung von allgemeinen Rechenverfahren. Gegen die Anwendung der in EN 1992-1-2, Abschnitt 3.2.3 (5) angegebenen Klasse N und Klasse X bestehen keine Bedenken. Allerdings muss bei Anwendung der Klasse X durch experimentelle Untersuchungen die höhere Tragfähigkeit gegenüber der Klasse N nachgewiesen werden.

4.2 Spannungs-Dehnungslinie von Spannstahl

4.2.1 Regelung in EN 1992-1-2

In EN 1992-1-2, Abschnitt 3.2.4 (2) werden für kaltgezogenen und vergüteten Spannstahl zwei temperaturabhängige Spannungs-Dehnungslinien, Klasse A und Klasse B zur Verfügung gestellt (Tabelle EN 3.3). Die beiden Klassen unterscheiden sich

- durch den Korrekturfaktor β , mit dem der charakteristische Wert der Zugfestigkeit f_{pk} multipliziert wird. Für die Klasse A wird β aus Gleichung EN 3.2 ermittelt, für die Klasse B gilt $\beta = 0,9$.
- für kaltgezogenen Spannstahl durch die unterschiedliche Abnahme der temperaturabhängigen Zugfestigkeit $f_{py,\theta}$ (Tabelle EN 3.3, Spalte 2a und Spalte 2b).

$$\beta = \left[\left(\frac{\varepsilon_{ud} - f_{p0,1k} / E_d}{\varepsilon_{uk} - f_{p0,1k} / E_d} \right) \cdot \left(\frac{f_{pk} - f_{p0,1k}}{f_{pk}} \right) + \frac{f_{p0,1k}}{f_{pk}} \right] \quad \text{EN (3.2)}$$

Tabelle EN 3.3 Werte für die Parameter der Spannungs-Dehnungsbeziehung von kaltgezogenem Spannstahl (kgz) und vergütetem Spannstahl (vgü) nach EN 1992-1-2, Klassen A und B

Stahltemperatur θ [°C]	$f_{py,\theta} / (\beta f_{pk})$		$f_{pp,\theta} / (\beta f_{pk})$		$E_{p,\theta} / E_p$		$\varepsilon_{pt,\theta}$ [-]	$\varepsilon_{pu,\theta}$ [-]	
			kgz	vgü	kgz	vgü			
	Klasse A	Klasse B					kgz, vgül	kgz, vgül	
1	2a	2b	3	4	5	6	7	8	9
20	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,050	0,100
100	1,00	0,99	0,98	0,68	0,77	0,98	0,76	0,050	0,100
200	0,87	0,87	0,92	0,51	0,62	0,95	0,61	0,050	0,100
300	0,70	0,72	0,86	0,32	0,58	0,88	0,52	0,055	0,105
400	0,50	0,46	0,69	0,13	0,52	0,81	0,41	0,060	0,110
500	0,30	0,22	0,26	0,07	0,14	0,54	0,20	0,065	0,115
600	0,14	0,10	0,21	0,05	0,11	0,41	0,15	0,070	0,120
700	0,06	0,08	0,15	0,03	0,09	0,10	0,10	0,075	0,125
800	0,04	0,05	0,09	0,02	0,06	0,07	0,06	0,080	0,130
900	0,02	0,03	0,04	0,01	0,03	0,03	0,03	0,085	0,135
1000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,090	0,140
1100	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,095	0,145
1200	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,100	0,150

Anmerkung: Bei Zwischenwerten der Temperaturen darf linear interpoliert werden.

4.2.2 Stellungnahme

Durch den Korrekturwert β wird das Verhältnis zwischen den charakteristischen Festigkeitswerten $f_{p0,1k}$ und f_{pk} festgelegt. Dafür wird in EN 1992-1-1, Abschnitt 3.3.6 der Wert $f_{p0,1k} / f_{pk} = 0,9$ empfohlen, sofern keine genaueren Werte bekannt sind. In der Regel werden zum Zeitpunkt der brandschutztechnischen Nachweise die genauen Festigkeits- und Verformungswerte der im Bauwerk verwendeten Spannstähle nicht bekannt sein, so dass $\beta = 0,9$ gesetzt werden muss.

Für $\beta = 0,9$ stimmen die Werte der Parameter in EN 1992-1-2, Tabelle EN 3.3 für vergüteten Spannstahl und kaltgezogenen Spannstahl, Klasse B mit den Angaben in ENV 1992-1-2 überein. Für kaltgezogenen Spannstahl der Klasse A weichen die Werte der temperaturabhängigen Zugfestigkeit $f_{py,\theta}$ in EN 1992-1-2, Tabelle EN 3.3 von den Angaben in ENV 1992-1-2 ab.

Zur Veranschaulichung werden im Bild 4.5 die Spannungs-Dehnungslinien für kaltgezogenen Spannstahl nach EN 1992-1-2, Tabelle EN 3.3 der Klasse A und der Klasse B (\equiv ENV 1992-1-2) gegenübergestellt.

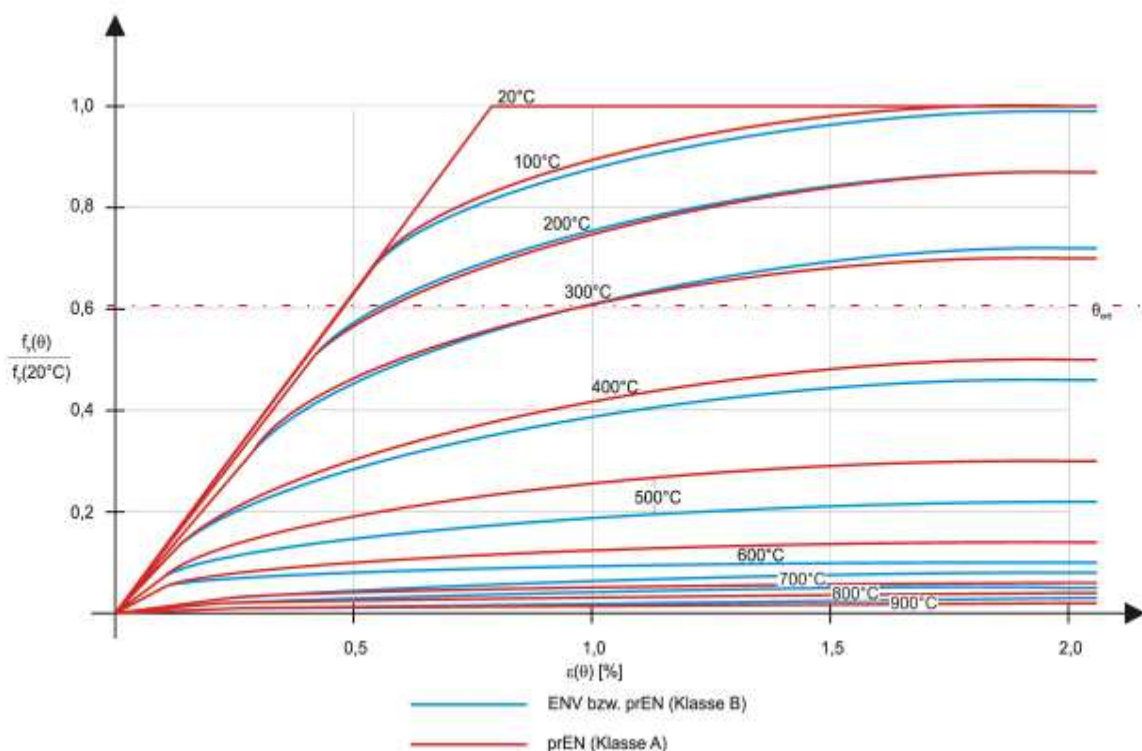


Bild 4.5 Vergleich der Spannungs-Dehnungslinien von kaltgezogenem Spannstahl nach EN 1992-1-2, Klasse A und Klasse B (\equiv ENV 1992-1-2)

Deutliche Abweichungen treten beim kaltgezogenem Spannstahl für Temperaturen größer 400 °C auf. Für Temperaturen bis 700 °C liegt die Zugfestigkeit der Klasse A um bis zu 40 %

über dem Wert der Klasse B und für Temperaturen größer 700 °C um bis zu 30 % unter dem Wert der Klasse B.

Abweichungen im Bereich der Zugfestigkeit werden sich hauptsächlich auf die maximale Tragfähigkeit des Bauteils auswirken. Bild 4.6 zeigt den Verlauf der temperaturabhängigen Tragfähigkeit für einen dreiseitig durch Normbrand beanspruchten Rechteckquerschnitt, der mit kaltgezogenem Spannstahl St 1770, Klasse B und vergleichend mit Klasse A vorgespannt ist. In der Regel wird in der brandschutztechnischen Bemessung angestrebt, dass zum Versagenszeitpunkt die kritische Temperatur im Spannstahl $T = 350$ °C (EN 1992-1-2, Abschnitt 5.2 (5)) erreicht wird, im vorliegenden Fall wird sie nach $t_{krit T} = 73$ Minuten Branddauer erreicht. Zu diesem Zeitpunkt weicht das aufnehmbare Moment für den Querschnitt mit Spannstahl der Klasse A um $\Delta M = 1,2$ kNm von dem Moment des Querschnitts mit Spannstahl der Klasse B ab. Die Abweichung um rd. 3 % ($1,2 / 41 \cdot 100$) bedeutet eine um ca. 2 Minuten längere Branddauer für den Querschnitt mit Spannstahl der Klasse A im Vergleich zum Querschnitt mit Spannstahl der Klasse B.

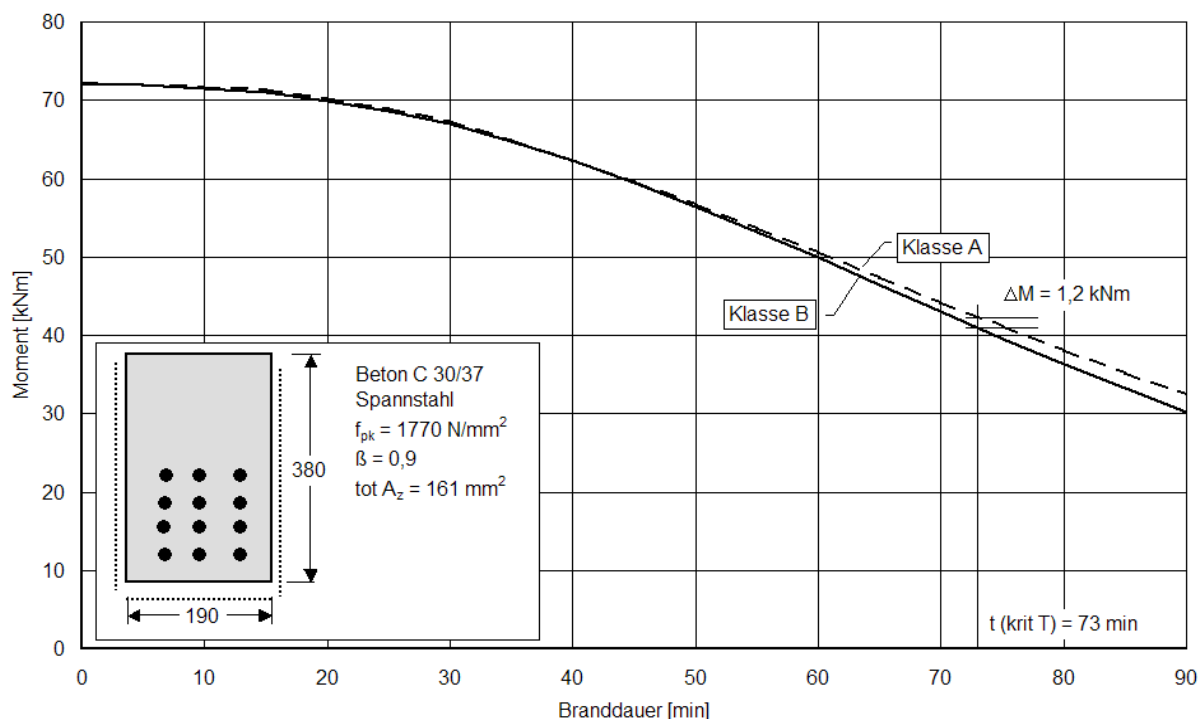


Bild 4.6 Momententragfähigkeit eines vorgespannten Querschnitts mit Spannstahl 1770 der Klasse B und der Klasse A

Im Bild 4.7 sind die Temperaturen der einzelnen Spanndrähte vom Beispiel im Bild 4.6 dargestellt. Aufgrund der verteilten Anordnung der Spanndrähte ergibt sich zum Zeitpunkt $t_{krit T} = 73$ Minuten eine Temperaturdifferenz zwischen dem Spanndraht mit der höchsten und der niedrigsten Temperatur von annähernd 300 K. Die beiden Spanndrähte Nummer 1 und 2 erreichen nach 73 Minuten Branddauer mit annähernd 500 °C die höchsten Temperatur. Sie

liegen in dem Temperaturbereich, in dem deutlich Abweichungen zwischen den Werten der Spannungs-Dehnungslinie von Spannstahl der Klasse B und der Klasse A auftreten. Die Auswirkung der unterschiedlichen Spannungs-Dehnungslinien auf die Spannung in den einzelnen Spanndrähten bleibt gering. Bild 4.8 zeigt die Spannung in den Spanndrähten nach 73 Minuten Branddauer.

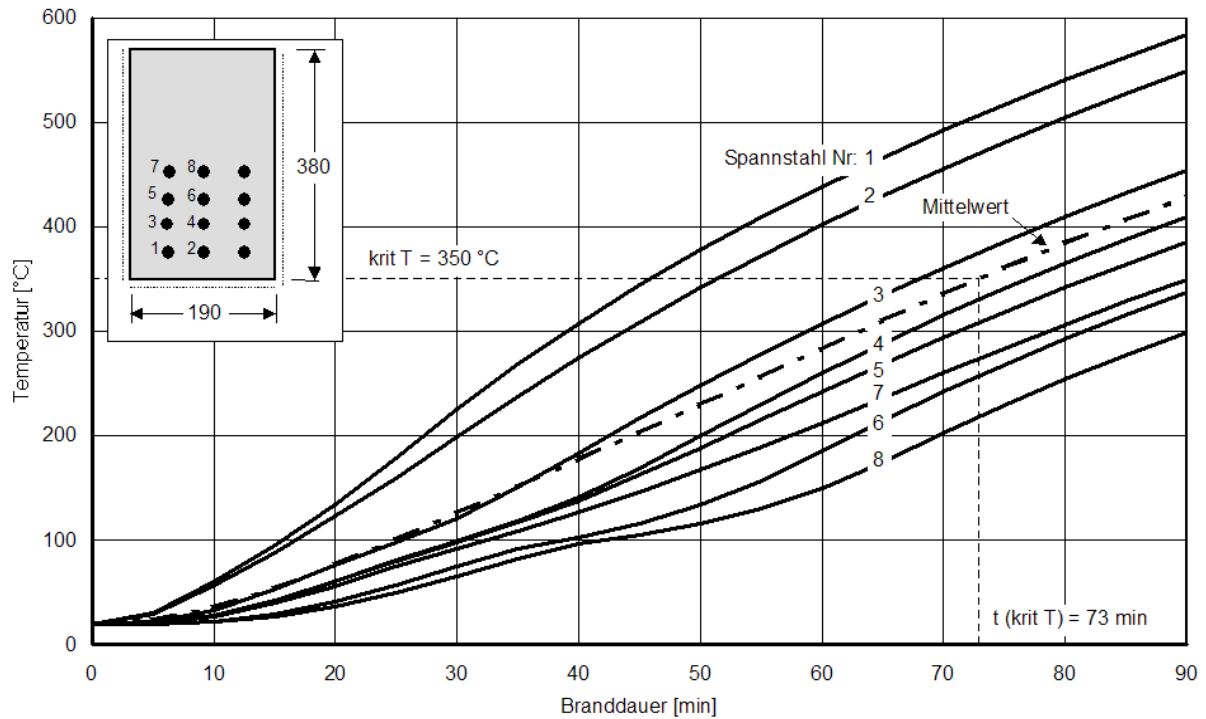


Bild 4.7 Temperaturentwicklung im Spannstahl

Für die beiden Spannstähle in der 1. Lage beträgt die Spannung im Spannstahl Nr. 1 $\sigma_z \approx 1200 \text{ N/mm}^2$ und im Spannstahl Nr. 2 $\sigma_z \approx 1335 \text{ N/mm}^2$ – unabhängig davon, ob der Spannstahl zur Klasse B oder zur Klasse A gehört.

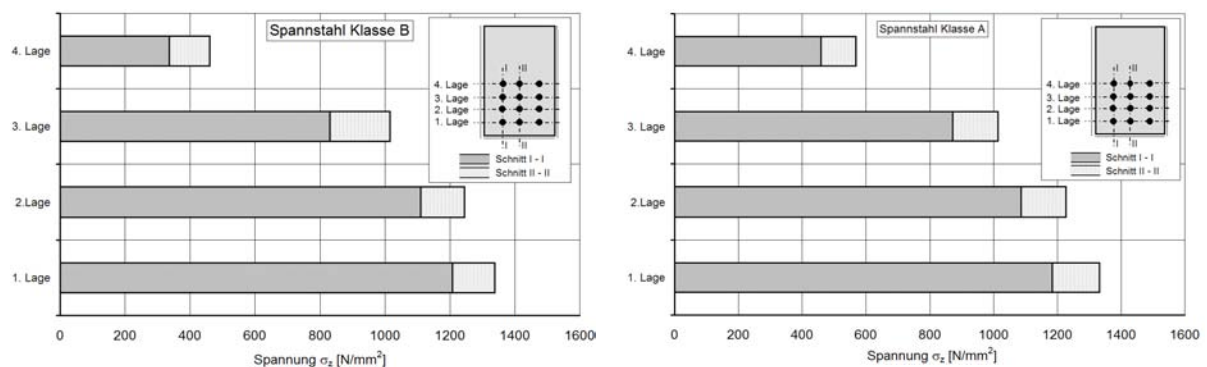


Bild 4.8 Spannungen σ_z im Spannstahl nach $t_{krit} = 73$ Minuten Branddauer
links: Spannstahl der Klasse B
rechts: Spannstahl der Klasse A

4.2.3 Empfehlung für die national festzulegenden Parameter

Die Gleichwertigkeit der in EN 1992-1-2, Abschnitt 3.2.4 für kaltgezogenen Spannstahl zur Verfügung gestellten temperaturabhängigen Spannungs-Dehnungslinien der Klasse A und der Klasse B wurde durch Vergleichsrechnungen geprüft und bestätigt. Da bei der brand-schutztechnischen Bemessung bei Anwendung der Klasse A oder der Klasse B vergleichbare Ergebnisse entstehen, wird für den Nationalen Anhang die Anwendung der Klasse A und Klasse B empfohlen.

4.3 Stegdicke bei profilierten Stahlbetonträgern

4.3.1 Regelung in EN 1992-1-2

In EN 1992-1-2, Abschnitt 5.6 sind in den Tabellen 5.5 und 5.6 die Mindestmaße und –achsabstände für statisch bestimmt und statisch unbestimmt gelagerte Balken (Durchlaufbalken) aus Stahlbeton und Spannbeton zusammengestellt. Die Mindestmaße für die Stegdicke b_w wird in EN 1992-1-2, Tabelle 5.5 und 5.6 in Abhängigkeit von der Feuerwiderstandsdauer und den Klassen WA, WB und WC angegeben.

4.3.2 Stellungnahme

In DIN 4102 Teil 4 und Teil 22 wird die Mindeststegdicke t für maximal 3seitig beanspruchte, statisch bestimmt gelagerte Stahlbeton- und Spannbetonbalken aus Normalbeton in Tabelle 3 in Verbindung mit Tabelle 4 geregelt. Die in DIN 4102-4, Tabelle 3 angegebenen Mindestmaße für die Stegdicke t gelten

- a) in der Biegezugzone bzw. in der vorgedrückten Zugzone mit Ausnahme des Auflagerbereichs,
- b) für Betonfeuchte ≤ 4 Masse-% und Stababständen der Bügelbewehrung ≥ 100 mm und
- c) für eine Bewehrungsanordnung, bei der die Bewehrungsstäbe oder Spannglieder nicht konzentriert in der Symmetrieachse angeordnet sind.

Werden die Randbedingungen a) bis c) nicht erfüllt, dann muss die Stegdicke in Abhängigkeit von der im Gebrauchslastfall vorhandenen Betondruckspannung nachgewiesen werden (a), die Stegdicke t mindestens 120 mm betragen (b) oder das tabellierte Mindestmaß für die Stegdicke um den zweifachen Wert des verwendeten Bewehrungsstabdurchmessers vergrößert werden.

In Tabelle 4.1 sind die Mindestmaße für die Stegdicke b_w aus der EN 1992-1-2, Tabelle 5.5 und 5.6 und aus DIN 4102-2, Tabelle 3 zusammengestellt.

Tabelle 4.1 Mindestmaße für die Stegdicke b_w bzw. t aus EN 1992-1-2, Tabelle 5.5 und 5.6 und DIN 4102-4, Tabelle 3

Feuerwiderstandsklasse	EN 1992-1-2, Tabelle 5.5 und 5.6			DIN 4102-4 Tabelle 3
	Stegdicke b_w [mm]			Stegdicke t [mm]
	Klasse WA	Klasse WB	Klasse WC	
R 30	80	80	80	80
R 60	100	80	100	90
R 90	110	100	100	100
R 120	130	120	120	120
R 180	150	150	140	140
R 240	170	170	160	-----

4.3.3 Empfehlung für die national festzulegenden Parameter

Aufgrund der guten Übereinstimmung mit den Mindestmaßen für die Stegdicke t aus DIN 4102-4 werden für EN 1992-1-2, Tabelle 5.5 und Tabelle 5.6 die

Mindestmaße der Klasse WC

als national anzuwendende Werte für die Stegdicke b_w vorgeschlagen.

4.4 Festigkeitsabfall bei hochfestem Beton

4.4.1 Regelung in EN 1992-1-2

In EN 1992-1-2, Abschnitt 6.1 (5) werden in Tabelle 6.1N drei Klassen für die temperaturabhängige Festigkeitsreduzierung $f_{c,\theta} / f_{ck}$ bei hochfestem Beton angegeben. Klasse 1 gilt für Beton C 55/67 und C 60/75, Klasse 2 gilt für Beton C 70/85 und C 80/95 und Klasse 3 für Beton C 90/105.

Tabelle EN 6.1N Reduzierung der Festigkeit bei hoher Temperatur

Betontemperatur θ °C	$f_{c,\theta} / f_{ck}$		
	Klasse 1	Klasse 2	Klasse 3
20	1,00	1,0	1,0
50	1,00	1,0	1,0
100	0,90	0,75	0,75
200			0,70
250	0,90		
300	0,85		0,65
400	0,75	0,75	0,45
500			0,30
600			0,25
700			
800	0,15	0,15	0,15
900	0,08		0,08
1000	0,04		0,04
1100	0,01		0,01
1200	0,00	0,00	0,00

4.4.2 Stellungnahme

Zur Veranschaulichung der temperaturabhängigen Festigkeitsreduzierung von hochfesten Beton werden in Bild 4.9 die tabellierte Werte $f_{c,\theta} / f_{ck}$ aus Tabelle EN 6.1N grafisch dargestellt.

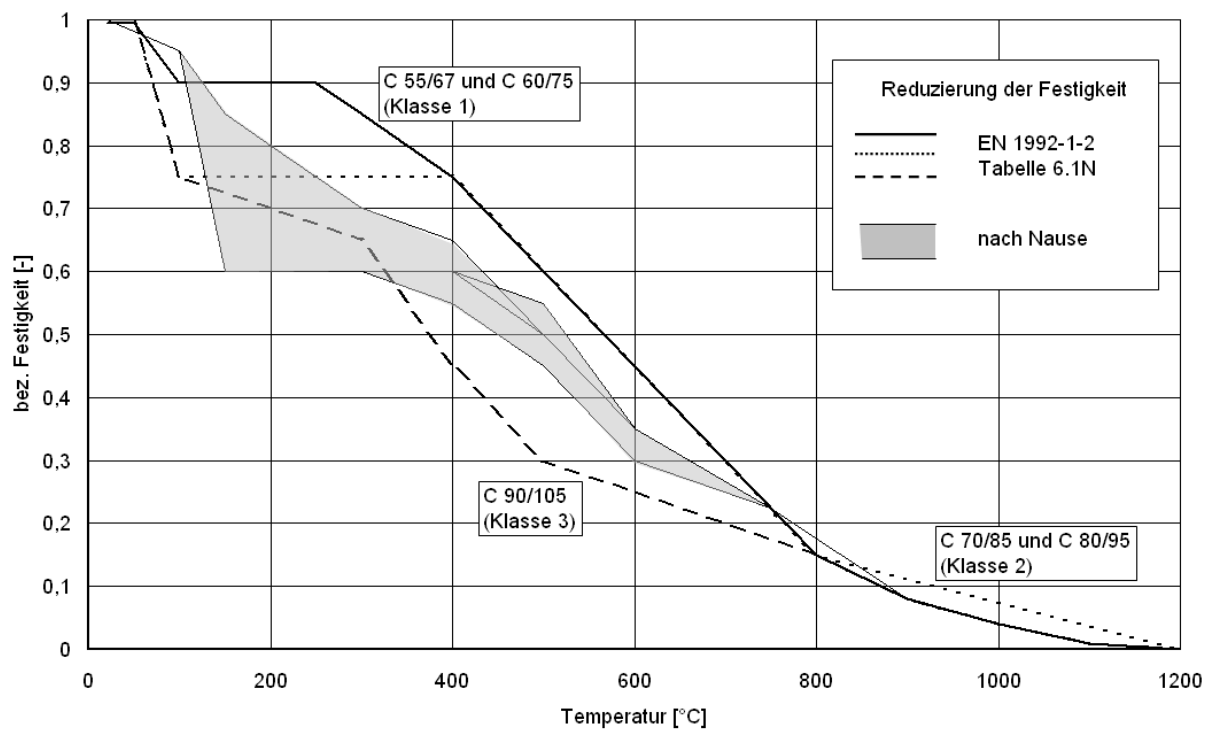


Bild 4.9 Temperaturabhängige Festigkeitsreduzierung $f_{c,\theta} / f_{ck}$ bei hochfestem Beton aus EN 1992-1-2, Tabelle 6.1.N und aus [Nau05]

Zusätzlich sind in Bild 4.9 im dunkel markierten Bereich Rechenwerte für die Festigkeitsreduzierung aus [Nau05] eingetragen. Im Gegensatz zur EN 1992-1-2, in der die Werte für die Festigkeitsreduzierung in drei Klassen zusammengefasst werden, enthält [Nau05] die Reduktionswerte getrennt für die Festigkeitsklasse C 55/67, C 70/85, C 90/105 und C 100/115. Die Werte aus [Nau05] wurden aus Warmkriechversuchen abgeleitet und durch Nachrechnung von Brandversuchen mit Stützen aus hochfestem Beton überprüft und bestätigt.

Im unteren Temperaturbereich zwischen 150 °C und 300 °C liegen die Werte der Tabelle 6.1N um bis zu 20 % über den Werten aus [Nau05]. Im mittleren Temperaturbereich von 400 °C bis 700 °C liegen vor allem die Werte der Klasse 1 und 2 deutlich über und die Werte der Klasse deutlich unter den Werten aus [Nau05]. Ab ca. 750 °C liegen die Werte der Tabelle 6.1N und aus [Nau05] dicht beieinander.

4.4.3 Empfehlung für die national festzulegenden Parameter

Aufgrund der erheblichen Abweichungen zwischen den Reduktionswerten für die Festigkeit von hochfesten Beton in Tabelle 6.1N und den Werten, die in Deutschland verwendet werden, wird für den Nationalen Anhang empfohlen, Tabelle 6.1N für die Anwendung in Deutschland nicht frei zu geben. Für die brandschutztechnische Bemessung von Bauteilen aus hochfestem Beton werden die Werte aus [Nau05] vorgeschlagen, die durch Nachrechnung von Brandversuchen kontrolliert und bestätigt sind.

5 ANHÄNGE (INFORMATIV)

5.1 Anhang A: Temperaturprofile

5.1.1 Regelung in EN 1992-1-2

EN 1992-1-2, Anhang A enthält Temperaturprofile und Isothermenverläufe für Platten, Balken und Stützen. Die Temperaturen wurden für die Feuchte $w = 1,5$ Gew.-%, den thermischen Kennwerten für Beton quarzhaltigen Zuschlägen mit der unteren Grenzfunktion für die thermische Leitfähigkeit λ , dem Emissionswert $\varepsilon = 0,7$ und dem konvektiven Wärmeübergangskoeffizient $\alpha = 25$ W/m²K berechnet.

5.1.2 Stellungnahme

Tabelle 5.1 gibt eine Übersicht über die im Anhang A zusammengestellten Temperaturprofile und Isothermenverläufe.

Tabelle 5.1 Temperaturprofile und Isothermenverläufe im Anhang A

Bild	Bauteil	Abmessungen [mm]	Temperaturen für
A.2	Platte	200	R 60 – R 240
A.3	Balken	150 x 80	R 30
A.4	Balken	300 x 160	R 30 und R 60
A.5			R 90
A.6			500 °C Isothermen
A.7	Balken	600 x 300	R 60 und R 90
A.8			R 120
A.9	Balken	800 x 500	R 90 und R 120
A.10			R 180 und R 240
A.11	Stütze	300 x 300	R 30
A.12			R 60
A.13			R 90
A.14			R 120
A.15			500 °C Isothermen
A.16	Stütze	Ø 300	R 30
A.17			R 60
A.18			R 90
A.19			R 120
A.20			500 °C Isothermen

Zum Vergleich wurden die Temperaturprofile in der Platte und die Isothermenverläufe im Balkenquerschnitt $h \cdot b = 300 \cdot 160$ mm nach 90 Minuten Normbrandbeanspruchung und im Stützenquerschnitt $h \cdot b = 300 \cdot 300$ mm nach 120 Minuten Branddauer nachgerechnet. Die Randbedingungen wurden bis auf die thermische Leitfähigkeit unverändert übernommen, für die thermische Leitfähigkeit wurde die obere Grenzfunktion genommen (siehe Abschnitt 3.3 des Forschungsvorhabens).

Bild 5.1 zeigt die Temperaturprofile im Plattenquerschnitt. Mit zunehmender Branddauer und Entfernung von der beflaminten Plattenseite sind die Temperaturen der Vergleichsrechnung höher als im Anhang A, Bild A.2. Nach 240 Minuten Branddauer beträgt der Unterschied in 100 mm Tiefe ca. 35 K.

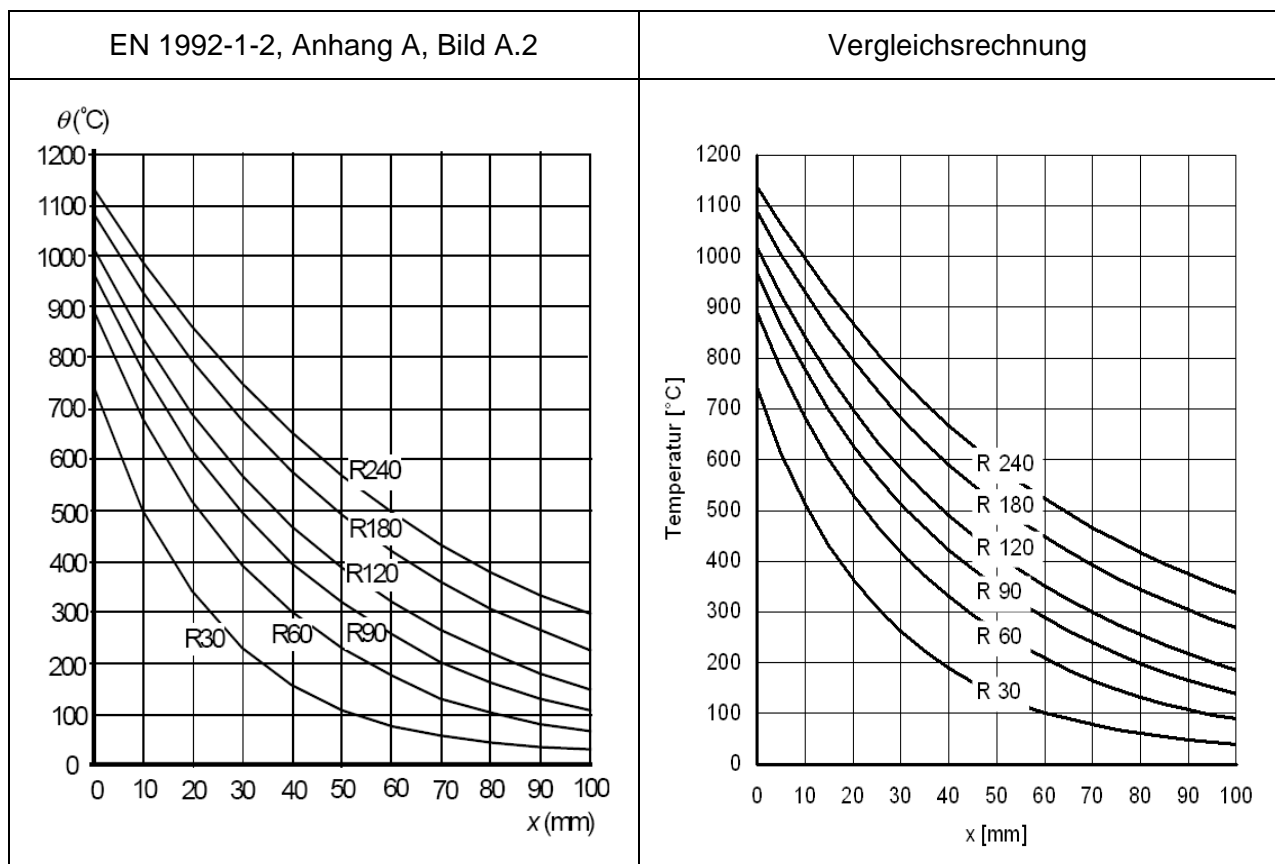


Bild 5.1 Temperaturprofile für die Platte, $d = 200$ mm

Die gleiche Tendenz - aber größere Temperaturdifferenzen - zeigen die Isothermenverläufe des Balken- und Stützenquerschnitts in den Bildern 5.2 und 5.3. Bei beiden Querschnitten werden in der Vergleichsrechnung nach 90 bzw. 120 Minuten Branddauer im Querschnittsinneren ca. 100 K höhere Temperaturen ermittelt als die Bilder A.5 bzw. A.14 im Anhang A ausweisen.

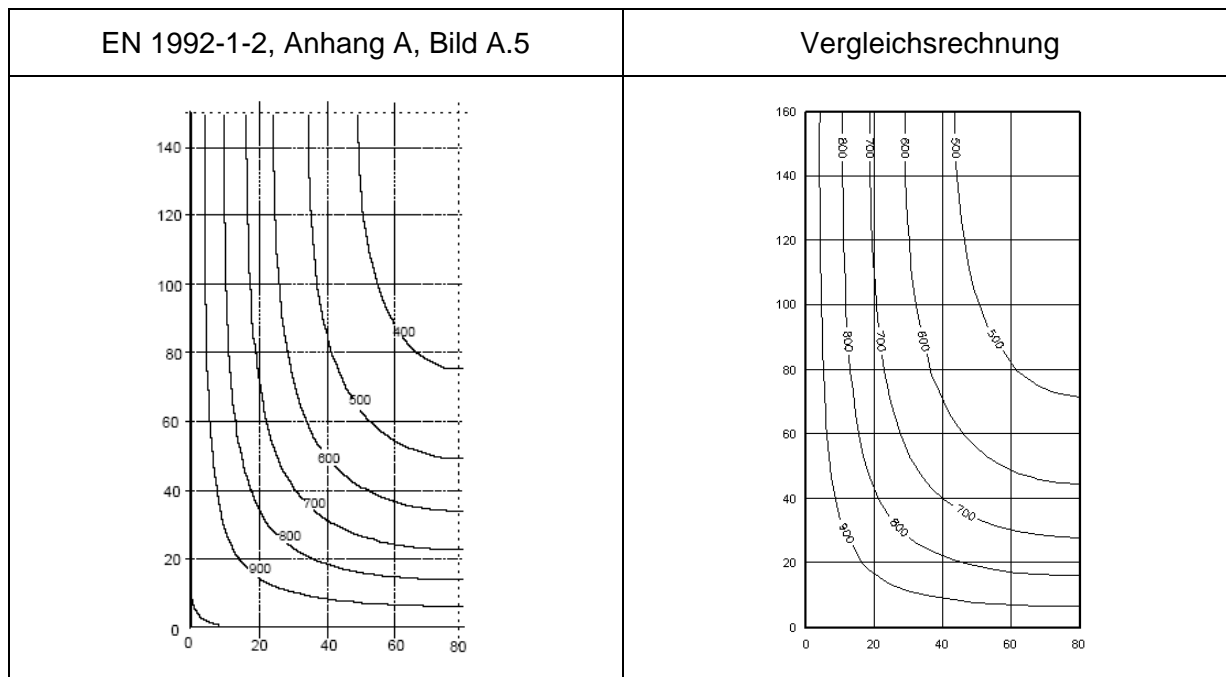


Bild 5.2 Isothermen für einen Balken, $h \cdot b = 300 \cdot 160 \text{ mm}$, $R 90$

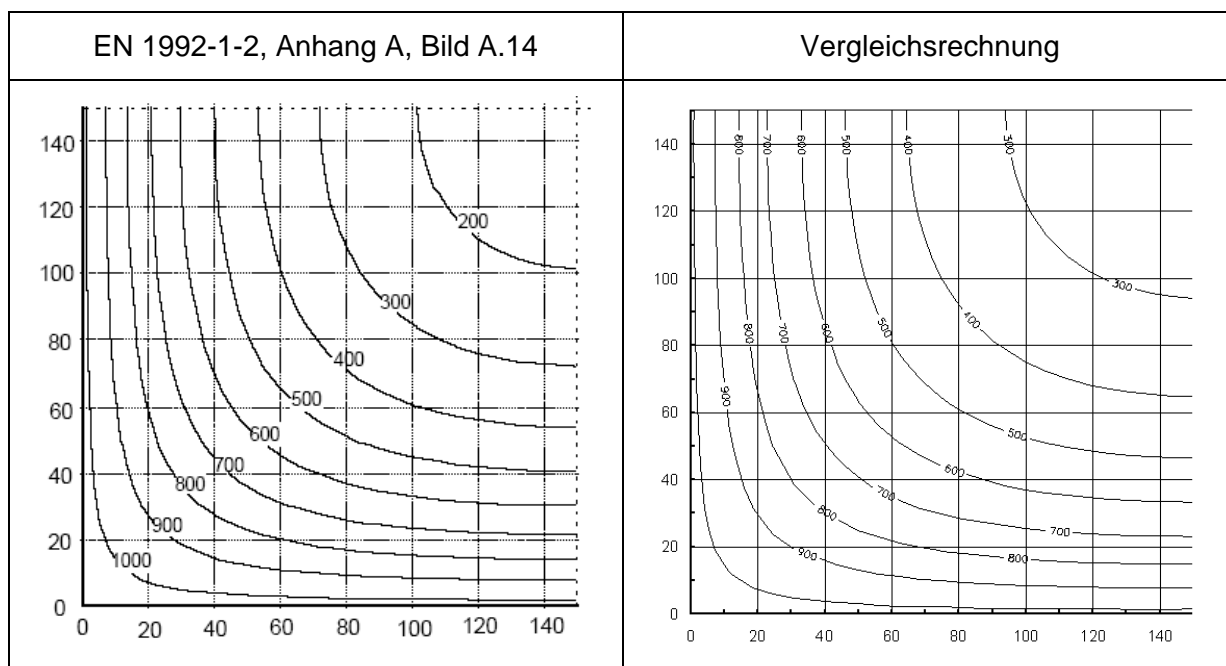


Bild 5.3 Isothermen für eine Stütze, $h \cdot b = 300 \cdot 300 \text{ mm}$, $R 120$

Zusammenfassend zeigen die Bilder 5.1, 5.2 und 5.3 deutlich den Einfluss der unterschiedlichen thermischen Leitfähigkeit, die bei der Berechnung der Temperaturen in EN 1992-1-2, Anhang A und in den Vergleichsrechnungen eingesetzt worden ist. Die höhere thermische Leitfähigkeit in den Vergleichsrechnungen bewirkt nach längeren Branddauern die vergleichsweise höheren Temperaturen im Querschnittsinneren. Wie der Vergleich mit gemes-

senen Temperaturen in Durchlaufplatten, Balken, Stützen und Wänden im Abschnitt 3.3 des Forschungsberichtes zeigt, stimmen die mit der höheren thermischen Leitfähigkeit berechneten Temperaturen sehr gut mit den Messwerten überein. Die Behauptung in EN 1992-1-2, Anhang A (2), zweiter Spiegelstrich, dass die Berechnung mit dem unteren Grenzwert der thermischen Leitfähigkeit realistischere Betontemperaturen ergibt als die Berechnung mit dem oberen Grenzwert der thermischen Leitfähigkeit, ist falsch.

Die Bilder im Anhang A werden hauptsächlich zur Bestimmung der Temperatur in der Bewehrung und zur Berechnung der geschädigten Betonzone mit Hilfe der 500 °C Isothermen Methode benutzt. In beiden Fällen kommt es auf die „richtigen“ Temperaturen in den Randzonen der Querschnitte an. Da die unterschiedlichen Temperaturen zwischen den Angaben im Anhang A und den Ergebnissen der Vergleichsrechnung im Wesentlichen im Querschnittsinneren auftreten, während in den Randzonen der Querschnitte die Temperaturen weitgehend übereinstimmen, können die Bilder im Anhang A zur Bestimmung der Temperatur in der Bewehrung und zur Berechnung der geschädigten Betonzone mit Hilfe der 500 °C Isothermen Methode benutzt werden.

5.1.3 Empfehlung für die national festzulegenden Parameter

Durch Vergleichsrechnungen wurden die Temperaturen in den Bildern des Anhangs A, insbesondere in den Randzonen der Querschnitte bestätigt, so dass der Anwendung der Temperaturprofile in EN 1992-1-2, Anhang A nichts entgegen steht und für den Nationalen Anhang ihre Freigabe empfohlen wird.

5.2 Anhang B: Vereinfachte Berechnungsmethoden

5.2.1 Regelung in EN 1992-1-2

In der EN 1992-1-2 Anhang B (informativ) sind drei vereinfachte Rechenverfahren zur Ermittlung der Grenztragfähigkeit von brandbeanspruchten Bauteilquerschnitten und deren Vergleich mit der für den Brandfall maßgebenden Lastkombination enthalten:

- 500°C Isothermen Methode (Anhang B.1),
- Zonen-Methode (Anhang B.2) und
- Methode zur Beurteilung eines durch Biegemoment und Längskraft beanspruchten Stahlbetonquerschnitts durch Abschätzung der Krümmung (Anhang B.3).

Die Verfahren im Anhang B.1 und B.2 benutzen reduzierte Bauteilquerschnitte, um die im Brandfall verminderte Tragfähigkeit zu berücksichtigen. Das Verfahren im Anhang B.3, im

Folgenden als „Methode (...) durch Abschätzung der Krümmung“ bezeichnet, ist für den Nachweis von Stützen vorgesehen, deren Tragverhalten unter Brandbeanspruchung wesentlich durch Verformungen infolge Theorie II. Ordnung beeinflusst wird.

5.2.1.1 500°C Isothermen Methode

Bei der 500°C Isothermen Methode wird die temperaturabhängige Reduzierung der Stahlfestigkeit der Bewehrung durch den Beiwert $k_s(\theta)$ nach EN 1992-1-2, Abschnitt 4.2.4.3, Bild 4.2a und Bild 4.2b berücksichtigt; für den Beton wird mit dem Bemessungswert der Druckfestigkeit im Brandfall zum Zeitpunkt $t = 0$ Minuten $f_{cd,fi}(20^\circ\text{C})$ gerechnet, d. h. mit der charakteristischen Druckfestigkeit f_{ck} .

Es wird davon ausgegangen, dass die Betonbereiche mit Temperaturen über 500°C nicht zum Tragverhalten der Bauteile beitragen. Die Grenze zwischen tragfähigem und nicht tragfähigem Beton wird durch den Verlauf der 500°C Isotherme markiert. Die Dicke des nicht tragfähigen Betons wird mit a_{500} bezeichnet. Das Verfahren ist für Normbrandbeanspruchung und für parameterabhängige Brandbeanspruchung geeignet. Die Voraussetzungen für die Anwendung der 500°C Isothermen Methode bei Normbrandbeanspruchung sind in Tabelle 5.2 zusammengestellt.

Tabelle 5.2 Mindestquerschnittsmaße zur Anwendung der 500°C Isothermen Methode bei Normbrandbeanspruchung

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

Der brandschutztechnische Nachweis wird in folgenden Schritten durchgeführt:

- Bestimmung der 500°C Isotherme: Die Lage der 500°C Isotherme wird mit Hilfe von Isothermenbildern bestimmt, wie sie z. B. in EN 1992-1-2, Anhang A (informativ) für Normbeanspruchung enthalten sind.
- Bestimmung des reduzierten Querschnitts: Durch Ausschluss des geschädigten Bereichs der Dicke a_{500} kann der reduzierte Querschnitt mit den Maßen h_{fi} und b_{fi} nach Bild 5.4 ermittelt werden. Die abgerundeten Ecken der Isothermen dürfen näherungsweise durch ein Rechteck oder ein Quadrat (gestrichelte Linie in Bild 5.4) ersetzt werden.

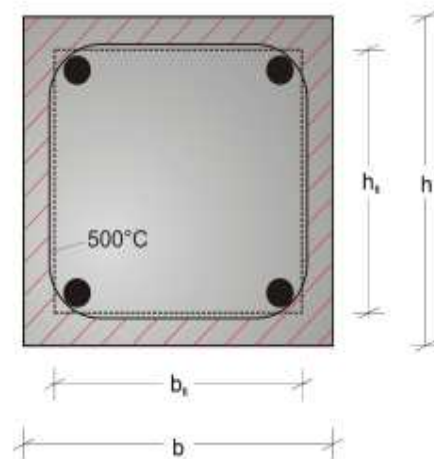


Bild 5.4 Reduzierter Querschnitt eines vierseitig beanspruchten Bauteils (Stütze bzw. Balken) nach der 500°C Isothermen Methode

- Ermittlung der Temperatur in der Bewehrung. Die Temperatur in der Bewehrung wird aus den Isothermenbildern entnommen.
- Ermittlung des Beiwertes zur Berücksichtigung der temperaturabhängigen Festigkeitsreduzierung der Bewehrung in Abhängigkeit vom Achsabstand der Bewehrungslagen.
- Ermittlung der maximalen Tragfähigkeit des reduzierten Querschnitts mit Hilfe konventioneller Berechnungsmethoden.
- Vergleich der Tragfähigkeit mit der maßgebenden Einwirkungskombination im Brandfall.

5.2.1.2 Zonen Methode

Die Zonen Methode ist ausschließlich für Einwirkungen aus Normbrandbeanspruchung vorgesehen und wird in EN 1992-1-2, Abschnitt 4.1.1, Anmerkung 1 für kleine Querschnitte und schlanke Stützen empfohlen.

Bei der Zonen Methode wird ein reduzierter Bauteilquerschnitt in Abhängigkeit von der Branddauer und der Beanspruchung Biegung oder Druck ermittelt. Die Dicke, um die der Bauteilquerschnitt zu reduzieren ist (Bereich des „zermürbten“ Betons) wird mit a_z bezeichnet und bei der Berechnung der Tragfähigkeit vernachlässigt. Die temperaturabhängig verminderte Festigkeit von Beton wird mit Hilfe eines Diagramms im Anhang B.2, Bild B.5 und die der Bewehrung durch den Beiwert $k_s(\theta)$ nach EN 1992-1-2, Abschnitt 4.2.4.3, Bild 4.2a und Bild 4.2b berücksichtigt. Der Tragfähigkeitsnachweis erfolgt unter Berücksichtigung mit Verfahren für die Bemessung bei Normaltemperatur.

Die Ermittlung von a_z erfolgt mit Hilfe von Diagrammen im Anhang B.2, Bild B.5 oder mit den im Anhang B.2 gegebenen Gleichungen B.11 bis B.13.

5.2.1.3 Methode (...) durch Abschätzung der Krümmung

Eine weitere vereinfachte Berechnungsmethode wird in EN 1992-1-2, Anhang B.3 mit der „Methode zur Beurteilung eines durch Biegemoment und Längskraft beanspruchten Stahlbetonquerschnitts durch Abschätzung der Krümmung“ zur Verfügung gestellt. Im Abschnitt B.3.1 werden allgemeine Hinweise zum Tragverhalten von Stützen unter Brandbeanspruchung gegeben und im Abschnitt B.3.2 wird das Verfahren zur Bestimmung des Feuerwiderstands von Stahlbetonstützen in ausgesteiften Tragwerken beschrieben. Die Berechnung erfolgt in mehreren Schritten. Zunächst werden für die vorhandene Brandbeanspruchung infolge Normbrand oder parameterabhängiger Brandbeanspruchung aus dem Isothermenbild Zonen mit ungefähr gleicher Temperatur (20°C; 100°C; 200°C; ...; 1100°C) festgelegt und dafür die Fläche A_{cij} , mit den Mittelpunktskoordinaten x_{ij} und y_{ij} sowie der Breite w_{ij} bestimmt (Bild 5.5, links). Anschließend wird die Temperatur in der Bewehrung ermittelt. Den von der Temperatur her identifizierten Betonabschnitten und Bewehrungsstäben werden dann die temperaturabhängigen Spannungs-Dehnungslinien aus EN 1992-1-2, Abschnitt 3 zugewiesen und dafür in Abhängigkeit der Normalkraftbeanspruchung $N_{Ed,fi}$ und einer vorgegebenen Krümmung das zum Gleichgewicht gehörende Moment bestimmt. Nach ausreichender Variation der vorgegebenen Krümmungen wird aus der Moment-Krümmungsbeziehung die Momententragfähigkeit nach Bild 5.5, rechts bestimmt.

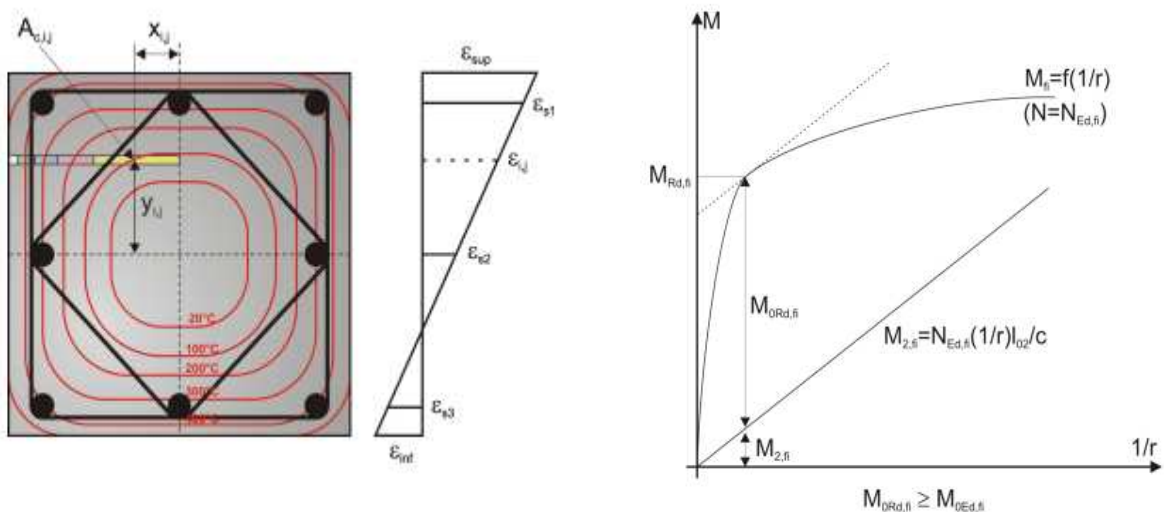


Bild 5.5 Links: Einteilung des Querschnitts einer Stütze in Zonen mit ungefähr gleicher Temperatur (aus EN 1992-1-2)
Rechts: Bestimmung des Bemessenswertes der Momente $M_{Rd,fi}$, $M_{2,fi}$ und $M_{0Rd,fi}$ (aus EN 1992-1-2)

5.2.2 Stellungnahme

5.2.2.2 500 °C Isothermen Methode

Die Anwendung der 500 °C Isothermen Methode ist mit den Angaben in EN 1992-1-2 gut möglich. Das erforderliche Vorgehen wird ausreichend beschrieben und durch Abbildungen illustriert. Nachteilig ist die geringe Anzahl von Isothermenbildern in EN 1992-1-2, so dass häufig auf Angaben in der Literatur zurückgegriffen werden muss. Für die Abminderung der Stahlfestigkeit bei unterschiedlichen Durchmessern der Bewehrung bzw. bei unterschiedlichen Stahltemperaturen sind alle Angaben vorhanden.

Bei der 500 °C Isothermen Methode wird der reduzierte Querschnitt dem Verlauf der 500 °C Isotherme angepasst. Dadurch entsteht ein gewisser Spielraum, zumal die Ausrundungen der Isotherme durch einen flächenähnlichen rechteckigen Querschnitt berücksichtigt werden können. Die Größe der Abweichung hängt somit sehr stark vom Anwender des Verfahrens ab [Schn02]. Bei der Zonen Methode ist der Spielraum geringer, da die Reduzierung des Querschnitts durch Diagramme erfolgt.

In [Els04] wurden annähernd 200 Stützen mit der 500 °C Isothermen Methode untersucht. In Tabelle 5.3 sind die dabei variierten Parameter zusammengestellt.

Tabelle 5.3 Variation der Stützenparameter

Parameter	Variation					
Belastung μ_{fi} ¹⁾	0,70		0,50		0,20	
Stützenlänge l [m]	2,70		3,70		4,20	
Querschnittsbreite b [mm]	200	250	300	400		
Achsabstand a [mm]	40			45		
Betonfestigkeitsklasse	C 20/25		C 30/37		C 50/60	
Bewehrung BSt 500	Klasse N ²⁾			Klasse X ²⁾		
Bewehrungsdurchmesser [mm]	16		20		25	
Anzahl der Bewehrungsstäbe	4			8		

¹⁾ vereinfachend zu $\mu_{fi} = N_{Ed,fi} / N_{Ed}$ angenommen

²⁾ siehe Abschnitt 4.1 des vorliegenden Forschungsberichtes

Die Stützen wurden für die Feuerwiderstandsklasse R 60 und R 90 untersucht. Die dafür erforderliche Querschnittsreduktion durch die geschädigte Zone a_z bei der Zonen Methode und a_{500} bei der 500 °C Isothermen Methode ist im Bild 5.6 dargestellt. In allen Fällen waren die aus Isothermenbildern abgelesenen Werte für a_{500} (ausgefüllte Symbole) deutlich kleiner

als die berechneten Werte für a_z . Um die ausgerundeten „Ecken“ der 500 °C Isotherme zu berücksichtigen, wurden für die Berechnung der Stützen die Werte von a_{500} um 10% erhöht (offene Symbole), sie bleiben aber auch dann in der Mehrzahl der Fälle unterhalb der Werte von a_z .

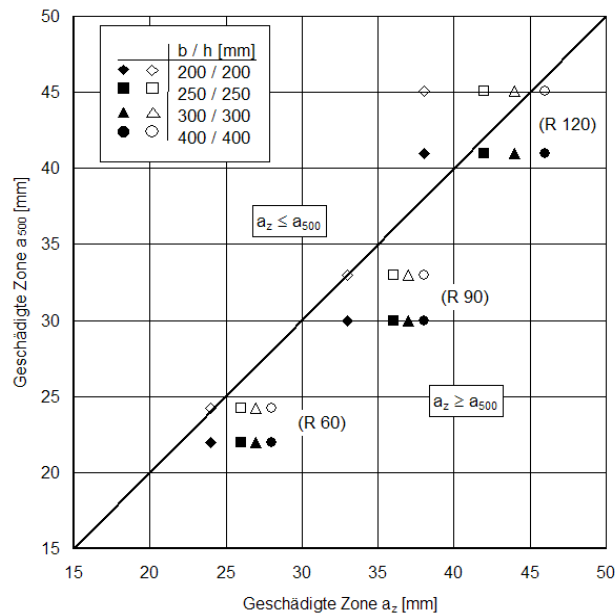


Bild 5.6 Vergleich der geschädigten Zone a_z bei der Zonen Methode und bei der 500 °C Isothermen Methode a_{500}

Die brandschutztechnische Bemessung der Stützen wurde in der Feuerwiderstandsklasse R 60 für 116 Stützen und in der Feuerwiderstandsklasse R 90 für 82 Stützen durchgeführt und ausgewertet. In der Auswertung wurden die Ergebnisse der Zonen- und der 500 °C Isothermen Methode verglichen. In der Feuerwiderstandsklasse R 60 (R 90) wurde für 60 % (93 %) der Stützen mit beiden Nachweismethoden die vorgegebene Klasse nachgewiesen. 30 % (7 %) der Stützen wurden mit der 500 °C Isothermen Methode und 10 % (0 %) mit der Zonen Methode in Verbindung mit der Betonstahl Klasse X in die nächst höhere Feuerwiderstandsklasse eingestuft.

Die Bemessungsergebnisse zwischen der 500 °C Isothermen Methode und der Zonen Methoden zeigen eine befriedigende Übereinstimmung. Unterschiede in den Ergebnissen werden hauptsächlich durch die Abmessung des „brandreduzierten“ Querschnitts verursacht. Die Ergebnisse der Stützenberechnungen deuten darauf hin, dass mit der 500 °C Isothermen Methode bereichsweise höhere Feuerwiderstandsklassen erreicht werden als mit der Zonen Methode. Die Ursache dafür ist die vergleichsweise kleine geschädigte Zone a_{500} in Verbindung mit den Temperatur unabhängigen Materialfestigkeiten des Restquerschnitts. Die Größe der geschädigten Zone a_{500} hängt wesentlich davon ab, wie die abgerundeten Ecken der 500 °C Isotherme angenähert werden. In EN 1992-1-2, Anhang B.1.2 (1) wird

dafür lediglich ein Rechteck oder Quadrat vorgeschlagen, womit die Größe der geschädigten Zone a_{500} im Wesentlichen vom Anwender der Methode abhängt.

5.2.2.2 Zonen Methode

Das vereinfachte Rechenverfahren im Anhang B.2 - Zonen-Methode - wurde im Forschungsvorhaben [RiZe98] ausführlich dargestellt und analysiert. Die Anwendung des vereinfachten Rechenverfahrens wurde in [RiZe00] durch repräsentative Anwendungsbeispiele Balken, Stützen, Platten und Wände untersucht. Aus dem Vergleich der Ergebnisse der brandschutztechnischen Bemessung nach dem vereinfachten Rechenverfahren und nach DIN 4102 Teil 4 wurde die Gleichwertigkeit der Nachweisverfahren festgestellt.

5.2.2.3 Methode (...) durch Abschätzung der Krümmung

Mit der in EN 1992-1-2, Abschnitt B.3 beschriebenen Rechenmethode wird das in EN 1992-1-1, Abschnitt 5.8.8 beschriebene Verfahren mit Nenn-Krümmungen zum vereinfachten Nachweis des Feuerwiderstands von brandbeanspruchten Stahlbetonstützen übertragen. Das Verfahren mit Nenn-Krümmungen, früher als Modellstützenverfahren bezeichnet, eignet sich vor allem für Einzelstützen mit konstanter Normalkraftbeanspruchung. Voraussetzung für die Anwendung des Verfahrens mit Nenn-Krümmungen ist, dass die Krümmung im Grenzzustand der Stütztragfähigkeit in einfacher Form bestimmt werden kann. Bei der Bemessung für Normaltemperatur wird die Krümmung dafür aus dem Fließzustand der Bewehrung abgeleitet. Die entstehenden Abweichungen gegenüber exakten Verfahren werden mit abnehmender Lastausmitte e_1/h und zunehmender Schlankheit l_0/h größer, liegen aber auf der sicheren Seite [KoQu95].

Für die direkte Anwendung des Verfahrens mit Nenn-Krümmungen zur Bemessung brandbeanspruchter Stahlbetonstützen fehlt die Kenntnis der Krümmung im Grenzzustand der Tragfähigkeit im Brandfall. Im Abschnitt B.3 wird deshalb die Ermittlung der Moment-/Krümmungs-Linie ausführlich beschrieben. Der dafür erforderliche Rechenaufwand ist beträchtlich und sollte ausschließlich in programmierter Form durchgeführt werden. Nur dadurch kann sichergestellt werden, dass der Querschnitt in ausreichend kleine Betonelemente unterteilt wird, deren Mittelpunktstemperatur als repräsentativ für das ganze Betonelement angesehen werden kann. Die aufwändigen Berechnungen, die zur Ermittlung der temperaturabhängigen Moment/Krümmungs-Linien erforderlich sind, schließen das im Abschnitt B.3 beschriebene Verfahren aus der Gruppe der vereinfachten Berechnungsmethoden aus. Bei

sinnvoller Anwendung des Verfahrens muss es in die Gruppe der allgemeinen Rechenverfahren nach EN 1992-1-2, Abschnitt 4.3 eingestuft werden.

Im Abschnitt B.3.2 (6) wird die heiße Querschnittstragfähigkeit durch die temperaturabhängigen Materialgesetze von Beton und Bewehrung berücksichtigt. Die thermischen Dehnungen, die im Brandfall das Verformungsverhalten im hohen Maß beeinflussen, werden nicht berücksichtigt. Damit steht das Verfahren im Widerspruch zu EN 1992-1-2, Abschnitt 4.3.3 (2)P, nachdem die Auswirkungen thermisch bedingter Dehnungen und Spannungen infolge von Temperaturanstieg und Temperaturunterschiede berücksichtigt werden müssen. Im Bild 5.7 werden die Auswirkungen auf die Moment/Krümmungs-Linie gezeigt, die bei Vernachlässigung der thermischen Dehnungen entstehen.

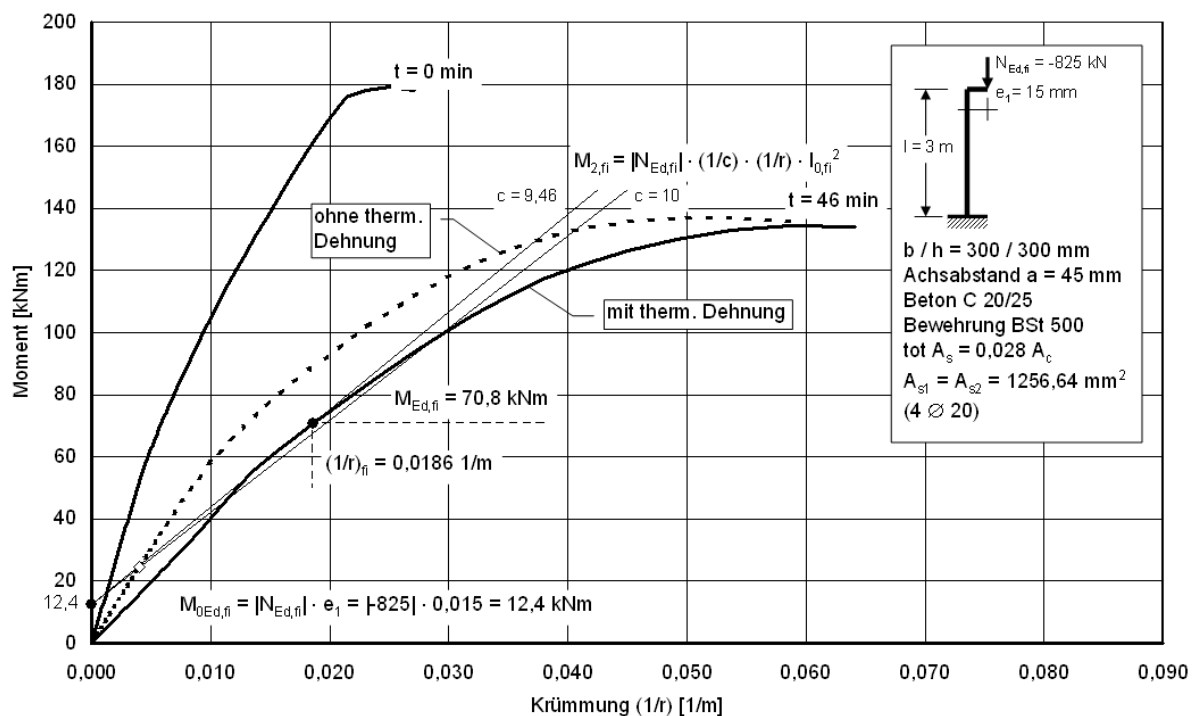


Bild 5.7 Einfluss der thermischen Dehnungen auf die Moment/Krümmungs-Linie und verformungsbeeinflusster Grenzzustand der Stützentragsfähigkeit im Brandfall

Für die im Bild 5.7 dargestellte Stütze werden die Moment/Krümmungs-Linien bei Normaltemperatur ($t = 0 \text{ min}$) und nach 46 Minuten Branddauer gezeigt. Mit Berücksichtigung der thermischen Dehnungen wird die Moment/Krümmungs-Linie, die den Bemessungswert der Tragfähigkeit im Brandfall $M_{Rd,fi}$ darstellt, durch die Linie des Bemessungswertes des einwirkenden Momentes $M_{Ed,fi}$ am Punkt $M_{Ed,fi} = 70,8 \text{ kNm}$ gerade noch tangiert. Damit steht das Versagen der Stütze unmittelbar bevor. In der programmgesteuerten Berechnung wurde für t

= 47 Minuten Branddauer Stabilitätsversagen infolge beanspruchungsbedingter Steifigkeitsabnahme angezeigt.

Im Fall, dass die thermischen Dehnungen vernachlässigt werden, wird der Gleichgewichtszustand als Schnittpunkt der Gerade des einwirkenden Momentes mit der Moment-/Krümmungs-Linie bei $M_{Ed,fi} \approx 25$ kNm erreicht. Der Gradient der Moment/Krümmungslinie ist noch deutlich größer als die Steigung der Geraden für das einwirkende Moment. Das Versagen der Stütze wurde in diesem Fall mit dem allgemeinen Rechenverfahren STABA-F für $t = 90$ Minuten Branddauer ermittelt.

5.2.3 Empfehlungen für die national festzulegenden Parameter

5.2.3.1 500 °C Isothermen Methode (Anhang B.1)

Die 500 °C Isothermen Methode basiert auf ähnlichen Grundlagen wie die Zonen Methode. Nachteilig bei der 500 °C Isothermen Methode ist der Umstand, dass die Größe der geschädigten Zone wesentlich davon abhängt, wie der Anwender die abgerundeten Ecken der 500 °C Isotherme annähert. Diese Unschärfe kann bei der brandschutztechnischen Klassifizierung der Bauteile zu Unterschieden in der Größe einer Feuerwiderstandsklasse führen. Aufgrund der großen Streuungen bei den Ergebnissen der 500 °C Isothermen Methode wird für den Nationalen Anhang empfohlen, die Anwendung dieser Methode in Deutschland nicht zu zulassen.

5.2.3.2 Zonen Methode (Anhang B.2)

Die Anwendung der Zonen-Methode (Anhang B.2) wurde in einem vorhergehenden Forschungsvorhaben an repräsentative Beispiele Balken, Stützen, Platten und Wände untersucht und mit Ergebnissen nach DIN 4102 Teil 4 verglichen. Dabei wurde die Gleichwertigkeit der beiden Nachweisverfahren festgestellt. Somit steht einer Anwendung des Verfahrens in Deutschland nichts entgegen.

5.2.3.3 Methode (...) durch Abschätzung der Krümmung (Anhang B.3)

Die Methode zur Beurteilung eines durch Biegemoment und Längskraft beanspruchten Stahlbetonquerschnitts durch Abschätzung der Krümmung (Anhang B.3) ermittelt mit Hilfe von Moment/Krümmungs-Linien den Gleichgewichtszustand zwischen dem Bemessungswert der Einwirkungen und des Bauteilwiderstandes im Brandfall. Die sehr aufwändige Berechnung sollte ausschließlich in programmierter Form durchgeführt werden, die in Anhang B.3 beschriebene Methode ist als vereinfachte Berechnungsmethode nicht praxistauglich. Sie

steht außerdem im Widerspruch zum Grundsatz der mechanischen Analyse, weil sie die Auswirkungen thermisch bedingter Dehnungen und Spannungen infolge von Temperaturanstieg und Temperaturunterschiede nicht berücksichtigt. Aufgrund dieser erheblichen Mängel wird für den Nationalen Anhang vorgeschlagen, die Anwendung der Berechnungsmethode des Anhangs B.3 in Deutschland nicht zu zulassen.

5.3 Anhang C: Knicken von Stützen unter Brandbeanspruchung

5.3.1 Regelung in EN 1992-1-2

Zur brandschutztechnischen Bemessung von Stützen befinden sich in EN 1992-1-2, Anhang C die Tabellen C.1 bis C.9. Sie wurden gegenüber der im Normteil enthaltenen Tabelle 5.2b um die Tabellenparameter Lastausmitte $e = 0,025 \cdot b$ mit $e \geq 10$ mm und $e = 0,5 \cdot b$ mit $e \leq 200$ mm sowie die Schlankheiten $30 \leq \lambda \leq 80$ erweitert. Zwischen den Tabellen C.1 bis C.9 darf linear interpoliert werden. Tabelle 5.4 zeigt den Anwendungsbereich der Tabellen C.1 bis C.9.

Tabelle 5.4 Anwendungsbereich der Tabellen C.1 bis C.9

	C.1	C.2	C.3	C.4	C.5	C.6	C.7	C.8	C.9
ω	0,1	0,1	0,1	0,5	0,5	0,5	1,0	1,0	1,0
e / b	0,025	0,25	0,5	0,025	0,25	0,5	0,025	0,25	0,5
e_{\max} [mm]	≥ 10	≤ 100	≤ 200	≥ 10	≤ 100	≤ 200	≥ 10	≤ 100	≤ 200

5.3.2 Stellungnahme

Die Tabellen C.1 bis C.9 in EN 1992-1-2, Anhang C stellen eine Erweiterung der Tabelle 5.2b für Schlankheiten $30 \leq \lambda \leq 80$ dar. Die Anwendungsbereiche der einzelnen Tabellen hinsichtlich der zulässigen Lastausmitten zeigt Bild 5.8. Danach wird die Anwendung der Tabellen nach unten auf Lastausmitten $e = 0,025 \cdot b \geq 10$ mm und nach oben auf Lastausmitten $e = 0,5 \cdot b \leq 200$ mm beschränkt.

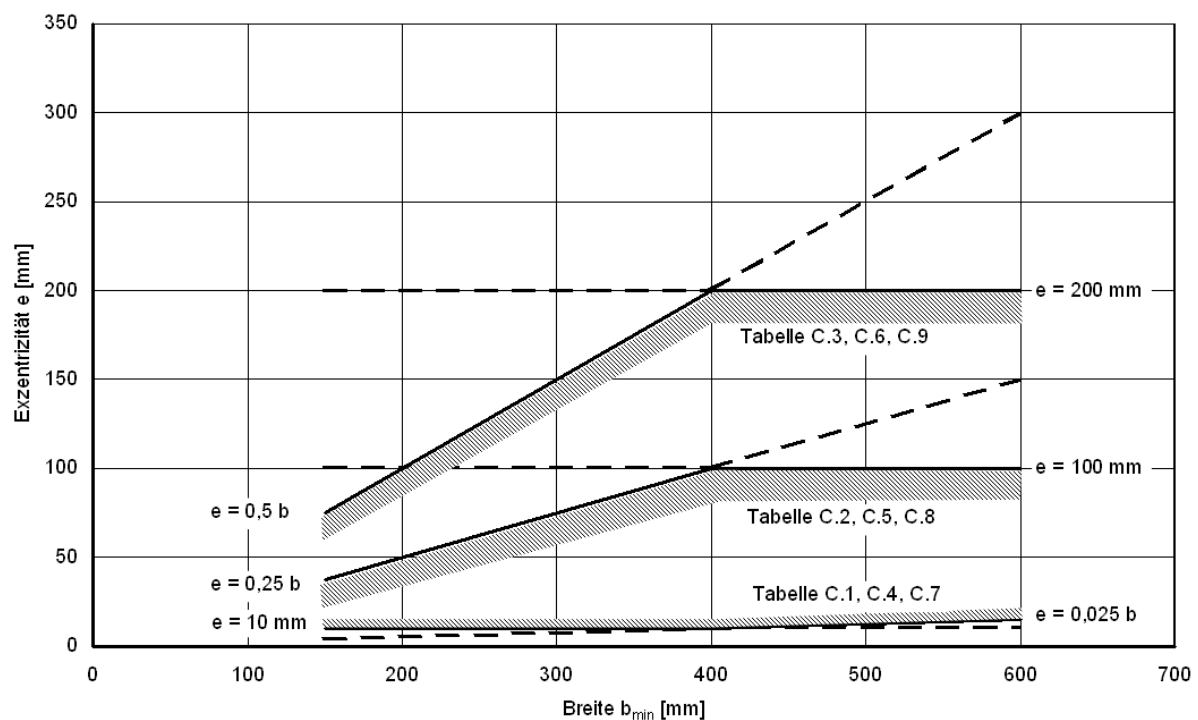


Bild 5.8 Anwendungsbereich für die Tabelle C.1 bis C.9

Zentrisch belastete Stützen mit der Lastausmitte $e = e_i$ (planmäßige Lastausmitte $e_0 = 0$ mm), liegen wegen ihrer verhältnismäßig kleinen Lastausmitten $e < 10$ mm bis zur Schlankheit $\lambda = 50$ im grau markierten Bereich von Bild 5.9 und damit außerhalb der Anwendungsgrenzen der Tabelle C.1, C.4 und C.7, d. h. der Tabellen, die – nach der Tabellenüberschrift – für Stützen mit einem kleinen Moment nach Theorie I. Ordnung gelten. Für die brandschutztechnische Bemessung dieser Stützen müssen die Tabellen C.2, C.5 und C.8 genommen werden, die – nach der Tabellenüberschrift – für Stützen mit einem mittleren Moment nach Theorie I. Ordnung vorgesehen sind.

In einer Kontrollrechnung wurden zwei Stützen mit den Abmessungen $b / h = 300 / 300$ mm, dem Achsabstand $a = 30$ mm, dem mechanischen Bewehrungsgrad $\omega = 0,1$ und dem Lastniveau $n = 0,15$ untersucht. Für den Beton wurde die Festigkeitsklasse C 20/25 und für die Bewehrung die Festigkeitsklasse BSt 500 angenommen. Für diese Annahmen ergibt sich die Bewehrung zu $A_{s,tot} = 275,8 \text{ mm}^2$ und die Einwirkung im Brandfall zu $N_{Ed,fi} = -138,6 \text{ kN}$. Für den Fall A wurde eine Schlankheit $\lambda = 70$ angenommen und daraus die Ersatzlänge bei Normaltemperatur $l_0 = 6,06 \text{ m}$ mit der Lastausmitte $e = 10,10 \text{ mm}$ (♦ in Bild 5.9) berechnet. Für den Fall B betragen die entsprechenden Werte $\lambda = 60$, $l_0 = 5,20 \text{ m}$ und $e = 8,7 \text{ mm}$ (• in Bild 5.9). Beide Stützen befinden sich in einem ausgesteiften Gebäude, so dass mit $\lambda = \lambda_{fi}$ und $l = 2 \cdot l_0$ gerechnet wurde. Im Fall A ($e = 10,10 \text{ mm}$) wurde die brandschutztechnische Bemessung mit Tabelle C.1 und im Fall B ($e = 8,7 \text{ mm}$) mit Tabelle C.2 durchgeführt.

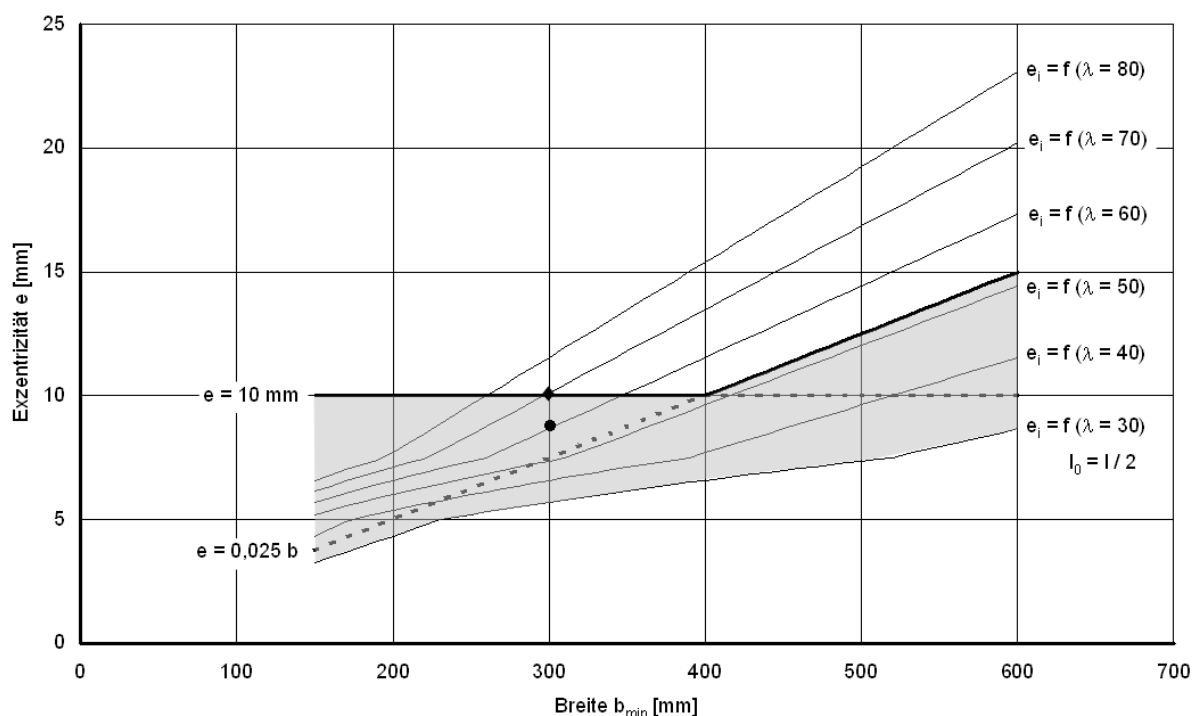


Bild 5.9 Untere Anwendungsgrenze für Tabelle C.1, C.4, C.7

Die Ergebnisse der brandschutztechnischen Bemessung sind in Tabelle 5.5 zusammengefasst, zusätzlich sind in der letzten Spalte die mit dem allgemeinen Rechenverfahren STABA-F berechneten Branddauern eingetragen.

Tabelle 5.5 Stützenparameter ($\omega = 0,1, n = 0,15$)

Fall	λ	e [mm]	Tabelle		b_{\min} / a [mm]	$b_{\text{vorh}} / a_{\text{vorh}}$ [mm]	t_u [min]
A	70	10,10	C.1	R 120	300 / 25	300 / 30	49
B	60	8,7	C.2	R 60	250 / 35 400 / 25 300 / 32		68

Die Ergebnisse von Tabelle 5.5 zeigen, dass die Stütze im Fall A mit der großen Schlankheit ($\lambda = 70$) in eine höhere Feuerwiderstandsklasse R 120 eingestuft werden kann, als die Stütze im Fall B mit der kleinen Schlankheit ($\lambda = 60$) und der Feuerwiderstandsklasse R 60. Zusätzlich wird die Stütze im Fall A mit der Feuerwiderstandsklasse R 120 deutlich zu hoch eingestuft, wie der Vergleich mit der Branddauer $t_u = 49$ Minuten zeigt, die mit dem allgemeinen Rechenverfahren STABA-F berechnet wurde.

5.3.3 Empfehlung für die national festzulegenden Parameter

Bei der stichpunktartigen Überprüfung der Tabellen wurde festgestellt, dass

- a) für Feuerwiderstandsklassen größer R 60 die maximale Beanspruchung im Brandfall auf $\mu_{fi} \approx 0,51$ beschränkt ist,
- b) der Hinweis auf die erforderliche rotationsbehinderte Auflagerung der Stützenenden fehlt und
- c) bei Anwendung der Tabellen gravierende Abweichungen zur unsicheren Seite zwischen der berechneten Feuerwiderstandsdauer t_u und der geforderten Feuerwiderstandsklasse auftreten können.

Für den Nationalen Anhang wird deshalb vorgeschlagen, die Anwendung der Tabellen C.1 bis C.9 nicht freizugeben.

5.4 Anhang D: Berechnungsmethoden für Schub, Torsion und Verankerung der Bewehrung

5.4.1 Regelung in EN 1992-1-2

Die in EN 1992-1-2, Anhang D (informativ) angegebene Berechnungsmethode für Schub, Torsion und Verankerung der Bewehrung im Brandfall basiert im Wesentlichen auf den Rechenansätzen bei Normaltemperatur aus EN 1992-1-1. Die verminderte Tragfähigkeit im Brand wird durch reduzierte Bauteilquerschnitte und verminderte Materialfestigkeiten berücksichtigt.

Im Anhang D wird darauf hingewiesen, dass Schubversagen aufgrund von Brandeinwirkung sehr selten ist und die im Anhang D angegebenen Berechnungsmethoden nicht vollständig überprüft sind.

5.4.2 Stellungnahme

Für Stahlbetonbauteile unter Brandbeanspruchung gibt es zum gegenwärtigen Zeitpunkt keine Schubbruchtheorie. Im Rahmen einer Literaturrecherche wird in [Gra94] über Forschungsaktivitäten auf dem Gebiet des Schubtragverhaltens bei Brandbeanspruchung berichtet und darauf hingewiesen, dass es ein großer Gewinn wäre, die vorhandenen Konstruktionsregeln um eine detaillierte Berücksichtigung der Schubtragfähigkeit zu erweitern. Der komplexe Versagensmechanismus infolge Schub wurde bislang nicht zufriedenstel-

lend theoretisch beschrieben und entsprechend fehlen Rechenmethoden, um das Schubtragverhalten im Brandfall numerisch darzustellen zu können.

Vor diesem Hintergrund erscheint die in EN 1992-1-2, Anhang D (informativ) gegebene Berechnungsmethode für Schub, Torsion und Verankerung der Bewehrung wissenschaftlich nicht abgesichert. Auf diesen Umstand wird bereits in EN 1992-1-2 in der Anmerkung direkt unter der Überschrift des Abschnitts hingewiesen. Dort werden die in Anhang D angegebenen Berechnungsmethoden als nicht vollständig abgesichert bezeichnet.

5.4.3 Empfehlung für die national festzulegenden Parameter

Die vereinfachten Berechnungsmethoden für Schub, Torsion und Verankerung der Bewehrung (Anhang D) mangelt es an der wissenschaftlichen Grundlage und an belastbaren experimentellen Vergleichsdaten. Eine Anwendung der Berechnungsmethoden wird in Deutschland nicht empfohlen.

5.5 Anhang E: Vereinfachte Rechenverfahren für Balken und Platten

5.5.1 Regelung in EN 1992-1-2

Das in EN 1992-1-2, Anhang E (informativ) angegebene vereinfachte Rechenverfahren darf für biegebeanspruchte Bauteile mit überwiegend gleichförmig verteilter Belastung angewendet werden, wenn die Bemessung für Normaltemperatur mit Hilfe linear-elastischer Berechnung mit Momentenumlagerung nach EN 1992-1-1 kleiner 15 % durchgeführt wurde. Bei Momentenumlagerung größer als 15 % muss für die erforderliche Feuerwiderstandsdauer eine ausreichende Rotationsfähigkeit über den Auflagern nachgewiesen werden.

In dem vereinfachten Rechenverfahren werden die Bemessungsmomente des Widerstandes im Brandfall $M_{Rd,fi}$ mit Hilfe von Gleichungen (Anhang E, Gl. (E.3) und Gl. (E.4)) ermittelt und den Bemessungsmomenten der Einwirkungen im Brandfall $M_{Ed,fi}$ gegenübergestellt. Für den Nachweis der Tragfähigkeit gilt $M_{Ed,fi} \leq M_{Rd,fi}$ (Anhang E, Gl. (E.1)).

5.5.2 Stellungnahme

Das vereinfachte Rechenverfahren im Anhang E - Bemessung von Balken und Platten – wurde im Forschungsvorhaben [RiZe98] ausführlich dargestellt und analysiert. Die Anwendung des vereinfachten Rechenverfahrens wurde in [RiZe00] durch repräsentative Anwendungsbeispiele Balken, Stützen, Platten und Wände untersucht. Aus dem Vergleich der Ergebnisse der brandschutztechnischen Bemessung nach dem vereinfachten Rechenverfahren und nach DIN 4102 Teil 4 wurde die Gleichwertigkeit der Nachweisverfahren festgestellt.

5.5.3 Empfehlung für die national festzulegenden Parameter

Die Anwendung des vereinfachten Rechenverfahrens für Balken und Platten (Anhang E) wurde in einem vorhergehenden Forschungsvorhaben an repräsentative Beispiele Balken, Stützen, Platten und Wände untersucht und mit Ergebnissen nach DIN 4102 Teil 4 verglichen. Dabei wurde die Gleichwertigkeit der beiden Nachweisverfahren festgestellt. Somit steht einer Anwendung des Verfahrens in Deutschland nichts entgegen.

6 STÜTZENBEMESSUNG NACH EN 1992-1-2

6.1 Regelung in EN 1992-1-2

6.1.1 Methode A

Methode A bietet zwei Möglichkeiten zur brandschutztechnischen Bemessung von Stahlbetonstützen

a) tabellarische Ermittlung der Mindestquerschnittsabmessungen und Achsabstände von Stützen mit Rechteck- oder Kreisquerschnitt mit Hilfe von Tabelle 5.2a

b) Ermittlung der Feuerwiderstandsdauer mit Hilfe von Gleichung (5.7)

Die Randbedingungen und der Anwendungsbereich von Tabelle 5.2a und Gleichung (5.7) sind in Tabelle 6.1 zusammengestellt.

Tabelle 6.1 Randbedingungen und Anwendungsbereich von Tabelle 5.2a und Gleichung (5.7)

	Tabelle 5.2a	Gleichung (5.7)
Gebäudeart	ausgesteift	
Lastausnutzungsfaktor	$0,2 \leq \mu_{fi} = N_{Ed,fi} / N_{Rd} \leq 0,7$	
Querschnittsabmessungen	$200 \text{ mm} \leq b_{\min} \leq 450 \text{ mm}$	$200 \text{ mm} \leq b' \leq 450 \text{ mm}^{1)}$
Achsabstand der Bewehrung	$25 \text{ mm} \leq a \leq 75 \text{ mm}$	$25 \text{ mm} \leq a \leq 80 \text{ mm}$
Lastausmitte nach Th. I. O.	$e \leq e_{\max}^{2)} = 0,15 \cdot h$	
Ersatzlänge im Brandfall	$l_{0,fi} \leq 3,0 \text{ m}$	$2 \text{ m} \leq l_{0,fi} \leq 6 \text{ m}$
Bewehrungsgrad	$\rho < 0,04$	$\omega = (A_s \cdot f_{yd}) / (A_c \cdot f_{cd})$

¹⁾ Rechteckquerschnitt $b' = 2 \cdot A_c / (b + h)$ für $b = h$: $b' = b$; für Kreisquerschnitte: $b' = \varnothing_{\text{Stütze}}$

²⁾ siehe Abschnitt 3.5

Zusätzliche Angaben zur Ersatzlänge im Brandfall werden in EN 1992-1-2, 5.3.2 gemacht:

Anmerkung 2 Die Ersatzlänge der Stütze im Brandfall $l_{0,fi}$ kann in allen Fällen mit l_0 bei Normaltemperatur gleichgesetzt werden. Für ausgesteifte Bauwerke mit einer erforderlichen Feuerwiderstandsdauer größer als 30 Minuten darf die Ersatzlänge $l_{0,fi}$ für innen liegende Geschosse zu $0,5 \cdot l$ und für das oberste Geschoss zu $0,5 \cdot l \leq l_{0,fi} \leq 0,7 \cdot l$ angenommen werden. Dabei ist l die Stützlänge zwischen den Einspannstellen.

Tabelle EN 5.2a Mindestmaße und Achsabstände für Stahlbetonstützen mit Rechteck- und Kreisquerschnitt ($\alpha_{cc} = 1,0$)

Feuerwiderstands- klasse	Mindestmaße [mm]			
	Stützenbreite b_{\min} / Achsabstand a			
	brandbeansprucht auf mehr als einer Seite			Brandbean- sprucht auf einer Seite
	$\mu_{fi} = 0,2$	$\mu_{fi} = 0,5$	$\mu_{fi} = 0,7$	$\mu_{fi} = 0,7$
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

Gleichung (5.7) beschreibt die vorhandene Feuerwiderstandsdauer R der Stahlbetonstütze in Abhängigkeit der Lastausnutzung $R_{\eta fi}$, des Achsabstandes R_a , der Ersatzlänge im Brandfall R_l , des Betonquerschnitts R_b und der Bewehrungsmenge R_n (Erklärung der Variablen in Tabelle 6.1)

$$R = 120 \cdot \left((R_{\eta fi} + R_a + R_l + R_b + R_n) / 120 \right)^{1,8} \quad (\text{EN 5.7})$$

mit

$$R_{\eta fi} = 83 \cdot \left[1,00 - \mu_{fi} \cdot \frac{(1 + \omega)}{(0,85/\alpha_{cc}) + \omega} \right]$$

$$R_a = 1,60 \cdot (a - 30)$$

$$R_l = 9,60 \cdot (5 - l_{0,fi})$$

$$R_b = 0,09 \cdot b' \text{ und}$$

$$R_n = 0 \text{ (für } n = 4 \text{ Stäbe) bzw. } R_n = 12 \text{ (für } n > 4 \text{ Stäbe).}$$

6.1.2 Methode B

Methode B beinhaltet die brandschutztechnische Bemessung von Stahlbetonstützen mit Hilfe von Tabelle 5.2b.

Tabelle EN 5.2b Mindestmaße und Achsabstände für Stahlbetonstützen mit Rechteck- und Kreisquerschnitt

Feuerwiderstands- standsklasse	Mechanischer Bewehrungs- grad 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	200/30:250/25
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*	250/40:550/25*
	1,000	150/25*	150/30:200/25*	250/40:400/25	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*	550/50:600/40
	1,000	200/25*	200/40:300/25*	250/40:550/25*	500/50:600/45
R 120	0,100	250/50:350/25*	400/50:500/25*	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.

In Tabelle 5.2b werden die Mindestquerschnittsabmessungen und Achsabstände in Abhängigkeit der Feuerwiderstandsklasse, des mechanischen Bewehrungsgrads ω und des Lastniveaus bei Normaltemperatur n festgelegt. Die Randbedingungen und der Anwendungsbereich von Tabelle 5.2b sind in Tabelle 6.2 zusammengestellt.

Tabelle 6.2 Randbedingungen und Anwendungsbereich von Tabelle 5.2b

	Tabelle 5.2b
Gebäudeart	ausgesteift
Lastniveau bei Normaltemperatur	$0,15 \leq n = N_{Ed,fi} / (0,7 \cdot (A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{yd})) \leq 0,7$
Querschnittsabmessungen	$150 \text{ mm} \leq b_{min} \leq 600 \text{ mm}$
Achsabstände	$25 \text{ mm} \leq a \leq 60 \text{ mm}$
Ausmitte nach Th. I. O. im Brandfall	$e / b \leq 0,25$ mit $e_{max} = 100 \text{ mm}$
Schlankheit im Brandfall	$\lambda_{fi} = l_{0,fi} / i \leq 30$
Schlankheit bei Normaltemperatur	$\lambda = \lambda_{fi}$
Bewehrung	Für $> R 90$ und $A_s \geq 0,02 A_c$: Bewehrung gleichmäßig über die Querschnittsseiten verteilen

6.2 Stellungnahme

6.2.1 Methode A

Die brandschutztechnischen Nachweise der Methode A – Tabelle 5.2a und Gleichung (5.7) – stammen aus den Veröffentlichungen [NADB99], [Fran02] und [Fran04]. Im belgischen National Application Document (NAD) zur ENV-1992-1-2 [NADB99] ist Tabelle 5.2a für die brandschutztechnische Bemessung von Stahlbetonstützen veröffentlicht. Die Mindestquerschnittsabmessungen und Achsabstände in Tabelle 5.2a wurden durch Auswertung von Gleichung (5.7) für Feuerwiderstandsdauern R 30 bis R 240 bestimmt. Herleitung und Anwendung von Gleichung (5.7) wird ausführlich in [Fran02] und [Fran04] beschrieben. Die Gleichung basiert auf der Auswertung von insgesamt 82 Brandversuchen mit Stahlbetonstützen in Belgien [DoBa95], Kanada [LieWo88] und Deutschland ([Has86], [Wal77]). In den Bildern 6.1 und 6.2 werden die Feuerwiderstandsdauern nach Gleichung (5.7) und die in den Brandversuchen gemessenen Branddauern gegenübergestellt. Der Mittelwert aus dem Verhältnis zwischen berechneten und gemessenen Branddauern beträgt 1,01 bei einer Standardabweichung von 0,23.

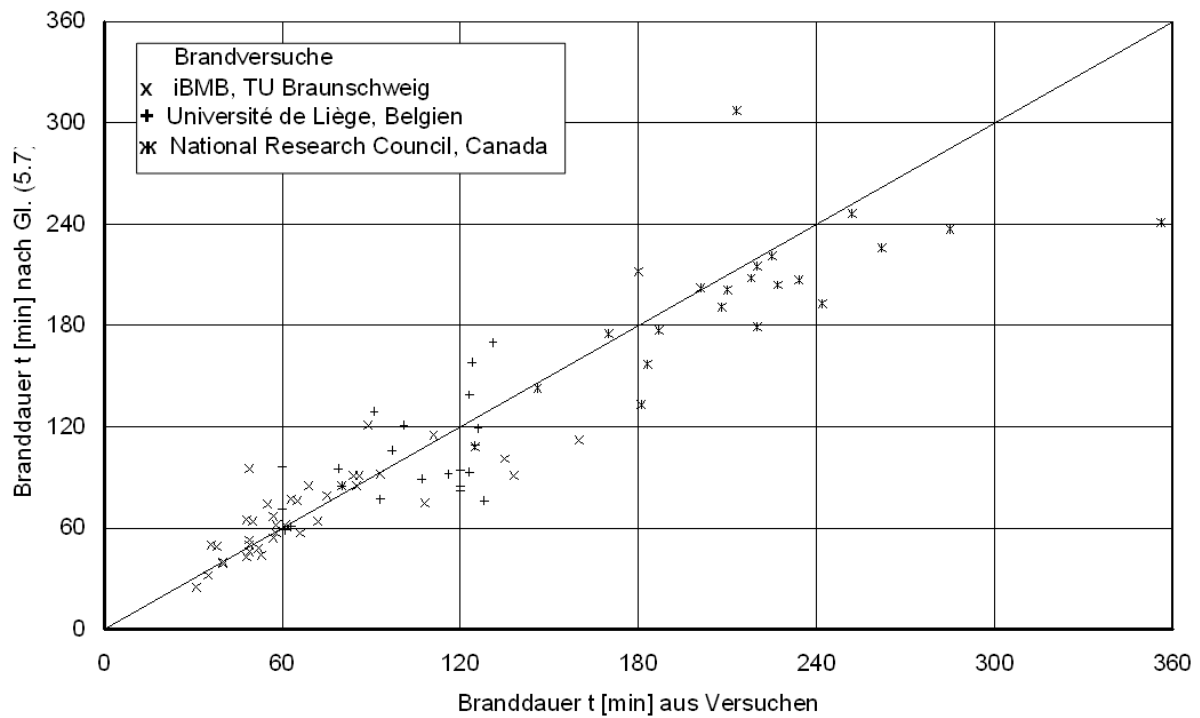


Bild 6.1 Vergleich der in Brandversuchen gemessenen und der mit Gleichung (5.7) berechneten Branddauern

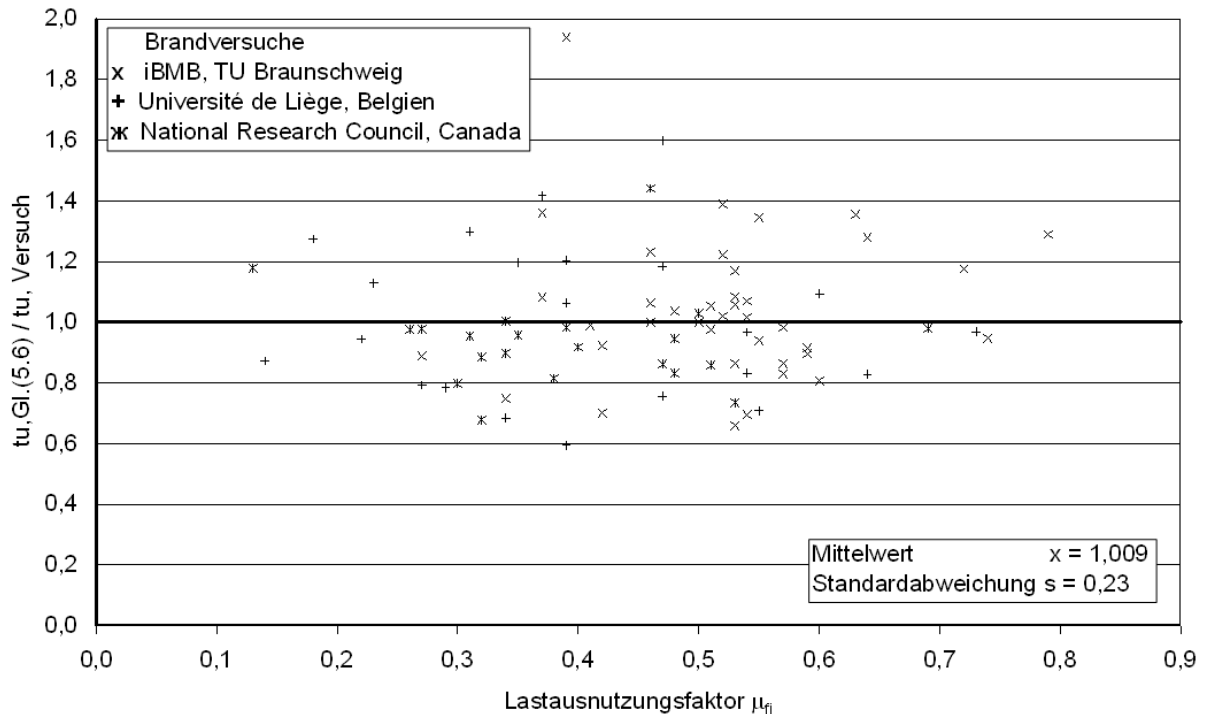


Bild 6.2 Branddauern in Abhängigkeit des Lastausnutzungsfaktors $\mu_{fi} = N_{Ed,fi} / N_{Rd}$ nach Gleichung (5.7) und aus Brandversuchen

Die gemeinsame Grundlage von Tabelle 5.2a und Gleichung (5.7) wird im Bild 6.3 deutlich. Im Bild 6.3 sind die mit Gleichung (5.7) berechneten Branddauern für die Querschnittswerte

von Tabelle 5.2a dargestellt. Die berechneten Branddauern liegen in allen Fällen über den dunkel markierten Bereich für die Feuerwiderstandsklassen. Die Überschreitung ist besonders deutlich für die Feuerwiderstandsklasse R 30 mit dem Lastausnutzungsfaktor $\mu_{fi} = 0,2$. In diesem Fall ergibt sich die Querschnittsbreite aus der kleinsten Querschnittsabmessung in den 82 ausgewerteten Brandversuchen.

Bei der Berechnung wurden die in Tabelle 6.1 zusammengestellten Randbedingungen und Anwendungsbereiche für Tabelle 5.2a, insbesondere die Begrenzung der Ersatzlänge im Brandfall $l_{0,fi} \leq 3,0$ m, berücksichtigt. Wird die Ersatzlänge im Brandfall nach den Randbedingungen der Gleichung (5.7) auf $l_{0,fi} \leq 6,0$ m begrenzt (s. Tabelle 6.1), liegen mit einer Ausnahme alle berechneten Branddauern unterhalb der Grenzwerte für die Feuerwiderstandsklasse (Bild 6.4).

Diese Ergebnisse bedeuten, dass die Anwendung der Gleichung (5.7) auf Ersatzlängen im Brand $l_{0,fi} \leq 3,0$ m begrenzt werden muss. Die Schlussfolgerung stimmt mit den Angaben in [Fran02] und [Fran04] überein; dort wird die Anwendung der Gleichung (5.7) auf „ $1.50 \leq L \leq 6.00$ m with L the length of the column“ beschränkt.

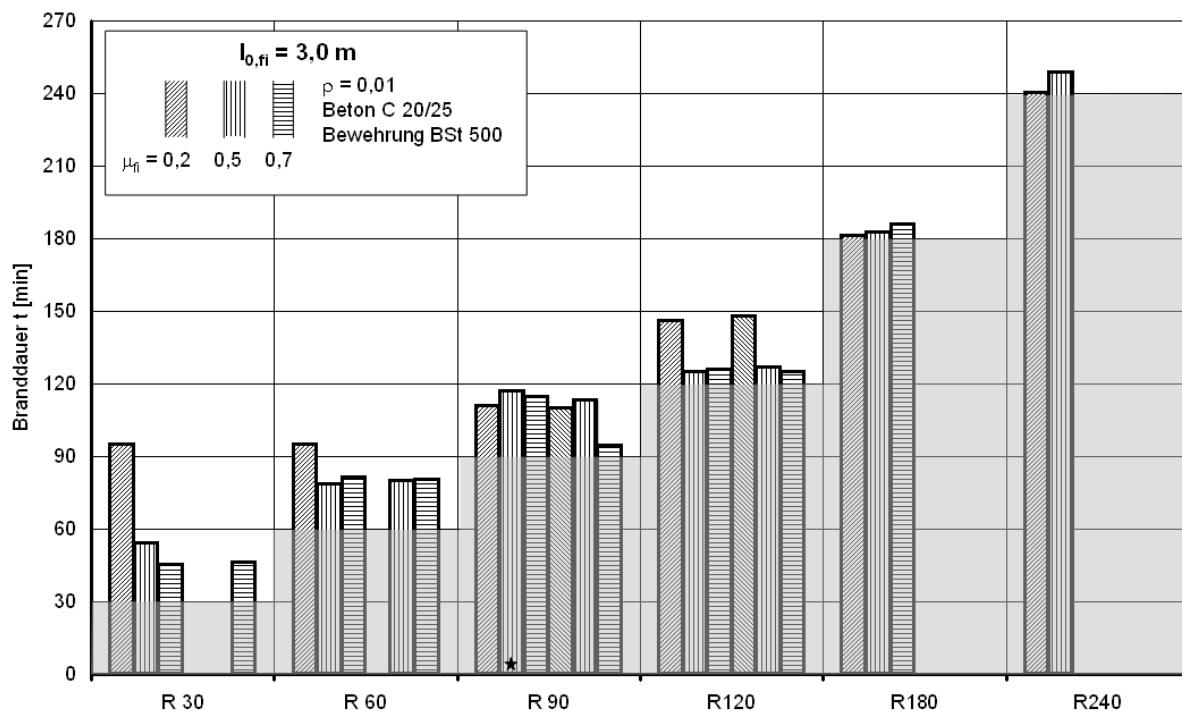


Bild 6.3 Branddauern nach Gleichung (5.7) für die Querschnittswerte der Tabelle 5.2a und der Ersatzlänge im Brandfall $l_{0,fi} = 3$ m

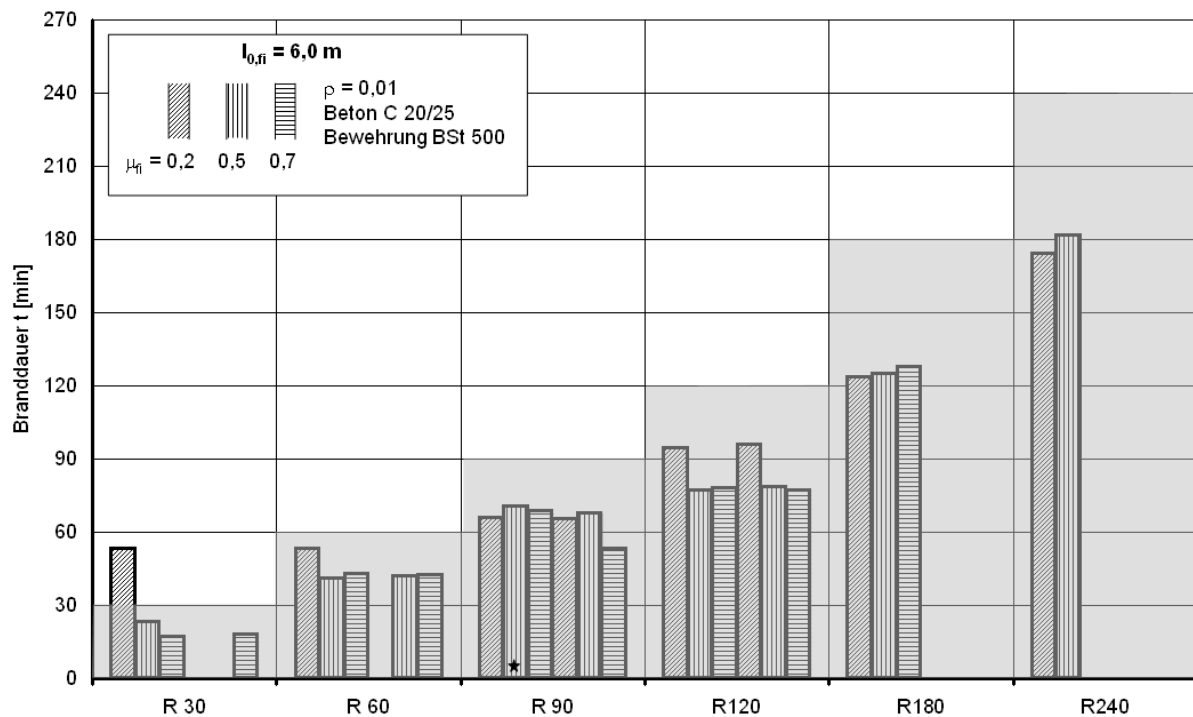


Bild 6.4 Branddauern nach Gleichung (5.7) für die Querschnittswerte der Tabelle 5.2a und der Ersatzlänge im Brandfall $l_{0,fi} = 6\text{ m}$

Zur Absicherung der Schlussfolgerung wurden die Ergebnisse von Bild 6.3 und Bild 6.4 stichpunktartig mit dem allgemeinen Rechenverfahren STABA-F [QuHa84] überprüft. Für die mit * gekennzeichnete Stütze der Feuerwiderstandsklasse R 90, dem Lastausnutzungsfaktor $\mu_{fi} = 0,5$ und den Querschnittswerten $b_{min} / a = 300\text{ mm} / 45\text{ mm}$ wurde die Branddauer ermittelt. Die Ergebnisse der Berechnung sind in Tabelle 6.2 zusammengestellt. Sie bestätigen die notwendige Begrenzung der Ersatzlänge im Brandfall bei Anwendung von Gleichung (5.7) auf $l_{0,fi} \leq 3,0\text{ m}$.

Tabelle 6.2 Vergleich der berechneten Branddauern mit Gl. (5.7) und STABA-F [Qu-Ha84] für die mit * gekennzeichnete Stütze R 90 in den Bildern 6.3 und 6.4

		Bild 6.3	Bild 6.4
Stützenlänge l [m]		6,0	12,0
Ersatzlänge $l_0 = l_{0,fi}$ [m]		3,0	6,0
Ausmitte e_1 [mm]		10,0	10,0
Branddauer t [min]	Gl. (5.7)	117	71
	STABA-F	92	31

In [HoRi05] wurden für die tabellierte brandschutztechnische Bemessung nach DIN 4102 Teil 22, Tabelle 31 [DIN4102] die Mindestquerschnittsabmessungen von Stahlbetonstützen ermit-

telt, die für Normaltemperatur nach DIN 1045-1 [DIN1045-1] bemessen wurden. Die Mindestquerschnittsabmessungen wurden für die Feuerwiderstandsklassen R 30 bis R 180 in Abhängigkeit der Lastausnutzungsfaktoren $\alpha_1 = 0,2$ bis $\alpha_1 = 0,7$ bestimmt, wobei der Lastausnutzungsfaktor α_1 dem Ausnutzungsgrad μ_{fi} entspricht. DIN 4102 Teil 22, Tabelle 31 darf für Stahlbetonstützen in ausgesteiften Gebäuden angewendet werden, sofern die Stützenenden rotationsbehindert gelagert sind und die Stützenlänge $l \leq 6$ m bei rechteckförmigen Querschnitt und $l \leq 5$ m bei kreisförmigen Querschnitt beträgt. Für Stützen mit rechteckförmigen Querschnitt kann damit ein direkter Vergleich mit den Mindestquerschnittswerten von EN 1992-1-2, Tabelle 5.2a bzw. den Branddauern nach EN 1992-1-2, Gleichung (5.7) gezogen werden. Im Bild 6.5 sind die Ergebnisse des Vergleichs dargestellt.

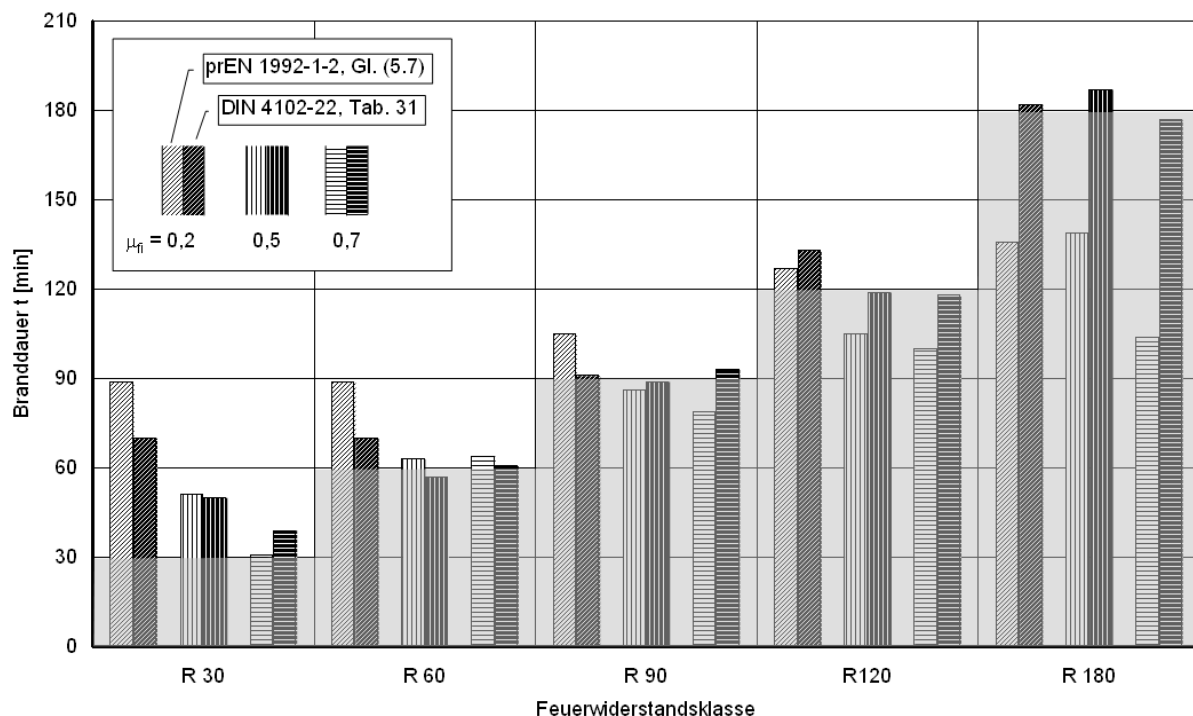


Bild 6.5 Branddauern für die Querschnittswerte aus DIN 4102 Teil 22, Tabelle 31 für Stützenlänge $l = 6$ m ($l_o = 6$ m, $l_{o,fi} = 0,5 \cdot l = 3$ m)
 1. Spalte: berechnet mit Gleichung (5.7)
 2. Spalte: berechnet mit allgemeinen Rechenverfahren STABA-F

In Bild 6.5 werden die Branddauern für die Querschnitte aus DIN 4102 Teil 22, Tabelle 31 aus [HoRi05] mit den Werten nach EN 1992-1-2, Gleichung (5.7) verglichen. Mit größer werdender Feuerwiderstandsklasse sind die mit Gleichung (5.7) berechneten Branddauern für alle Lastausnutzungsfaktoren μ_{fi} kleiner als die mit dem allgemeinen Rechenverfahren STABA-F ermittelten Branddauern aus [HoRi05]. Die Ergebnisse von Gleichung (5.7) liegen also mit größer werdender Feuerwiderstandsklasse zunehmend auf der sicheren Seite. Im Bereich von Feuerwiderstandsklassen kleiner als R 120 und Lastausnutzungsfaktoren $\mu_{fi} = 0,2$

werden mit Gleichung (5.7) größere Branddauern ermittelt als mit dem allgemeinen Rechenverfahren STABA-F. Für die brandschutztechnische Klassifizierung der Stützen spielt die zu große Branddauer nach Gleichung (5.7) keine Rolle, da für die beiden Feuerwiderstandsklassen R 30 und R 60 in Verbindung mit dem Lastausnutzungsfaktor $\mu_{fi} = 0,2$ die Mindestquerschnittsabmessungen aus der Bemessung für Normaltemperatur maßgebend werden und in der Feuerwiderstandsklasse R 90 durch die Branddauer nach Gleichung (5.7) keine höhere Klassifizierung verursacht wird.

Bei der brandschutztechnischen Bemessung mit der Methode A, Tabelle 5.2a und Gleichung (5.7), muss die Ersatzlänge der Stütze im Brandfall auf $l_{0,fi} \leq 3$ m begrenzt werden. Zusätzlich gelten die in Tabelle 6.3 zusammengestellten Festlegungen aus EN 1992-1-2, 5.3.2 (2), Anmerkung 2.

Tabelle 6.3 Ersatzlänge im Brandfall $l_{0,fi}$ nach EN 1992-1-2, 5.3.2 (2)

	Innen liegende Geschosse	Oberstes Geschoss
Ausgesteifte Gebäude mit erf. Feuerwiderstandsdauer > 30 min	$l_{0,fi} = 0,5 \cdot l$	$0,5 \cdot l \leq l_{0,fi} \leq 0,5 \cdot l$
In allen Fällen	$l_{0,fi} = l_0$	

Der theoretische Hintergrund für die Festlegung der Ersatzlänge für Stützen im Brandfall in ausgesteiften Gebäuden wird ausführlich in [Has86] beschrieben und durch experimentelle Untersuchungen belegt. Bei einem Brand in einem ausgesteiften Gebäude werden die Stützen in dem vom Brand betroffenen Geschoss überwiegend durch horizontale Verschiebungen des Stützenkopfs beansprucht, die Verdrehung an beiden Stützenenden ist vernachlässigbar. Durch die im Brandfall entstehenden Verformungen ergibt sich nach Bild 6.6 für Stützen in innen liegende Geschossen die Ersatzlänge im Brandfall $l_{0,fi} = 0,5 \cdot l$ und für Stützen im obersten Geschoss und am Rand die Ersatzlänge im Brandfall $0,5 \cdot l \leq l_{0,fi} \leq 0,7 \cdot l$.

Die Angaben aus [Has86] wurden in EN 1992-1-2, 5.3.2 (2) durch den Zusatz „... mit einer erforderlichen Feuerwiderstandsdauer größer als 30 Minuten“ eingeschränkt. Diese Einschränkung steht im Widerspruch zu den Angaben in [Has86], sie fehlt auch im Brandschutzteil des Eurocodes 3 (Stahlbauten) und des Eurocodes 4 (Verbundtragwerke). Dort wird schon für die Feuerwiderstandsdauer von 30 Minuten das Tragverhalten unter Berücksichtigung der aussteifenden Wirkung der Decken am Fuß- und Kopfpunkt der Innenstütze ermittelt.

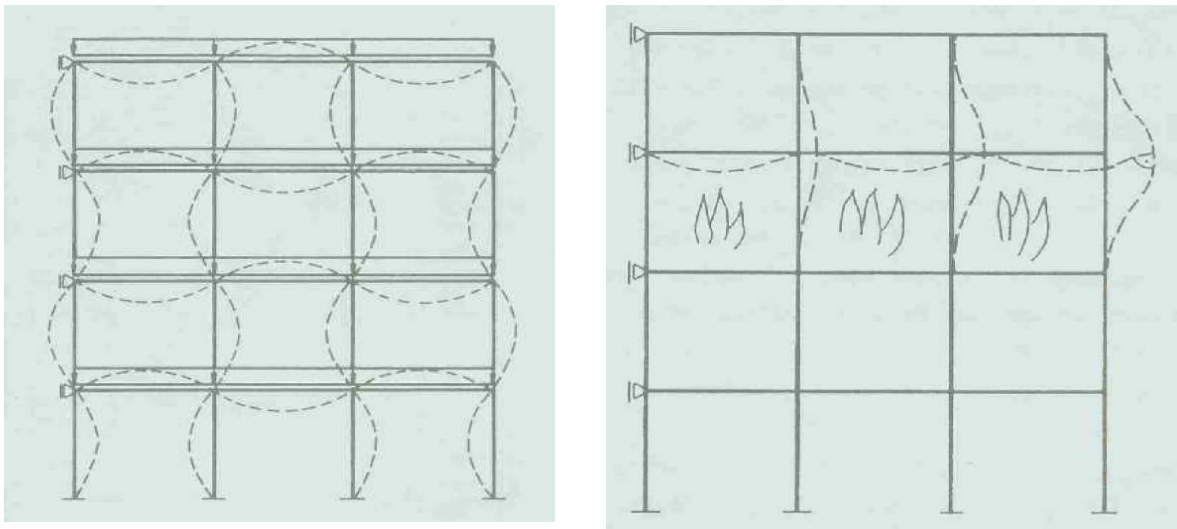


Bild 6.6 Verformungsfigur eines ausgesteiften Gebäudes bei Normaltemperatur (links) und im Brandfall (rechts) (aus [Has86])

Um die Verdrehung am Fuß- und Kopfpunkt bei Innenstützen im Brandfall vernachlässigen zu können, müssen die Stützen an beiden Enden rotationsbehindert gelagert sein. Das wird in der Regel für Stützen in gut konstruierten Stahlbetontragwerken erfüllt, da die Stützen für Normaltemperatur mit der Ersatzlänge $l_0 = l$ bemessen werden und die Stützenanschlüsse, in welche rechnerisch keine Biegemomente aufzunehmen sind, eine Bewehrungsführung zeigen, die eine elastische Einspannung der Stützenenden sichert [KoQu94]. Für diese Innenstützen darf die Ersatzlänge im Brandfall mit $l_{0,fi} = 0,5 \cdot l$ angesetzt werden.

Anders sieht es aus, wenn die Stützenenden konstruktiv als Gelenk (zum Beispiel Auflagerung auf einer Zentrierleiste) ausgebildet werden. In diesem Fall muss für die Stütze die Ersatzlänge im Brandfall $l_{0,fi} = l$ berücksichtigt werden.

Um die Ersatzlänge im Brandfall für Innenstützen mit $l_{0,fi} = 0,5 \cdot l$ und für Stützen im obersten Geschoss mit $0,5 \cdot l \leq l_{0,fi} \leq 0,7 \cdot l$ annehmen zu können, muss in EN 1992-1-2, 5.3.2 (2), Anmerkung 2 die Bedingung der rotationsbehinderten Auflagerung der Stützenenden aufgenommen und die Einschränkung einer erforderlichen Feuerwiderstandsdauer größer 30 Minuten gestrichen werden.

Bei den Brandschutznachweisen der Methode A gelten die Mindestquerschnittsabmessungen der Tabelle 5.2a für Stützen mit Rechteck- und Kreisquerschnitte, in Gleichung (5.7) wird die Querschnittsform im Parameter R_b berücksichtigt: für Rechteckquerschnitte mit $b = h$ muss mit $b' = b$ und für Kreisquerschnitte mit $b' = \varnothing_{\text{Stütze}}$ gerechnet werden. Damit ergeben sich nach Gleichung (5.7) für Stützen mit Rechteck- oder Kreisquerschnitt mit $b' = b = \varnothing_{\text{Stütze}}$ und sonst gleichen Randbedingungen die gleichen Branddauern.

Im Rahmen der Ermittlungen der Mindestquerschnittsabmessungen von Stahlbetonstützen für DIN 4102 Teil 22, Tabelle 31 wurde der Einfluss der Querschnittsform auf die Branddauer untersucht, die Ergebnisse sind im Bild 6.7 zusammengestellt.

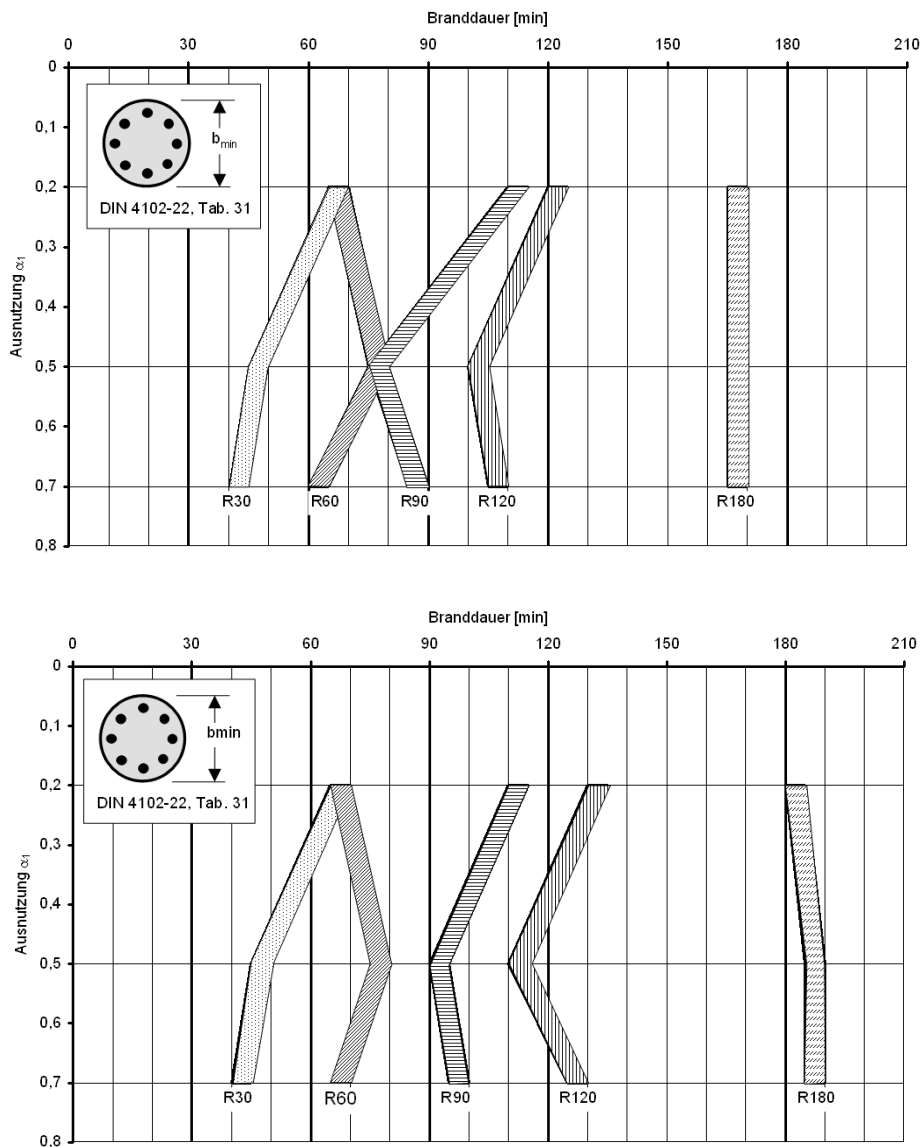


Bild 6.7 Berechnete Branddauern ($\Delta t = \pm 2,5$ min) für Stützen mit Kreisquerschnitt, Mindestquerschnittsabmessung aus DIN 4102-22, Tabelle 22
 oben: Stützenlänge $l = 6$ m, ($l_0 = 6$ m, $l_{0,fi} = 0,5 \cdot l = 3$ m)
 unten: Stützenlänge $l = 5$ m, ($l_0 = 5$ m, $l_{0,fi} = 0,5 \cdot l = 2,5$ m)

Bild 6.7 zeigt die mit dem allgemeinen Rechenverfahren STABA-F berechneten Branddauern, bei Vorgabe des Stützendurchmessers aus DIN 4102 Teil 22, Tabelle 31. Im oberen Bildteil sind die Branddauern für die Stützen mit der Stützenlänge $l = 6$ m, im unteren Bildteil mit der Stützenlänge $l = 5$ m dargestellt. Es ist ersichtlich, dass die Stützen mit Kreisquerschnitt und $l = 6$ m, insbesondere im Bereich hoher Feuerwiderstandsdauern und hoher Lastausnutzung nicht in die vorgegebene Feuerwiderstandsklasse eingestuft werden kön-

nen. Erst durch Begrenzung der Stützenlänge auf $l = 5 \text{ m}$ erreichen alle Stützen mit Kreisquerschnitt bis auf eine Ausnahme die vorgegebene Feuerwiderstandsklasse. Die Ausnahme betrifft die Stütze R 120 mit der Lastausnutzung $\alpha_1 = \mu_{fi} = 0,5$. Die Abweichung beträgt ca. 6% und wird als vertretbar angesehen [Has86], [KoMo99].

Die Ergebnisse der Untersuchungen mit den Mindestquerschnittsabmessungen DIN 4102-22, Tabelle 31 für Rechteck- und Kreisquerschnitte müssen bei der brandschutztechnischen Bemessung mit EN 1992-1-2, Methode A berücksichtigt werden. Die Anwendung von Tabelle 5.2a und Gleichung (5.7) muss für Stützen mit Kreisquerschnitt auf die Ersatzlänge im Brandfall $l_{0,fi} \leq 2,5 \text{ m}$ beschränkt werden.

6.2.2 Methode B

Für die Mindestquerschnittsabmessungen der Tabelle 5.2b wurden mit Gleichung (5.7) die Branddauern berechnet. Die Anwendung von Tabelle 5.2b ist für Ausmitten nach Theorie I. Ordnung $e \leq 0,25 b$ mit $e_{\max} = 100 \text{ mm}$ (s. Tabelle 6.2) begrenzt, eine Begrenzung auf Mindestwerte besteht nicht. Im Bild 6.8 sind die Branddauern nach Gleichung (5.7) bei Annahme der größten zulässigen Ausmitte nach Theorie I. Ordnung im Brandfall $e_1 \leq 0,25 b$ mit $e_{\max} = 100 \text{ mm}$ und im Bild 6.9 mit der kleinsten erforderlichen Ausmitte nach Theorie I. Ordnung im Brandfall $e_1 = e_i + e_0$ mit $e_0 = 0 \text{ mm}$ dargestellt.

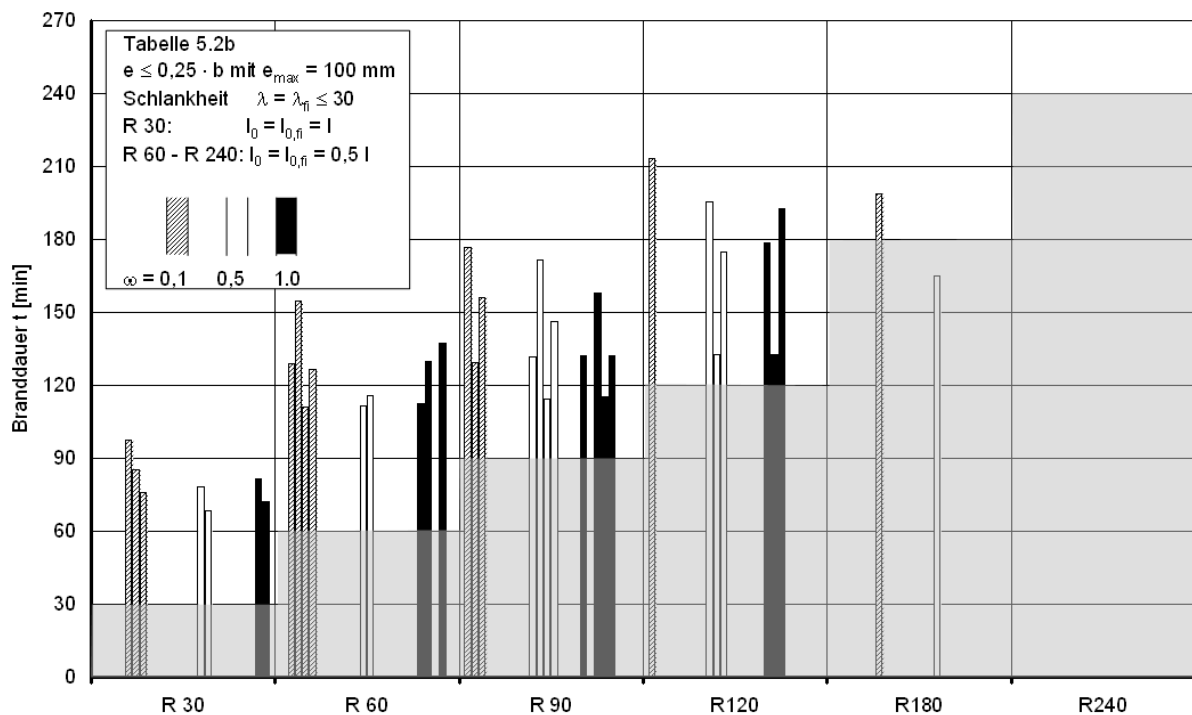


Bild 6.8 Branddauern nach Gleichung (5.7) für Querschnittswerte der Tabelle 5.2b mit der Ausmitte nach Theorie I. Ordnung im Brandfall $e_1 \leq 0,25 b$ mit $e_{\max} = 100 \text{ mm}$

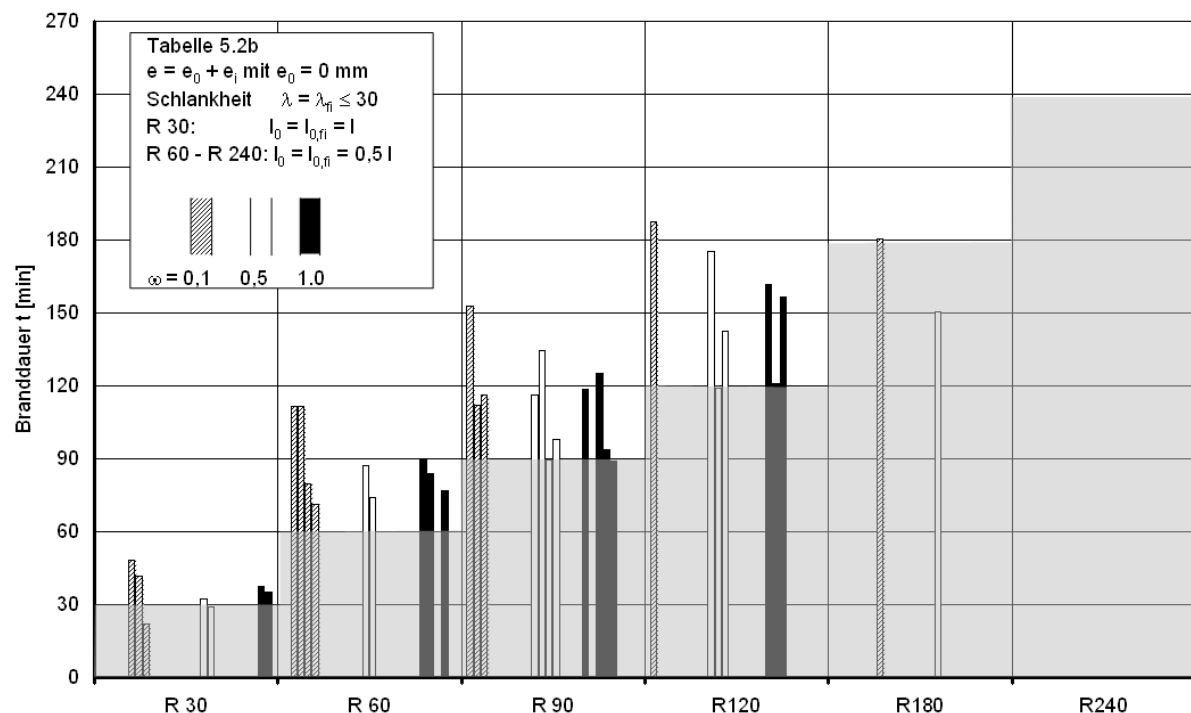


Bild 6.9 Branddauern nach Gleichung (5.7) für Querschnittswerte der Tabelle 5.2b mit der Ausmitte nach Theorie I. Ordnung im Brandfall $e_1 = e_i + e_0$ mit $e_0 = 0$ mm

Der Vergleich der Ergebnisse in Bild 6.8 und 6.9 zeigt den Einfluss der Ausmitte auf die berechneten Branddauern: für große Ausmitten werden hohe Branddauern (Bild 6.8), für kleine Ausmitten kurze Branddauern berechnet (Bild 6.9). Die berechneten Branddauern liegen bis auf zwei Ausnahmen (R 30, $\omega = 0,1$, $n = 0,7$ und R 180, $\omega = 0,5$, $n = 0,7$) über dem dunkel markierten Bereich der Feuerwiderstandsklasse. Damit können die Mindestquerschnitte der Tabelle 5.2b unter Beachtung des Bewehrungsgrades ω und des Lastniveaus n in die vorgegebene Feuerwiderstandsklasse eingestuft werden.

Die „Lücken“ in den Bildern 6.8 und 6.9 entstehen dadurch, dass die Mindestquerschnittsabmessungen der Tabelle 5.2b oder die daraus ermittelte Ersatzlänge im Brandfall $l_{0,fi}$ nicht im Bereich der Randbedingungen von Gleichung (5.7) liegen. Beispielsweise zeigt Bild 6.10, dass im Bereich der Feuerwiderstandsklasse R 30 annähernd alle Stützenlängen $l < 2,0$ m werden. Daraus wird in Verbindung mit EN 1992-1-2, 5.3.3 (3), Anmerkung 2 ($\lambda_{fi} = \lambda$; $l_{0,fi} = l_0$; $< R 30: l = l_0$) die Ersatzlänge im Brandfall $l_{0,fi} < 2,0$ m, d. h., die Randbedingung von Gleichung (5.7) $l_{0,fi} \geq 2,0$ m wird nicht eingehalten. Für hohe Feuerwiderstandsklassen ($> R 90$) sind die Mindestquerschnittsabmessungen größer als der Grenzwert für Gleichung (5.7) $b' \leq 450$ mm, so dass für diese Feuerwiderstandsklassen Gleichung (5.7) nicht angewendet werden darf.

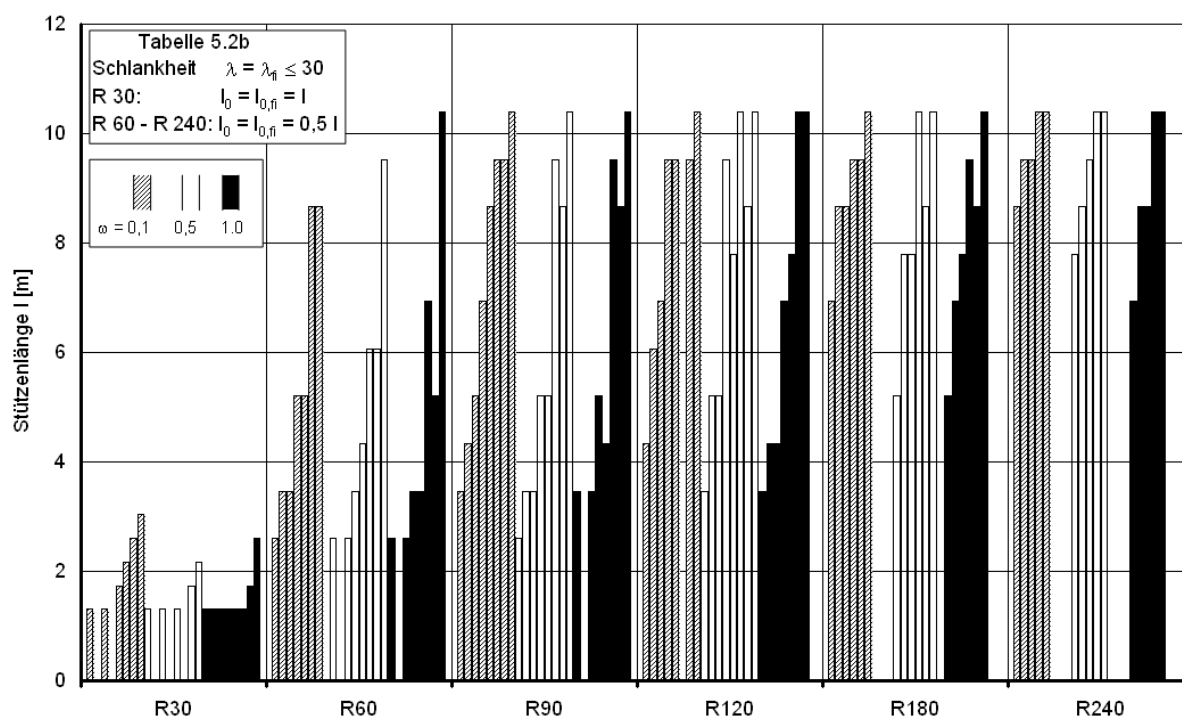


Bild 6.10 Stützenlänge l für die Mindestquerschnittsabmessungen von Tabelle 5.2b

Um den Ausnutzungsgrad μ_{fi} in Gleichung (5.7) berechnen zu können, wurden für die Querschnitte der Tabelle 5.2b die Bemessungswerte der Tragfähigkeit N_{Rd} mit Hilfe des Verfahrens mit Nenn-Krümmungen (Modellstützenverfahren) nach EN 1992-1-1, Abschnitt 5.8.8 [EN1992] berechnet. Die Bemessungswerte der Einwirkungen im Brandfall $N_{Ed,fi}$ wurden aus dem Lastniveau bei Normaltemperatur n nach Tabelle 6.2 ermittelt.

Zur Kontrolle der „Lücken“ in Bild 6.9 wurden drei Stützen aus Tabelle 5.2b der Feuerwiderstandsklassen R 90, R 120 und R180 mit dem allgemeinen Rechenverfahren STABA-F untersucht. Die konstruktiven Details der Stützen (Beton C 20/25, Bewehrung BSt 500) sind in Tabelle 6.4 zusammengestellt.

Tabelle 6.4 Stützen aus Tabelle 5.2b

F- klasse	Mechanischer Bew.-grad ω	Lastniveau n	b_{min} [mm]	a [mm]
R 90	0,5	0,7	600	40
R 120				50
R 180				75

Für die Ausmitte nach Theorie I. Ordnung im Brandfall wurde $e_1 = e_i + e_0 = 8,7$ mm mit $e_0 = 0$ mm berücksichtigt. Damit ergibt sich nach Bild 6.11 der Bemessungswert der Tragfähigkeit

der Stützen bei Normaltemperatur zu $N_{Rd} = -6100$ kN und der Bemessungswert der Längskraft im Brandfall $N_{Ed,fi} = 0,7 \cdot N_{Rd} = -4270$ kN.

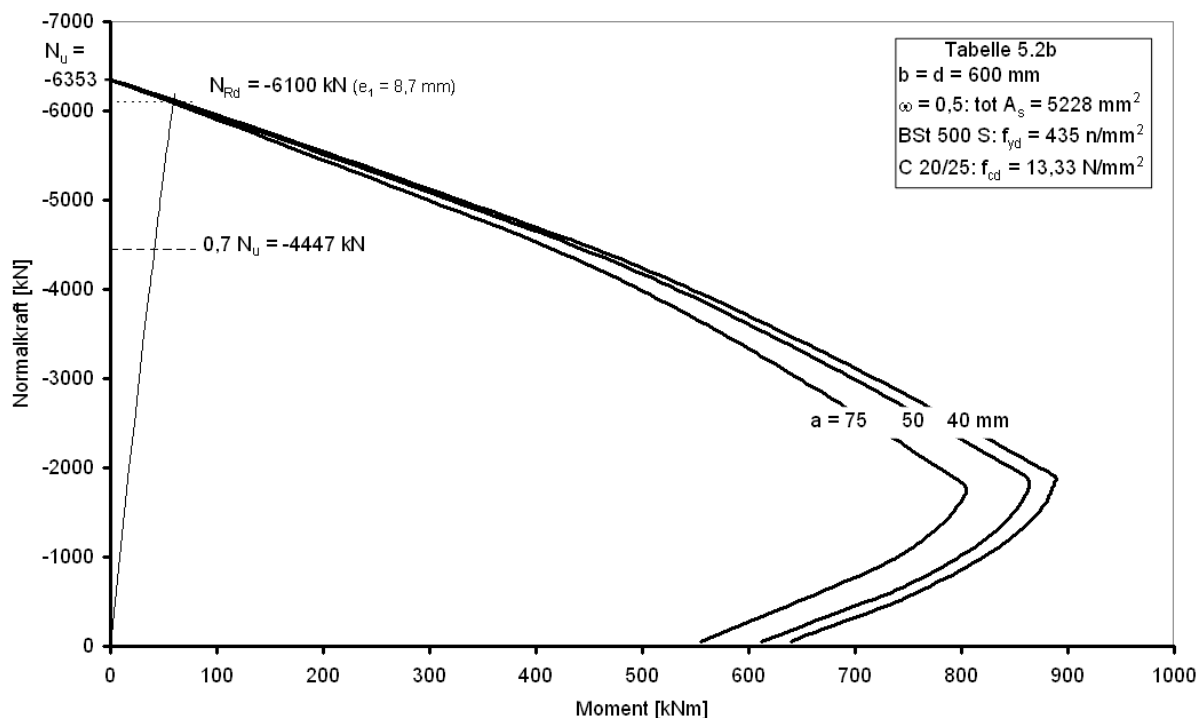


Bild 6.11 Ermittlung des Grenzzustandes der Tragfähigkeit für die Stützen der Tabelle 6.3

Nach Tabelle 5.2b wird der Bemessungswert der Längskraft im Brandfall aus der zentrischen Tragfähigkeit N_u ermittelt und damit $N_{Ed,fi} = n \cdot 0,7 \cdot N_u = 0,7 \cdot (-4447) = -3113$ kN.

Durch Tabelle 5.2b wird für Feuerwiderstandsklasse größer R 60 die maximale Beanspruchung im Brandfall nicht erfasst. Tabelle 5.2b deckt in diesem Anwendungsbereich nur ca. 70 % der maximalen Beanspruchung ($= 3113/4270$) ab bzw. begrenzt den Ausnutzungsgrad im Brandfall nach EN 1992-1-2, 5.3.2 (3) auf $\mu_{fi} \approx 0,51$.

In der Fußnote von Tabelle 5.2b werden für Stützenbreiten größer als 600 mm, die in der Tabelle durch (1) gekennzeichnet sind, genauere Untersuchungen hinsichtlich des Knickens als erforderlich bezeichnet. Da bei der brandschutztechnischen Bemessung von Stützen immer Imperfektionen nach EN 1992-1-1, Abschnitt 5.2 berücksichtigt werden müssen, muss der Begriff „Knicken“ durch „Verformungseinfluss infolge Theorie ii. Ordnung“ ersetzt werden. Dann stellt sich die Frage, was mit „genauere Untersuchungen“ gemeint ist, da nach EN 1992-1-2, Abschnitt 5.3.3 (3) in Tabelle 5.2b Verformungseinflüsse infolge Theorie II. Ordnung berücksichtigt sind.

In EN 1992-1-2, Abschnitt 5.3.3 (4) wird für Stützen mit $A_s \geq 0,02 \cdot A_c$ und einer Feuerwiderstandsdauer über 90 Minuten gefordert, dass die Längsstäbe über die Querschnittsseiten gleichmäßig verteilt werden. Damit soll verhindert werden, dass zu große Bewehrungsanteile

in den stark erwärmten Querschnittsecken liegen. Die Verteilung der Bewehrung richtet sich nach der Bemessung für Raumtemperatur: die Anordnung auf der Zug- und Druckseite oder auf jeder Seite des Querschnitts wird im Brandfall beibehalten.

6.3 Empfehlungen für die national festzulegenden Parameter

6.3.1 Methode A

Aufgrund der grundsätzlich guten Übereinstimmung zwischen

- a) den tabellierten Mindestquerschnittsabmessungen und Achsabständen in EN 1992-1-2, Abschnitt 5.3.2, Tabelle 5.2a und in DIN 4102 Teil 22, Tabelle 31 und
- b) der mit Gleichung (5.7) berechneten Branddauer und der Klassifizierung nach DIN 4102 Teil 22, Tabelle 31

stehen der Anwendung von Tabelle 5.2a und Gleichung (5.7) zur brandschutztechnischen Bemessung von Stahlbetonstützen unter folgenden Voraussetzungen nichts entgegen:

- die Definition der Ersatzlänge der Stütze im Brandfall wird in Abschnitt 5.3.2 (2), 1. Spiegelstrich und in Abschnitt 5.3.2 (4) ergänzt um „... $l_{0,fi} \leq 3$ m für Stützen mit Rechteckquerschnitt und $l_{0,fi} \leq 2,5$ m für Stützen mit Kreisquerschnitt“
- die erforderliche rotationsbehinderte Auflagerung der Stützenenden wird in 5.3.2 (2), Anmerkung 2 aufgenommen und die Einschränkung „einer erforderlichen Feuerwiderstandsdauer größer 30 Minuten“ wird gestrichen.

6.3.2 Methode B

Bei der stichpunktartigen Überprüfung von Tabelle 5.2b wurde festgestellt, dass

- d) in der Feuerwiderstandsklasse R 30 für die Mehrzahl der tabellierten Mindestquerschnittsabmessungen die Stützenlänge bei Normaltemperatur auf $l < 2$ m begrenzt ist,
- e) für Feuerwiderstandsklassen größer R 60 die maximale Beanspruchung im Brandfall auf $\mu_{fi} \approx 0,51$ beschränkt ist und
- f) der Hinweis auf die erforderliche rotationsbehinderte Auflagerung der Stützenenden fehlt.

Für den Nationalen Anhang wird vorgeschlagen, die Anwendung von Methode B nicht freizugeben.

7 EMPFEHLUNGEN FÜR REDAKTIONELLE ÄNDERUNGEN IN DER DEUTSCHEN FASSUNG

Tabelle 7.1 Empfehlungen für redaktionelle Änderungen in der deutschen Fassung EN 1992-1-2, Ausgabe April 2006

Nr.	Abschnitt EN 1992-1-2	Empfehlungen für redaktionelle Änderungen	Begründung
1	1.3	Ersetze: EN 1992-1-2 durch: EN 1992-1-1	Fehlerhafter Bezug
2	1.5.6	Er entsteht aus dem ursprünglichen Querschnitt durch Weglassen ...	Straffung des Textes
3	3.2.3 (5) Anmerkung	Ersetze: 3a durch: 3.2a ersetze: 3b durch: 3.2b	Fehlerhafter Bezug
4	3.4 (1)	Ersetze: für $860\text{ °C} < \theta \leq 120\text{ °C}$ durch: für $860\text{ °C} < \theta \leq 1200\text{ °C}$	Fehlerhafter Zahlenwert
5	4.6 (4)	Ersetze: ... (s.4.2) ... durch: ... (s. 5) ...	Fehlerhafter Bezug
6	5.3.1 (1) Anmerkung	Ersetze: Tabellarische Daten werden nur für ausgesteifte Bauwerke gegeben. Tabellarische Daten für nicht ausgesteifte Bauwerke ... durch: Methode A und Methode B gelten für Stützen in ausgesteiften Bauwerken. Berechnungsverfahren für Stützen in nicht ausgesteiften Bauwerken ...	Die Einschränkung gilt für tabellarische Daten und für Gleichung (5.7).
7	5.3.2 (1)	... Betonstützen in ausgesteiften Bauwerken kann ...	Die Einschränkung ist bereits in 5.3.1 (1) Anmerkung gemacht
8	5.3.2 (2) 1. Spiegelstrich	Ersetze: $e = M_{0Ed,fi} / N_{0Ed,fi} \leq e_{max}$ durch: $e = M_{0Ed,fi} / N_{Ed,fi} \leq e_{max}$	Die Bezeichnung N_{0Ed} wird EN 1992-1-1 nicht gebraucht

Nr.	Abschnitt EN 1992-1-2	Empfehlungen für redaktionelle Änderungen	Begründung
9	5.3.2 (2) Anmerkung 2	1. Zeile: ersetze l_0 durch $l_0 (2x)$ 2. Zeile: Für ausgesteifte Bauwerke ... 3. Zeile: ... für <u>Stützen</u> in innen liegenden <u>Geschossen</u> ... 3. Zeile: ... und für das oberste Stützen im obersten Geschoss zu ...	Druckfehler Die Einschränkung ist bereits in 5.3.1 (1) Anmerkung gemacht Klarstellungen im Text
10	5.3.2 (3)	Der Ausnutzungsgrad im Brandfall, μ_{fi} , gilt für Lastkombinationen aus Längskraft und Biegung sowie ...	Definition von μ_{fi} nach Abschnitt 1.6
11	5.3.2 (3)	N_{Rd} wird ... und einer Anfangs- Lastausmitte in der ...	Die Bezeichnung Anfangsausmitte wird in EN 1992-1-1 nicht gebraucht
12	5.3.2 (3) Anmerkung 1	... kann der Reduktionsfaktor η_{fi} anstelle ...	Bezeichnung von η_{fi} nach Abschnitt 1.6
13	Tabelle 5.2a Anmerkung	... berücksichtigt den empfohlenen Wert $\alpha_{cc} = 1,0$	Fehlerhafter Text
14	5.3.2 (4)	Ersetzte: Andere Werte für die tabellari- schen Daten können mit Gleichung (5.7) ermittelt werden: durch: Für die Berechnung der Brand- dauer darf Gleichung (5.7) verwendet werden:	Mit Gleichung (5.7) wird die Branddauer ermittelt und keine anderen Werte für Tabelle 5.2a (Mindestquerschnittsabmes- sungen und Achsabstände)
15	5.3.2 (4) Legende	Ergänze R Branddauer [min] letzte Zeile: Für die <u>Lastausmitte</u> nach ...	Dimension von R fehlt Ausmitte ist in EN 1992-1-1 nicht definiert
16	5.3.3 (2)	1. und 2. Spiegelstrich: ersetze $N_{0Ed,fi}$ durch $N_{Ed,fi}$ 3. Spiegelstrich: ... sein, damit wird die Mehrzahl der Stützen im normalen Hochbau abgedeckt.	Die Bezeichnung N_{0Ed} wird EN 1992-1-1 nicht gebraucht Kommentar, kein Normtext
17	5.3.3 (3)	... infolge Theorie II. Ordnung wurden auch berücksichtigt	Straffung im Text

Nr.	Abschnitt EN 1992-1-2	Empfehlungen für redaktionelle Änderungen	Begründung
18	5.3.3 (3) Anmerkung 2	2. Zeile: Für ausgesteifte Bauwerke ... 3. Zeile: ... für <u>Stützen</u> in innen liegenden Geschossen ... 3. Zeile: ... und für das oberste Stützen im obersten Geschoss zu ...	Klarstellungen im Text
19	6.2 (1)	Ersetze: Betongewichts durch: Zementgewichts ersetze: Silikatstaub durch: Silicastaub	Fehler in der deutschen Übersetzung Falscher Begriff
20	6.4.2.1 (1)	Schreibe: ... durchgeführt werden, z. B. B.1.	Die Methode wird im Abschnitt (2) genannt
21	6.4.2.1 (2)	Ersetze: ... von Anhang B ... durch: ... von Anhang B.1 ...	Vom Anhang B kann nur Methode B.1 verwendet werden
22	6.4.2.1 (3) Gleichung (6.4)	Ersetze: a_{z500} durch: a_{500}	Falscher Index
23	6.4.2.1 (4)	Ersetze: $k_c^2(\theta)$ durch: $[k_c(\theta_M)]^2$	Übereinstimmung mit der Formulierung in B.3.1 (5)
24	6.4.2.1 (5)	Ersetze: vollständigen Text von (5) durch: Die Bauteilerwärmung muss die Kriterien von B.1.1 (1) erfüllen.	Der vorhandene Text ist unverständlich; Angleichung im Englischen muss erfolgen
25	6.4.2.2 (2) Anmerkung	Ersetze: ... Tab. 6.1 ... durch: ... Tab. 6.1N ...	Fehlerhafter Bezug
26	6.4.2.2 (2) Tabelle 6.2N	Ersetze (3x): Brandbeanspruchte Platten in der ... durch (3x): Platten mit der Brandbeanspruchung in der ...	Klarstellungen im Text
27	6.4.2.1 (4)	Ersetze: vollständigen Text von (4) durch: Die Bauteilerwärmung muss den Kriterien von B.1.1 (1) entsprechen.	Der vorhandene Text ist unverständlich; Angleichung im Englischen muss erfolgen

Nr.	Abschnitt EN 1992-1-2	Empfehlungen für redaktionelle Änderungen	Begründung
28	6.4.3 (1)	Ersetze: ... kann auch für hochfesten Beton ... wenn die minimale Querschnittsabmessung ... durch: ... kann auch für Bauteile aus hochfestem Beton ... wenn die Mindestquerschnittsabmessungen ...	Klarstellungen im Text
29	Anhang A (1)	Ersetze: ... Stützen (Bilder A.11 - A.20). durch: ... Stützen (Bilder A.11 - A.20) unter Normbrandbedingungen.	Normbrand als Brandeinwirkung fehlt als Randbedingung für die Bilder A.2 bis A.20
30	Anhang B.1.1 (3)	... umfasst eine allgemeine Verkleinerung ...	Straffung im Text
31	Anhang B.1.1 (4)	Ersetze: ... dass beschädigter, ... durch: ... dass geschädigter, ...	Klarstellung im Text
32	Anhang B.1.1 (5)	... stimmt der tatsächliche reduzierte Querschnitt im Brandfall mit Bild B.1a) oder Bild B.1b) überein.	Klarstellung im Text
33	Anhang B1.2 (2) Legende Bild B.2	b_{fi} Breite des tatsächlichen reduzierten Querschnitts (s. Bild B.1)	Klarstellung im Text
34	Anhang B.1.2 (3) Legende Gl. (B.1)	Ersetze: Bild 4.11 durch: Bild 4.1	Fehlerhafter Bezug
35	Anhang B.3.1 Kapitelüberschrift	Ersetze: Knicken durch: Tragverhalten	Siehe Definition von Knicken in EN 1991-1, Abschnitt 5.8.1
36	Anhang B.3.1 (3)	Ersetze: EN 1992-1, Abschnitt 5 durch: EN 1992-1-1, Abschnitt 5.8.8	Fehlerhafter Bezug
37	Anhang B.3.1 (5), Legende, letzte Zeile	Ersetze: Tabelle 3.2 durch: Tabelle 3.2a oder 3.2b	Fehlerhafter Bezug
38	Anhang B.3.2 (6) 3. Zeile	Ersetze: Tabelle 3.2 durch: Tabelle 3.2a oder 3.2b	Fehlerhafter Bezug
39	Anhang B.3.2, Bild B.7	Ersetze: EN 1992-1-1, C.5.8 durch: EN 1992-1-1, Abschnitt 5.8.8.2 (4)	Fehlerhafter Bezug

8 ZUSAMMENFASSUNG

Die Empfehlungen für die national festzulegenden Parameter werden in Tabelle 8.1 für die Parameter, die im Nationalen Anhang aufgenommen werden können, zusammenfassend wiedergegeben. In Tabelle 8.2 ist die Bewertung für die zusätzlich durchgeführte Untersuchung der Bemessungsverfahren für Stützen zusammengefasst.

Tabelle 8.1 Zusammenstellung der Empfehlungen für die national festzulegenden Parameter

Nr.	EN 1992 Teil 1-2	Regelgegenstand	Empfehlung für die national festzulegenden Parameter	Ab- schnitt
1	2.1.3 (2)	Temperaturerhöhung bei parameterabhängigen Brandbeanspruchung	$\Delta T_1 = 200 \text{ K}$ und $\Delta T_2 = 240 \text{ K}$	3.1
2	2.3 (2)P	Teilsicherheitsbeiwerte $\gamma_{M,fi}$	$\gamma_{M,fi} = 1,0$	3.2
3	3.2.3 (5)	Klasse N und X für Betonstahl	Beide Klasse zur Anwendung freigeben	4.1
4	3.2.4 (2)	Klasse A und B für Spannstahl	Beide Klasse zur Anwendung freigeben	4.2
5	3.3.3 (1)	Thermische Leitfähigkeit von Normalbeton	Obere Grenzfunktion für die Wärmeleitfähigkeit aus 3.3.3 (2)	3.7
6	4.1 (1)P	Allgemeine Rechenverfahren	Zur Anwendung freigeben, mit der Einschränkung, dass die Anwender über ausreichende Kenntnis und Erfahrung verfügen	2.1
7	4.5.1 (2)	Feuchtigkeitsgehalt	$k \leq 4 \text{ Gew.-%}$	3.6
8	5.2 (3)	Reduktionsfaktor η_{fi}	$\eta_{fi} = 0,7$ mit $\gamma_G = 1,35$; $\gamma_{Q,1} = 1,0$; $\gamma_{GA} = 1,0$; $\gamma_Q = 1,5$	3.4
9	5.3.2 (2)	Lastausmitte	In Abschnitt 5.3.2 (2) den zweiten Spiegelstrich ersatzlos streichen	3.5
10	5.6.1 (1)	Stegdicke bei profilierten Stahlbetonträgern Klasse WA, WB und WC	National anzuwendende Werte für die Stegdicke b_w nach Klasse WC	4.3
11	5.7.3 (2)	Rotationsfähigkeit von Durchlaufplatten und -balken	Die vorhandene Regelung aus DIN 4102-4 übernehmen, dafür den vorhandenen Text anpassen	2.2
12	6.1 (5)	Festigkeitsabfall bei hochfestem Beton in Tabelle 6.1N	Tabelle 6.1N zur Anwendung nicht freigeben	4.4

Nr.	EN 1992 Teil 1-2	Regelgegenstand	Empfehlung für die national festzulegenden Parameter	Ab- schnitt
13	6.2 (2)	Methode A bis D zur Vermeidung / Verringerung von Abplatzungen bei hochfestem Beton	Anwendung der Methoden A bis D empfehlen; bei Methode D mit der Einschränkung, den Anteil an Polypropylenfasern auf den w/b-Wert zu beziehen	2.3
14	6.3 (1)P	Thermische Leitfähigkeit von hoch- festem Beton	Obere Grenzfunktion für die Wärmeleitfähigkeit aus 3.3.3 (2)	3.7
15	6.4.2.1 (3)	Faktoren k für Querschnittsreduzie- rung von Bauteilen aus hochfestem Beton	Faktoren k - zur Überprüfung der Tragfä- higkeit von Stützen und Wän- den aus hochfestem Beton im Brandfall nicht zulassen - zur Vergrößerung der tabel- lierten Mindestquerschnittsab- messungen und Achsabstände aus Abschnitt 5 für Bauteile aus hochfestem Beton zulassen.	3.8
16	6.4.2.2 (2)	Reduktionsfaktoren k_m für die Mo- mententragfähigkeit von Bauteilen aus hochfestem Beton	Reduktionsfaktors k_m zur Ermitt- lung der Momententragfähigkeit von Bauteilen aus hochfestem Beton nicht zulassen.	3.9
17	Anhang A (informativ)	Temperaturprofile	Anwendung der Temperatur- profile im Anhang A freigeben	5.1
18	Anhang B (informativ)	Vereinfachte Rechenverfahren B.1 500 °C Isothermen Methode B.2 Zonen Methode B.3 Methode (...) durch Abschät- zung der Krümmung	B.1: Anwendung nicht freigeben B.2: Anwendung freigeben B.3: Anwendung nicht freigeben	5.2
19	Anhang C (informativ)	Knicken von Stützen unter Brand- beanspruchung, Tabelle C.1 bis C.9	Tabelle C.1 bis C.9 zur Anwen- dung nicht freigeben	5.3
20	Anhang D (informativ)	Berechnungsmethoden für Schub, Torsion und Verankerung der Be- wehrung	Anwendung der Berechnungs- methoden nicht freigeben	5.4
21	Anhang E (informativ)	Vereinfachte Rechenverfahren für Balken und Platten	Rechenverfahren zur Anwen- dung freigeben	5.5

Tabelle 8.2 Beurteilung der Methode A und B zur brandschutztechnischen Bemessung von Stützen

Nr.	EN 1992 Teil 1-2	Regelgegenstand	Beurteilung	Ab- schnitt
1	5.3.2	Brandschutztechnische Bemessung von Stützen mit Methode A (Tabelle 5.2a und Gl. (5.7) oder Methode B (Tabelle 5.2b)	Methode A zur Anwendung bei Einhaltung der Voraussetzungen von 6.3.1 freigeben Methode B zur Anwendung nicht freigeben	6

9 LITERATUR

- [AnPe91] Anderberg, Y.; Pettersson, O.: Brandteknisk dimensionering av Betong Konstruktioner. Statens rad för byggnadsforskning, Stockholm, 1991.
- [DIN1045-1] DIN 1045-1: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton. Teil 1: Bemessung und Konstruktion. Ausgabe Juli 2001.
- [DIN1055] DIN 1955-100 Einwirkungen auf Tragwerke. Teil 100: Grundlagen der Tragwerksplanung, Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln. Ausgabe März 2001/1.
- [DIN1363] DIN EN 1363-1: Feuerwiderstandsprüfungen. Teil 1: Allgemeine Anforderungen. Deutsche Fassung EN 1363-1:1999. Ausgabe Oktober 1999.
- [DIN4102] DIN 4102 Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen; Beuth Verlag, Berlin.
Teil 2: Bauteile: Begriffe, Anforderungen und Prüfungen. September 1977
Teil 4: Zusammenstellung und Anwendung klassifizierter Baustoffe, Bauteile und Sonderbauteile. März 1994
Teil 22: Anwendungsnorm zu DIN 4102-4 auf der Bemessungsbasis von Teilsicherheitsbeiwerten. November 2004
Teil 4/A.1: Änderungen A1, November 2004.
- [DoBa95] Dotreppe, J.-C.; Baus, R.; Franssen, J.-M.; Brüls, A.; Vanderzeypen, Y.: Dimensionnement des colonnes en béton et armé en considérant le problème de la résistance au feu. Rapport de Clôture, Convention F.R.F.C. No. 29010.90/F, Service des Ponts et Charpentes, Université de Liège, 1995.
- [Els04] Elsner, C.: Bestimmung von national festzulegenden Parametern (NPD) im Nationalen Anhang zu EN 1992-1-2. Diplomarbeit. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig. 2004.
- [EN1992] EN 1992-1-1. Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau. Deutsche Fassung, Dezember 2004.
- [ENV92] DIN V ENV 1992-1-2: 1992: Eurocode 2. Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall. Deutsche Fassung ENV 1992-1-2: Mai 1997.
- [FIP79] Internationale Erfahrungen mit Beton im Brandschutz. Ein CEM BUREAU-Bericht, erstellt mit Unterstützung der FIP. Beton-Verlag GmbH, Düsseldorf, 1979.
- [Fran02] Franssen, J.-M.: Design of concrete columns based on EC2 tabulated data – a critical review. 2. International Workshop “Structures in Fire”. Christchurch, March 2002.
- [Fran04] Franssen, J.-M.: Design of concrete columns based on EC2 tabulated data – a critical review. Third International Workshop “Structures in Fire”. Proceedings. Ottawa, May 2004.
- [Gra94] Grauers, K.; Cederwall K.; Gylltoft, K.: Anchorage and Shear in Concrete Structures Exposed to Fire – a Literature review. Brandforsk – project M.53. SP report 1994:02; SP Swedish National Testing and Research Institute, Fire Technology and Building Technology. Boras (Sweden), 1994.

- [Has86] Hass, R.: Zur praxisgerechten brandschutztechnischen Beurteilung von Stützen aus Stahl und Beton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz (iBMB) der Technischen Universität Braunschweig, Heft 69, 1986.
- [HoKa04] Hosser, D.; Kampmeier, B.; Zehfuß, J.: Überprüfung der Anwendbarkeit von alternativen Ansätzen nach Eurocode 1 Teil 1-2 zur Festlegung von Brandschutzanforderungen bei Gebäuden. Forschungsbericht im Auftrag des Deutschen Instituts für Bautechnik, Aktenzeichen ZP 52-5-3.83-1041/103. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, Dezember 2004.
- [HoNa96] Hosser, D.; Nause, P.: Zur Ermittlung des Brandverhaltens von Druckgliedern aus hochfestem Beton – Schaffung von Berechnungsgrundlagen für das Trag- und Verformungsverhalten unter Feuerangriff. AIF 9817 und DBV 177. Forschungsbericht des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1996.
- [HoRi04] Hosser, D.; Richter, E.; Wöckener, A.: Ermittlung der Wärmeleitfähigkeit von Beton aus dem Schlusssentwurf EN 1992-1-2 Fassung 10/02 durch Vergleich von berechneten und gemessenen Temperaturen. Forschungsauftrag des Deutschen Instituts für Bautechnik, Aktenzeichen P32-5-7.225-1047/03. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, Oktober 2004.
- [HoRi05] Hosser, D.; Richter, E.; Theune, M.: Anpassung der Mindestquerschnittsabmessungen von Stahlbetonstützen in Tabelle 31 von DIN 4102-4 bei Bemessung der Stützen nach DIN 1045-1 (07.01). Forschungsbericht im Auftrag des Deutschen Instituts für Bautechnik, Aktenzeichen ZP 52-5-7.260-/05. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, Dezember 2005.
- [HoWe07] Hosser, D.; Weilert, A.: Erarbeitung eines Sicherheitskonzeptes für die brandschutztechnische Bemessung unter Anwendung von Ingenieurmethoden gemäß Eurocode 1 Teil 1-2. Forschungsauftrag des Deutschen Instituts für Bautechnik DIBt, Aktenzeichen ZP 52-5-4.168-1239/07.
- [KoKr84] Kordina, K.; Krampf, L.: Empfehlungen für brandschutztechnisch richtiges Konstruieren von Betonbauwerken. Beitrag in: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 352. Verlag W. Ernst & Sohn, Berlin, 1984.
- [KoMo99] Kordina, K.; Meyer-Ottens, C.: Beton Brandschutz Handbuch. 1. Auflage, Beton-Verlag GmbH, Düsseldorf, 1981 und 2. Auflage, Verlag Bau + Technik, Düsseldorf, 1999.
- [KoQu94] Kordina, K.; Quast, U.: Bemessung der Stahlbetonbauteile. Teil L II: Bemessung von schlanken Bauteilen – Knicksicherheitsnachweis. Betonkalender 1994. Verlag Ernst & Sohn. Berlin. 1994.
- [KoQu95] Kordina, K.; Quast, U.: Bemessung von schlanken Bauteilen für den durch Tragwerksverformungen beeinflussten Grenzzustand der Tragfähigkeit - Stabilitätsnachweis. Betonkalender 1995, Teil 1. Verlag Ernst & Sohn, Berlin. 1995.
- [KoWe79] Kordina, K.; Wesche, J.: Stahlbetondurchlaufkonstruktionen unter Feuerangriff bei Variierung von Stahlart und -güte der Biegezugbewehrung im Stützbereich. Forschungsbericht im Auftrag des Innenministers des Landes Nordrhein-Westfalen (Az. VBI-72.02 Nr. 40/73). Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz (iBMB) der Technischen Universität Braunschweig, 1979 (unveröffentlicht)

- [LieWo88] Lie, T. T.; Woolerton, J. L.: Fire resistance of reinforced concrete columns – Test results. Int. Report No. 569, National Research Council, Institute for Research in Construction, Ottawa, 1988.
- [MC82] Model Code for Fire Design of Concrete Structures / Design of Concrete Structures for Fire Resistance. Bulletin d'Information No. 145 / No. 174, Comité Euro-International du Béton. Paris 01/1982 / 02/1987.
- [Mo74] Meyer-Ottens, C.: Abplatzversuche an Prüfkörpern aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton bei verschiedenen Temperaturbeanspruchungen. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 241. Verlag W. Ernst & Sohn, Berlin, 1974.
- [Mo75] Meyer-Ottens, C.: Zur Frage der Abplatzungen an Betonbauteilen aus Normalbeton bei Brandbeanspruchung. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 248. Verlag W. Ernst & Sohn, Berlin, 1975.
- [NADB99] Belgian Application Document (NAD:1999) Eurocode 2 Design of concrete structures, Part 1-2 General rules – Structural fire design. Institut Belge de Normalisation, Avenue de la Brabanconne 29, 10000 Bruxelles. February 1999.
- [NADD05] DIN V 1990/NA1:2005-07. Nationaler Anhang zu DIN V 1990. Beuth Verlag, Berlin. 2005.
- [Nau05] Nause, P.: Berechnungsgrundlagen für das Brandverhalten von Druckgliedern aus hochfestem Beton. Dissertation. Technische Universität Braunschweig. 2005.
- [QuHa84] Quast, U.; Hass, R.; Rudolph, K.: STABA-F – Berechnung des Trag- und Verformungsverhaltens von einachsig gespannten Bauteilen unter Feuerangriff. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz (iBMB) der Technischen Universität Braunschweig, 1984.
- [Ric06] Richter, E.: Nachweis baulicher Brandschutzmaßnahmen. Kapitel 6 im vfdB-Leitfaden „Ingenieurmethoden des Brandschutzes“. Herausgeber D. Hosser. vfdB TB 04/01. Mai 2006.
- [Ric87] Richter, E.: Zur Berechnung der Biegetragfähigkeit brandbeanspruchter Spannbetonbauteile unter Berücksichtigung geeigneter Vereinfachungen für die Materialgesetze. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz (iBMB) der Technischen Universität Braunschweig, Heft 80, 1987.
- [RiZe00] Richter, E.; Zehfuß, J.: Brandschutzbemessung im Stahlbetonbau. DIN V ENV 1992-1-2 – Eurocode 2 Teil 1-2. In Hosser (Hrsg.): Brandschutz in Europa – Bemessung nach Eurocodes. Beuth-Kommentare. Beuth Verlag GmbH, 2000.
- [RiZe98] Richter, E.; Zehfuß, J.: Erläuterungen und Anwendungshilfen für die brandschutztechnische Bemessung mit Eurocode 2 Teil 1-2. In Hosser et al: Gleichwertigkeit von Brandschutznachweisen nach Eurocode und DIN 4102-4. Forschungsbericht im Auftrag des Deutschen Instituts für Bautechnik, Braunschweig, November 1998.
- [Schn02] Schnetgöke, R.: Vergleichende Untersuchungen zur brandschutztechnischen Bemessung von Stahlbetonstützen nach ENV 1992-1-2:1995 und EN 1992-1-2, October 2002. Diplomarbeit. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig. 2002.
- [ScKe04] Schaumann, P.; Kettner, F.; Ostherr, S.: Bestimmung der thermischen Materialkennwerte von Normalbeton für die brandschutztechnische Bemessung von Verbundbauteilen nach EC 4-1-2. Forschungsauftrag des Deutschen Instituts für Bautechnik, Aktenzeichen P32-5-17.13-1051/03. Institut für Stahlbau der Universität Hannover, Juli 2004.

- [Wal77] Walter, R.: Brandversuche an Stahlbetonstützen ohne Längsdehnungsbehinderung. Bericht aus dem Sonderforschungsbereich 148 „Brandverhalten von Bauteilen“ der Technischen Universität Braunschweig. Institutsinterner Arbeitsbericht, Braunschweig, 1977
- [Whi92] Whittle, R.: Continuous Slab Examples. Vergleichsrechnungen im Rahmen der Arbeiten vom CEN/TC250/SC2-Project Team, 1992 (unveröffentlicht)
- [Wie88] Wiese, J.: Zum Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonplatten unter partieller Brandbeanspruchung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz (iBMB) der Technischen Universität Braunschweig, Heft 84, 1988.