

	<p style="text-align: center;">Eurocode 2</p> <p style="text-align: center;">Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall Deutsche Fassung ENV 1992-1-2 : 1995</p>	<p style="text-align: center;">Vornorm</p> <p style="text-align: center;">DIN V ENV 1992-1-2</p>
<p>ICS 13.220.20; 91.010.30; 91.080.40</p> <p>Deskriptoren: Bauwesen, Betonbau, Brand, Bemessung, Planung</p> <p>Eurocode 2 – Design of concrete structures – Part 1-2: General rules – Structural fire design; German version ENV 1992-1-2: 1995</p> <p>Eurocode 2 – Calcul des structures en béton – Partie 1-2: Règles générales – Calcul du comportement au feu; Version allemande ENV 1992-1-2 : 1995</p> <h1 style="text-align: center;">ARCHIV</h1> <p>Diese Europäische Vornorm ENV 1992-1-2:1995 wurde im Auftrag der KEG fertiggestellt und wird vom CEN bzw. von dessen Mitgliedern veröffentlicht.</p> <p>Zu dieser Vornorm wurde kein Entwurf veröffentlicht.</p> <p>Nationales Vorwort</p> <p>Die Anwendung ist in Deutschland nur in Verbindung mit dem Nationalen Anwendungsdokument zu Eurocode 2: Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall¹⁾ und den entsprechenden bauaufsichtlichen Erlassen möglich.</p> <p>Dieses Anwendungsdokument gilt zusammen mit den bauaufsichtlichen Erlassen als das Nationale Anwendungsdokument für Deutschland gemäß Vorwort von (13) bis (15). Das Vorwort gibt weiterhin spezielle Hinweise auf Besonderheiten dieser Vornorm.</p> <p>Bei der Vorbereitung der deutschen Übersetzung wurde, soweit dies möglich war, auf die sprachlichen Regelungen und Formulierungen des Deutschen Normenwerkes zurückgegriffen.</p> <p>Stellungnahmen zur DIN V ENV 1992-1-2 sind erbeten an den Normenausschuß Bauwesen, Burggrafenstr. 6, 10787 Berlin.</p> <p>¹⁾ Zu beziehen durch den Beuth Verlag GmbH, 10772 Berlin, 50672 Köln (Herausgeber: NABau im DIN – Deutsches Institut für Normung e.V.)</p> <p style="text-align: right;">Fortsetzung 66 Seiten ENV</p> <p style="text-align: center;">Normenausschuß Bauwesen (NABau) im DIN Deutsches Institut für Normung e.V.</p>		

ICS 91.040.00, 91.080.40

Deskriptoren: Bauwesen, Stahlbetonbau, Entwurf, Bemessung, Feuerwiderstand

Deutsche Fassung

Eurocode 2

Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken

Teil 1-2: Allgemeine Regeln - Tragwerksbemessung für den Brandfall

Eurocode 2 - Design of concrete structures –
 Part 1-2: General rules – Structural fire design

Eurocode 2 - Calcul des structures en
 béton – Partie 1-2: Règles générales – Calcul du
 comportement au feu

Diese Europäische Vornorm (ENV) wurde von CEN am 1994-01-14 als eine künftige Norm zur vorläufigen Anwendung angenommen. Die Gültigkeit dieser ENV ist zunächst auf drei Jahre begrenzt. Nach zwei Jahren werden die Mitglieder des CEN gebeten, ihre Stellungnahmen abzugeben, insbesondere über die Frage, ob die ENV in eine Europäische Norm (EN) umgewandelt werden kann.

Die CEN-Mitglieder sind verpflichtet, das Vorhandensein dieser ENV in der gleichen Weise wie bei einer EN anzukündigen und die ENV auf nationaler Ebene unverzüglich in geeigneter Weise verfügbar zu machen. Es ist zulässig, entgegenstehende nationale Normen bis zur Entscheidung über eine mögliche Umwandlung der ENV in eine EN (parallel zur ENV), beizubehalten.

CEN-Mitglieder sind die nationalen Normungsinstitute von Belgien, Dänemark, Deutschland, Finnland, Frankreich, Griechenland, Irland, Island, Italien, Luxemburg, Niederlande, Norwegen, Österreich, Portugal, Schweden, Schweiz, Spanien und dem Vereinigten Königreich.

CEN

Europäisches Komitee für Normung
 European Committee for Standardization
 Comité Européen de Normalisation

Zentralsekretariat: rue de Stassart 36, B 1050 Brüssel

Inhalt

	Seite
Vorwort	4
1 Allgemeines	5
1.1 Geltungsbereich	5
1.2 Unterscheidung zwischen Prinzipien und Anwendungsregeln	6
1.3 Hinweise auf Normen	6
1.4 Definitionen	6
1.4.1 Kritische Temperatur der Bewehrung	6
1.4.2 Bemessungsbrand	6
1.4.3 Beanspruchungen E	6
1.4.4 Brandabschnitt	6
1.4.5 Feuerwiderstandsfähigkeit	7
1.4.6 Gesamttragwerksberechnung (im Brandfall)	7
1.4.7 Indirekte Brandeinwirkungen	7
1.4.8 Raumabschlußkriterium "E"	7
1.4.9 Tragfähigkeitskriterium "R"	7
1.4.10 Tragfähigkeit	7
1.4.11 Bauteilberechnung (für den Brandfall)	7
1.4.12 Bemessung für Normaltemperatur	7
1.4.13 Geschützte Bauteile	7
1.4.14 Raumabschließende Funktion	7
1.4.15 Raumabschließende Bauteile	7
1.4.16 Feuerwiderstandsfähigkeit bei Normbrand	7
1.4.17 Tragende Bauteile	8
1.4.18 Berechnung von Teiltragwerken (für den Brandfall)	8
1.4.19 Auflager- und Randbedingungen	8
1.4.20 Temperaturberechnung	8
1.4.21 Temperaturzeitkurven	8
1.4.22 Thermische Einwirkungen	8
1.4.23 Wärmedämmkriterium "I"	8
1.5 Bezeichnungen (Symbole)	8
1.6 Einheiten	9
2 Grundprinzipien	9
2.1 Anforderungen an das Tragwerksverhalten	9
2.2 Einwirkungen	10
2.3 Bemessungswerte der Materialeigenschaften	10
2.4 Nachweismethoden	10
2.4.1 Allgemeines	10
2.4.2 Gesamttragwerksberechnung	10
2.4.3 Teiltragwerksberechnung	11
2.4.4 Bauteilberechnung	12
2.4.5 Versuche	12
3 Materialeigenschaften	12
3.1 Allgemeines	12
3.2 Beton	13
3.3 Stahl	13
4 Tragwerksbemessung für den Brandfall	15
4.1 Allgemeines	15
4.2 Tabellarische Daten	16
4.2.1 Geltungsbereich	16
4.2.2 Allgemeine Bemessungsregeln	16
4.2.3 Stützen	19
4.2.4 Wände	20
4.2.5 Zugglieder	21
4.2.6 Balken	21
4.2.7 Platten	27

4.3	Vereinfachtes Rechenverfahren	31
4.3.1	Allgemeines	31
4.3.2	Temperaturprofile	32
4.3.3	Reduzierter Querschnitt	32
4.4	Allgemeine Rechenverfahren	35
4.4.1	Allgemeines	35
4.4.2	Thermische Analyse	35
4.4.3	Mechanische Analyse	35
4.4.4	Gültigkeit allgemeiner Rechenverfahren	36
4.5	Schub und Torsion	36
4.6	Verankerungen	36
5	Schutzschichten	37
Anhang A	(informativ) Zusätzliche Informationen über Materialeigenschaften	38
Anhang B	(informativ) Temperaturprofile und reduzierter Querschnitt	56
Anhang C	(informativ) Vereinfachtes Rechenverfahren für Balken und Platten	60
Anhang D	(informativ) Ein Verfahren für den Nachweis des Tragwerkverhaltens von Stahlbetonbauteilen unter Brandeinwirkung	62

Vorwort

Ziele der Eurocodes

- (1) Die Eurocodes für den konstruktiven Ingenieurbau umfassen eine Gruppe von Normen für die Bemessung der Tragwerke einschließlich der Gründung von Hoch- und Ingenieurbauwerken.
- (2) Sie decken die Bereiche Bauausführung und Überwachung nur insoweit ab, als es notwendig ist, die Güte der Bauprodukte zu kennzeichnen und den Grad der erforderlichen handwerklichen Fähigkeiten mit den Vorgaben der Bemessungsregeln in Übereinstimmung zu bringen.
- (3) Solange bis das erforderliche Paket harmonisierter technischer Regelwerke für die Bauprodukte und die Prüfverfahren für deren Eigenschaften zur Verfügung steht, decken einige Eurocodes für den konstruktiven Ingenieurbau einen Teil dieser Gesichtspunkte in informativen Anhängen ab.

Hintergrund des Eurocode-Programms

- (4) Die Kommission der Europäischen Gemeinschaften (KEG) gab den Anstoß zur Erarbeitung eines Pakets harmonisierter technischer Regeln für die Bemessung von Hoch- und Ingenieurbauwerken. Sie sollen in der Anfangsphase als Alternative zu den in den verschiedenen Mitgliedstaaten geltenden, unterschiedlichen Regelwerken dienen und diese eines Tages ersetzen. Diese technischen Regeln wurden als konstruktive Eurocodes bekannt.
- (5) Nach Beratung mit den betreffenden Mitgliedstaaten übertrug die Kommission im Jahre 1990 die Arbeit der Weiterentwicklung, Herausgabe und Aktualisierung der Eurocodes für den konstruktiven Ingenieurbau auf die europäische Normungsorganisation CEN. Das EFTA-Sekretariat unterstützte diese CEN-Aufgabe.
- (6) Das Technische Komitee CEN/TC 250 ist für alle Eurocodes des konstruktiven Ingenieurbaus zuständig.

Eurocode Programm

- (7) Die Arbeit umfaßt die folgenden, jeweils aus mehreren Teilen bestehenden *Eurocodes* für den konstruktiven Ingenieurbau:

- EN 1991 Eurocode 1
Grundlagen der Tragwerksplanung und Einwirkungen auf Tragwerke
- EN 1992 Eurocode 2
Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken
- EN 1993 Eurocode 3
Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten
- EN 1994 Eurocode 4
Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton
- EN 1995 Eurocode 5
Bemessung und Konstruktion von Holzbauten
- EN 1996 Eurocode 6
Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten
- EN 1997 Eurocode 7
Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik
- EN 1998 Eurocode 8
Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben
- EN 1999 Eurocode 9
Entwurf, Berechnung und Bemessung von Aluminiumkonstruktionen

- (8) CEN/TC 250 hat für die vorstehend genannten, verschiedenen Eurocodes je ein eigenes Unterkomitee eingesetzt.
- (9) Dieser Teil 1-2 von Eurocode 2 wird als europäische Vornorm (ENV) mit einer anfänglichen Laufzeit von drei Jahren veröffentlicht.
- (10) Diese Vornorm ist zur versuchsweisen Anwendung in der Praxis und Erarbeitung von Stellungnahmen zu ihrem Inhalt bestimmt.

(11) Nach etwa zwei Jahren werden die CEN-Mitglieder aufgefordert, offiziell Stellungnahmen zu dieser Vornorm abzugeben. Diese sind bei Festlegung der weiteren Arbeit zu berücksichtigen.

(12) Zwischenzeitlich entstehende Rückfragen sowie Stellungnahmen zu dieser Vornorm sind an das Sekretariat von CEN/TC 25/SC 2 unter der Anschrift:

Deutsches Institut für Normung e.V. (DIN)
Burggrafenstraße 6
D-10787 Berlin
Telefon: (+49) 30-2601-2501
Telefax: (+49) 30-2601-1231

oder an die nationale Normungsorganisation des jeweiligen Mitgliedstaates zu schicken.

Nationale Anwendungsdokumente (NAD's)

(13) Im Hinblick auf die Verantwortung der Behörden der Mitgliedstaaten für Sicherheit, Gesundheit und andere Fragen, die von den wesentlichen Anforderungen der Bauproduktenrichtlinie (BPR) abgedeckt werden, sind bestimmte Sicherheitselemente in diesen Vornormen als indikative Werte angegeben, gekennzeichnet mit | _ | ("Klammerwerte"). Es wird davon ausgegangen, daß die Behörden jedes Landes diesen Sicherheitselementen feste Zahlenwerte zuordnen.

(14) Einige der diese Vornorm stützenden europäischen oder internationalen Normen stehen möglicherweise bei Herausgabe dieser Vornorm noch nicht zur Verfügung. Deshalb wird erwartet, daß von jedem Mitgliedstaat oder dessen Normungsorganisation ein nationales Anwendungsdokument (NAD) herausgegeben wird, das für die Sicherheitselemente feste Zahlenwerte enthält, auf kompatible, unterstützende Normen Bezug nimmt und als nationaler *Leitfaden* zur Anwendung dieser Vornorm anzusehen ist.

(15) Diese Vornorm soll zusammen mit dem gültigen NAD desjenigen Landes verwendet werden, in dem sich das Hoch- oder Ingenieurbauwerk befindet.

Besonderheiten dieser Vornorm

(16) Der Geltungsbereich von Eurocode 2 ist in ENV 1992-1-1, Abschnitt 1.1.1, derjenige des vorliegenden Teils 1-2 von Eurocode 2 in Abschnitt 1.1 definiert. Zusätzliche, noch geplante Teile von Eurocode 2 sind in ENV 1992-1-1, Abschnitt 1.1.3, aufgeführt; sie behandeln zusätzliche Technologien oder Anwendungsbereiche und ergänzen oder ersetzen Teil 1-1.

(17) Bei Anwendung dieser Vornorm in der Praxis sind die ihr zugrundeliegenden Voraussetzungen und Bedingungen, wie sie in ENV 1992-1-1, Abschnitt 1.3, festgelegt sind, besonders zu beachten.

(18) Die Festlegungen dieser Vornorm gründen sich im wesentlichen auf neuere CEB- und FIP-Veröffentlichungen.

(19) Dieser Teil 1-2 von Eurocode 2 ergänzt ENV 1992-1-1 hinsichtlich der besonderen Aspekte der Bemessung von Betontragwerken für den Brandfall. Die Bestimmungen dieses Teils 1-2, sind zusätzlich zu denen anderer Teile von ENV 1992 zu berücksichtigen.

(20) Gliederung und Struktur von Teil 1-2 stimmen nicht mit denen von ENV 1992-1-1 überein.

(21) Dieser Teil 1-2 enthält fünf Abschnitte und vier informative Anhänge. Diese Anhänge wurden durch Verlagern einiger detaillierterer Anwendungsregeln erstellt, die – außerhalb des Haupttextes – als Hilfe zur Klarstellung in besonderen Fällen benötigt werden.

(22) Anforderungen hinsichtlich Funktion und Niveau des Tragwerkverhaltens werden grundsätzlich von den nationalen Behörden festgelegt – meist in Form von Standardfeuerwiderstandsklassen. Wo zur Beurteilung aktiver und passiver Brandschutzmaßnahmen Ingenieurmethoden der Brandsicherheit zulässig sind, werden Forderungen von Behördenseite weniger streng vorgeschrieben sein und größeren Spielraum für alternative Brandschutzstrategien zulassen.

1 Allgemeines

1.1 Geltungsbereich

(1)P ENV 1992-1-2 behandelt die Bemessung von Betontragwerken für den Sonderlastfall Brandeinwirkung und ist in Verbindung mit ENV 1992-1-1 und ENV1991-2-2 anzuwenden. ENV 1992-1-2 enthält zusätzliche und abweichende Regelungen zu den Bemessungsregeln für Tragwerke bei Normaltemperaturen.

(2)P Teil 1-2 befaßt sich nur mit Methoden des passiven konstruktiven (baulichen) Brandschutzes. Methoden

(2)P Teil 1-2 befaßt sich nur mit Methoden des passiven konstruktiven (baulichen) Brandschutzes. Methoden des aktiven Brandschutzes sind nicht erfaßt.

(3)P Teil 1-2 ist anzuwenden auf Tragwerke, die bei Brandeinwirkung aus Gründen der allgemeinen Brandsicherheit folgende Kriterien erfüllen müssen:

- Vermeiden eines vorzeitigen Tragwerkeinsturzes (Tragfähigkeit)
- Begrenzung der Brandausbreitung (Flammen, heiße Gase, extreme Hitze) über festgelegte Flächen hinaus (raumabschließende Funktion)

(4)P Teil 1-2 enthält Prinzipien und Anwendungsregeln (siehe ENV 1992-1-1, 1.2) im Hinblick auf die Tragwerksbemessung zur Erfüllung der in (3)P gegebenen Kriterien (ausgedrückt z. B. als erforderliche Standardfeuerwiderstandsfähigkeit).

(5)P Teil 1-2 behandelt solche Tragwerke oder Teiltragwerke, die zum Geltungsbereich der Teile 1-1 und 1-3 bis 1-6 gehören. Nicht behandelt werden dagegen

- mit externen Spanngliedern vorgespannte Tragwerke
- Schalentragwerke.

1.2 Unterscheidung zwischen Prinzipien und Anwendungsregeln

(1) Abhängig vom Charakter der einzelnen Absätze wird zwischen Prinzipien und Anwendungsregeln unterschieden.

(2) Die Prinzipien umfassen:

- allgemeine Feststellungen und Definitionen, zu denen es keine Alternativen gibt,
- Anforderungen und Rechenmodelle, zu denen Alternativen nicht erlaubt sind, sofern dies nicht besonders festgestellt ist.

(3) Die Prinzipien sind durch den Buchstaben P hinter der Absatznummer gekennzeichnet.

(4) Die Anwendungsregeln sind allgemein anerkannte Regeln, die den Prinzipien folgen und deren Anforderungen genügen.

(5) Alternative Regeln, die sich von den Anwendungsregeln dieses Eurocode unterscheiden, dürfen angewendet werden, sofern nachgewiesen wird, daß die alternativen Regeln mit den entsprechenden Prinzipien im Einklang stehen und mindestens dieselbe Zuverlässigkeit haben.

(6) In diesem Teil sind die Anwendungsregeln durch eine in Klammern gefaßte Zahl gekennzeichnet, wie z. B. dieser Absatz.

1.3 Hinweise auf Normen

(1) Europäische Normen für Brandprüfungen werden vorbereitet. In nationalen Anwendungsdokumenten kann auf nationale oder internationale Normen Bezug genommen werden. Für tragende Bauteile wird allgemein ISO 834 angewendet.

1.4 Definitionen

1.4.1 Kritische Temperatur der Bewehrung θ_{cr} [°C]

Temperatur, bei der unter einer gegebenen Belastung ein Versagen der Bewehrung zu erwarten ist.

1.4.2 Bemessungsbrand

Definierter Brandverlauf, der für die Brandschutzbemessung zugrundegelegt wird.

1.4.3 Beanspruchungen E (wie in ENV 1992-1-1, 2.2.2.5 beschrieben):

Reaktionen des Tragwerks (z. B. innere Kräfte, Momente, Spannungen, Dehnungen) auf die Einwirkungen (Auswirkungen von Einwirkungen).

1.4.4 Brandabschnitt

Gebäudebereich über ein oder mehrere Geschosse, der von raumabschließenden Bauteilen derart umschlossen ist, daß eine Brandweiterleitung in andere Gebäudeteile (oder von anderen Bereichen in den untersuchten

Bereich) während der maßgebenden Brandbeanspruchung verhindert wird.

1.4.5 Feuerwiderstandsfähigkeit

Fähigkeit eines Tragwerks oder eines Bauteils geforderten Funktionen (Tragfähigkeit und/oder Raumabschluß) für eine bestimmte Brandbeanspruchung und für eine bestimmte Dauer zu erfüllen.

1.4.6 Gesamttragwerksberechnung (im Brandfall)

Berechnung des Gesamttragwerks, wenn entweder das ganze Tragwerk oder lediglich Teile davon brandbeansprucht sind. Indirekte Brandeinwirkungen werden im ganzen Tragwerk berücksichtigt.

1.4.7 Indirekte Brandeinwirkungen

Thermisch bedingte Dehnungen und Verformungen, die auch Kräfte und Momente hervorrufen können.

1.4.8 Raumabschlußkriterium "E"

Nachweiskriterium für die Fähigkeit raumabschließender Bauteile, den Durchgang von Flammen und heißen Gasen zu verhindern.

1.4.9 Tragfähigkeitskriterium "R"

Nachweiskriterium für die Tragfähigkeit eines Tragwerks oder Bauteils gegenüber bestimmten Einwirkungen während des maßgebenden Brandes.

1.4.10 Tragfähigkeit

Fähigkeit eines Tragwerks oder Bauteils, bestimmten Einwirkungen gegenüber während des maßgebenden Brandes standzuhalten.

1.4.11 Bauteilberechnung (für den Brandfall)

Thermische und mechanische Berechnung eines brandbeanspruchten Bauteils, bei dem das Bauteil mit geeigneten Auflager- und Randbedingungen herausgetrennt untersucht wird. Indirekte Brandeinwirkungen werden nicht berücksichtigt mit Ausnahme der durch Temperaturgradienten verursachten.

1.4.12 Bemessung für Normaltemperatur

Bemessung für den Grenzzustand der Tragfähigkeit bei normaler Umgebungstemperatur nach ENV 1992-1-1 mit der Grundkombination der Einwirkungen (siehe ENV 1991-1).

1.4.13 Geschützte Bauteile

Bauteile, bei denen Maßnahmen ergriffen worden sind, um den Temperaturanstieg im Bauteil infolge Brandeinwirkung zu mindern.

1.4.14 Raumabschließende Funktion

Fähigkeit eines raumabschließenden Bauteils, die Brandweiterleitung aufgrund von Flammen und heißen Gasen (Raumabschluß) oder das Entzünden auf der brandabgewandten Seite (Wärmedämmung) während der maßgebenden Brandbeanspruchung zu verhindern.

1.4.15 Raumabschließende Bauteile

Tragende und nichttragende Bauteile (Wände oder Decken), die den Raumabschluß eines Brandabschnitts bilden.

1.4.16 Feuerwiderstandsfähigkeit bei Normbrand

Fähigkeit eines Tragwerks oder Tragwerkteils (i. a. nur Bauteile), die geforderten Funktionen (Tragfähigkeit und/oder Raumabschluß) unter einer Brandbeanspruchung gemäß der Einheitstemperaturzeitkurve für eine festgelegte Dauer zu erfüllen.

1.4.17 Tragende Bauteile

Lastabtragende Bauteile eines Tragwerks einschließlich der Aussteifungen.

1.4.18 Berechnung von Teiltragwerken (für den Brandfall)

Berechnung eines brandbeanspruchten Teiltragwerks, bei dem der betrachtete Teil des Tragwerks mit geeigneten Auflager- und Randbedingungen von anderen Tragwerksteilen herausgetrennt untersucht wird. Indirekte Brandeinwirkungen werden innerhalb des Teiltragwerks berücksichtigt, jedoch keine zeitabhängige Interaktion mit anderen Teilen des Tragwerks.

ANMERKUNG 1: Wenn indirekte Brandeinwirkungen innerhalb des Teiltragwerks vernachlässigbar sind, wird die Berechnung des Teiltragwerks wie eine Bauteilberechnung durchgeführt.

ANMERKUNG 2: Wenn indirekte Brandeinwirkungen zwischen Teiltragwerken vernachlässigbar sind, wird die Berechnung des Teiltragwerks wie die eines Gesamttragwerks durchgeführt.

1.4.19 Auflager- und Randbedingungen

Beschreibung der Einspannungen an Auflagern und Rändern für das Tragwerksmodell.

1.4.20 Temperaturberechnung

Berechnung der Temperaturentwicklung in Bauteilen auf der Grundlage der thermischen Einwirkungen und thermischen Materialeigenschaften der Bauteile und gegebenenfalls der Schutzschichten.

1.4.21 Temperaturzeitkurven

Brandgastemperaturen in der Umgebung der Bauteiloberflächen als Funktion der Zeit. Sie können sein entweder

- nominell: konventionelle Kurven, die für die Klassifizierung oder den Nachweis der Feuerwiderstandsfähigkeit anerkannt sind, z. B. die Einheitstemperaturzeitkurve oder
- parametrisch: bestimmt auf der Grundlage von Brandmodellen und den spezifischen physikalischen Parametern, die die Bedingungen im Brandabschnitt beschreiben.

1.4.22 Thermische Einwirkungen

Einwirkungen auf das Tragwerk, die durch den Netto-Wärmestrom zu den Bauteilen beschrieben werden.

1.4.23 Wärmedämmkriterium "I"

Nachweiskriterium für die Fähigkeit eines raumabschließenden Bauteils, übermäßigen Wärmedurchgang zu verhindern.

1.5 Bezeichnungen (Symbole)

Die folgenden Bezeichnungen ergänzen die Bezeichnungen nach ENV 1992-1-1:

$E_{d,fi}$	Bemessungswert einer Schnittgröße im Brandfall
E_d	Bemessungswert einer Schnittgröße bei Normaltemperatur
$R_{d,fi}$	Bemessungswert der Tragfähigkeit (Widerstand) bei Brand
$R_{d,fi}(t)$	Bemessungswert der Tragfähigkeit bei Brand zur Zeit t
R 30, R 60, ...	ein Bauteil, das das Tragfähigkeitskriterium "R" für 30, 60, ... min unter Normbrandbeanspruchung erfüllt
E 30, E 60, ...	ein Bauteil, das das Raumabschlußkriterium "E" für 30, 60, ... min unter Normbrandbeanspruchung erfüllt
I 30, I 60,	ein Bauteil, das das Wärmedämmkriterium "I" für 30, 60, ... min unter Normbrandbeanspruchung erfüllt
X_k	charakteristischer Wert einer Festigkeit oder Verformungseigenschaft bei der Bemessung für Normaltemperatur
$X_{d,fi}$	Bemessungswert einer Festigkeit oder Verformungseigenschaft im Brand
a	Achsabstand, kleinster Abstand der Achse des Bewehrungsstabes von der brandbean-

	spruchten Bauteiloberfläche
c	spezifische Wärme (charakteristischer Wert) [J/kgK]
$f_{ck}(\theta)$	charakteristischer Wert der Betondruckfestigkeit bei der Temperatur θ bei einer bestimmten Dehnung
$f_{pk}(\theta)$	charakteristischer Werte der Spannstahlzugfestigkeit bei der Temperatur θ für eine bestimmte Dehnung
$f_{sk}(\theta)$	charakteristischer Wert der Betonstahlzugfestigkeit bei der Temperatur θ für eine bestimmte Dehnung
$k(\theta)$	= $X_k(\theta)/X_k$ Reduktionsfaktor zur Beschreibung einer Festigkeit oder Verformungseigenschaft bei der Temperatur θ
t	Dauer der Brandbeanspruchung [min]
$\gamma_{M,fi}$	Teilsicherheitsbeiwert für ein Material (<i>einen Werkstoff</i>) bei der Brandbemessung
η_{fi}	= $E_{d,fi}/E_d$ Verhältnis von Bemessungswert Schnittgröße bei Brand und Bemessungswert Schnittgröße bei Normaltemperatur
$\epsilon_{s,fi}$	Dehnung des Betonstahls oder des Spannstahls bei der Temperatur θ
λ	Thermische Konduktivität (charakteristischer Wert) [W/mK]
μ_{fi}	= $E_{d,fi}/R_{d,fi}(0)$ Verhältnis der Bemessungswerte Schnittgröße bei <i>Brand</i> zu Bauteiltragfähigkeit bei <i>Brand</i> zur Zeit $t = 0$
$\sigma_{c,fi}$	Druckspannung des Betons bei <i>Brand</i>
$\sigma_{s,fi}$	Stahlspannung bei <i>Brand</i>
θ	Temperatur [°C]
θ_{cr}	kritische Temperatur [°C]

1.6 Einheiten

- Temperatur θ in Grad Celsius [°C]
- Temperaturunterschied $\Delta\theta$ in Kelvin [K]
- Spezifische Wärme c in Joule pro kg und Kelvin [J/kgK]
- Koeffizient der thermischen Konduktivität λ in Watt pro m und Kelvin [W/mK]

2 Grundprinzipien

2.1 Anforderungen an das Tragwerkverhalten

(1)P Sofern von Tragwerken eine mechanische Widerstandsfähigkeit im Brandfall verlangt wird, müssen sie derart bemessen und konstruiert werden, daß sie während der maßgebenden Brandbeanspruchung ihre Tragfähigkeit behalten - Kriterium "R"

(2)P Sofern eine Brandabschnittsbildung verlangt wird, müssen die Bauteile, die den Brandabschnitt umschließen, einschließlich der Fugen derart bemessen und konstruiert werden, daß sie während der maßgebenden Brandbeanspruchung ihre raumabschließende Funktion behalten, d. h.

- kein Versagen des Raumabschlusses infolge von Rissen, Löchern oder anderen Öffnungen, die groß genug sind, daß durch heiße Gase oder Flammen ein Branddurchgang verursacht wird - Kriterium "E"
- kein Versagen der Wärmedämmung, so daß keine Temperaturen auf der nicht brandbeanspruchten Bauteiloberfläche entstehen, welche die Entzündungstemperatur überschreiten - Kriterium "I"

(3) Kriterium "I" kann als erfüllt angesehen werden, wenn während der Normbrandbeanspruchung die mittlere Temperaturerhöhung auf der ganzen nicht brandbeanspruchten Bauteiloberfläche 140 K und die maximale Temperaturerhöhung auf dieser Bauteiloberfläche 180 K nicht überschreiten.

(4)P Bauteile sollen die Kriterien R, E und I in folgenden Kombinationen erfüllen:

- Tragfähigkeit allein: R
- Raumabschluß allein: E und I

- Tragfähigkeit und Raumabschluß: R, E und I

(5) Werden allgemeine Rechenverfahren verwendet (siehe 4.4), sollten die Verformungskriterien verwendet werden, sofern raumabschließende Bauteile oder Schutzmaßnahmen von der Verformung des lastabtragenden Tragwerks beeinflußt werden. Die einschlägigen Produktnormen sind zu beachten.

2.2 Einwirkungen

(1) Thermische und mechanische Einwirkungen müssen von ENV 1991-2-2 übernommen werden.

(2) Sofern in diesem Teil 1-2 enthaltene Regeln nur für die Normbrandbeanspruchung gelten, ist dies in den betreffenden Abschnitten angegeben.

2.3 Bemessungswerte der Materialeigenschaften

(1)P Bemessungswerte der thermischen und mechanischen Eigenschaften ($X_{d,fi}$) sind wie folgt definiert:

- thermische Eigenschaften für die thermische Berechnung:

wenn eine Zunahme der Eigenschaft für die Sicherheit **günstig** ist, gilt

$$X_{d,fi} = X_k(\theta) / \gamma_{M,fi} \quad (2.1)$$

wenn eine Zunahme der Eigenschaft für die Sicherheit **ungünstig** ist, gilt

$$X_{d,fi} = X_k(\theta) \times \gamma_{M,fi} \quad (2.2)$$

- Festigkeits- oder Verformungseigenschaften für die Tragwerksberechnung:

$$X_{d,fi} = k(\theta) \times X_k / \gamma_{M,fi} \quad (2.3)$$

wobei:

$X_k(\theta)$ charakteristischer Wert einer Materialeigenschaft bei der Brandbemessung, allgemein abhängig von der Materialtemperatur;

X_k charakteristischer Wert einer Festigkeit oder Verformungseigenschaft (z. B. f_{ck} und f_{yk}) für die Bemessung bei Normaltemperatur nach ENV 1992-1-1;

$k(\theta)$ = $X_k(\theta) / X_k$ Reduktionsfaktor für eine Festigkeit oder Verformungseigenschaft, abhängig von der Materialtemperatur, siehe 3.2 und 3.3:

$\gamma_{M,fi}$ Teilsicherheitsbeiwert für eine Materialeigenschaft bei der Brandbemessung.

2) Für die thermischen und mechanischen Eigenschaften von Beton und Betonstahl sollte der Teilsicherheitsbeiwert für die Brandbemessung wie folgt gewählt werden:

$$\gamma_{M,fi} = |1,0|$$

2.4 Nachweismethoden

2.4.1 Allgemeines

(1)P Die Feuerwiderstandsfähigkeit eines Betontragwerks kann durch eine der in 2.4.2 bis 2.4.5 gegebenen Methoden bestimmt werden.

(2) Tabellarische Werte wie in 4.2 gegeben gründen auf der Einheitstemperaturzeitkurve. Für die vereinfachten und für die allgemeinen Rechenverfahren kann auch eine parametrische Temperaturzeitbeziehung, siehe ENV 1991-2-2, verwendet werden.

2.4.2 Gesamttragwerksberechnung

(1)P Bei der Gesamttragwerksberechnung ist nachzuweisen, daß

$$E_{d,fi}(t) \leq R_{d,fi}(t) \quad (2.4)$$

wobei:

$E_{d,fi}(t)$ Bemessungswert der Schnittgrößen beim Brand, bestimmt nach der in ENV 1991-2-2 gegebenen allgemeinen Regel, indirekte Brandeinwirkungen eingeschlossen;

$R_{d,fi}(t)$ zugehöriger Bemessungswert des Widerstands bei Brandtemperaturen;

t maßgebende Dauer der Brandbeanspruchung.

(2)P Das für die Bemessung nach ENV 1992-1-2 angesetzte Tragwerksmodell muß das bei Brandbeanspruchung zu erwartende Tragwerksverhalten widerspiegeln.

(3) Die Gesamttragwerksberechnung soll die bei Brandbeanspruchung maßgebende Versagensart, die temperaturabhängigen Materialeigenschaften einschließlich der Steifigkeit sowie die Wirkung der thermischen Dehnungen und Verformungen (indirekte Brandeinwirkungen) erfassen.

(4) Für eine Gesamttragwerksberechnung sind allgemeine Rechenverfahren wie unter 4.4 beschrieben, geeignet. Sie gründen auf Modellen, die die Temperaturentwicklung im Tragwerk und das mechanische Verhalten des Tragwerks bestimmen.

2.4.3 Berechnung von Teiltragwerken

(1) Als Alternative zur umfassenden Berechnung des Gesamttragwerks in verschiedenen Brandsituationen kann eine Berechnung von Teilen des Tragwerks (Teiltragwerke) durchgeführt werden, wobei die Teiltragwerke brandbeansprucht sind und entsprechend 2.4.2 berechnet werden.

(2) Teiltragwerke sollen auf der Grundlage der möglichen thermischen Dehnungen und Verformungen festgelegt werden, und zwar so, daß ihr Zusammenwirken mit anderen Teilen des Tragwerks durch zeitunabhängige Auflager- und Randbedingungen während der Brandbeanspruchung abgeschätzt werden kann.

(3) Reaktionen von (ständigen und veränderlichen) Einwirkungen an Auflagern und Rändern können entsprechend denen nach ENV 1992-1-1 angenommen werden.

(4) In Annäherung zur Durchführung einer Gesamttragwerksberechnung für $t = 0$ können die Reaktionen von (ständigen oder veränderlichen) Einwirkungen an Auflagerpunkten und Rändern aus der Bemessung für Normaltemperatur übernommen werden gemäß folgender Beziehung:

$$E_{d,\bar{n}} = \eta_{\bar{n}} \times E_d \quad (2.5)$$

wobei:

E_d Bemessungswert der Reaktionen auf die Einwirkungen (Schnittgrößen) aus der Bemessung für den Grenzzustand der Tragfähigkeit gemäß ENV 1992-1-1 unter Verwendung der Grundkombination;

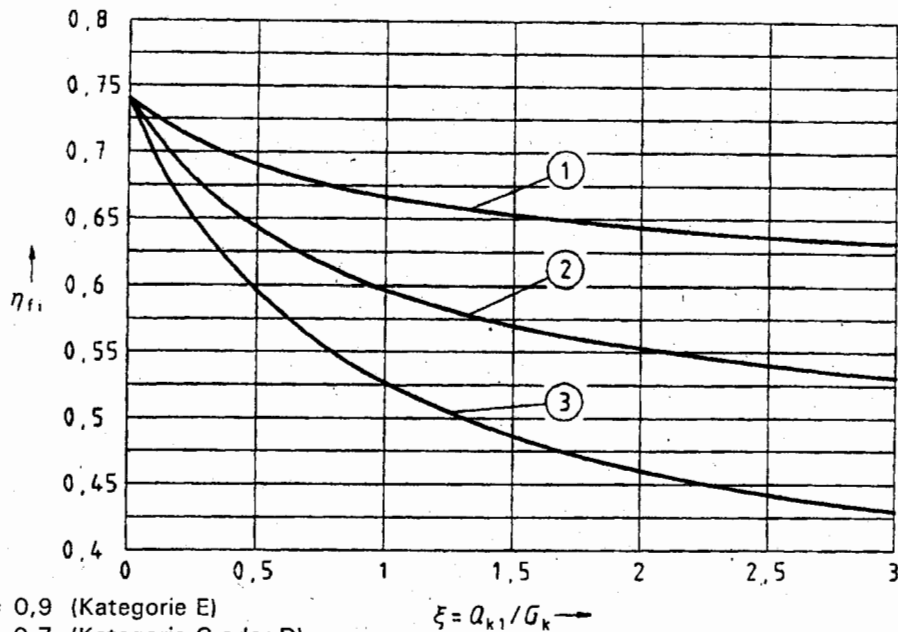
$\eta_{\bar{n}}$ Reduktionsfaktor, abhängig von $\xi = Q_{k1}/G_k$, vom Verhältnis größte veränderliche Einwirkung zu den ständigen Einwirkungen, die auf das Tragwerk wirken, siehe ENV 1991-2-2:

$$\eta_{\bar{n}} = (| \underline{1,0} | + \psi_{1,1} \times \xi) / (\gamma_G + \gamma_Q \times \xi) \quad (2.6)$$

Werte für $\psi_{1,1}$ sind in ENV 1991-1 gegeben. Gleichung (2.6) ist in Bild 2.1 grafisch dargestellt.

(5) Als Vereinfachung kann $\eta_{\bar{n}} = | \underline{0,6} |$ verwendet werden. Ausgenommen sind Lasten der Kategorie E nach ENV 1991-2-1 (für Flächen mit einer Anhäufung von Gütern, einschließlich der Zufahrtsflächen), für die ein Wert von $| \underline{0,7} |$ verwendet werden sollte.

(6) Vereinfachte und allgemeine Rechenverfahren nach 4.3 bzw. 4.4 sind für die Berechnung von Teiltragwerken geeignet.



- Kurve (1): $\psi_{1,1} = 0,9$ (Kategorie E)
 Kurve (2): $\psi_{1,1} = 0,7$ (Kategorie C oder D)
 Kurve (3): $\psi_{1,1} = 0,5$ (Kategorie A oder B)

Bild 2.1: Veränderung von η_{fi} als Funktion von $\xi = Q_{k1}/G_k$ für verschiedene Werte von $\psi_{1,1}$

2.4.4 Bauteilberechnung

- (1) Auflager- und Randbedingungen der Bauteile entsprechend ENV 1992-1-1 können verwendet werden. Sofern davon abweichende Bedingungen anzuwenden sind, sind sie in den entsprechenden Abschnitten festgelegt.
- (2) 2.4.3 (4) gilt auch für die Bauteilberechnung.
- (3) Bei der Bauteilberechnung brauchen die Wirkungen thermischer Dehnungen nicht in Rechnung gestellt zu werden.
- (4) Für den Nachweis der Feuerwiderstandsfähigkeit bei Normbrandbedingungen reicht die Berechnung der Bauteile aus.
- (5) Sowohl die tabellarischen Daten als auch das vereinfachte und das allgemeine Rechenverfahren – gemäß 4.2, 4.3 und 4.4 – sind für den Nachweis der Bauteile im Brandfall geeignet.

Das Verfahren mit tabellarischen Daten besteht aus einer einfachen Überprüfung der Querschnittsabmessungen und Achsabstände der Bewehrung. In einigen Fällen werden einfache Überprüfungen des Lastniveaus und die Einhaltung zusätzlicher Bemessungsregeln verlangt. Sind die tatsächlichen Werte der Stahlspannung und der Temperatur bekannt, können die Tabellenwerte entsprechend angepaßt werden.

2.4.5 Versuche

- (1) Als Alternative zur Verwendung von Rechenverfahren kann die Bemessung für den Brandfall auf der Grundlage von Versuchsergebnissen durchgeführt werden.
- (2) Auch Kombinationen von Versuch und Rechnung können angewendet werden.

3 Materialeigenschaften

3.1 Allgemeines

- (1)P Bei der Bemessung für den Brandfall müssen die temperaturabhängigen Eigenschaften in Rechnung gestellt werden.
- (2) Die Materialeigenschaften bei 20 °C sollten nach ENV 1992-1-1 nachgewiesen werden.
- (3) Dieser Abschnitt enthält Zahlenwerte für die Verminderung der charakteristischen Betondruckfestigkeit und der charakteristischen Zugfestigkeit von Betonstahl und Spannstahl. Sie dürfen auch beim vereinfachten Rechenverfahren verwendet werden sowie bei Ermittlung der kritischen Temperatur des Betonstahls, um die tabellarischen Daten an andere kritische Temperaturen als 500 °C (siehe 4.2.2) anzupassen.

(4) Zusätzliche Informationen über thermomechanische Eigenschaften für allgemeine Rechenverfahren enthält der informative Anhang A. Außerdem können geeignete weitere Dokumente herangezogen werden.

(5) Die unter 3.2 und 3.3 angegebenen Werkstoffmodelle sollten nur für Erwärmungsgeschwindigkeiten verwendet werden, die mit denen bei Normbrandbeanspruchung bis zum Zeitpunkt der Maximaltemperatur vergleichbar sind.

(6) Andere Formulierungen von Materialgesetzen, z. B. für parametrische Temperaturzeitkurven können verwendet werden, sofern die Lösungen im Bereich entsprechender Versuchserfahrung liegen.

(7) Die Materialeigenschaften sind für Temperaturen zwischen 20 °C und 1200 °C definiert.

Die gestrichelten Verläufe bei sehr hohen Temperaturen in den Bildern 3.1, 3.2 und 3.3 sind Anhaltswerte.

3.2 Beton

(1) Die von der Temperatur θ abhängige Verminderung der charakteristischen Betondruckfestigkeit wird durch den Beiwert $k_c(\theta)$ wie folgt berücksichtigt:

$$f_{ck}(\theta) = k_c(\theta) \times f_{ck}(20 \text{ °C}) \quad (3.1)$$

(2) Sofern genauere Informationen fehlen, sollten die folgenden, für Beton mit quarzhaltigem Zuschlag gültigen Werte $k_c(\theta)$ verwendet werden (entsprechend Bild 3.1):

Für andere Betonarten können sie als auf der sicheren Seite liegend angesehen werden.

$$\begin{aligned} k_c(\theta) &= 1,0 && \text{für } 20 \text{ °C} \leq \theta \leq 100 \text{ °C} \\ k_c(\theta) &= (1\,600 - \theta) / 1\,500 && \text{für } 100 \text{ °C} \leq \theta \leq 400 \text{ °C} \\ k_c(\theta) &= (900 - \theta) / 625 && \text{für } 400 \text{ °C} \leq \theta \leq 900 \text{ °C} \\ k_c(\theta) &= 0 && \text{für } 900 \text{ °C} \leq \theta \leq 1\,200 \text{ °C} \end{aligned}$$

3.3 Stahl

(1) Die von der Temperatur θ abhängige Verminderung der charakteristischen Festigkeit von Betonstahl wird durch den Beiwert $k_s(\theta)$ wie folgt berücksichtigt:

$$f_{sk}(\theta) = k_s(\theta) \times f_{yk}(20 \text{ °C}) \quad (3.2)$$

(2) Die von der Temperatur θ abhängige Verminderung der charakteristischen Festigkeit von Spannstahl wird durch den Beiwert $k_p(\theta)$ wie folgt berücksichtigt:

$$f_{pk}(\theta) = k_p(\theta) \times f_{pk}(20 \text{ °C}) \quad (3.3)$$

(3) Sofern $k_s(\theta)$ und $k_p(\theta)$ aus einem Satz dokumentierter Daten übernommen werden, sollten sie aus Versuchen mit konstanter Spannung und veränderlicher Temperatur abgeleitet worden sein (Versuche mit instationärer Temperaturbeanspruchung).

(4) Sofern genauere Informationen fehlen, sollten für Betonstahlbewehrung die im folgenden angegebenen Werte $k_s(\theta)$ verwendet werden (siehe Bild 3.2).

Für Zugbewehrungen in Balken und Platten mit $\epsilon_{s,fi} \geq 2 \%$ kann die Verminderung der Zugfestigkeit mit den folgenden Werten (die Bild 3.2, Kurve 1, entsprechen) vorgenommen werden. Diese liegen auch den tabellari-schen Werten im Abschnitt 4.2 zugrunde:

$$\begin{aligned} k_s(\theta) &= 1,0 && \text{für } 20 \text{ °C} \leq \theta \leq 350 \text{ °C} \\ k_s(\theta) &= (6\,650 - 9 \times \theta) / 3\,500 && \text{für } 350 \text{ °C} \leq \theta \leq 700 \text{ °C} \\ k_s(\theta) &= (1\,200 - \theta) / 5\,000 && \text{für } 700 \text{ °C} \leq \theta \leq 1\,200 \text{ °C} \end{aligned}$$

Für Druckbewehrungen in Stützen und Druckzonen von Balken und Platten sollte die Verminderung der Festigkeit bei 0,2 % bleibender Dehnung mit den folgenden Werten (die Bild 3.2, Kurve 2, entsprechen) vorgenommen werden. Dies gilt auch für eine Zugbewehrung mit $\epsilon_{s,fi} < 2 \%$ bei Anwendung des vereinfachten oder der allgemeinen Rechenverfahren.

Seite 14
ENV 1992-1-2 : 1995

$k_s(\theta) = 1,0$	für $20\text{ °C} \leq \theta \leq 100\text{ °C}$
$k_s(\theta) = (1\ 100 - \theta)/1\ 000$	für $100\text{ °C} \leq \theta \leq 400\text{ °C}$
$k_s(\theta) = (8\ 300 - 12 \times \theta)/5\ 000$	für $400\text{ °C} \leq \theta \leq 650\text{ °C}$
$k_s(\theta) = (1\ 200 - \theta)/5\ 500$	für $650\text{ °C} \leq \theta \leq 1\ 200\text{ °C}$

(5) Sofern genauere Informationen fehlen, sollten für Spannstahl die folgenden Werte $k_p(\theta)$ verwendet werden (siehe Bild 3.3):

Für Spannstäbe:

$k_p(\theta) = 1,0$	für $20\text{ °C} \leq \theta \leq 100\text{ °C}$
$k_p(\theta) = (1\ 600 - \theta)/1\ 500$	für $100\text{ °C} \leq \theta \leq 250\text{ °C}$
$k_p(\theta) = (700 - \theta)/500$	für $250\text{ °C} \leq \theta \leq 650\text{ °C}$
$k_p(\theta) = (1\ 000 - \theta)/3\ 500$	für $650\text{ °C} \leq \theta \leq 1\ 000\text{ °C}$
$k_p(\theta) = 0$	für $1\ 000\text{ °C} \leq \theta \leq 1\ 200\text{ °C}$

Für Spanndrähte und Litzen:

$k_p(\theta) = 1,0$	für $20\text{ °C} \leq \theta \leq 100\text{ °C}$
$k_p(\theta) = (850 - \theta)/750$	für $100\text{ °C} \leq \theta \leq 250\text{ °C}$
$k_p(\theta) = (650 - \theta)/500$	für $250\text{ °C} \leq \theta \leq 650\text{ °C}$
$k_p(\theta) = (1\ 000 - \theta)/4\ 000$	für $650\text{ °C} \leq \theta \leq 1\ 000\text{ °C}$
$k_p(\theta) = 0$	für $1\ 000\text{ °C} \leq \theta \leq 1\ 200\text{ °C}$

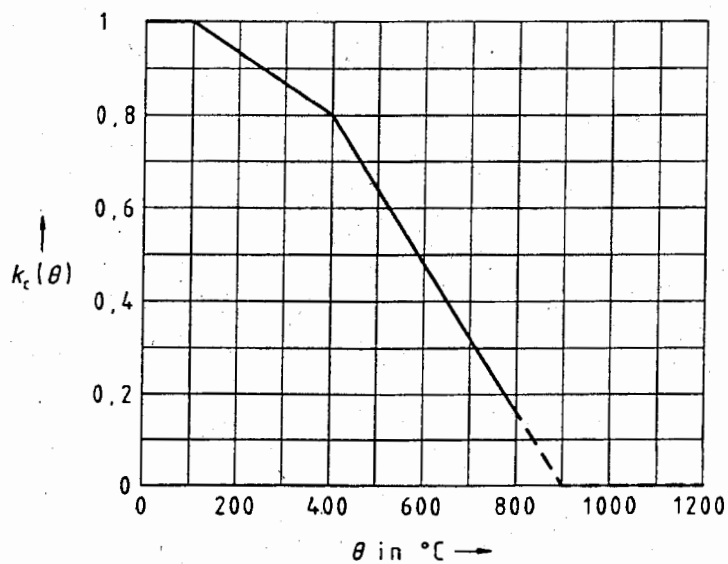
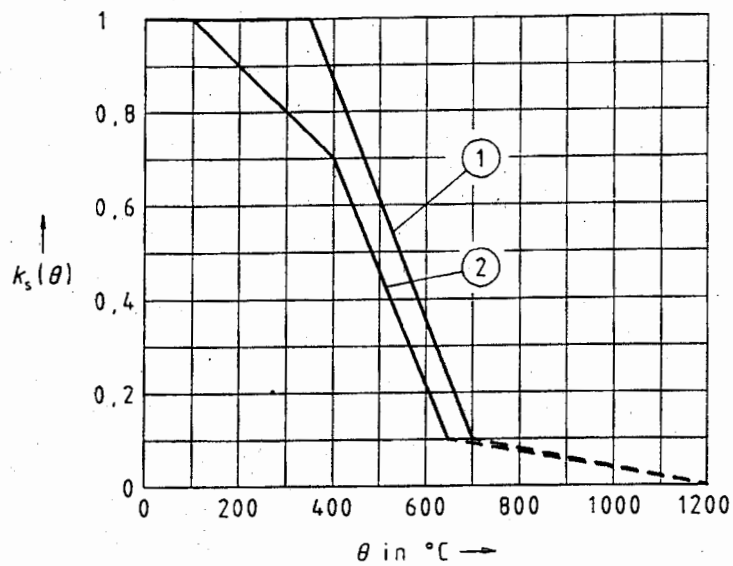


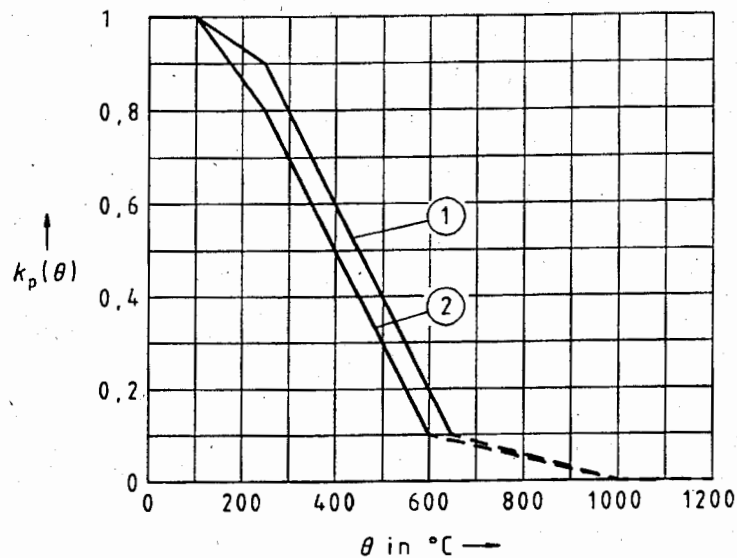
Bild 3.1: Beiwert $k_c(\theta)$ zur Berücksichtigung des Abfalls der Druckfestigkeit (f_{ck}) von Beton mit quarzhaltigem Zuschlag bei Hochtemperaturen



Kurve (1): $k_s(\theta)$ anwendbar für Stahldehnungen $\varepsilon_{s,fl} \geq 2,0 \%$

Kurve (2): $k_s(\theta)$ anwendbar für Stahldehnungen $\varepsilon_{s,fl} < 2,0 \%$

Bild 3.2: Beiwert $k_s(\theta)$ zur Berücksichtigung des Abfalls der charakteristischen Festigkeit (f_{yk}) von Betonstahl bei Hochtemperaturen



Kurve (1): Stäbe

Kurve (2): Drähte und Litzen

Bild 3.3: Beiwert $k_p(\theta)$ zur Berücksichtigung des Abfalls der charakteristischen Festigkeit (f_{pk}) von Spannstahl bei Hochtemperaturen

4 Tragwerksbemessung für den Brandfall

4.1 Allgemeines

(1)P Dieser Abschnitt befaßt sich, wie unter 2.4.1(1)P erwähnt, mit den folgenden Bemessungsmethoden:

- Bemessung entsprechend anerkannter Lösungen (tabellarische Daten), siehe 4.2;
- vereinfachte Rechenverfahren für bestimmte Arten von Bauteilen, siehe 4.3;

– allgemeine Rechenverfahren zur Simulation des Brandverhaltens von Bauteilen, Teiltragwerken und des ganzen Tragwerks, siehe 4.4.

(2)P Wo erforderlich ist explosives Abplatzen durch geeignete Maßnahmen zu verhindern.

(3) Sofern genauere Angaben fehlen, kann die Gefahr explosiven Abplatzens auf der sicheren Seite liegend mit Hilfe von Anhang A, Bild A.18, abgeschätzt werden. Bei genaueren Nachweisen sollten Feuchtegehalt, Zuschlagart, Dichte des Betons und Aufheizgeschwindigkeit berücksichtigt werden.

(4) In der Regel ist eine Untersuchung explosiven Abplatzens bei Bauteilen, die nach Umweltklasse 1 von ENV 1992-1-1, Tabelle 4.1, bemessen sind, nicht erforderlich ist.

(5) Wenn örtliche Erfahrungen zeigen, daß Leichtbeton zu explosivem Abplatzen neigt, sollten zur Festlegung der Bauteilmaße einschlägige Dokumente verwendet werden.

(6) Bei Spannbetonbauteilen mit Spanngliedern ohne Verbund ist die Gefahr eines progressiven Einsturzes zu beachten, die bei Erwärmung durch übermäßig große Stahldehnungen auftreten kann (siehe einschlägige Dokumente). Zum Schutz der Verankerungen sollten besondere Vorsichtsmaßnahmen getroffen werden.

4.2 Tabellarische Daten

4.2.1 Geltungsbereich

(1) Sofern genauere Methoden der Tragwerksbemessung für den Brandfall (d. h. ein allgemeines oder ein vereinfachtes Rechenverfahren) nicht verfügbar sind, kann auf die tabellarischen Daten dieses Abschnitts zurückgegriffen werden.

Die folgend aufgeführten Regeln gelten für die Bauteilberechnung nach 2.4.4. Die Tabellen gelten für die Normbrandbeanspruchung wie unter 1.4 definiert.

(2) Die Tabellen wurden aus Versuchsergebnissen entwickelt, durch Erfahrungswerte und theoretische Versuchsauswertung bestätigt. Deshalb stellen diese Daten eine weitgehend konservative Annahme für die Mehrzahl der üblichen Bauteile dar. Für einige besondere Betonprodukte sind speziellere tabellarische Daten in den maßgebenden Produktnormen zu finden.

(3) Die Tabellenwerte gelten für Normalbeton mit quarzitischem Zuschlag (siehe ENV 1992-1-1, 3.1.2.1).

Wird in Balken und Platten kalksteinhaltiger Zuschlag verwendet, darf entweder das Mindestmaß des Querschnitts oder der Mindestachsabstand a der Bewehrung um $\lfloor 10 \% \rfloor$ verkleinert werden.

Bei Leichtbetonzuschlag mit ofentrockener Dichte von bis zu $\lfloor 1200 \rfloor$ kg/m³ darf die Verkleinerung $\lfloor 20 \% \rfloor$ betragen, mit Ausnahme von nichttragenden Wänden (siehe 4.2.4.1). Bei Dichten zwischen $\lfloor 1200 \rfloor$ kg/m³ und $\lfloor 2000 \rfloor$ kg/m³ ist eine lineare Interpolation zulässig (siehe auch 4.1.(5)).

(4) Die Tabellenwerte berücksichtigen die zur Verhinderung explosiven Abplatzens gestellten Anforderungen für alle in ENV 1992-1-1, Tabelle 4.1, aufgeführten Beanspruchungsklassen (siehe 4.1, (2)P bis (4)). Eine weitergehende Prüfung ist nicht erforderlich.

(5) Sofern nichts anderes angegeben ist, brauchen bei Anwendung der Tabellenwerte keine weiteren Überprüfungen hinsichtlich Schub- und Torsionstragfähigkeit (4.5) und Verankerung der Bewehrungsstäbe (4.6) durchgeführt zu werden.

(6) Bei Anwendung der Tabellenwerte dürfen Schutzschichten angerechnet werden (siehe Abschnitt 5).

4.2.2 Allgemeine Bemessungsregeln

(1) Anforderungen hinsichtlich Raumabschluß (Kriterien E und I, siehe 1.4) dürfen als erfüllt angesehen werden, wenn die Mindestdicke von Wänden oder Platten mit den Angaben in Tabelle 4.2 übereinstimmen.

(2) Hinsichtlich der Tragfähigkeit (Kriterium R) sind in den Tabellen die Mindestforderungen bezüglich Querschnittsgröße und Schutz der Bewehrung gegen Erwärmung (Achsabstand) derart festgelegt, daß gilt:

$$E_{d,fi}/R_{d,fi} \leq 1,0 \quad (4.1)$$

wobei:

$E_{d,fi}$ Bemessungswert der Schnittgrößen beim Brand;

$R_{d,fi}$ Bemessungswert der Tragfähigkeit (Widerstand) beim Brand.

(3) Um den notwendigen Schutz des Betonstahls (Betondeckung, Achsabstand) in den Zugzonen statisch bestimmt gelagerter Bauteile zu sichern, sind die Werte der Tabellen 4.4 und 4.5 sowie 4.8 (einachsig gespannt) für die kritische Stahltemperatur $\theta_{cr} = 500 \text{ °C}$ festgelegt. θ_{cr} ist die kritische Temperatur der Bewehrung, bei der die Streckgrenze unter die vorhandene Stahlspannung $\sigma_{s,fi}$ abfällt. Diese Annahme entspricht näherungsweise den Festlegungen $E_{d,fi} = 0,7 \times E_d$ und $\gamma_s = 1,15$ (siehe Gleichung (4.2)), wobei E_d den Bemessungswert der Schnittgrößen nach ENV 1992-1-1 bedeutet.

(4) Bei Spanngliedern wird als kritische Temperatur für Stäbe 400 °C und für Drähte und Litzen 350 °C angenommen. Wird kein besonderer Nachweis gemäß Absatz (5) geführt, muß der erforderliche Achsabstand a in vorgespannten Zuggliedern, Balken und Platten vergrößert werden um

10 mm für Spannstäbe, entsprechend $\theta_{cr} = 400 \text{ °C}$

15 mm für Spanndrähte und Litzen, entsprechend $\theta_{cr} = 350 \text{ °C}$.

(5) Bei Zuggliedern und statisch bestimmt gelagerten Biegebauteilen, ausgenommen bei solchen mit Spanngliedern ohne Verbund, darf der erforderliche Achsabstand a in den Tabellen 4.4 und 4.5 sowie 4.8, Spalte 3, für andere kritische Temperaturen des Bewehrungsstahls als 500 °C wie folgt verändert werden:

a) Bestimmung der Stahlspannung $\sigma_{s,fi}$ unter den Einwirkungen beim Brand ($E_{d,fi}$) nach Gleichung (4.2):

$$\sigma_{s,fi} = \frac{E_{d,fi}}{E_d} \times \frac{f_{yk}(20 \text{ °C})}{\gamma_s} \times \frac{A_{s,erf}}{A_{s,vorh}} \quad (4.2)$$

wobei:

γ_s Teilsicherheitsbeiwert für Bewehrungsstahl; $\gamma_s = 1,15$ (siehe ENV 1992-1-1, 2.3.3.2)

$A_{s,erf}$ für den Grenzzustand der Tragfähigkeit gemäß ENV 1992-1-1 erforderlicher Stahlquerschnitt

$A_{s,vorh}$ vorhandener Stahlquerschnitt

$E_{d,fi}/E_d$ ermittelt nach 2.4.3 (4) und (5)

b) Bestimmung der kritischen Temperatur θ_{cr} des Bewehrungsstahles mit dem Reduktionsfaktor für Betonstahl $k_s(\theta) = \sigma_{s,fi}/f_{yk}(20 \text{ °C})$ nach Bild 3.2 (Kurve 1) oder für Spannstahl $k_p(\theta) = \sigma_{s,fi}/f_{yk}(20 \text{ °C})$ nach Bild 3.3;

c) Anpassung des in den Tabellen angegebenen Mindestachsabstandes a an die neue kritische Stahltemperatur θ_{cr} durch Anwendung von Gleichung (4.3), worin Δa die Änderung des Achsabstandes in mm bedeutet:

$$\Delta a = 0,1 \times (500 - \theta_{cr}) \quad [\text{mm}] \quad (4.3)$$

(6) Die vorstehende Näherung gilt für $350 \text{ °C} < \theta_{cr} < 700 \text{ °C}$. Für Spannstahl darf Gleichung (4.2) analog angewendet werden.

Für Spannglieder ohne Verbund sollten kritische Temperaturen über 350 °C nur dann verwendet werden, wenn mit Hilfe genauerer Verfahren die Durchbiegung überprüft wird.

(7) Bei Zuggliedern oder Balken, bei denen die Bemessungen ein θ_{cr} unter 400 °C erfordert, sollte die Mindestbreite des Zuggliedes oder des Balkens entsprechend Gleichung (4.4) vergrößert werden.

$$b_{\text{mod}} \geq b_{\text{min}} + 0,8 \times (400 - \theta_{cr}) \quad [\text{mm}] \quad (4.4)$$

wobei b_{min} das in den Tabellen entsprechend der geforderten Feuerwiderstandsdauer gegebene Mindestmaß b ist.

Alternativ zur Vergrößerung der Mindestbreite nach Gleichung (4.4) darf der Achsabstand der Bewehrung so verändert werden, daß die für die vorhandene Spannung erforderliche Temperatur erreicht wird. Dies erfordert ein genaueres Verfahren, so wie in Anhang B beschrieben.

(8) Die in den Tabellen angegebenen Zahlenwerte sind Mindestmaße für die brandschutztechnische Bemessung. Sie gelten zusätzlich zu den Bewehrungsregeln gemäß ENV 1992-1-1. Einige Tabellenwerte für die Achsabstände der Bewehrung sind kleiner als die entsprechenden, nach ENV 1992-1-1 erforderlichen Betondeckungsmaße; sie sollten nur zu Interpolationszwecken verwendet werden.

(9) Lineare Interpolation zwischen den Tabellenwerten ist zulässig.

(10) In Fällen, bei denen die Tabellen nicht anwendbar sind, sollte auf hierfür geeignete Dokumente Bezug genommen werden.

(11) In den Tabellen verwendete Symbole sind in Bild 4.1 definiert.

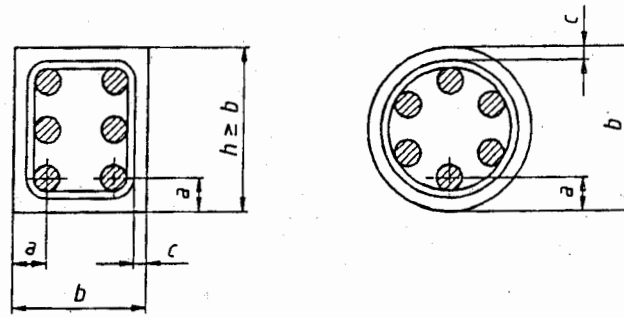


Bild 4.1: Bauteilquerschnitte mit Achsabstand a und Betondeckung c der Bewehrung (Nennmaße).

(12) Die Nennmaße des Achsabstandes a für einen Bewehrungsstab, Draht oder ein Spannglied, sollten nicht kleiner sein als die in den folgenden Tabellen angegebenen Mindestmaße.

(13) Ist die Bewehrung ähnlich wie in Bild 4.2 in mehreren Lagen angeordnet und besteht sie entweder aus Betonstahl oder aus Spannstahl mit derselben charakteristischen Stahlfestigkeit f_{yk} bzw. f_{pk} , so soll der vorhandene mittlere Achsabstand a_m nicht kleiner sein als der in den Tabellen angegebene Achsabstand a .

$$a_m = \frac{A_{s1} \cdot a_1 + A_{s2} \cdot a_2 + \dots + A_{si} \cdot a_i}{A_{s1} + A_{s2} + \dots + A_{sm}} = \frac{\sum A_{si} \cdot a_i}{\sum A_{si}} \quad (4.5)$$

wobei

A_{si} Querschnitt des Stabes (bzw. des Drahts oder Spannglieds) "i"

a_i kleinster Achsabstand des Stabes (bzw. des Drahts oder Spannglieds) "i" zur nächsten brandbeanspruchten Bauteiloberfläche

Besteht die Bewehrung aus Stählen mit unterschiedlichen charakteristischen Festigkeiten, so sollte in Gleichung (4.5) A_{si} durch $A_{si} \times f_{yki}$ bzw. $A_{si} \times f_{pki}$ ersetzt werden.

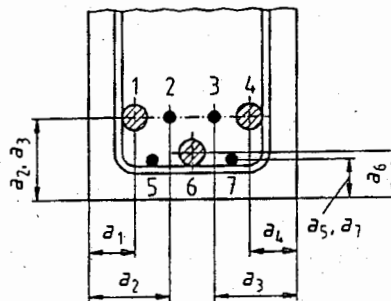


Bild 4.2: Zur Berechnung des mittleren Achsabstandes a_m verwendete Maße

(14) Sofern Betonstahl und Spannstahl gleichzeitig verwendet werden (z. B. in einem teilweise vorgespannten Bauteil) sollte in Gleichung (4.5) der Achsabstand des Spannstahles als Nennwert $a_{i,nom}$ nach Gleichung (4.6) eingeführt werden:

$$a_{i,nom} = a_i - \Delta a_p \quad (4.6)$$

wobei

a_i vorhandener Achsabstand des betrachteten Spannglieds

Δa_p Korrekturmaß für unterschiedliche kritische Temperaturen des Betonstahls und des Spannstahl.

Δa_p kann wie folgt angenommen werden:

- $\Delta a_p = 10$ mm für vorgespannte Stäbe
- $\Delta a_p = 15$ mm für vorgespannte Drähte und Litzen

(15) Der Mindestachsabstand jedes einzelnen Stabes darf nicht kleiner sein als derjenige für R 30 und nicht kleiner als der halbe mittlere Achsabstand a_m (siehe Gleichung 4.5).

(16) In Zuggliedern, Balken und Platten mit einer Betondeckung $c \geq |50|$ mm der tragenden Längsbewehrung ist eine Oberflächenbewehrung anzuordnen, um ein Abfallen der Betondeckung zu verhindern. Ausnahme: Es kann – in der Regel durch Versuche – nachgewiesen werden, daß ein Abfallen während der Feuerwiderstandsdauer nicht eintritt. Sofern erforderlich richtet sich der Nachweis der Betondeckung der Oberflächenbewehrung nach ENV 1992-1-1, 4.1.3.3 (6) und (7).

4.2.3 Stützen

(1) Der Feuerwiderstand von Stahlbetonstützen kann mit Hilfe von Tabelle 4.1 und der folgenden Regeln nachgewiesen werden.

(2) In Tabelle 4.1 wurde ein Ausnutzungsgrad beim Brand μ_{fi} eingeführt. Er trägt Lastkombinationen und der Tragfähigkeitsbemessung für die Stütze auf Druck und gegebenenfalls Biegung einschließlich von Wirkungen infolge der Theorie zweiter Ordnung Rechnung. Als wirksame Länge l_0 wird die vorhandene Stützenlänge l_{col} angesetzt (Bezeichnungen nach ENV 1992-1-1, 4.3.5).

μ_{fi} darf in allen Fällen zu $|0,7|$ angenommen werden. Ein genauerer Wert kann mit Gleichung (4.7) bestimmt werden:

$$\mu_{fi} = E_{d,fi}/R_{d,fi}(0) = \eta_{fi} \times E_d/R_{d,fi}(0) \quad (4.7)$$

wobei

$$\eta_{fi} = E_{d,fi}/E_d \text{ (siehe 2.4.3 (4))}$$

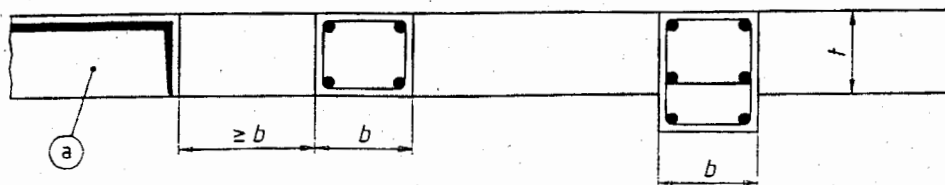
$R_{d,fi}(0)$ Bemessungswert der Tragfähigkeit, berechnet nach ENV 1992-1-1, mit $l_0 = l_{col}$, $\gamma_M = 1$ und $t = 0$.

(3) Für Beton mit kalkhaltigem oder Leichtzuschlag ist eine Verkleinerung der in Tabelle 4.1 angegebenen Mindeststützenbreite b (siehe 4.2.1 (3)) unzulässig.

(4) In Stützen mit $A_s \geq |0,02| \times A_c$ müssen für Feuerwiderstandsdauern über $|90|$ min die Längsstäbe über die Querschnittsseiten verteilt werden. Diese Regel gilt nicht für Bereiche mit Übergreifungsstößen.

(5) Die Breite b in Tabelle 4.1 ist für Stützen anzuwenden, die dem Feuer nur an einer Querschnittsseite ausgesetzt sind (Spalte 5), die bündig mit einer Wand derselben Feuerwiderstandsdauer abschließen oder aus der Wand etwas hervortreten, sofern der in die Wand eingebundene Teil des Querschnitts in der Lage ist, die gesamte Last zu tragen.

Eine Öffnung in der Wand sollte von einer Stütze mindestens einen Abstand von der für die erforderliche Feuerwiderstandsdauer maßgebenden Mindeststützenbreite b_{min} nach Tabelle 4.1, Spalte 5, haben (siehe Bild 4.3). Andernfalls sollte die Stütze wie eine mehrseitig brandbeanspruchte Stütze behandelt werden.



ANMERKUNG: $t \times b$ ist der lasttragende Teil des Querschnitts.

(a): Öffnung

Bild 4.3: Brandbeanspruchung von (in eine Wand) eingebauten Stützen

(6) Sofern die vorhandene Breite oder der vorhandene Durchmesser b einer Stütze mindestens dem 1,2fachen der in Tabelle 4.1 angegebenen Mindestbreite b_{min} ist, darf der Achsabstand a auf einen Wert, der dem Nennmaß der Betondeckung nach ENV 1992-1-1 entspricht, reduziert werden. Der Achsabstand a darf für Werte b/b_{min} zwischen 1 und 1,2 linear interpoliert werden. Für solche Fälle gilt die Forderung in 4.2.3 (4) nicht.

Tabelle 4.1: Mindestmaße und Achsabstände für Stahlbetonstützen mit Rechteck- und Kreisquerschnitt

Feuerwiderstandsklasse	Mindestmaße [mm]			
	Stützenbreite b_{\min} / Achsabstand a			
	brandbeansprucht auf mehr als einer Seite			brandbeansprucht 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	150/10 *	150/10 *	150/10 *	100/10 *
R 60	150/10 *	180/10 *	200/10 *	120/10 *
R 90	180/10 *	210/10 *	240/35	140/10 *
R 120	200/40	250/40	280/40	160/45
R 180	240/50	320/50	360/50	200/60
R 240	300/50	400/50	450/50	300/60

* Normalerweise reicht die nach ENV 1992-1-1 erforderliche Betondeckung aus.

4.2.4 Wände

4.2.4.1 Nichttragende Wände (Trennwände)

(1) Sofern für die Feuerwiderstandsfähigkeit einer Trennwand nur die Erfüllung der Kriterien Wärmedämmung I und Dichtheit E erforderlich ist, darf die Mindestwanddicke nicht kleiner sein als in der folgenden Tabelle 4.2 angegeben. Forderungen an den Achsabstand werden nicht gestellt.

(2) Werden kalkhaltige oder Leichtzuschläge verwendet darf die Mindestwanddicke nach Tabelle 4.2 um |10%| vermindert werden.

(3) Damit übermäßige thermische Verformungen mit nachfolgendem Verlust des Raumabschlusses zwischen Wand und Deckenplatte vermieden werden, sollte das Verhältnis von lichter Wandhöhe L_w zu Wanddicke t nicht größer als |40| sein.

Tabelle 4.2: Mindestwanddicke nichttragender Wände (Trennwände)

Feuerwiderstandsklasse	Mindestwanddicke [mm]
1	2
EI 30	60
EI 60	80
EI 90	100
EI 120	120
EI 180	150
EI 240	175

4.2.4.2 Tragende Betonwände

(1) Ein anforderungsgerechter Feuerwiderstand tragender Stahlbetonwände kann mit den Zahlenwerten in Tabelle 4.3 und den folgenden Regeln nachgewiesen werden.

(2) Für unbewehrte Betonwände (siehe ENV 1992-1-6) dürfen die Mindestwanddicken nach Tabelle 4.3 verwendet werden.

(3) 4.2.3 (2), (3) und (6) gelten auch für tragende Betonwände.

Tabelle 4.3: Mindestdicke und -achsabstände für tragende Stahlbetonwände

Feuerwiderstands- klasse	Mindestmaße [mm]. Wanddicke / Achsabstand für			
	$\mu_{fi} = 0,35$		$\mu_{fi} = 0,7$	
	brandbeansprucht auf			
	einer Seite	zwei Seiten	einer Seite	zwei Seiten
1	2	3	4	5
REI 30	100/10 *	120/10 *	120/10 *	120/10 *
REI 60	110/10 *	120/10 *	130/10 *	140/10 *
REI 90	120/20 *	140/10 *	140/25	170/25
REI 120	150/25	160/25	160/35	220/35
REI 180	180/45	200/45	210/55	300/55
REI 240	230/60	250/60	270/70	360/70

* Normalerweise reicht die nach ENV 1992-1-1 erforderliche Betondeckung aus.

4.2.5 Zugglieder

(1) Ein anforderungsgerechter Feuerwiderstand von Zuggliedern aus Stahlbeton oder Spannbeton kann mit den Zahlenwerten in Tabelle 4.4 und den folgenden Regeln nachgewiesen werden.

(2) Sofern eine übermäßige Verlängerung eines Zuggliedes die Tragfähigkeit des Tragwerks beeinträchtigt, kann es notwendig sein, die Stahltemperatur im Zugglied auf 400 °C zu begrenzen. In diesem Fall sollte der Achsabstand nach Tabelle 4.4 um 10 mm vergrößert werden. Zum Nachweis der verminderten Verlängerung sind einschlägige geeignete Dokumente heranzuziehen.

(3) Der Querschnitt von Zuggliedern sollte nicht kleiner als $2 \times b_{\min}^2$ sein, wobei b die Mindestbreite des Zugliedes nach Tabelle 4.4 ist.

Tabelle 4.4: Mindestmaße und -achsabstände für Zugglieder aus Stahlbeton und Spannbeton

Feuerwiderstandsklasse	Mindestmaße [mm] Mögliche Kombinationen des Verhältnisses Zuggliedbreite b / Achsabstand a	
	2	3
1		
R 30	80/25	200/10 *
R 60	120/40	300/25
R 90	150/55	400/45
R 120	200/65	500/45
R 180	240/80	600/60
R 240	280/90	700/70

Bei Spannbetonbauteilen ist die Vergrößerung des Achsabstandes nach 4.2.2 (4) zu beachten.

* Normalerweise reicht die nach ENV 1992-1-1 erforderliche Betondeckung aus.

4.2.6 Balken

4.2.6.1 Allgemeines

(1) Ein anforderungsgerechter Feuerwiderstand von Stahlbeton- und Spannbetonbalken kann mit den Zahlenwerten in den Tabellen 4.5 bis 4.7 und den folgenden Regeln nachgewiesen werden.

(2) Die Tabellen gelten für Balken, die von drei Seiten brandbeansprucht sein können. Das bedeutet, daß die obere Seite durch Platten oder andere Elemente geschützt ist, abgedeckt ist, deren wärmedämmende Funktion während der geforderten Feuerwiderstandsdauer erhalten bleiben. Für 4seitig brandbeanspruchte Balken gilt 4.2.6.4.

(3) Die Zahlenwerte in den Tabellen gelten für die in Bild 4.4 dargestellten Querschnitte. Mit den Regeln der Absätze (5) bis (8) werden für den Schutz der Bewehrung ausreichende Querschnittsmaße sichergestellt.

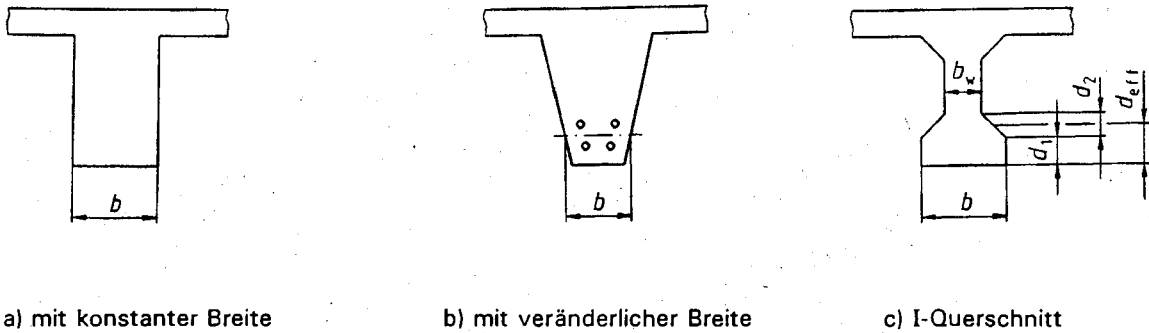


Bild 4.4: Definition der Maße für verschiedene Balkenquerschnitte

(4) Bei Balken mit veränderlicher Breite (Bild 4.4b) gilt als Mindestwert b die Breite in Höhe des Schwerpunkts der Zugbewehrung.

(5) Die wirksame Höhe d_{eff} des unteren Flansches von Balken mit I-Querschnitt und veränderlicher Stegbreite darf nicht kleiner angenommen werden als

$$d_{\text{eff}} = d_1 + 0,5 \times d_2 \geq b_{\text{min}} \quad (4.8)$$

mit b_{min} = Mindestwert der Balkenbreite nach den Tabellen 4.5 und 4.6.

Diese Regel gilt nicht, wenn ins Innere des vorhandenen Querschnitts ein fiktiver Querschnitt eingezeichnet werden kann ((a) in Bild 4.5), der die Mindestanforderungen hinsichtlich des Feuerwiderstands erfüllt und der die gesamte Bewehrung umschließt.

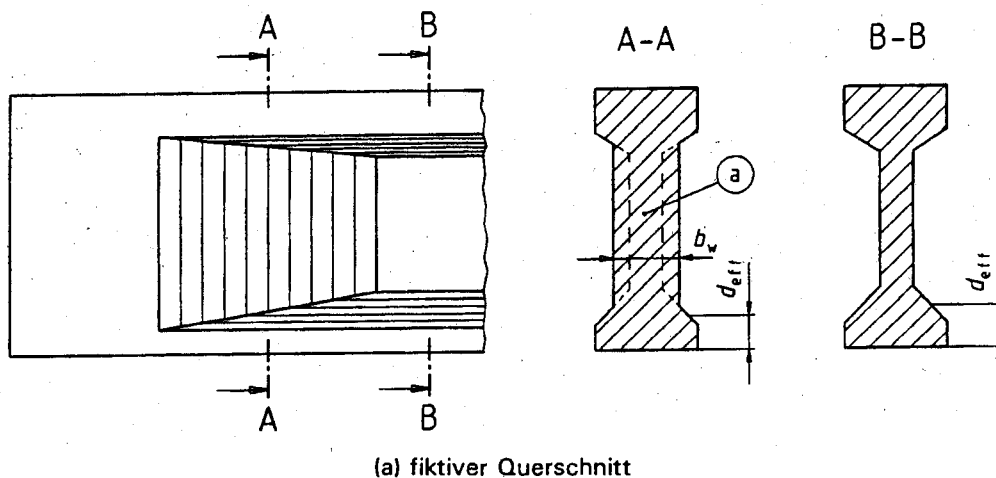


Bild 4.5: I-förmiger Balken mit veränderlicher Stegbreite b_w , der die Anforderungen an einen fiktiven Querschnitt erfüllt

(6) Sofern die vorhandene Breite b des unteren Flansches größer ist als der Grenzwert $1,4 \times b_w$ (b_w = vorhandene Stegbreite, siehe Bild 4.4c)), ist der Achsabstand der Bewehrung bzw. des Spannstahls zu vergrößern auf

$$a_{\text{eff}} = a \times \left(1,85 - \frac{d_{\text{eff}}}{b_{\text{min}}} \times \sqrt{\frac{b_w}{b}} \right) \geq a \quad (4.9)$$

wobei

d_{eff} durch Gleichung (4.8) gegeben
 b_{min} Mindestbalkenbreite nach Tabelle 4.5

(7) Für Flansche mit $b > 3,5 \times b_w$ (siehe (6)) gilt 4.2.6.4.

(8) Öffnungen in den Balkenstegen beeinträchtigen die Feuerwiderstandsfähigkeit nicht, sofern die verbleibende Querschnittsfläche in der Zugzone nicht kleiner ist als $A_c = 2 \times b_{\text{min}}^2$ ist. Dabei ist b_{min} der folgenden Tabelle 4.5 zu entnehmen.

(9) An den unteren Balkenecken treten Temperaturkonzentrationen auf. Aus diesem Grund sollte bei 1lagiger Bewehrung der seitliche Achsabstand a_{sd} des Eckstabes (bzw. -spanngliedes oder -drahts) gegenüber dem jeweils maßgebenden Mindestachsabstand a um $\{10\}$ mm vergrößert werden, allerdings nur bei Anwendung der Spalten 2 bis 4 der Tabelle 4.5 bei statisch bestimmt gelagerten Balken und der Spalten 2 und 3 der Tabelle 4.6 bei statisch unbestimmt gelagerten Balken.

4.2.6.2 Statisch bestimmt gelagerte Balken

(1) Tabelle 4.5 enthält Mindestachsabstände zur Unterkante und zu den Seitenrändern sowie Mindestbreiten statisch bestimmt gelagerter Balken für die Feuerwiderstandsklassen R 30 bis R 240.

4.2.6.3 Statisch unbestimmt gelagerte Balken (Durchlaufbalken)

(1) Tabelle 4.6 enthält Mindestachsabstände zur Unterkante und zu den Seitenrändern sowie Mindestbreiten statisch unbestimmt gelagerter Balken (Durchlaufbalken) für die Feuerwiderstandsklassen R 30 bis R 240.

(2) Tabelle 4.6 und die folgenden Regeln gelten für Balken, bei denen die Momentenumlagerung entsprechend ENV 1992-1-1, 2.5.3.4.2, nicht mehr als $\{15\% \}$ beträgt. Sofern nicht genauer gerechnet wird und die Momentenumlagerung $\{15\% \}$ überschreitet oder sofern die Bewehrungsregeln dieses Teils 1-2 nicht befolgt werden, ist jedes Feld des Durchlaufbalkens wie ein statisch bestimmt gelagerter Balken unter Anwendung von Tabelle 4.5 nachzuweisen.

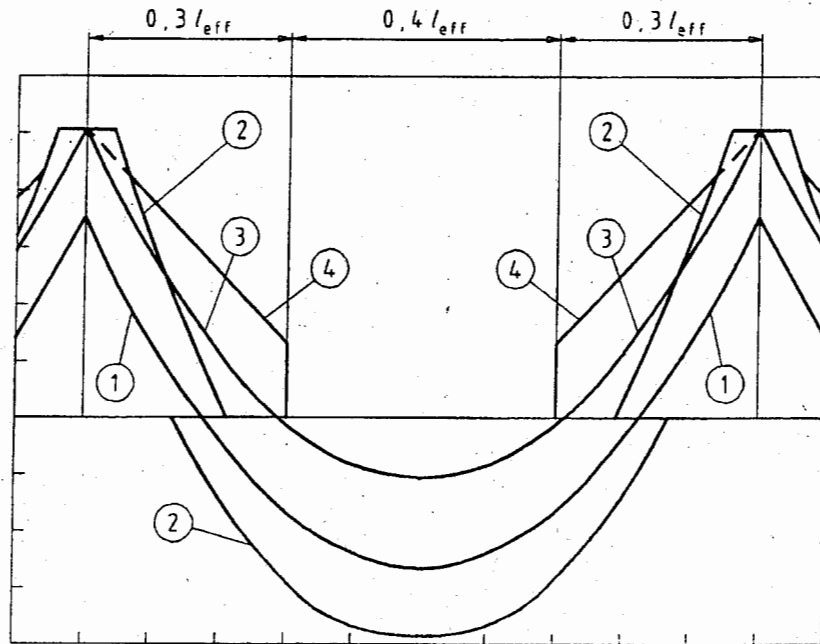
(3) Der Querschnitt der oberen Bewehrung über jeder Zwischenstütze sollte bei Feuerwiderstandsklassen $\{R 90 \}$ und höher auf eine Länge von $\{0,3 \} \times l_{\text{eff}}$ (wie in ENV 1992-1-1, 2.5.2.2.2 definiert) von der Mittellinie der Unterstützung aus gemessen (siehe Bild 4.6) nicht kleiner sein als

$$A_{s,\text{req}}(x) = A_{s,\text{req}}(0) \times (1 - 2,5 \times x/l_{\text{eff}}) \quad (4.10)$$

wobei

x	Entfernung des betrachteten Querschnitts von der Mittellinie der Unterstützung ($x \leq 0,3 \times l_{\text{eff}}$)
$A_{s,\text{req}}(0)$	erforderlicher Querschnitt der oberen Bewehrung über der Unterstützung entsprechend ENV 1992-1-1
$A_{s,\text{req}}(x)$	erforderlicher Querschnitt der oberen Bewehrung im betrachteten Schnitt, jedoch nicht kleiner als die nach ENV 1992-1-1 verlangte Bewehrung $A_s(x)$

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



Erläuterungen:

- (1) Kurve der Biegemomente aus Lasten beim Brand zur Zeit $t = 0$
- (2) Umhüllende der durch die Zugbewehrung aufzunehmenden Biegemomente aus Lasten entsprechend ENV 1992-1-1 (Momentendeckungslinie)
- (3) Kurve der Biegemomente unter Brandeinwirkung
- (4) Umhüllende der aufnehmbaren Biegemomente entsprechend Gleichung (4.10)

Bild 4.6: Umhüllende der aufnehmbaren Biegemomente über den Stützen im Brandfall

Tabelle 4.5: Mindestmaße und -achsabstände für statisch bestimmt gelagerte Balken aus Stahlbeton und Spannbeton

Feuerwiderstandsklasse	Mindestmaße [mm]				
	Mögliche Kombinationen a und b_{\min} a = mittlerer Achsabstand; b_{\min} = Mindestbalkenbreite				Stegdicke b_w
1	2	3	4	5	6
R 30	$b_{\min} = 80 $ $a = 25 $	$ 120 $ $ 15 $ *	$ 160 $ $ 10 $ *	$ 200 $ $ 10 $ *	$ 80 $
R 60	$b_{\min} = 120 $ $a = 40 $	$ 160 $ $ 35 $	$ 200 $ $ 30 $	$ 300 $ $ 25 $	$ 100 $
R 90	$b_{\min} = 150 $ $a = 55 $	$ 200 $ $ 45 $	$ 250 $ $ 40 $	$ 400 $ $ 35 $	$ 100 $
R 120	$b_{\min} = 200 $ $a = 65 $	$ 240 $ $ 55 $	$ 300 $ $ 50 $	$ 500 $ $ 45 $	$ 120 $
R 180	$b_{\min} = 240 $ $a = 80 $	$ 300 $ $ 70 $	$ 400 $ $ 65 $	$ 600 $ $ 60 $	$ 140 $
R 240	$b_{\min} = 280 $ $a = 90 $	$ 350 $ $ 80 $	$ 500 $ $ 75 $	$ 700 $ $ 70 $	$ 160 $
$a_{sd} = a + 10$ mm (siehe Anmerkung)					
Bei Spannbetonbalken sollte der Achsabstand a entsprechend 4.2.2. (4) vergrößert werden.					
a_{sd} ist der seitliche Achsabstand der Eckstäbe (bzw. des -spannglieds oder -drahts) in Balken mit nur einer Bewehrungslage. Für größere b_{\min} -Werte als die nach Spalte 4 ist eine Vergrößerung von a nicht erforderlich.					
* Normalerweise reicht die nach ENV 1992-1-1 erforderliche Betondeckung aus.					

Tabelle 4.6: Mindestmaße und -achsabstände für statisch unbestimmt gelagerte Balken (Durchlaufbalken) aus Stahlbeton und Spannbeton

Feuerwiderstandsklasse	Mindestmaße [mm]			
	Mögliche Kombinationen a und b_{\min} a = mittlerer Achsabstand; b_{\min} = Balkenbreite			Stegbreite b_w
1	2	3	4	5
R 30	$b_{\min} = \underline{80}$ $a = \underline{12}^*$	$\underline{160}$ $\underline{12}^*$	$\underline{200}$ $\underline{12}^*$	$\underline{80}$
R 60	$b_{\min} = \underline{120}$ $a = \underline{25}$	$\underline{200}$ $\underline{12}^*$	$\underline{300}$ $\underline{12}^*$	$\underline{100}$
R 90	$b_{\min} = \underline{150}$ $a = \underline{35}$	$\underline{250}$ $\underline{25}$	$\underline{400}$ $\underline{25}$	$\underline{100}$
R 120	$b_{\min} = \underline{220}$ $a = \underline{45}$	$\underline{300}$ $\underline{35}$	$\underline{500}$ $\underline{35}$	$\underline{120}$
R 180	$b_{\min} = \underline{380}$ $a = \underline{60}$	$\underline{400}$ $\underline{60}$	$\underline{600}$ $\underline{50}$	$\underline{140}$
R 240	$b_{\min} = \underline{480}$ $a = \underline{70}$	$\underline{500}$ $\underline{70}$	$\underline{700}$ $\underline{60}$	$\underline{160}$
$a_{sd} = a + 10 \text{ mm}$ (siehe Anmerkung)				
Bei Spannbetonbalken sollte der Achsabstand a entsprechend 4.2.2. (4) vergrößert werden.				
a_{sd} ist der seitliche Achsabstand der Eckstäbe (bzw. des -spannglieds oder -drahts) in Balken mit nur einer Bewehrungslage. Für größere b_{\min} -Werte als die nach Spalte 3 ist eine Vergrößerung von a nicht erforderlich.				
* Normalerweise reicht die nach ENV 1992-1-1 erforderliche Betondeckung aus.				

(4) Für Durchlaufbalken mit Spanngliedern ohne Verbund gilt Tabelle 4.6 nur, wenn zur Sicherung des statischen Gleichgewichts im Brandfall über den Zwischenstützen eine zusätzliche obere, im Verbund liegende Bewehrung angeordnet wird.

(5) Die Stegbreite b_w von I-förmigen Durchlaufbalken (siehe Bild 4.4 c)) sollte nicht kleiner sein als der Mindestwert b_{\min} in Tabelle 4.6, Spalten 2 bis 4, und zwar auf die Länge $2h$ von der Mittelstütze aus gemessen. Ausnahme: Mit Bild A.18 (Anhang A) wird nachgewiesen, daß explosives Abplatzen nicht zu befürchten ist.

(6) Um ein Betondruck- oder Schubversagen des Durchlaufbalkens an der ersten Innenstütze zu verhindern, sollten entsprechend Tabelle 4.7 für die Feuerwiderstandsklassen $\underline{R 120 - R 240}$ die Balkenbreite und die Stegdicke vergrößert werden, wenn folgende zwei Bedingungen zutreffen:

a) keine Biegeeinspannung am Endauflager vorhanden, entweder aufgrund einer Verbindung oder eines Balkens (im Hinblick auf diesen Absatz gibt ENV 1992-1-1, 5.4.2.1.2 (1) einen Momentenwiderstand für den Fall an, daß der Balken in eine Fuge, die Momente übertragen kann, eingebunden ist) und

b) $V_{Sd} > 2/3 \times V_{Rd2}$ an der ersten Innenstütze. V_{Rd2} ist nach ENV 1992-1-1, 4.3.2, der Bemessungswert des Schubwiderstandes der Druckstreben.

Tabelle 4.7: Stahlbeton- und Spannbetondurchlaufbalken mit I-Querschnitt; vergrößerte Balkenbreite und Stegdicke für die Bedingungen entsprechend 4.2.6.3 (6)

Feuerwiderstandsklasse	Mindestbalkenbreite b_{\min} [mm] Mindeststegdicke b_w [mm]
1	2
R 120	220
R 180	380
R 240	480

4.2.6.4 Vierendeilig brandbeanspruchte Balken

(1) Die Tabellen 4.5, 4.6 und 4.7 können angewendet werden, jedoch darf

- die Höhe des Balkens nicht kleiner sein als die für die betreffende Feuerwiderstandsdauer erforderliche Mindestbreite und

- die Querschnittsfläche des Balkens nicht kleiner sein als

$$A_c = 2 \times b_{\min}^2 \quad (4.11)$$

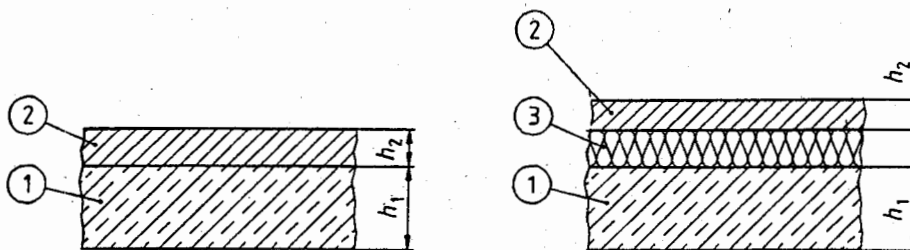
mit b_{\min} nach den Tabellen 4.5 bis 4.7.

4.2.7 Platten

4.2.7.1 Allgemeines

(1) Ein anforderungsgerechter Feuerwiderstand von Stahlbeton- und Spannbetonplatten kann mit den Zahlenwerten in Tabelle 4.8 und den folgenden Regeln nachgewiesen werden.

(2) Die in Tabelle 4.8 angegebene Mindestplattendicke h_s gewährleistet den Raumabschluß (Kriterien E und I). Fußbodenbeläge tragen zum Raumabschluß entsprechend ihrer Dicke bei (siehe Bild 4.7). Sofern nur die Tragfähigkeit (Kriterium R) verlangt wird, darf die für die Bemessung nach ENV 1992-1-1 erforderliche Plattendicke angesetzt werden.



Erläuterungen:

(1) Betonplatte

(2) Fußbodenbelag (z. B. Estrich) (nicht brennbar)

(3) Schallisolierung (brennbar möglich)

$$h_1 + h_2 = h_s \quad \text{wie in Tabelle 4.8}$$

Bild 4.7: Betonplatte mit Fußbodenbelag

(3) Die Regeln in 4.2.7.2 und 4.2.7.3 gelten auch für die Flansche von T- oder I-förmigen Balken.

4.2.7.2 Statisch bestimmt gelagerte Platten

(1) Tabelle 4.8 enthält für statisch bestimmt gelagerte Platten Mindestachsabstände für die Feuerwiderstandsklassen R 30 bis R 240.

(2) In zweiachsig gespannten Platten bezeichnet a den Achsabstand der Bewehrungsstäbe der unteren Lage.

Tabelle 4.8: Mindestmaße und -achsabstände für statisch bestimmt gelagerte, einachsig und zweiachsig gespannte Stahlbeton- und Spannbetonplatten

Feuerwiderstands- standsklasse	Mindestmaße [mm]			
	Plattendicke h_s [mm]	einachsig	Achsabstand a	
			$l_y/l_x \leq 1,5$	$1,5 < l_y/l_x \leq 2$
1	2	3	4	5
REI 30	60	10 *	10 *	10 *
REI 60	80	20	10 *	15 *
REI 90	100	30	15 *	20
REI 120	120	40	20	25
REI 180	150	55	30	40
REI 240	175	65	40	50

l_x und l_y sind die Spannweiten einer zweiachsig gespannten Platte (beide Richtungen nahezu rechtwinklig zueinander), wobei l_y die längere Spannweite ist.

Bei Spannbetonplatten sollte der Achsabstand a entsprechend 4.2.2. (4) vergrößert werden.

Der Achsabstand a in den Spalten 4 und 5 gilt für zweiachsig gespannte Platten, die an allen vier Rändern gestützt sind. Trifft das nicht zu, sind die Platten wie einachsig gespannte Platten zu behandeln.

* Normalerweise reicht die nach ENV 1992-1-1 erforderliche Betondeckung aus.

4.2.7.3 Statisch unbestimmt gelagerte Platten (Durchlaufplatten)

(1) Die Zahlenwerte in Tabelle 4.8 (Spalten 2 und 4) gelten auch für einachsig und zweiachsig gespannte statisch unbestimmt gelagerte Platten (Durchlaufplatten).

(2) Die Regeln in 4.2.6.3 (2) und (3) für Durchlaufbalken gelten auch für Durchlaufplatten. Sofern diese Regeln nicht befolgt werden, sollte jedes Feld einer Durchlaufplatte wie eine statisch bestimmt gelagerte Platte mit Hilfe von Tabelle 4.8 (Spalten 2 und 3 bzw. 4 oder 5) nachgewiesen werden.

(3) Über den Zwischenstützen sollte eine Mindestbewehrung

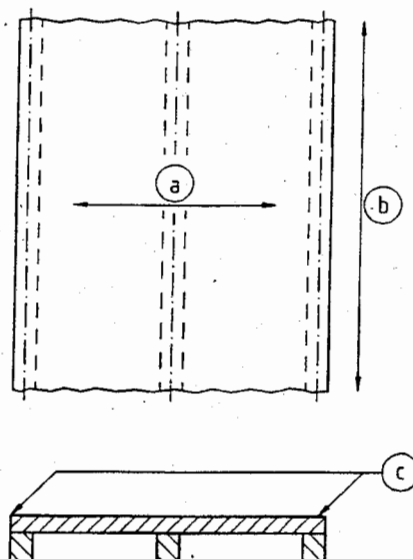
$$A_s \geq |0,005| \times A_c$$

angeordnet werden, wenn folgende Bedingungen erfüllt sind:

a) Der verwendete Stahl ist normal duktil (siehe ENV 1992-1-1, 3.2.4.2).

b) Bei Zweifeld-Durchlaufplatten ist an den Endauflagern entsprechend den Bemessungsvorgaben nach ENV 1992-1-1 und/oder aufgrund entsprechender Bewehrung (siehe z. B. ENV 1992-1-1, 5.4.3.2.2 (2)) keine Biegeeinspannung vorgesehen.

c) Lastwirkungen quer zur Spannrichtung können nicht umgelagert werden, z. B. weil vorhandene Zwischenwände oder andere Unterstützungen in Spannrichtung bei der Bemessung nicht in Rechnung gestellt wurden (siehe Bild 4.8).



Erläuterungen:

- (a) Spannrichtung der Platte
 (b) Breite des Systems ohne Querabstützungen
 (c) keine Biegeeinspannung

Bild 4.8: Plattensysteme, für die entsprechend 4.2.7.3 (3) ein Mindestbewehrungsquerschnitt angeordnet werden sollte

4.2.7.4 Flachdecken

(1) Die folgenden Regeln gelten für Flachdecken, bei denen die Momentenumlagerung nach ENV 1992-1-1, 2.5.3.5.4, $\leq 15\%$ nicht überschreitet. Andernfalls sollten der Achsabstand wie für einachsige gespannte Platten (Tabelle 4.8, Spalte 3) und die Mindestdicke nach Tabelle 4.9 gewählt werden.

(2) Bei Feuerwiderstandsklassen $\geq \text{REI } 90$ und höher sollten in jeder Richtung mindestens $\geq 20\%$ der nach ENV 1992-1-1 erforderlichen oberen Bewehrung über den Zwischenauflägern über die ganze Spannweite durchgeführt werden. Diese Bewehrung sollte in den Stützstreifen angeordnet werden.

(3) Die Mindestplattendicke sollte nicht (z. B. durch Anrechnung von Fußbodenbeschichtung) verkleinert werden.

(4) Als Achsabstand a gilt der Achsabstand der unteren Bewehrungslage.

Tabelle 4.9: Mindestmaße und -achsabstände für Flachdecken aus Stahlbeton und Spannbeton

Feuerwiderstandsklasse	Mindestmaße [mm]	
	Plattendicke h_s	Achsabstand a
1	2	3
REI 30	≤ 150	≤ 10 *
REI 60	≤ 200	≤ 15 *
REI 90	≤ 200	≤ 25
REI 120	≤ 200	≤ 35
REI 180	≤ 200	≤ 45
REI 240	≤ 200	≤ 50

* Normalerweise reicht die nach ENV 1992-1-1 erforderliche Betondeckung aus.

4.2.7.5 Rippendecken

(1) Für den Nachweis der Feuerwiderstandsfähigkeit einachsiger gespannter Stahlbeton- und Spannbetonrippendecken gelten die Angaben in 4.2.6.2, 4.2.6.3, 4.2.7.3 und in Tabelle 4.8, Spalten 2 und 3.

(2) Zweiachsig gespannten Stahlbeton- und Spannbetonrippendecken haben eine ausreichende Feuerwiderstandsfähigkeit, wenn die Zahlenwerte der Tabellen 4.10 und 4.11 und die folgenden Regeln eingehalten werden.

(3) Die Zahlenwerte der Tabellen 4.10 und 4.11 gelten für Rippendecken, deren Belastung gleichmäßig verteilt ist.

(4) Für Rippendecken mit einer mehrlagigen Bewehrung gilt 4.2.6.1 (4) mit Bild 4.4 b).

(5) In durchlaufenden Rippendecken sollte die obere Bewehrung in der oberen Hälfte der Flansche angeordnet werden.

(6) Tabelle 4.10 gilt für zweiachsig gespannte, statisch bestimmt gelagerte Rippendecken. Sie gilt auch für zweiachsig gespannte Rippendecken mit mindestens einem eingespannten Rand und Feuerwiderstandsklassen unter REI 180, wenn die obere Bewehrung nicht die Forderungen von 4.2.6.3 (3) erfüllt.

Tabelle 4.11 gilt für zweiachsig gespannte Rippendecken mit mindestens einem eingespannten Rand. Für die obere Bewehrung gilt 4.2.6.3 (3) unabhängig von der Feuerwiderstandsklasse.

Tabelle 4.10: Mindestmaße und -achsabstände für zweiachsig gespannte, statisch bestimmt gelagerte Stahlbeton- und Spannbetonrippendecken

Feuerwiderstandsklasse	Mindestmaße [mm]			
	Mögliche Kombinationen Rippenbreite b_{\min} / Achsabstand a			Plattendicke h_s und Achsabstand a in Spannrichtung
1	2	3	4	5
REI 30	$b_{\min} = \geq 80$ $a = 15$ *			$h_s = 80$ $a = 10$ *
REI 60	$b_{\min} = 100$ $a = 35$	120 25	≥ 200 15 *	$h_s = 80$ $a = 10$ *
REI 90	$b_{\min} = 120$ $a = 45$	160 40	≥ 250 30	$h_s = 100$ $a = 15$ *
REI 120	$b_{\min} = 160$ $a = 60$	190 55	≥ 300 40	$h_s = 120$ $a = 20$
REI 180	$b_{\min} = \geq 220$ $a = 75$	260 70	≥ 410 60	$h_s = 150$ $a = 30$
REI 240	$b_{\min} = 280$ $a = 90$		≥ 500 70	$h_s = 175$ $a = 40$
$a_{sd} = a + 10$				
Bei Spannbetonrippendecken sollte der Achsabstand a entsprechend 4.2.2. (4) vergrößert werden.				
a_{sd} bezeichnet den Abstand zwischen der Bewehrungsstabachse und der Seitenfläche der brandbeanspruchten Rippe.				
* Normalerweise reicht die nach ENV 1992-1-1 erforderliche Betondeckung aus.				

Tabelle 4.11: Mindestmaße und -achsabstände für zweiachsig gespannte, Stahlbeton- und Spannbetonrippendecken mit mindestens einem eingespannten Rand

Feuerwiderstandsklasse	Mindestmaße [mm]			
	Mögliche Kombinationen Rippenbreite b_{\min} / Achsabstand a			Plattendicke h_s und Achsabstand a in Spannrichtung
1	2	3	4	5
REI 30	$b_{\min} = \geq 80$ $a = 10$ *			$h_s = 80$ $a = 10$ *
REI 60	$b_{\min} = 100$ $a = 25$	120 15 *	≥ 200 10 *	$h_s = 80$ $a = 10$ *
REI 90	$b_{\min} = 120$ $a = 35$	160 25	≥ 250 15 *	$h_s = 100$ $a = 15$ *
REI 120	$b_{\min} = 160$ $a = 45$	190 40	≥ 300 30	$h_s = 120$ $a = 20$
REI 180	$b_{\min} = 310$ $a = 60$	600 50		$h_s = 150$ $a = 30$
REI 240	$b_{\min} = 450$ $a = 70$	700 60		$h_s = 175$ $a = 40$
$a_{sd} = a + 10$				
Bei Spannbetonrippendecken sollte der Achsabstand a entsprechend 4.2.2. (4) vergrößert werden.				
a_{sd} bezeichnet den Abstand zwischen der Bewehrungsstabachse und der Seitenfläche der brandbeanspruchten Rippe.				
* Normalerweise reicht die nach ENV 1992-1-1 erforderliche Betondeckung aus.				

4.3 Vereinfachtes Rechenverfahren

4.3.1 Allgemeines

(1)P Mit dem im folgenden beschriebenen, vereinfachten Rechenverfahren wird die Tragfähigkeit im Grenzzustand eines brandbeanspruchten Querschnitts bestimmt.

(2)P Das Verfahren ist für Tragwerke unter Normbrandbeanspruchung bis zum Zeitpunkt des Auftretens der maximalen Brandgastemperatur anwendbar.

(3)P Das Verfahren ist auch zur Berechnung des Grenzzustands der Tragfähigkeit in einem bestimmten Zeitpunkt bei einer anderen Brandbeanspruchung anwendbar, sofern die zu dieser Beanspruchung passenden Temperaturprofile bekannt oder berechnet sind und entsprechend genaue Daten für die Materialeigenschaften verwendet werden. Dieser Teil 1-2 enthält jedoch nur die für Normbrandbeanspruchung bis zum Zeitpunkt der maximalen Gastemperatur geltenden Daten.

(4) Vorgehensweise: Bestimmen des Temperaturprofils des Querschnitts; Reduzieren des Betonquerschnitts, der Festigkeit und des Kurzzeit-E-Moduls von Beton und Betonstahl; Berechnen des Grenzzustands der Tragfähigkeit des Bauteils mit dem reduzierten Querschnitt entsprechend den Regeln von ENV 1992-1-1, Vergleichen dieser Tragfähigkeit mit der maßgebenden Kombination der Einwirkungen (beim Brand), siehe 2.4.2.

(5) Die tragenden Bauteile sollten so ausgebildet werden, daß ein Abplatzen, ein Versagen der Verankerungen und ein Verlust an Rotationskapazität eine geringere Eintretenswahrscheinlichkeit haben als ein Versagen, das durch Biegemomente, Schub- oder Längskräfte verursacht wird.

(6) Für die brandschutztechnische Bemessung ist der Reduktionsfaktor α nach ENV 1992-1-1, 4.2.1.3.3 (11) und (12), zu $|\frac{1,0}{\alpha}|$ anzunehmen. Somit ergibt sich der Bemessungswert der Betondruckfestigkeit zu

$$f_{cd}(\theta) = k_c(\theta) \times f_{ck} (20 \text{ °C}). \quad (4.12)$$

4.3.2 Temperaturprofile

(1) Temperaturen in einem brandbeanspruchten Betontragwerk können durch Versuche oder durch Rechnung ermittelt werden. Die in Anhang B angegebenen Temperaturprofile dürfen verwendet werden, wenn genauere Daten nicht zur Verfügung stehen.

(2) Die in Anhang B angegebenen Temperaturprofile sind für die Ermittlung der Temperaturen in Querschnitten von Bauteilen mit überwiegend quarzhaltigem Zuschlag und bei Normbrandbeanspruchung bis zum Zeitpunkt der maximalen Gastemperatur verwendbar. Die Profile können auch für die meisten anderen Zuschlagsarten verwendet werden, nicht jedoch allgemein für andere als die Normbrandbeanspruchung.

4.3.3 Reduzierter Querschnitt

(1) Es wird angenommen, daß die Isothermen in der Druckzone eines Rechteckquerschnitts parallel zu dessen Seiten verlaufen.

(2) Der brandgeschädigte Querschnitt wird durch einen reduzierten Querschnitt repräsentiert, bei dem die geschädigte Zone längs der brandbeanspruchten Oberfläche von der Dicke a_z außer Acht gelassen wird (Bild 4.9).

(3) Bei einem 1seitig brandbeanspruchten Rechteckquerschnitt wird die Dicke mit w angenommen, mit der Bezeichnung w_2 für eine Platte (Bild 4.9 c) und für einen Flansch (Bild 4.9f)).

Sind zwei einander gegenüberliegende Seiten brandbeansprucht, so wird die Dicke mit $2w$ angenommen, siehe Bilder 4.9a), b), d), bis f) (für Wände, einen Balken, eine Stütze und einen Steg).

Der rechteckige Teil eines Bauteils wird als gleichwertiger Teil einer Wand mit der Dicke $2w$ betrachtet, für die die Zonendicke a_z zu berechnen ist. Beispielsweise ist die Platte in Bild 4.9c) gleich zu werten wie die (Hälfte der dicken) Wand im Bild 4.9d), und auch der Flansch in Bild 4.9f) ist gleichwertig mit der (halben) Wand in Bild 4.9d). Im Gegensatz dazu steht der Steg im Bild 4.9f) in gleichwertiger Beziehung zu der (schmalen) Wand in Bild 4.9a).

(4) An der unteren Schmalseite bzw. den Enden eines brandbeanspruchten, rechteckigen Querschnitts mit einer Breite kleiner als die Höhe wird die Zonendicke a_z wie für die langen Seiten berechnet (Bilder 4.9b), e) und f)).

(5) Die Druckfestigkeit und der E-Modul des reduzierten Betonquerschnitts werden konstant und gleich den für den Punkt M berechneten Werten angenommen. M entspricht einem beliebigen Punkt auf der Mittelebene der gleichwertigen Wand.

Die Dicke a_z der geschädigten Zone und die reduzierten Betoneigenschaften sollten getrennt für jeden rechteckigen Teil des Querschnitts ermittelt werden. Das bedeutet, daß sich für die Zonendicke a_z des Flansches eines T-Querschnitts ein anderer Wert als für die des Stegs desselben Querschnitts ergeben kann, siehe Bild 4.9f).

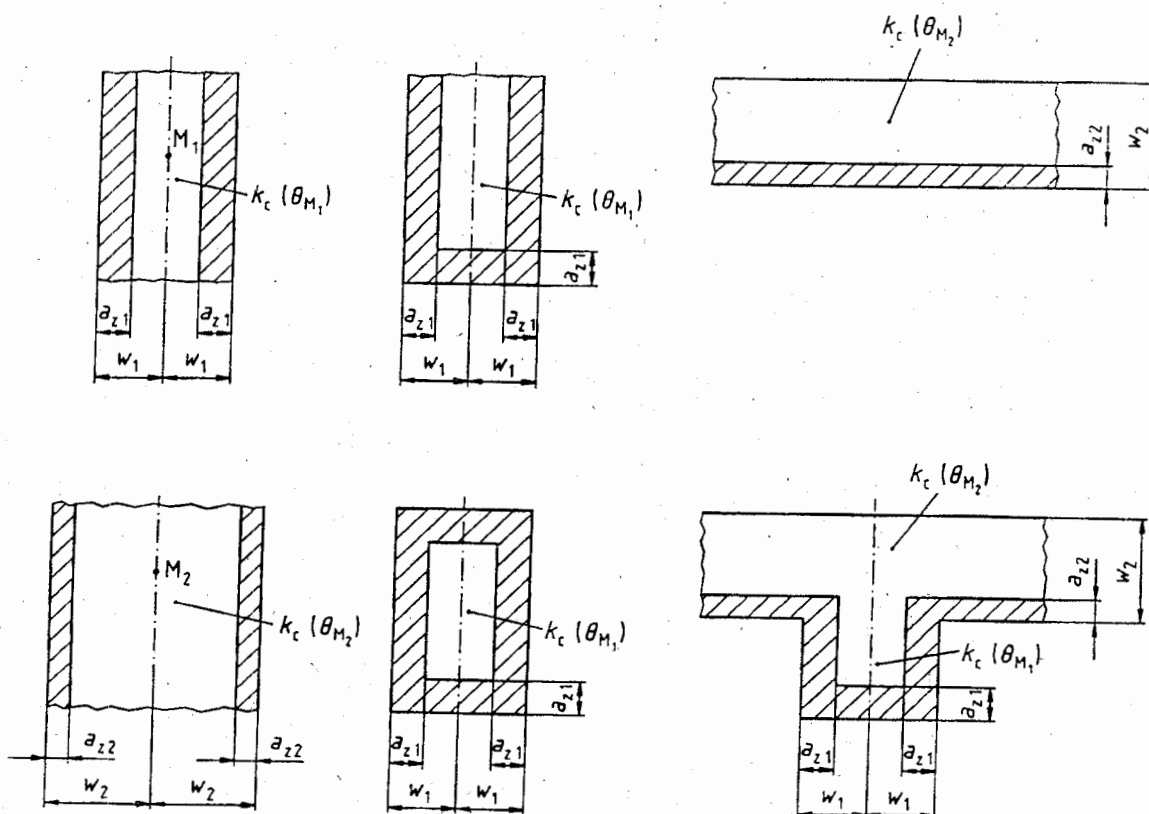


Bild 4.9: Reduktion der Festigkeit und der Querschnitte mit Hilfe von gleichwertigen, beidseitig brandbeanspruchten Wänden (Wand 1 und Wand 2)

(6) Die reduzierte Betondruckfestigkeit $f_{cd}(\theta_M)$ im Punkt M eines beidseitig brandbeanspruchten Bauteils ist

$$f_{cd}(\theta_M) = k_c(\theta_M) \times f_{ck}(20^\circ\text{C}) \quad (4.13)$$

wobei

$$\theta_M = \text{Temperatur im Punkt M}$$

Der reduzierte Kurzzeit-E-Modul in diesem Punkt ist

$$E_{cd}(\theta_M) = (k_c(\theta_M))^2 \times E_{ck}(20^\circ\text{C}) \quad (4.14)$$

Der Kurzzeitwert des E-Moduls berücksichtigt nicht die Wirkung von Kriechen oder instationärer Dehnung (Anteil der durch Druckspannungen behinderten thermischen Dehnung). Sofern bei Stützen und Wänden Auswirkungen zweiter Ordnung berücksichtigt werden müssen, sollte das Verfahren nach ENV 1992-1-1 mit diesem E-Modul-Wert und dem in diesem Abschnitt definierten reduzierten Querschnitt verwendet werden. (Der Wert $E_{cd}(\theta_M)$ kann aus den Daten in Anhang A, die Kriechen und instationäre Dehnung einschließen, nicht abgeleitet werden).

(7) Die Dicke a_z der geschädigten Zone wird für eine beidseitig brandbeanspruchte Wand folgendermaßen abgeschätzt:

- Die Wandhälfte der Dicke w wird in n parallele Zonen jeweils gleicher Dicke unterteilt, mit $n \geq 3$ (siehe Bild 4.10).
- Berechnung der Temperatur in der Mitte jeder Zone.
- Bestimmung der entsprechenden Reduktionsbeiwerte $k_c(\theta_i)$ der Betondruckfestigkeit.

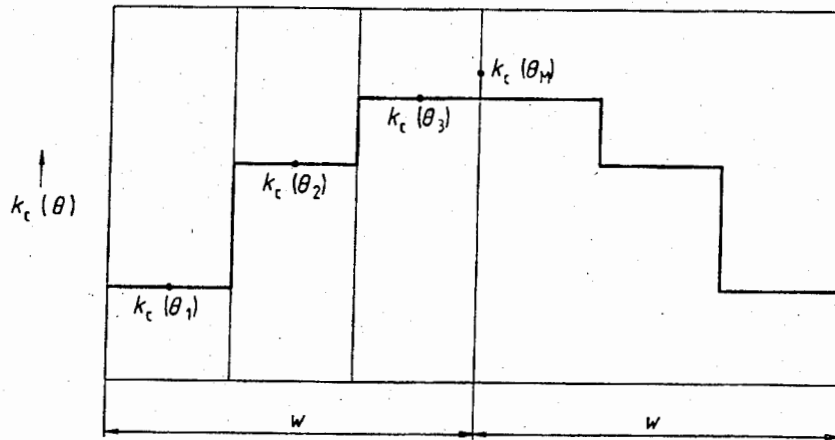


Bild 4.10: Unterteilung einer beidseitig brandbeanspruchten Wand in Zonen zur Berechnung der reduzierten Festigkeit und der a_z -Werte

Die reduzierte Druckfestigkeit und die geschädigte Zone a_z dürfen bei Normbrandbeanspruchung bis zum Zeitpunkt der maximalen Brandraumtemperatur mit Hilfe von Anhang B oder mittels des folgenden Verfahrens abgeschätzt werden:

d) Der mittlere Reduktionsbeiwert, der die Änderung der Temperatur in jeder Zone mit dem Faktor $(1 - 0,2/n)$ berücksichtigt, darf mit Hilfe von Gleichung (4.15) berechnet werden:

$$k_{c,m} = \frac{(1 - 0,2/n)}{n} \times \sum_{i=1}^n k_c(\theta_i) \quad (4.15)$$

e) Die Dicke der geschädigten Zone von Balken, Platten und Bauteilen, die in ihrer Ebene schubbeansprucht sind, kann mit Gleichung (4.16) berechnet werden:

$$a_z = w \left[1 - \frac{k_{c,m}}{k_c(\theta_M)} \right] \quad (4.16)$$

worin

$k_c(\theta_M)$ = Reduktionsbeiwert für den Beton im Punkt M.

Bei Stützen, Wänden und anderen Bauteilen, bei denen Wirkungen zweiter Ordnung berücksichtigt werden müssen, darf a_z mit Gleichung (4.17) berechnet werden:

$$a_z = w \left[1 - \left[\frac{k_{c,m}}{k_c(\theta_M)} \right]^{1,3} \right] \quad (4.17)$$

(8) Die Bewehrung ist ebenfalls mit reduzierter Festigkeit und mit reduziertem E-Modul - entsprechend der Temperatur jedes Stabes - in Rechnung zu stellen, auch wenn sie außerhalb des reduzierten Querschnitts liegt, siehe Anhang B.

(9) Bei druckbeanspruchten Bewehrungsstäben ist eine Stauchung von 0,2 % mit der entsprechenden Spannungsreduktion anzuwenden. Bei zugbeanspruchten Bewehrungsstäben darf als Folge einer größeren Dehnung eine erhöhte Spannung in Rechnung gestellt werden. Die Reduktion des E-Moduls eines Bewehrungsstabes darf genauso angenommen werden wie die der Spannung des Stabes aufgrund der Reduktion mit 0,2 %.

(10) Balken und Platten können hochbewehrt sein. In diesem Fall darf der Kurzzeitwert von $\varepsilon_{cu,max}$ wie folgt berechnet werden:

$$\varepsilon_{cu,max} = 0,0035/k_c(\theta_M) \quad (4.18)$$

innerhalb der Grenzen des reduzierten Querschnitts.

(11) In Fällen, in denen für die Bewehrung eine größere Stauchung als 0,2 % angenommen wird, sollte nachgewiesen werden, daß diese größere Stauchung auch im Grenzzustand der Tragfähigkeit beim Brand auftritt.

4.4 Allgemeine Rechenverfahren

4.4.1 Allgemeines

(1)P Allgemeine Rechenverfahren dürfen für Einzelbauteile, Teiltragwerke und Gesamttragwerke sowie für jede Querschnittsart angewendet werden.

(2)P Allgemeine Rechenverfahren sollen eine wirklichkeitsnahe Berechnung brandbeanspruchter Tragwerke ermöglichen. Sie sollen grundlegend auf dem physikalischen Verhalten aufbauen und zu einer zuverlässigen Abschätzung des erwarteten Brandverhaltens der maßgebenden Teiltragwerke führen.

(3)P Allgemeine Rechenverfahren können besondere Teilmodelle enthalten, und zwar zur Bestimmung

- a) der Temperaturentwicklung und -verteilung in Bauteilen (thermische Analyse);
- b) des mechanischen Verhaltens des Tragwerks oder eines Teiltragwerks (mechanische Analyse).

(4)P Eine mögliche, jedoch durch das allgemeine Rechenverfahren nicht abgedeckte Versagensart (z. B. unzureichende Rotationskapazität, Abplatzen der Betondeckung, lokales Ausknicken der Druckbewehrung, Schub- und Verbundversagen, Verankerungsbruch) muß durch eine geeignete Bemessung und Bewehrungsführung ausgeschlossen werden.

(5)P Allgemeine Rechenverfahren dürfen in Verbindung mit beliebigen Brandraumtemperatur-Zeitkurven verwendet werden vorausgesetzt, daß die Materialeigenschaften für den maßgebenden Temperaturbereich bekannt sind.

4.4.2 Thermische Analyse

(1)P Allgemeine Rechenverfahren für die thermische Analyse müssen auf den anerkannten Prinzipien und Voraussetzungen der Theorie der Wärmeübertragung aufbauen.

(2)P Das Modell der thermischen Analyse muß berücksichtigen:

- a) die thermischen Einwirkungen, ermittelt nach ENV 1991-2-2;
- b) die temperaturabhängigen Materialeigenschaften, wie in den maßgebenden Dokumenten festgelegt (siehe Anhang A);
- c) gegebenenfalls die Wirkung von Schutzschichten.

(3) Der Einfluß des Feuchtegehalts sowie der Feuchtigkeitswanderung im Beton oder gegebenenfalls in den Schutzschichten darf auf der sicheren Seite liegend vernachlässigt werden.

(4) Die Temperaturprofile in einem Stahlbetonbauteil dürfen ohne Berücksichtigung der Bewehrung ermittelt werden.

(5) Die Auswirkungen einer ungleichförmigen Temperaturbeanspruchung und die Wärmeübertragung auf anschließende Bauteile dürfen berücksichtigt werden.

4.4.3 Mechanische Analyse

(1)P Die allgemeinen Rechenverfahren für die mechanische Analyse müssen auf den anerkannten Prinzipien und Voraussetzungen der Theorie der Tragwerksmechanik aufbauen. Dabei sind die temperaturabhängigen Veränderungen der mechanischen Materialeigenschaften zu berücksichtigen.

(2)P Die mit den Rechenverfahren sich ergebenden Verformungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit müssen begrenzt werden um sicherzustellen, daß die Verformungen aller Teile miteinander verträglich sind.

(3)P Gegebenenfalls muß die Analyse auch nichtlineare, geometrische Auswirkungen berücksichtigen.

(4)P Die Auswirkungen thermisch bedingter Dehnungen und Spannungen infolge von Temperaturanstieg und Temperaturunterschieden müssen berücksichtigt werden.

(5) Die Gesamtdehnung ε darf angenommen werden zu:

$$\varepsilon = \varepsilon_{th} + \varepsilon_{load} + \varepsilon_{creep} + \varepsilon_{tr} \quad (4.19)$$

wobei

ε_{th}	thermische Dehnung
ε_{load}	lastabhängige Kurzzeitdehnung
ε_{creep}	Kriechdehnung
ε_{tr}	Kurzzeitdehnung

Die Kriechdehnung während der Brandbeanspruchung darf vernachlässigt werden. Ihr Beitrag kann für die Berechnung der Verformungen nach einem Brand bedeutsam sein.

(6) Für Berechnungen in der Praxis dürfen Verformungen und indirekte Einwirkungen in statisch unbestimmten Tragwerken während des Brandes mit Hilfe von Zwangdehnungen (Verlängerung und Krümmung der Mittelachse) auf der Grundlage einschlägiger Dokumente (siehe z. B. Anhang D) abgeschätzt werden

(7) Die Tragfähigkeit brandbeanspruchter Einzelbauteile, Teiltragwerke oder ganzer Tragwerke können mit Methoden der Plastizitätstheorie nachgewiesen werden (siehe ENV 1992-1-1, Abschnitt 2.5.3).

(8) Die plastische Rotationsfähigkeit von Stahlbetonquerschnitten sollte unter Beachtung der erhöhten Grenzdehnungen ε_{cu} und ε_{su} im Brandfall abgeschätzt werden. ε_{cu} wird auch durch die vorgesehene Umgrenzungsbewehrung beeinflusst.

(9) Die Druckzone eines Querschnitts sollte besonders dann, wenn sie unmittelbar vom Brand beansprucht ist (z. B. wie bei negativen Momenten von Durchlaufbalken), vor allem im Hinblick auf ein Abplatzen oder Abfallen der Betondeckung überprüft und bemessen werden.

(10) Bei der Berechnung von Einzelbauteilen oder Teiltragwerken sollten die Randbedingungen überprüft und konstruktiv erfaßt werden mit dem Ziel, ein Versagen aufgrund eines Verlusts der Bauteilabstützung zu verhindern.

4.4.4 Gültigkeit allgemeiner Rechenverfahren

(1)P Die Gültigkeit allgemeiner Rechenverfahren ist folgendermaßen nachzuweisen:

- Die Entwurfsannahmen sind auf der Grundlage maßgebender Versuchsergebnisse zu rechtfertigen.
- Die Auswirkung der kritischen Parameter ist mit einer Verträglichkeitsanalyse zu prüfen.

4.5 Schub und Torsion

(1) Der Schub- und Torsionswiderstand darf entsprechend den Verfahren in ENV 1992-1-1 berechnet werden, wobei für jeden Teil des Querschnitts reduzierte Materialeigenschaften und Vorspannung zu verwenden sind.

(2) Wird das vereinfachte Rechenverfahren nach 4.3 verwendet, kann ENV 1992-1-1 unmittelbar auf den reduzierten Querschnitt angewendet werden.

(3) Wird das vereinfachte Rechenverfahren nach 4.3 verwendet und wird dabei keine Schubbewehrung vorgesehen oder wird die Schubtragfähigkeit überwiegend mittels der reduzierten Betonzugfestigkeit ermittelt, muß das tatsächliche Schubtragverhalten des Betons bei Hochtemperatur berücksichtigt werden.

Fehlen genauere Angaben über die Reduktion der Betonzugfestigkeit, so können die Werte $k_{ct}(\theta)$ aus Bild A.1 verwendet werden.

(4) Wird das vereinfachte Rechenverfahren nach 4.3 für Bauteile verwendet, deren Schubtragfähigkeit von der Zugfestigkeit abhängt, und sind Zugspannungen durch nichtlineare Temperaturverteilungen (wie bei Hohlplatten, dicken Balken) verursacht, so sollten besondere Überlegungen angestellt werden. Dann sollte eine Reduktion der Schubfestigkeit gleichwertig zu diesen Zugspannungen vorgenommen werden.

4.6 Verankerungen

(1) Sofern aus Brandschutzgründen erforderlich, darf die Tragfähigkeit der Verankerung unter Verwendung von temperaturabhängig reduzierten Materialeigenschaften (siehe 3.1 (4)) nach ENV 1992-1-1 berechnet werden.

5 Schutzschichten

(1)P Die geforderte Feuerwiderstandsfähigkeit kann auch durch Verwendung von Schutzschichten erreicht werden.

(2) Die Eigenschaften und das Verhalten des für Schutzschichten zu verwendenden Wärmedämm-Materials sollten durch ein geeignetes Prüfverfahren beurteilt werden.

(3) Mit dem Prüfverfahren sollte das Material für alle zu erwartenden Temperaturen und Verformungen auf Geschlossenheit und Zusammenhang untersucht werden.

Es sollte Informationen liefern über

- die Temperatur in den maßgebenden Tiefen des Betonquerschnitts in Abhängigkeit von der Branddauer, dem schützenden Material und der Dicke der Schutzschicht oder
- wenn möglich die Dicke einer gleichwertigen Betonschicht bezogen auf die Branddauer oder
- die thermischen Eigenschaften des Materials der Schutzschicht in Abhängigkeit von der Temperatur.

Eine weitere Alternative ist eine thermische Analyse entsprechend den allgemeinen Rechenverfahren nach Abschnitt 4.4.

Anhang A (informativ)**Zusätzliche Informationen über Materialeigenschaften****A.1 Festigkeits- und Verformungseigenschaften von Beton**

- (1) Die Festigkeits- und Verformungseigenschaften von einachsig gedrücktem Beton bei erhöhten Temperaturen werden durch Spannungs-Dehnungsbeziehungen entsprechend Bild A.2 charakterisiert.
- (2) Für eine gegebene Betontemperatur sind die Spannungs-Dehnungslinien durch zwei Parameter definiert:
- die Druckfestigkeit $f_c(\theta)$
 - die Stauchung $\varepsilon_{c1}(\theta)$, entsprechend $f_c(\theta)$
- (3) Für jeden der Parameter sind in Tabelle A.1 Werte in Abhängigkeit von der Betontemperatur angegeben. Für Zwischenwerte der Temperatur ist eine lineare Interpolation zulässig.
- (4) Eine graphische Darstellung der beiden Parameter von Tabelle A.1 ist in Abhängigkeit von den Betontemperaturen in Bild A.3 gegeben. Eine weitere Veranschaulichung der Spannungs-Dehnungsbeziehung bei verschiedenen Temperaturen enthält Bild A.4.
- (5) Die in Tabelle A.1 angegebenen Werte sind empfohlene Werte. Wegen unterschiedlicher Versuchsdurchführung zeigt $\varepsilon_{c1}(\theta)$ - wie in Tabelle A.2 dargestellt - beträchtliche Streuungen. Dort sind auch empfohlene Werte für $\varepsilon_{cu}(\theta)$ zu finden, die den Bereich des abfallenden Kurventeils definieren.
- (6) Die Spannungs-Dehnungsbeziehungen enthalten auch Anteile von Hochtemperaturkriechen.
- (7) Bei der Simulation eines natürlichen Feuers ist das hier angegebene Materialmodell zu modifizieren, insbesondere für den Bereich abfallender Temperaturen.
- (8) In allen Fällen kann - auf der sicheren Seite liegend - die Zugfestigkeit des Betons zu Null angenommen werden. Wenn die Zugfestigkeit beim vereinfachten oder allgemeinen Rechenverfahren berücksichtigt werden soll, darf Bild A.1 angewendet werden.

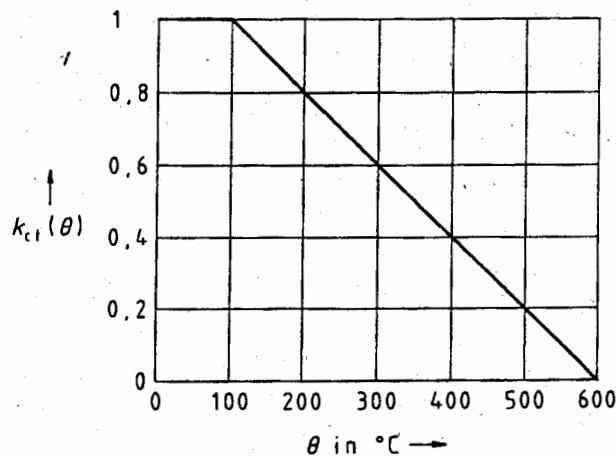
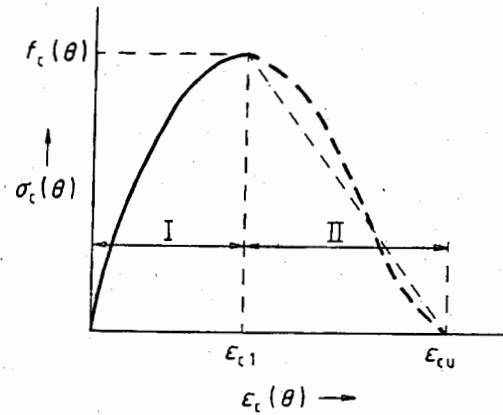


Bild A.1: Beiwert $k_{ct}(\theta)$, beschreibt den Abfall der Betonzugfestigkeit f_{ctk} bei höherer Temperatur



Bereich I

$$\sigma_c(\theta) = f_c(\theta) \times \left[\frac{\epsilon_c(\theta)}{\epsilon_{c1}(\theta)} \times \frac{3}{2 + \left(\frac{\epsilon_c(\theta)}{\epsilon_{c1}(\theta)} \right)^3} \right]$$

$$\frac{f_c(\theta)}{f_c(20^\circ\text{C})} \quad \text{und} \quad \epsilon_{c1}(\theta)$$

entsprechend den Werten von Tabelle A.1 zu wählen

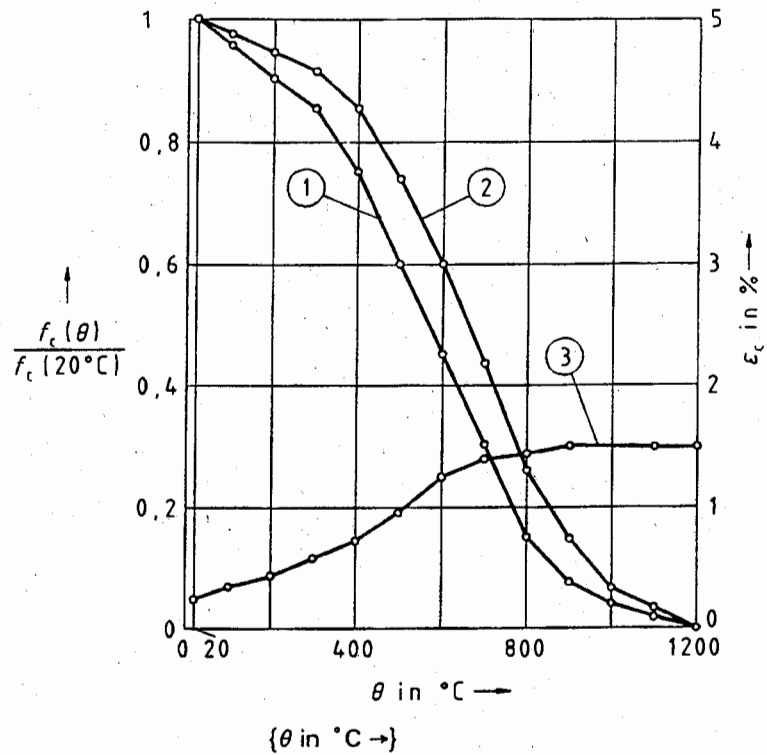
Bereich II: Für numerische Zwecke sollte ein abfallender Kurventeil angenommen werden.

Lineare und nichtlineare Modelle sind zulässig

Bild A.2: Modell für Spannungs-Dehnungsbeziehungen für druckbeanspruchten Beton mit quarz- und kalksteinhaltigem Zuschlag bei erhöhten Temperaturen

Tabelle A.1: Werte für die Hauptparameter der Spannungs-Dehnungsbeziehungen für druckbeanspruchten Beton mit quarz- und kalksteinhaltigem Zuschlag bei höheren Temperaturen (Bereich I in Bild A.2)

.... Temperatur (°C)	$f_c(\theta)/f_c(20^\circ\text{C})$		$\varepsilon_{c1}(\theta) \times 10^{-3}$
	
20	1,00	1,00	2,5
100	0,95	0,97	3,5
200	0,90	0,94	4,5
300	0,85	0,91	6,0
400	0,75	0,85	7,5
500	0,60	0,74	9,5
600	0,45	0,60	12,5
700	0,30	0,43	14,0
800	0,15	0,27	14,5
900	0,08	0,15	15,0
1 000	0,04	0,06	15,0
1 100	0,01	0,02	15,0
1 200	0,00	0,00	-



Kurve (1): quarzhaltiger Zuschlag
 Kurve (2): kalksteinhaltiger Zuschlag
 Kurve (3): $\varepsilon_{c1}(\theta)$

Bild A.3: Parameter für Spannungs-Dehnungsbeziehungen für druckbeanspruchten Beton bei höheren Temperaturen, entsprechend Bild A.2 und Tabelle A.1

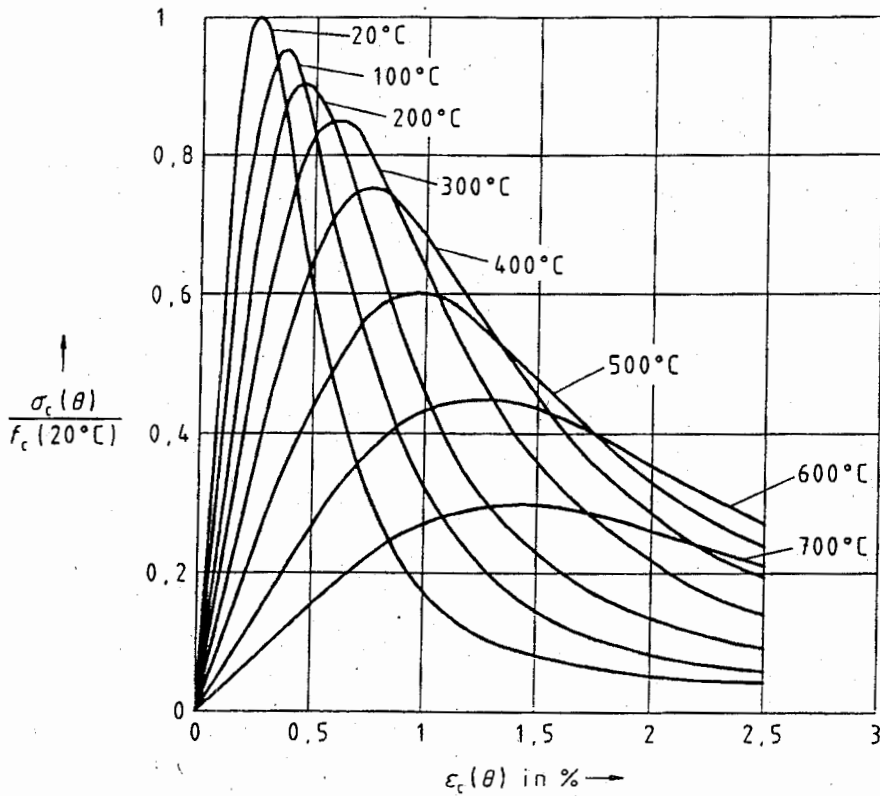


Bild A.4: Spannungs-Dehnungsbeziehungen für druckbeanspruchten quarzhaltigen Beton unter einaxialem Druck bei höheren Temperaturen

Tabelle A.2: Für $\epsilon_{cl}(\theta)$ und $\epsilon_{cu}(\theta)$ empfohlene Werte und zulässiger Bereich von $\epsilon_{cl}(\theta)$

Beton Temperatur (°C)	$\epsilon_{cl}(\theta) \times 10^{-3}$		$\epsilon_{cu}(\theta) \times 10^{-3}$ empfohlener Wert
	Bereich	empfohlener Wert	
20	2,5	2,5	20,0
100	2,5 - 4,0	3,5	22,5
200	3,0 - 5,5	4,5	25,0
300	4,0 - 7,0	6,0	27,5
400	4,5 - 10,0	7,5	30,0
500	5,5 - 15	9,5	32,5
600	6,5 - 25	12,5	35,0
700	7,5 - 25	14,0	37,5
800	8,5 - 25	14,5	40,0
900	10 - 25	15,0	42,5
1 000	10 - 25	15,0	45,0
1 100	10 - 25	15,0	47,5
1 200	-	-	-

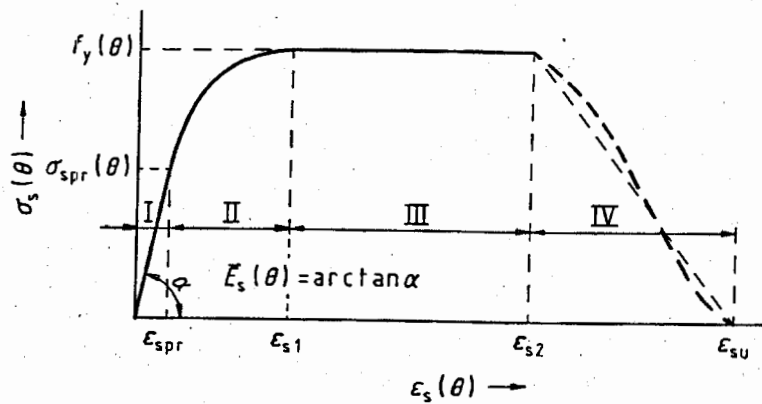
A.2 Festigkeits- und Verformungseigenschaften von Stahl

(1) Die Festigkeits- und Verformungseigenschaften von Stahl bei höheren Temperaturen werden durch Spannungs-Dehnungsbeziehungen mit einem linearelliptischen Ansatz entsprechend Bild A.5 charakterisiert.

(2) Für eine gegebene Stahltemperatur sind die Spannungs-Dehnungslinien in Bild A.5 durch drei Parameter definiert:

- Neigung im linear-elastischen Bereich $\bar{E}_s(\theta)$ bzw. $\bar{E}_p(\theta)$ für Betonstahl bzw. Spannstahl
- Proportionalitätsgrenze $\sigma_{spr}(\theta)$ bzw. $\sigma_{ppr}(\theta)$
- maximales Spannungsniveau $f_y(\theta)$ bzw. $f_{py}(\theta)$

Für jeden der Parameter sind für verschiedene Betonstahl- und Spannstahlsorten Werte in Abhängigkeit von der Stahltemperatur in den Tabellen A.3 bis A.6 angegeben.



<p>Bereich I elastisch</p>	$\sigma_s(\theta) = \bar{E}_s(\theta) \times \epsilon_s(\theta)$ $\epsilon_{spr} = \frac{\sigma_{spr}(\theta)}{E_s(\theta)}$
<p>Bereich II nichtlinear</p>	$\sigma_s(\theta) = \frac{b}{a} \sqrt{a^2 - (\epsilon_{s1} - \epsilon_s(\theta))^2} + \sigma_{spr} - c$ $\bar{E}_s(\theta) = \frac{b (\epsilon_{s1} - \epsilon_s(\theta))}{a \sqrt{a^2 - (\epsilon_{s1} - \epsilon_s(\theta))^2}}$ <p>mit</p> $\epsilon_{s1} = 0,02$ $a^2 = \frac{\bar{E}_s(\theta) (\epsilon_{s1} - \epsilon_{spr})^2 + c (\epsilon_{s1} - \epsilon_{spr})}{E_s(\theta)}$ $b^2 = \bar{E}_s(\theta) (\epsilon_{s1} - \epsilon_{spr}) c + c^2$ $c = \frac{(f_y(\theta) - \sigma_{spr}(\theta))^2}{2(\sigma_{spr}(\theta) - f_y(\theta)) + E_s(\theta) (\epsilon_{s1} - \epsilon_{spr})}$
<p>Bereich III plastisch</p>	$\sigma_s(\theta) = f_y(\theta)$ $\bar{E}_s(\theta) = 0$
<p>Bereich IV</p>	<p>Für numerische Zwecke sollte ein abfallender Kurventeil angenommen werden. Lineare und nichtlineare Modelle sind zulässig.</p>

Bild A.5: Modell für Spannungs-Dehnungsbeziehungen von Beton- und Spannstählen bei höheren Temperaturen (bei Spannstählen ist der Fußzeiger "s" durch "p" zu ersetzen)

Tabelle A.3: Werte für die Parameter der Spannungs-Dehnungsbeziehung von warmgewalztem Betonstahl

Stahl Temperatur (°C)	$\frac{\bar{E}_s(\theta)}{E_s(20^\circ\text{C})}$	$\frac{\sigma_{\text{spr}}(\theta)}{f_y(20^\circ\text{C})}$	$\frac{f_y(\theta)}{f_y(20^\circ\text{C})}$
20	1,00	1,00	1,00
100	1,00	1,00	1,00
200	0,90	0,81	1,00
300	0,80	0,61	1,00
400	0,70	0,42	1,00
500	0,60	0,36	0,78
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
1 000	0,04	0,02	0,04
1 100	0,02	0,01	0,02
1 200	0,00	0,00	0,00

Tabelle A.4: Werte für die Parameter der Spannungs-Dehnungsbeziehung von kaltverformtem Betonstahl

Stahl Temperatur (°C)	$\frac{\bar{E}_s(\theta)}{E_s(20^\circ\text{C})}$	$\frac{\sigma_{\text{spr}}(\theta)}{f_{0,2}(20^\circ\text{C})}$	$\frac{f_y(\theta)}{f_{0,2}(20^\circ\text{C})}$
20	1,00	1,00	1,00
100	1,00	0,96	1,00
200	0,87	0,92	1,00
300	0,72	0,81	1,00
400	0,56	0,63	0,94
500	0,40	0,44	0,67
600	0,24	0,26	0,40
700	0,08	0,08	0,12
800	0,06	0,06	0,11
900	0,05	0,05	0,08
1 000	0,03	0,03	0,05
1 100	0,02	0,02	0,03
1 200	0,00	0,00	0,00

Tabelle A.5: Werte für die Parameter der Spannungs-Dehnungsbeziehung von abgeschrecktem und angelassenem (vergütetem) Spannstahl

Stahl Temperatur (°C)	$\frac{\bar{E}_p(\theta)}{E_p(20^\circ\text{C})}$	$\frac{\sigma_{ppr}(\theta)}{f_{p0,2}(20^\circ\text{C})}$	$\frac{f_{py}(\theta)}{f_{p0,2}(20^\circ\text{C})}$
20	1,00	1,00	1,00
100	0,76	0,77	0,98
200	0,61	0,62	0,92
300	0,52	0,58	0,86
400	0,41	0,52	0,69
500	0,20	0,14	0,26
600	0,15	0,11	0,21
700	0,10	0,09	0,15
800	0,06	0,06	0,09
900	0,03	0,03	0,04
1 000	0,00	0,00	0,00
1 100	0,00	0,00	0,00
1 200	0,00	0,00	0,00

Tabelle A.6: Werte für die Parameter der Spannungs-Dehnungsbeziehung von kaltverformtem Spannstahl

Stahl Temperatur (°C)	$\frac{\bar{E}_p(\theta)}{E_p(20^\circ\text{C})}$	$\frac{\sigma_{ppr}(\theta)}{f_{p0,2}(20^\circ\text{C})}$	$\frac{f_{py}(\theta)}{f_{p0,2}(20^\circ\text{C})}$
20	1,00	1,00	1,00
100	0,98	0,68	0,99
200	0,95	0,51	0,87
300	0,88	0,32	0,72
400	0,81	0,13	0,46
500	0,54	0,07	0,22
600	0,41	0,05	0,10
700	0,10	0,03	0,08
800	0,07	0,02	0,05
900	0,03	0,01	0,03
1 000	0,00	0,00	0,00
1 100	0,00	0,00	0,00
1 200	0,00	0,00	0,00

(3) Die Parameter der Tabellen A.3 bis A.6 sind in den Bildern A.7, A.9, A.11 und A.13 grafisch dargestellt. Des weiteren sind Spannungs-Dehnungsbeziehungen für verschiedene Temperaturen in den Bildern A.6, A.8, A.10 und A.12 dargestellt.

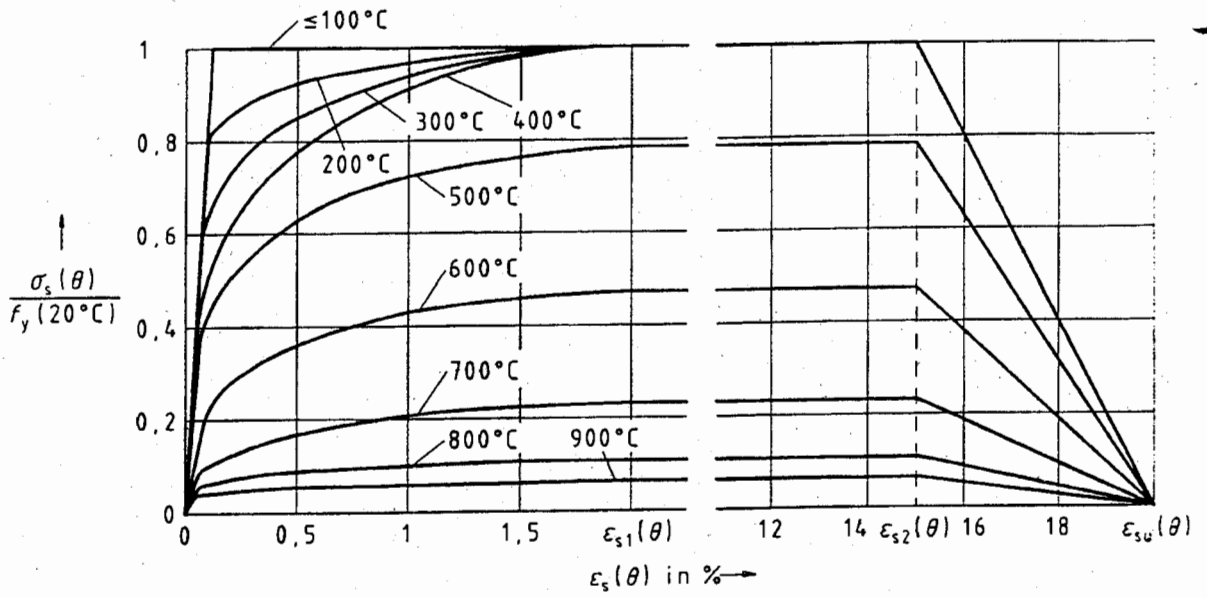
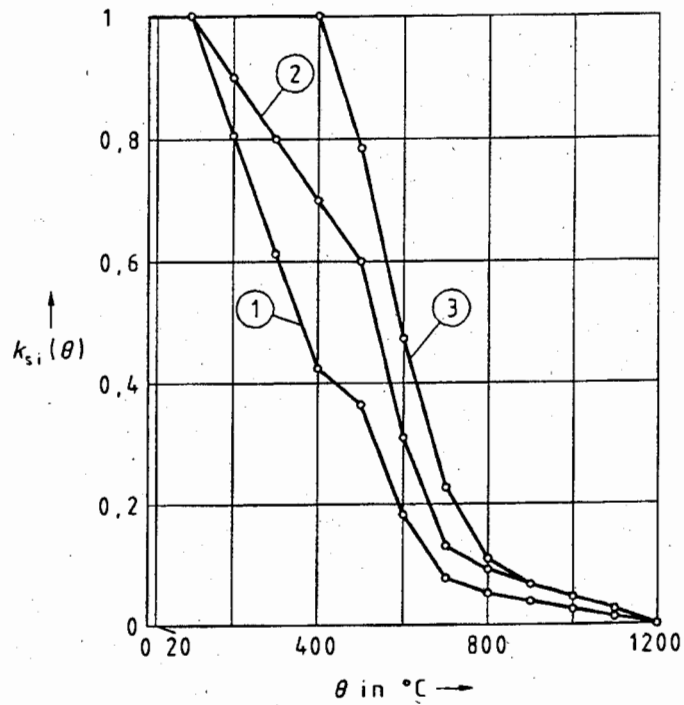


Bild A.6: Spannungs-Dehnungsbeziehungen von warmgewalzten Betonstählen bei höheren Temperaturen, entsprechend Bild A.5 und Tabelle A.3



Kurve (1): $\sigma_{spr}(\theta)/f_y(20^\circ\text{C})$

Kurve (2): $\bar{E}_s(\theta)/E_s(20^\circ\text{C})$

Kurve (3): $f_y(\theta)/f_y(20^\circ\text{C})$

Bild A.7: Parameter für die Spannungs-Dehnungsbeziehungen von warmgewalzten Betonstählen bei höheren Temperaturen, entsprechend Bild A.5 und Tabelle A.3

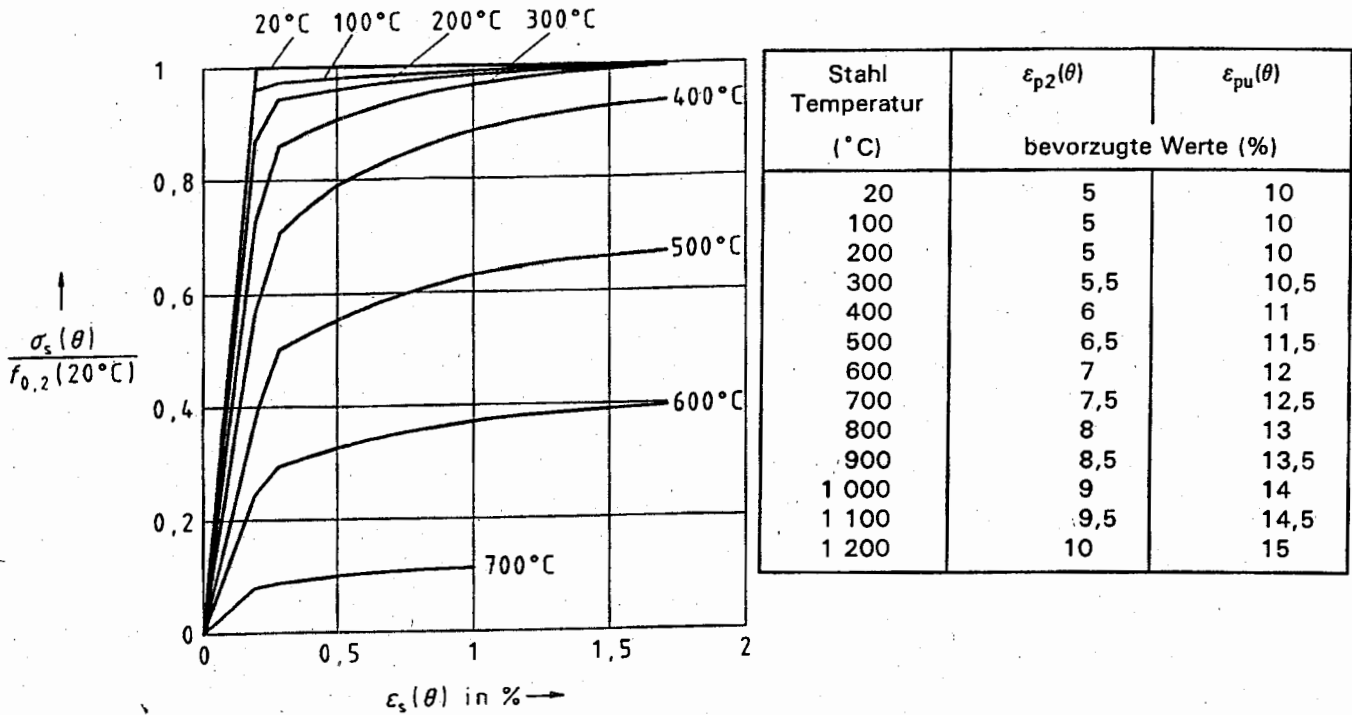
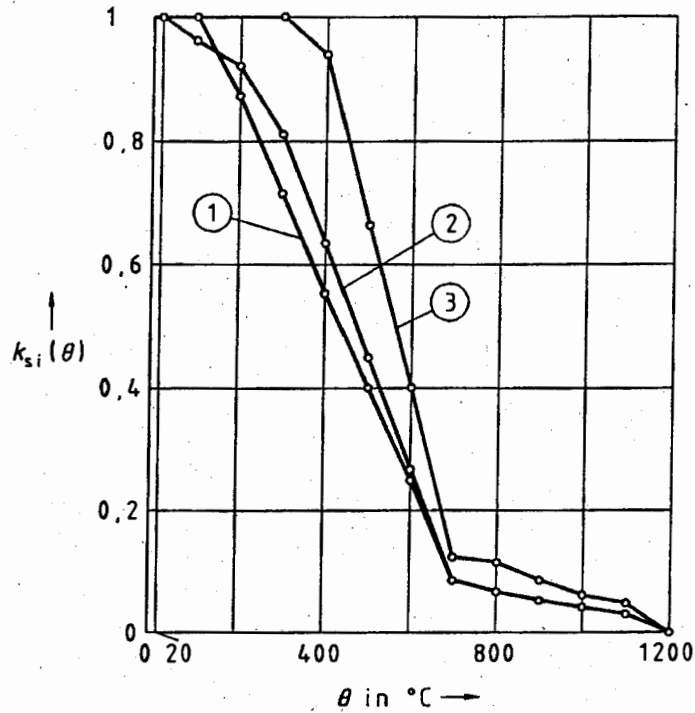


Bild A.8: Spannungs-Dehnungsbeziehungen von kaltverformten Betonstählen bei höheren Temperaturen, entsprechend Bild A.5 und Tabelle A.4



Kurve (1): $\bar{E}_s(\theta)/E_s(20\text{ °C})$

Kurve (2): $\sigma_{spr}(\theta)/f_{0,2}(20\text{ °C})$

Kurve (3): $f_y(\theta)/f_{0,2}(20\text{ °C})$

Bild A.9: Parameter für die Spannungs-Dehnungsbeziehungen von kaltverformten Betonstählen bei höheren Temperaturen, entsprechend Bild A.5 und Tabelle A.4

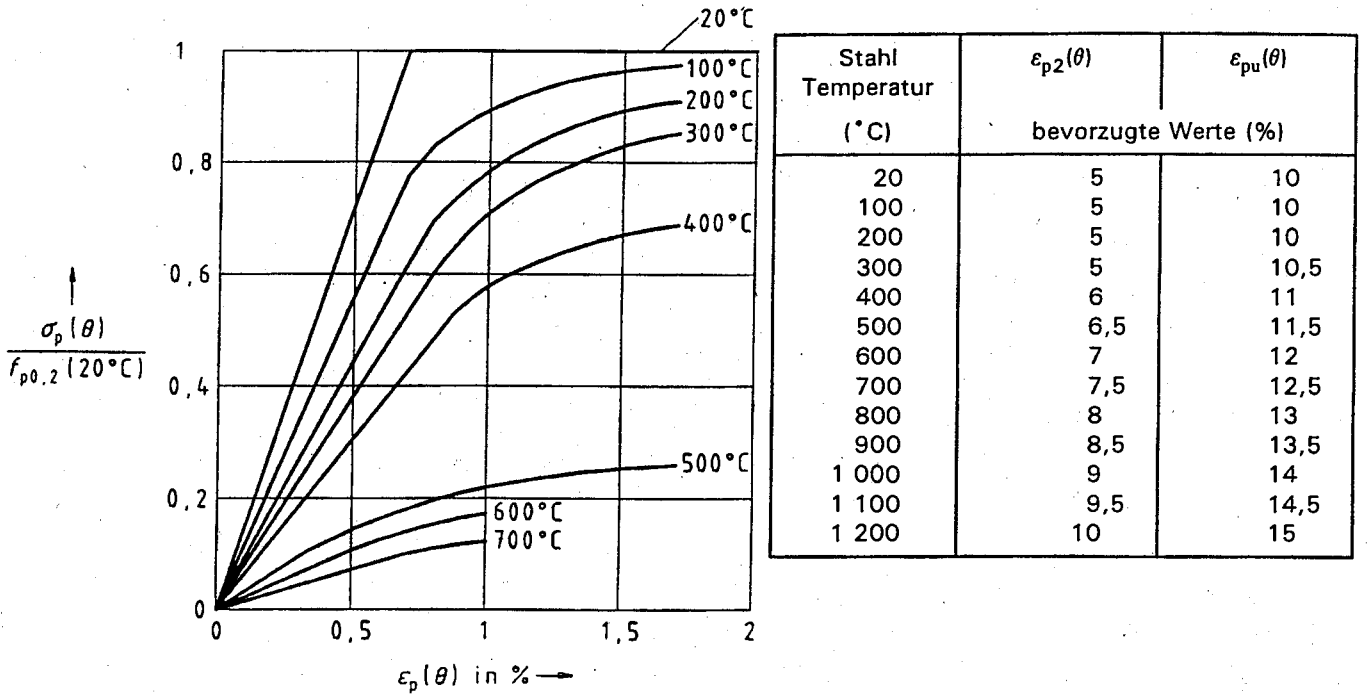
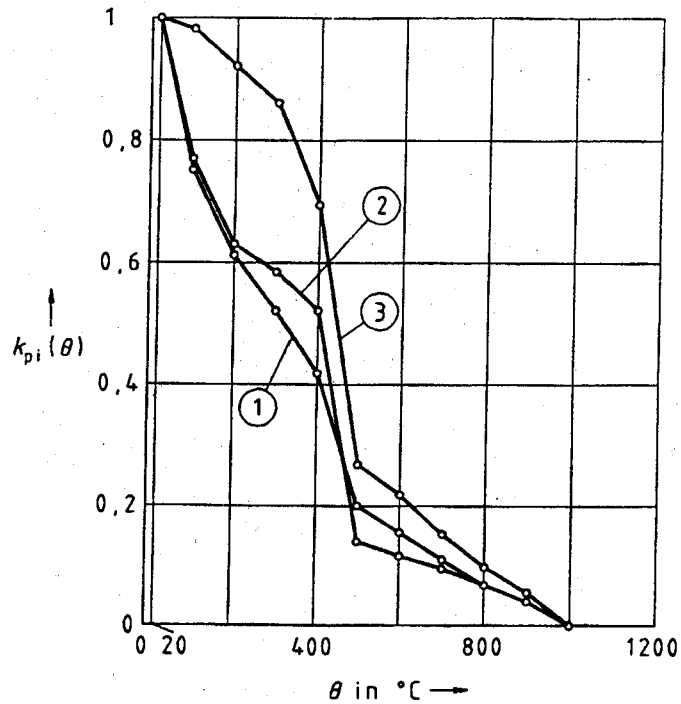


Bild A.10: Spannungs-Dehnungsbeziehungen von abgeschreckten und angelassenen (vergüteten) Spannstählen (-stäben) bei höheren Temperaturen, entsprechend Bild A.5 und Tabelle A.5



Kurve (1): $\bar{E}_p(\theta)/E_p(20\text{ °C})$

Kurve (2): $\sigma_{ppr}(\theta)/f_{p0,2}(20\text{ °C})$

Kurve (3): $f_{py}(\theta)/f_{p0,2}(20\text{ °C})$

Bild A.11: Parameter für die Spannungs-Dehnungsbeziehungen von abgeschreckten und angelassenen (vergüteten) Spannstählen (-stäben) bei höheren Temperaturen, entsprechend Bild A.5 und Tabelle A.5

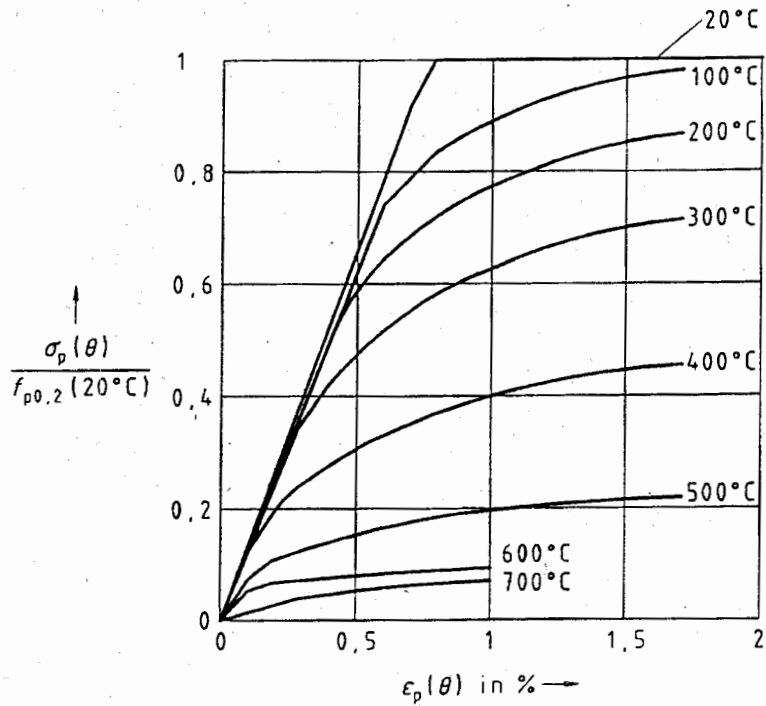
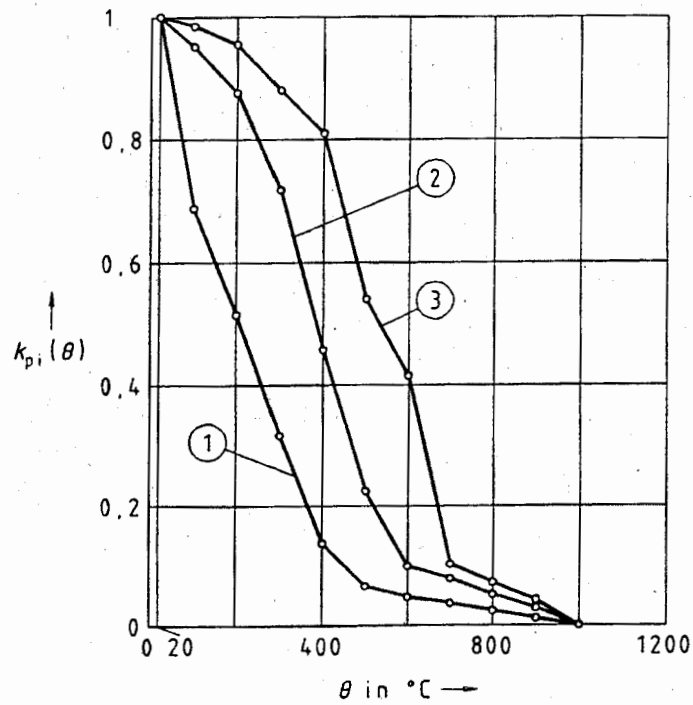


Bild A.12: Spannungs-Dehnungsbeziehungen von kaltverformten Spannstählen (Drähten und Litzen) bei höheren Temperaturen, entsprechend Bild A.5 und Tabelle A.6



- Kurve (1): $\sigma_{ppr}(\theta) / f_{p0,2}(20\text{ °C})$
- Kurve (2): $f_{py}(\theta) / f_{p0,2}(20\text{ °C})$
- Kurve (3): $\bar{E}_p(\theta) / E_p(20\text{ °C})$

Bild A.13: Parameter für die Spannungs-Dehnungsbeziehungen von kaltverformten Spannstählen (Drähten und Litzen) bei höheren Temperaturen, entsprechend Bild A.5 und Tabelle A.6

(4) Die Spannungs-Dehnungsbeziehungen enthalten Anteile des Hochtemperaturkriechens.

Da Kriecheinflüsse nicht gesondert ausgewiesen werden, darf dieses Materialmodell nur für Erwärmungsgeschwindigkeiten verwendet werden, die denen unter Normbrandbedingungen ähnlich sind. Für andere Erwärmungsgeschwindigkeiten muß die Gültigkeit der für Stahl verwendeten Festigkeits- und Verformungseigenschaften ausdrücklich aufgezeigt werden.

(5) Bei der Simulation eines natürlichen Feuers, insbesondere im Bereich abfallender Temperaturen, dürfen für warmgewalzte Stähle die hier angegebenen Spannungs-Dehnungsbeziehungen als zutreffende Näherung verwendet werden. Für andere Stahlsorten sind für den abfallenden Kurventeil gesicherte Spannungs-Dehnungsbeziehungen bisher nicht verfügbar.

(6) Die Spannungs-Dehnungsbeziehungen für Stahl dürfen sowohl bei Zug als auch bei Druck angewendet werden.

A.3 Thermische Eigenschaften

A.3.1 Beton (quarzitische, kalksteinhaltige und Leichtzuschläge)

(1) Die gesamte thermische Verlängerung $(\Delta l/l)_c$ von Beton, berechnet ausgehend von 20 °C, darf entsprechend den Gleichungen A.1 bis A.5 angenommen werden.

quarzhaltige Zuschläge:

für 20 °C < θ_c ≤ 700 °C

$$(\Delta l/l)_c = (-1,8 \times 10^{-4}) + (9 \times 10^{-6} \times \theta_c) + (2,3 \times 10^{-11} \times \theta_c^3) \quad (\text{A.1})$$

für 700 °C < θ_c ≤ 1 200 °C

$$(\Delta l/l)_c = 14 \times 10^{-3} \quad (\text{A.2})$$

kalkhaltige Zuschläge:

für 20 °C < θ_c ≤ 805 °C

$$(\Delta l/l)_c = (-1,2 \times 10^{-4}) + (6 \times 10^{-6} \times \theta_c) + (1,4 \times 10^{-11} \times \theta_c^3) \quad (\text{A.3})$$

für 805 °C < θ_c ≤ 1 200 °C

$$(\Delta l/l)_c = 12 \times 10^{-3} \quad (\text{A.4})$$

Leichtzuschläge:

für 20 °C < θ_c ≤ 1 200 °C

$$(\Delta l/l)_c = 8 \times 10^{-3} \times (\theta_c - 20) \quad (\text{A.5})$$

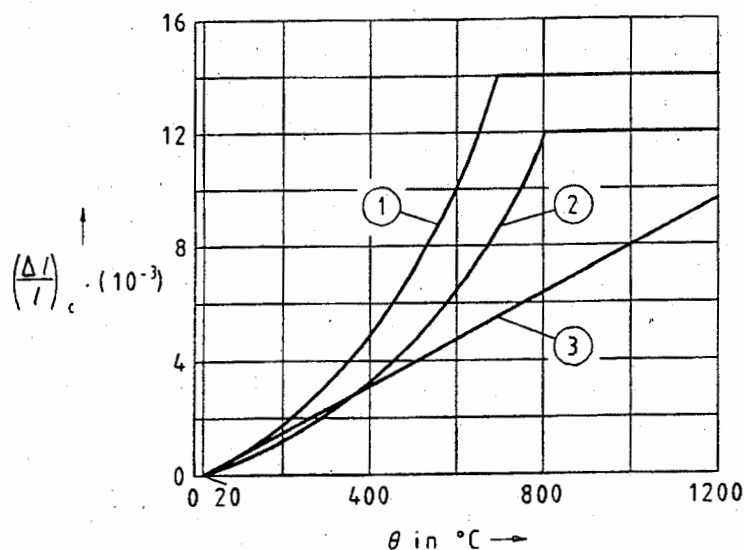
wobei:

l_c Länge bei Raumtemperatur

Δl_c temperaturbedingte Verlängerung

θ_c Betontemperatur

Die obigen Gleichungen sind in Bild A.14 grafisch dargestellt.



Kurve (1): quarzhaltige Zuschläge
 Kurve (2): kalkhaltige Zuschläge
 Kurve (3): Leichtzuschläge

Bild A.14: Gesamte thermische Verlängerung von Beton

Wird lediglich eine Näherungslösung benötigt (einfache Rechnung, Schätzung), so darf der thermische Ausdehnungskoeffizient α_c als von der Betontemperatur unabhängig angesehen werden:

$$\alpha_c = \frac{d(\Delta l / l)_c}{d\theta}$$

$$\alpha_c = 18 \times 10^{-6} \theta \text{ für Beton mit quarzhaltigen Zuschlägen}$$

$$\alpha_c = 12 \times 10^{-6} \theta \text{ für Beton mit kalksteinhaltigen Zuschlägen}$$

$$\alpha_c = 8 \times 10^{-6} \theta \text{ für Beton mit Leichtzuschlägen}$$

(2) Die spezifische Wärme c_c von Beton darf nach den Gleichungen A.6 und A.7 (Bild A.15) angenommen werden.

Beton mit quarzhaltigen und kalksteinhaltigen Zuschlägen:

für $20 \text{ °C} < \theta_c \leq 1200 \text{ °C}$

$$c_c = 900 + 80 \times \theta_c / 120 - 4 \times (\theta_c / 120)^2 \quad [\text{J/kgK}] \quad (\text{A.6})$$

Beton mit Leichtzuschlägen:

für $20 \text{ °C} < \theta_c \leq 1200 \text{ °C}$

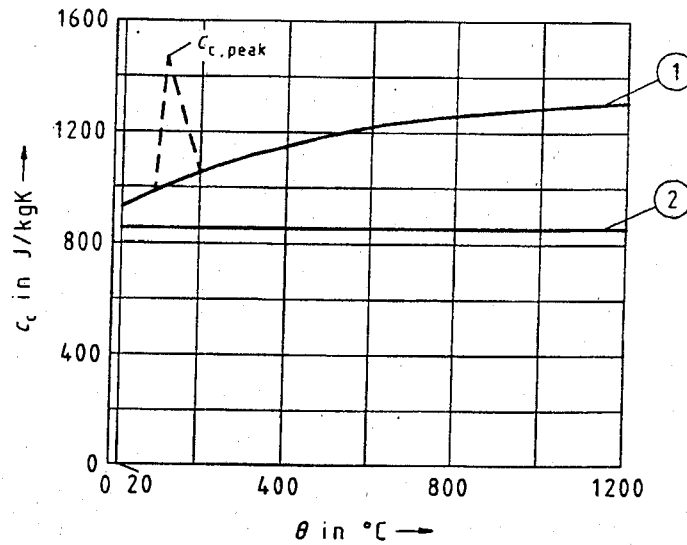
$$c_c = 840 \quad [\text{J/kgK}] \quad (\text{A.7})$$

Sofern der Feuchtegehalt nicht im Rahmen von Wärme- und Massenbilanzen berücksichtigt wird, darf die für die spezifische Wärme von Beton mit quarzhaltigen oder kalksteinhaltigen Zuschlägen angegebene Funktion durch folgenden, zwischen 100 °C und 200 °C liegenden Spitzenwert ergänzt werden:

$$c_{c,\text{peak}} = 1875 \text{ J/kgK bei einer Feuchtigkeit von 2 \% des Betongewichts;}$$

$$c_{c,\text{peak}} = 2750 \text{ J/kgK bei einer Feuchtigkeit von 4 \% des Betongewichts.}$$

Wird lediglich eine Näherungslösung benötigt (einfache Rechnung, Schätzung), darf die spezifische Wärme von Beton mit quarzhaltigen und kalksteinhaltigen Zuschlägen unabhängig von der Betontemperatur mit $c_c = 1000 \text{ J/kgK}$ angesetzt werden.



Kurve (1): quarzhaltiger und kalksteinhaltiger Zuschlag
Kurve (2): Leichtzuschlag

Bild A.15: Spezifische Wärme von Beton

(3) Die thermische Leitfähigkeit von Beton darf entsprechend den Gleichungen A.8 bis A.11 bestimmt werden.

Beton mit quarzhaltigen Zuschlägen:

für $20\text{ °C} < \theta_c \leq 1\ 200\text{ °C}$

$$\lambda_c = 2 - 0,24 \times \theta_c / 120 + 0,012 \times (\theta_c / 120)^2 \quad [\text{W/mK}] \quad (\text{A.8})$$

Beton mit kalkhaltigen Zuschlägen:

für $20\text{ °C} < \theta_c \leq 1\ 200\text{ °C}$

$$\lambda_c = 1,6 - 0,16 \times \theta_c / 120 + 0,008 \times (\theta_c / 120)^2 \quad [\text{W/mK}] \quad (\text{A.9})$$

Beton mit Leichtzuschlägen:

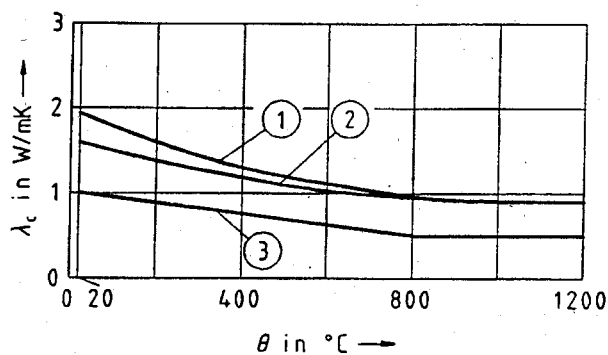
für $20\text{ °C} < \theta_c \leq 800\text{ °C}$

$$\lambda_c = 1,0 - \theta_c / 1\ 600 \quad [\text{W/mK}] \quad (\text{A.10})$$

für $800\text{ °C} < \theta_c \leq 1\ 200\text{ °C}$

$$\lambda_c = 0,5 \quad [\text{W/mK}] \quad (\text{A.11})$$

Die obigen Gleichungen sind in Bild A.16 grafisch dargestellt.



Kurve (1): quarzhaltiger Zuschlag
Kurve (2): kalksteinhaltiger Zuschlag
Kurve (3): Leichtzuschlag

Bild A.16: Thermische Leitfähigkeit von Beton

Wird lediglich eine Näherungslösung benötigt (einfache Rechnung, Schätzung), darf die thermische Leitfähigkeit als von der Betontemperatur unabhängig angesehen werden:

$$\begin{aligned}\lambda_c &= 1,60 \text{ W/mK für Beton mit quarzhaltigen Zuschlägen} \\ \lambda_c &= 1,30 \text{ W/mK für Beton mit kalksteinhaltigen Zuschlägen} \\ \lambda_c &= 0,80 \text{ W/mK für Beton mit Leichtzuschlägen}\end{aligned}$$

(4) Die Dichte ρ_c von unbewehrtem Beton darf als von der Betontemperatur unabhängig angesehen und entsprechend ENV 1992-1-1 ermittelt werden.

Für die thermische Analyse darf bei normal dichtem Beton (quarzhaltig oder kalksteinhaltig) $\rho_c = 2300 \text{ kg/m}^3$ angenommen werden.

Die Dichte darf auch für Temperaturen oberhalb $100 \text{ }^\circ\text{C}$ wegen Verdampfung des freien Wassers um 100 kg/m^3 vermindert werden.

(5) Der Feuchtegehalt des Betons darf der Ausgleichsfeuchte gleichgesetzt werden. Sind diese Daten nicht verfügbar, darf der Feuchtegehalt mit $\leq 2 \%$ des Betongewichts angenommen werden.

Ein hoher Feuchtegehalt verzögert die Erwärmung des Betons, erhöht jedoch die Abplatzgefahr.

(6) Wird lediglich eine Näherungslösung benötigt (einfache Rechnung, Schätzung), darf die Temperaturleitzahl von Beton a_c [m^2/s] verwendet werden.

Sie darf als von der Betontemperatur unabhängig angenommen werden:

$$\begin{aligned}a_c &= 0,69 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s für Beton mit quarzhaltigen Zuschlägen} \\ a_c &= 0,56 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s für Beton mit kalksteinhaltigen Zuschlägen}\end{aligned}$$

a_c ist bei Leichtbeton abhängig von der Dichte.

A.3.2 Stahl (Betonstahl und Spannstahl)

(1) Die thermische Verlängerung $\Delta l/l$ von Stahl darf entsprechend den Gleichungen (A.12) bis (A.15) angenommen werden.

Betonstahl:

für $20 \text{ }^\circ\text{C} < \theta_s \leq 750 \text{ }^\circ\text{C}$

$$(\Delta l/l)_s = (-2,416 \times 10^{-4}) + (1,2 \times 10^{-5} \times \theta_s) + (0,4 \times 10^{-8} \times \theta_s^2) \quad (\text{A.12})$$

für $750 \text{ }^\circ\text{C} < \theta_s \leq 860 \text{ }^\circ\text{C}$

$$(\Delta l/l)_s = 11 \times 10^{-3} \quad (\text{A.13})$$

für $\theta_s \geq 860 \text{ }^\circ\text{C}$

$$(\Delta l/l)_s = (-6,2 \times 10^{-3}) + (2 \times 10^{-5} \times \theta_s) \quad (\text{A.14})$$

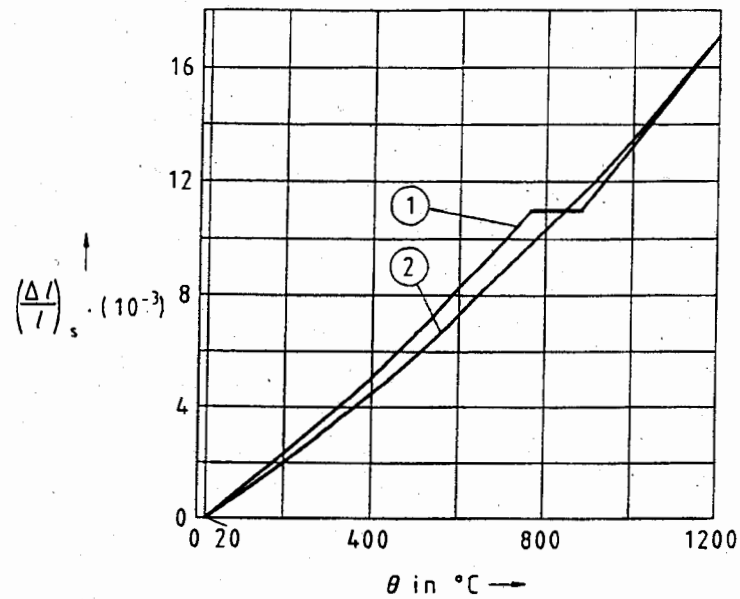
Spannstahl:

für $20 \text{ }^\circ\text{C} < \theta_p \leq 1200 \text{ }^\circ\text{C}$

$$(\Delta l/l)_p = (-2,016 \times 10^{-4}) + 10^{-5} \times \theta_p + (0,4 \times 10^{-8} \times \theta_p^2) \quad (\text{A.15})$$

wobei:

l_s, l_p	Länge bei Raumtemperatur
$\Delta l_s, \Delta l_p$	durch Temperatur hervorgerufene Verlängerung (Bild A.17)
θ_s, θ_p	Stahltemperatur ($^\circ\text{C}$)



Kurve (1): Betonstahl
Kurve (2): Spannstahl

Bild A.17: Thermische Verlängerung von Stahl

Wird lediglich eine Näherungslösung benötigt (einfache Rechnung, Schätzung), darf der thermische Ausdehnungskoeffizient als von der Stahltemperatur unabhängig angesehen werden:

$$(\Delta l/l)_s = 14 \times 10^{-6} \times \theta_s \text{ für Betonstahl}$$

$$(\Delta l/l)_p = 12 \times 10^{-6} \times \theta_p \text{ für Spannstahl}$$

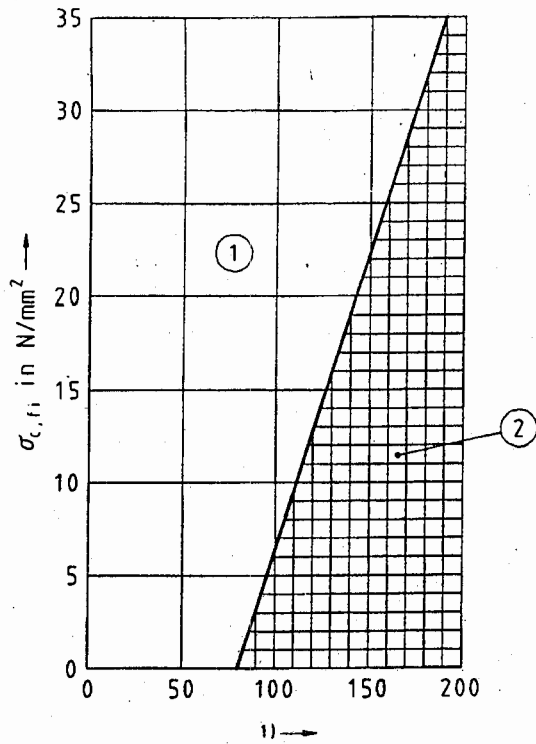
(2) Die Dichte ρ_s von Betonstahl und Spannstahl kann als von der Stahltemperatur unabhängig betrachtet werden:

$$\rho_s = 7850 \text{ kg/m}^3$$

(3) Normalerweise können sowohl in Stahlbeton- als auch in Spannbetonbauteilen die thermischen Eigenschaften λ_s , c_s und ρ_s des Stahls unberücksichtigt bleiben, da der Einfluß der Bewehrung auf die Temperaturerhöhung des Querschnitts unbedeutend ist.

A.4 Abplatzen

(1) Normalerweise ist das Auftreten von explosivem Abplatzen unwahrscheinlich, wenn das kleinere Querschnittsmaß h oder b in der Druckzone von Balken, Platten, Wänden und Stützen die in Bild A.18 angegebenen Bedingungen erfüllt. Die Druckspannung $\sigma_{c,fi}$ darf mit der für den Brandfall maßgebenden Einwirkungskombination unter Verwendung des nach ENV 1992-1-1 erforderlichen Querschnitts berechnet werden.



Fläche (1): Gefahr explosiven Abplatzens gegeben

Fläche (2): Gefahr explosiven Abplatzens unwahrscheinlich

BEMERKUNG: 1) [mm] ist das kleinere der Maße h und b

Bild A.18: Verhältnis zwischen $\sigma_{c,fi}$ und h (oder b) im Hinblick auf die Gefahr explosiven Abplatzens für Betonbauteile aus Normalbeton

Anhang B (informativ)**Temperaturprofile und reduzierter Querschnitt****B.1 Temperaturprofile**

(1) Die Bilder B.1 und B.2 enthalten Temperaturprofile für Balken und Platten. Die Werte der Temperaturverläufe sind konservativ und sollen zur Bestimmung der Temperatur in Bewehrungsstäben und Spanngliedern verwendet werden.

B.2 Querschnitt und Betonfestigkeit

(1) Bild B.3 enthält Kurven mit Werten für die Verminderung der Betondruckfestigkeit und des Querschnitts in Abhängigkeit von der Querschnittsdicke.

(2) Die Querschnittsdicke w ist wie folgt anzunehmen:

- für Platten: $w = h$
- für Balken: $w = 0,5 \times b_w$
- für einseitig brandbeanspruchte Stützen und Wände: $w = \text{Breite der Stütze oder Wand}$
- für zweiseitig brandbeanspruchte Stützen und Wände: $w = 0,5 \times \text{Breite der Stütze oder Wand}$
- für vierseitig brandbeanspruchte Stützen: $w = 0,5 \times \text{kleineres Querschnittsmaß}$

(3) Die Verminderung des Querschnitts a_z ist in 4.3.3 erläutert, siehe Bild 4.9.

(4) Die Verminderung $k_c(\theta_M)$ ist in 3.2 definiert.

$b/h = 80/150 \text{ mm}$

$= 160/230 \text{ mm}$

$= 300/600 \text{ mm}$

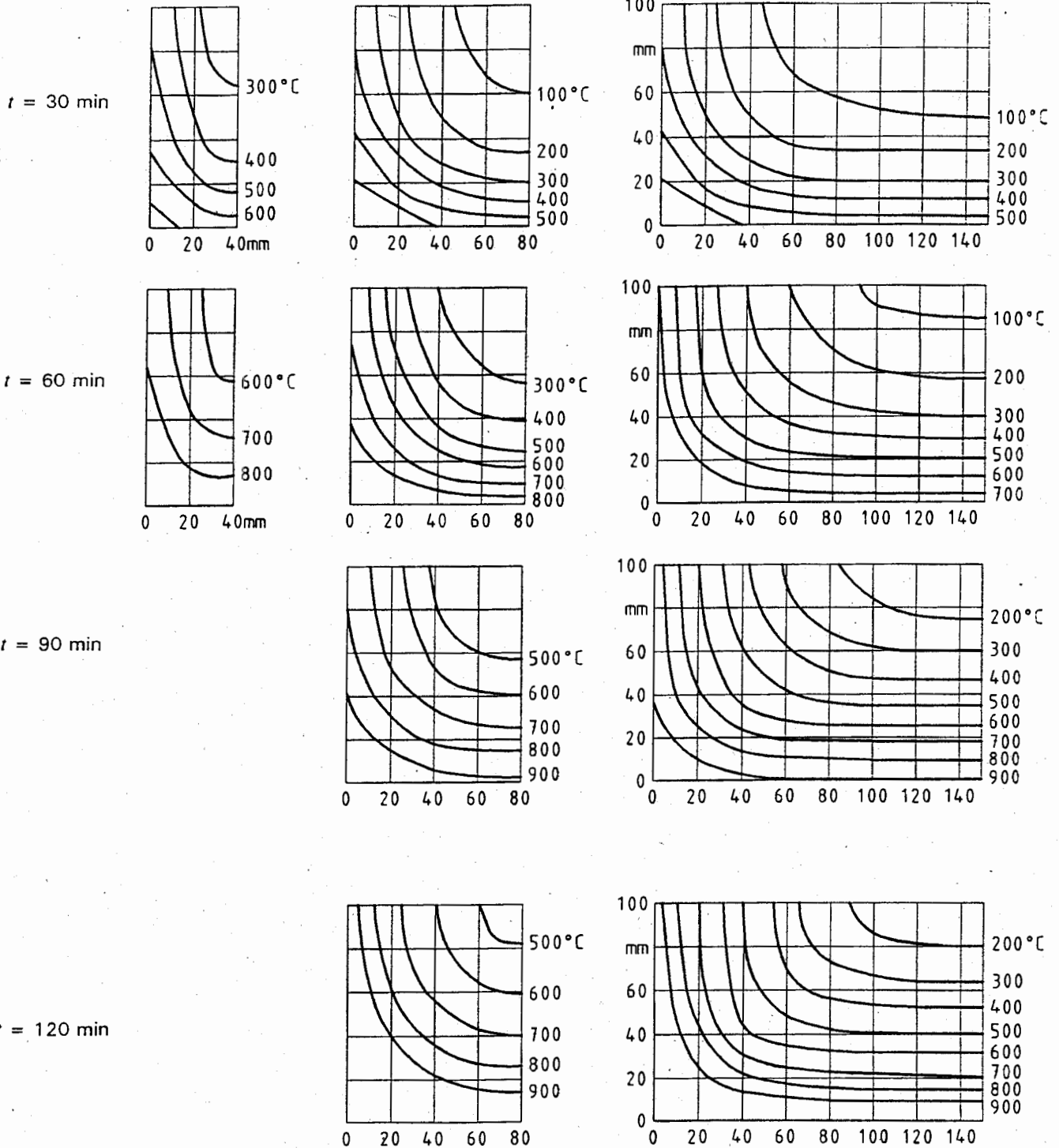


Bild B.1: Temperaturprofile für Balken

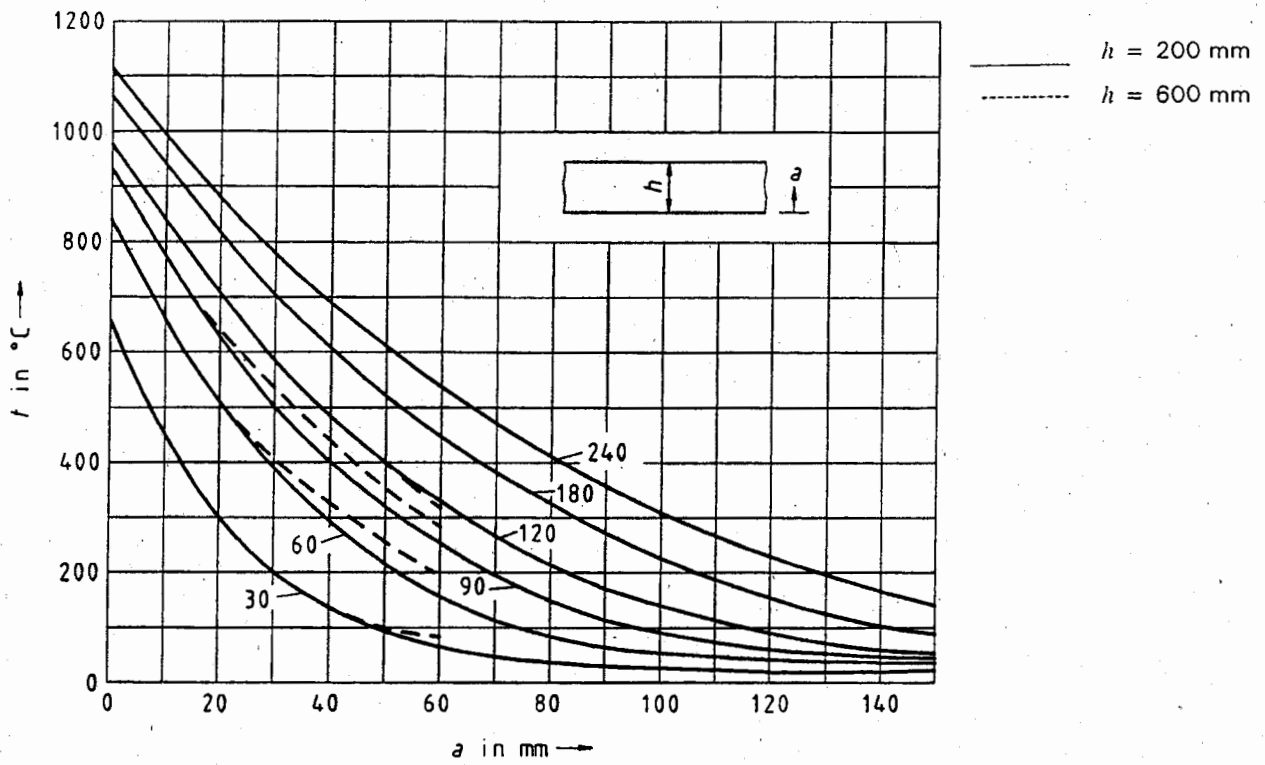
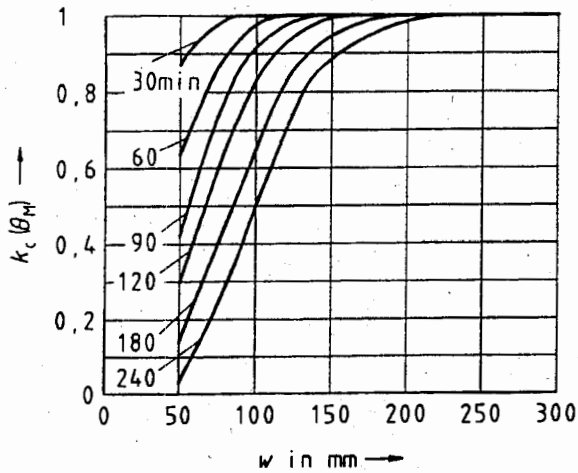


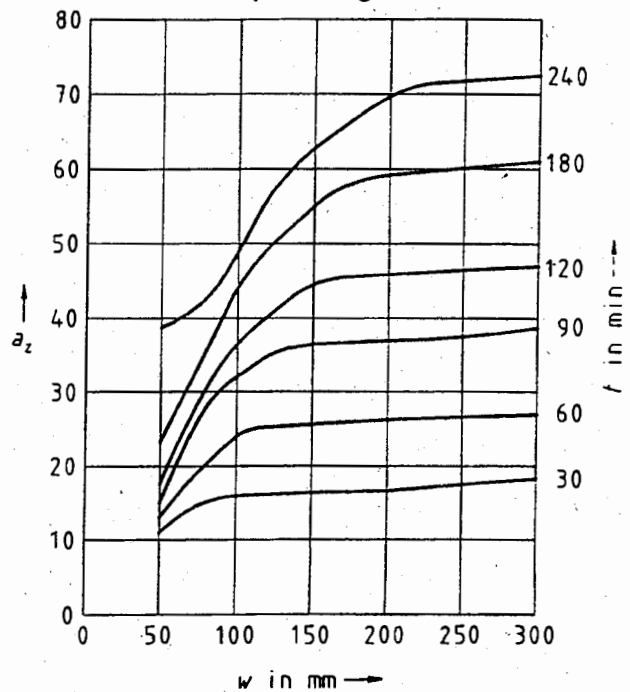
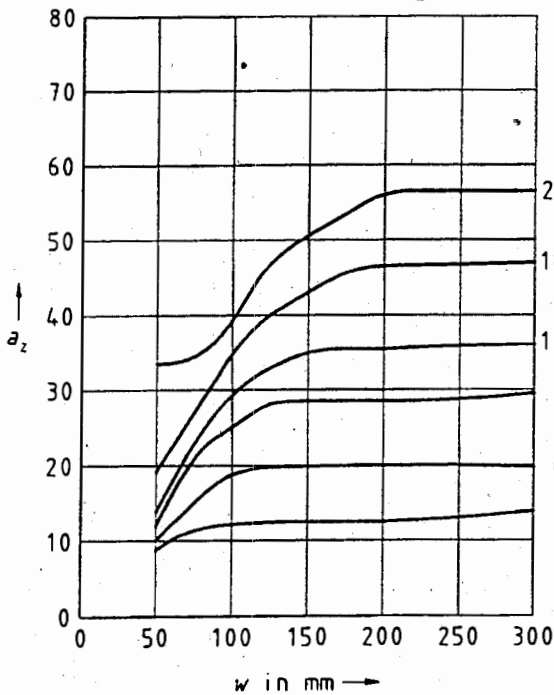
Bild B.2: Temperaturprofile für Platten



w steht für die

- * Dicke einer Platte
- * Dicke einer einseitig brandbeanspruchten Wand oder Stütze
- * halbe Dicke eines Balkenstegs
- * halbe Dicke einer zweiseitig brandbeanspruchten Wand oder Stütze
- * Hälfte des kleinsten Querschnittsmaßes einer vierseitig brandbeanspruchten Stütze

a) Reduktion der Druckfestigkeit eines reduzierten Querschnitts bei quarzhaltigem Beton



b) Reduktion des Querschnitts eines Balkens oder einer Platte mit a_z bei quarzhaltigem Beton

c) Reduktion des Querschnitts einer Stütze oder einer Wand mit a_z bei quarzhaltigem Beton

ANMERKUNG: Die Werte für quarzhaltigen Beton liegen für die meisten Betone mit anderen Zuschlägen auf der sicheren Seite.

Bild B.3: Reduktion von Querschnitt und Betonfestigkeit bei Annahme eines Normbrandes

Anhang C (informativ)**Vereinfachtes Rechenverfahren für Balken und Platten****C.1 Allgemeines**

(1) Dieses vereinfachte Rechenverfahren stellt eine Erweiterung des Verfahrens mit tabellarischen Daten für dreiseitig brandbeanspruchte Balken und für Platten nach den Tabellen 4.4 bis 4.8 dar. Es bestimmt den Einfluß auf die Biegetragfähigkeit für Fälle, in denen der Achsabstand a der untenliegenden Bewehrung kleiner als der in den Tabellen verlangte ist.

Die in den Tabellen 4.4 bis 4.7 angegebenen Mindestmaße für den Querschnitt (b , b_w , h_s) sollten dabei nicht reduziert werden.

Dieses Verfahren verwendet Reduktionsfaktoren für die Stahlfestigkeit auf der Grundlage der Kurven 1 der Bilder 3.2 für Betonstahl und 3.3 für Spannstahl.

(2) Dieses vereinfachte Rechenverfahren darf zum Nachweis einer Reduktion des Achsabstands a verwendet werden. Andererseits sind die Regeln in 4.2.6.1 bis 4.2.6.3 zu erfüllen. Dieses Verfahren gilt nicht für Durchlaufbalken, bei denen im Bereich negativer Momente die Breite b oder b_w kleiner als 200 mm und die Höhe h_s kleiner als $2b$ ist. Hierbei ist b der Zahlenwert in Tabelle 4.4, Spalte 3.

C.2 Statisch bestimmt gelagerte Balken und Platten

(1) Es sollte nachgewiesen werden:

$$M_{Sd,fi} \leq M_{Rd,fi} \quad (C.1)$$

(2) Die Belastung unter Brandbeanspruchung $F_{d,fi}$ [kN] darf mit Hilfe von Gleichung (2.5) bestimmt werden.

(3) Der maximale Bemessungswert des Moments unter Brandbeanspruchung $M_{Sd,fi}$ für überwiegend gleichförmig verteilte Last darf mit Hilfe von Gleichung (C.2) berechnet werden:

$$M_{Sd,fi} = F_{d,fi} \times l_{eff} / 8 \quad (C.2)$$

wobei l_{eff} die effektive Länge des Balkens oder der Platte ist.

(4) Das Bemessungsmoment des Bauteilwiderstands für Brandbeanspruchung $M_{Rd,fi}$ darf mit Hilfe von Gleichung (C.3) berechnet werden:

$$M_{Rd,fi} = (\gamma_s / \gamma_{s,fi}) \times k_s(\theta) \times M_{Sd} \times (A_{s,vorh} / A_{s,erf}) \quad (C.3)$$

wobei:

γ_s	Material-Teilsicherheitsbeiwert für Stahl nach ENV 1992-1-1 (normalerweise zu 1,15 anzunehmen);
$\gamma_{s,fi}$	Material-Teilsicherheitsbeiwert für Stahl im Brandfall (normalerweise zu 1,0 anzunehmen);
$k_s(\theta)$	Reduktionsfaktor für die Festigkeit des Stahls bei der Temperatur θ für die erforderliche Feuerwiderstandsdauer. θ darf für den gewählten Achsabstand den Bildern B.1 und B.2 entnommen werden.
M_{Sd}	maßgebendes Moment für die Kaltbemessung nach ENV 1992-1-1;
$A_{s,vorh}$	vorhandener Stahlquerschnitt für Biegezugbeanspruchung;
$A_{s,erf}$	erforderlicher Stahlquerschnitt für Biegezugbeanspruchung aus der Kaltbemessung nach ENV 1992-1-1;
$A_{s,vorh} / A_{s,erf}$	sollte nicht größer als 1,3 angenommen werden.

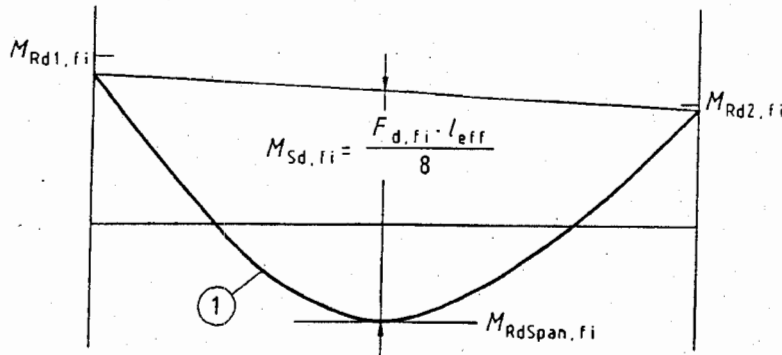
C.3 Durchlaufende Balken und Platten

(1) Über die gesamte Länge von Durchlaufbalken und -platten unter Brandbeanspruchung sollte das statische Gleichgewicht von Biegemomenten und Schubkräften erfüllt sein.

(2) Zur Erfüllung des Gleichgewichts bei Brandbeanspruchung ist eine Momentenumlagerung vom Feld zu den Stützen hin erlaubt, sofern zur Aufnahme der Bemessungsbrandbelastung über den Stützen ein ausreichender Bewehrungsquerschnitt gewählt wird. Diese Bewehrung sollte ausreichend weit ins Feld verlängert werden, um eine sichere Momentenabdeckung zu gewährleisten.

(3) Das Bemessungsmoment des Widerstands $M_{RdSpan,fi}$ des Querschnitts an der Stelle des größten Feldmoments sollte für den Brandfall entsprechend C.2 (4) berechnet werden. Das freie Maximalbiegemoment unter

den im Brandfall einwirkenden Lasten ($F_{d,fi} \times l_{eff}/8$ bei gleichmäßig verteilter Last) sollte zum Moment des Widerstands $M_{RdSpan,fi}$, so angepaßt sein, daß die Stützmomente $M_{Rd1,fi}$ und $M_{Rd2,fi}$ entsprechend Bild C.1 für Gleichgewicht sorgen. Dies läßt sich dadurch erreichen, daß das Stützmoment an einem Ende gleich oder kleiner als das dortige Moment des Widerstandes (berechnet nach Gleichung (C.4)) gewählt und anschließend das an der anderen Stütze erforderliche Moment berechnet wird.



(1): Diagramm des freien Biegemomentes unter gleichförmig verteilter Last bei Brandbedingungen

Bild C.1: Einpassung der Momentenlinie mit $M_{Sd,fi}$ des freiaufliegenden Trägers zur Gewährleistung des Gleichgewichts

(4) Fehlen genauere Rechnungen, kann das Bemessungsmoment des Widerstands an den Stützen für den Brandfall mittels Gleichung (C.4) berechnet werden.

$$M_{Rd,fi} = (\gamma_s/\gamma_{s,fi}) \times M_{Sd} \times (A_{s,vorh}/A_{s,erf}) \times (d-a)/d \quad (C.4)$$

wobei

γ_s , $\gamma_{s,fi}$, M_{Sd} , $A_{s,vorh}$ und $A_{s,erf}$ wie in C.2 definiert

a erforderlicher mittlerer Achsabstand entsprechend Tabelle 4.5 für Balken und Tabelle 4.8, Spalte 3, für Platten

d statische Nutzhöhe des Querschnitts.

$A_{s,vorh}/A_{s,erf}$ nicht größer als 1,3 angesetzt werden sollte.

(5) Gleichung (C.4) gilt, solange die Temperatur des über den Stützen oben liegenden Stahls bei Bewehrungsstäben 350 °C und bei Spanngliedern 100 °C nicht überschreitet.

Bei höheren Temperaturen sollte $M_{Rd,fi}$ bei Bewehrungsstäben mit $k_s(\theta)$ entsprechend Bild 3.2, Kurve 1, und bei Spanngliedern $k_p(\theta)$ entsprechend Bild 3.3 reduziert werden.

(6) Die unter Brandbedingungen erforderliche gekürzte Länge $l_{bnet,fi}$ sollte geprüft werden. Sie darf mit Hilfe von Gleichung (C.5) berechnet werden:

$$l_{bnet,fi} = (\gamma_s/\gamma_{s,fi}) \times (\gamma_{c,fi}/\gamma_c) \times l_{bnet} \quad (C.5)$$

mit l_{bnet} nach ENV 1992-1-1, Gleichung (5.4)

Die tatsächliche Stablänge der Bewehrung über der Stütze sollte bis zum zugehörigen Momentennullpunkt gemäß Berechnung nach C.3 (3) zuzüglich der Länge $l_{bnet,fi}$ verlängert werden.

Anhang D (informativ)**Ein Verfahren für den Nachweis des Tragwerksverhaltens von Stahlbetonbauteilen unter Brandeinwirkung****D.1 Allgemeines**

(1) Das folgende iterative Verfahren beschreibt eine Methode zur Beurteilung des Tragwerksverhaltens von Stahlbetontragwerken, die aus typischen Bauteilen zusammengesetzt sind (Balken, Stützen, Platten und Wände), unter Brandbedingungen mit Hilfe einfacher Methoden der Statik.

(2) Die thermischen Dehnungen und das entsprechende Tragwerksverhalten unter Brandeinwirkung dürfen näherungsweise berücksichtigt werden, trotz der Unsicherheiten und Ungenauigkeit des verwendeten physikalischen Modells.

D.2 Anwendungsregeln

(1) Für gewählte Zeitintervalle des gegebenen Brandes oder entsprechende Schritte $\Delta\theta$ (z. B. 50 °C oder sogar 100 °C) sollten die Entwicklung der Oberflächentemperaturen auf den brandbeanspruchten Oberflächen und die Temperaturprofile der Betonbauteile bestimmt werden (siehe Bild D.1).

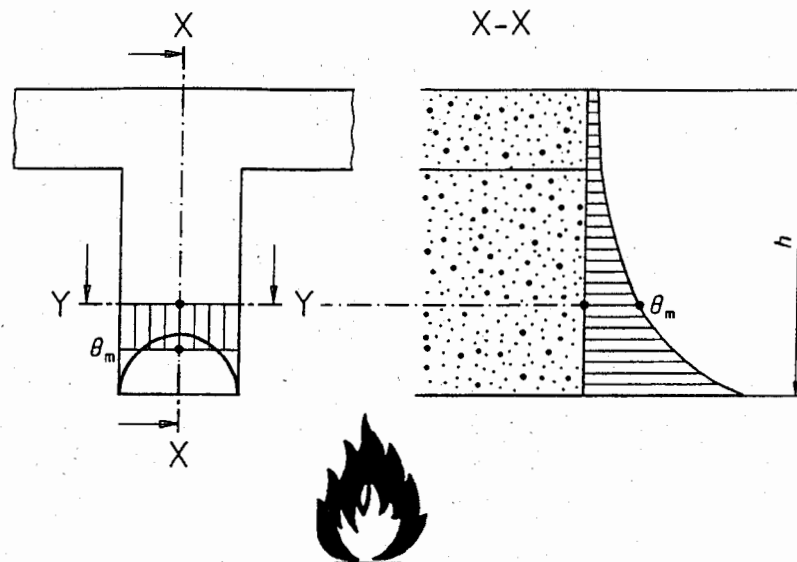


Bild D.1: Temperaturprofile in Betonbauteilen. θ_m ist die mittlere Temperatur entlang eines horizontalen Schnitts y-y

(2) Für jedes Temperaturniveau sind der modifizierte E-Modul $E_c(\theta_m)$ und die Verlängerung $(\Delta l(\theta_m)/l)_c$ des Betons zu bestimmen (siehe Anhang A).

(3) Es wird vorausgesetzt, daß das Bauteil aus unabhängigen Längsfasern (Schichten) zusammengesetzt ist ("Thermoelemente"), die sich in Längsrichtung frei bewegen können. Die Temperaturprofile erzeugen unter Brandbedingungen thermische Verlängerungen, die nicht linear verteilt sind, so daß die Querschnitte nicht eben bleiben (siehe Bild D.2).

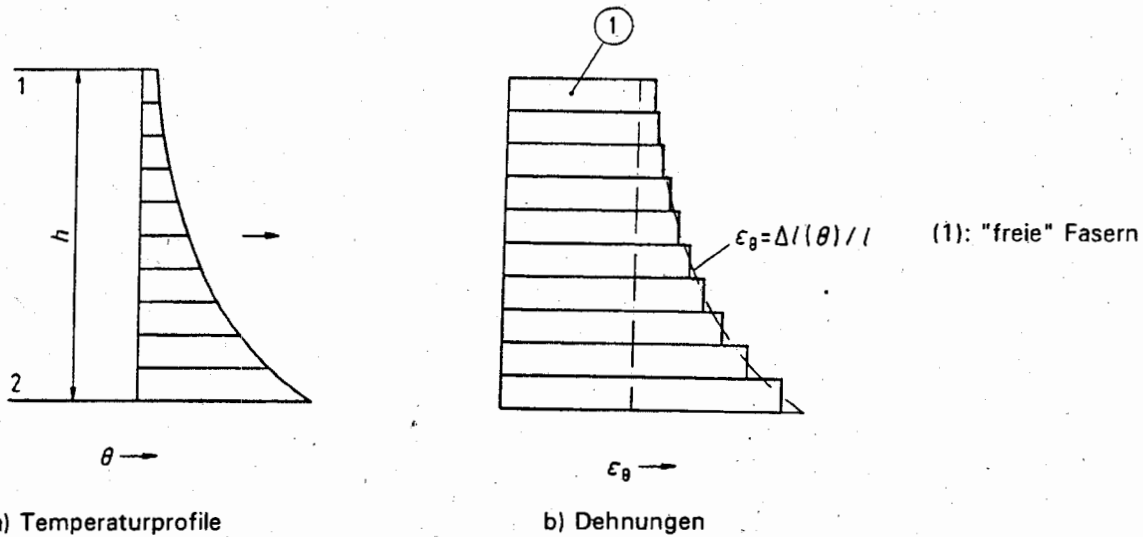


Bild D.2: Axial frei beweglich angenommene Schichten (Thermoelemente)

(4) Für jede Schicht werden die äquivalenten Lastwirkungen $N(\theta)$ und $M(\theta)$ durch Einführen einer hypothetischen Spannung $\sigma(\theta)$ bestimmt, die ausreicht, eine gleichgroße und entgegengesetzt zur thermischen Dehnung gerichtete Dehnung zu erzeugen. Die Kräfte jeder Schicht ergeben über die Querschnittshöhe aufsummiert $N(\theta)$, Ausmitte e und daraus $M(\theta)$ (Bild D.3).

$$N(\theta) = \int_{y_2}^{y_1} \sigma(\theta) \times dA = \int_{y_2}^{y_1} [\Delta l(\theta) / l]_c \times E_c(\theta) \times dA \quad (D.1)$$

$$M(\theta) = \int_{y_2}^{y_1} \sigma(\theta) \times y \times dA = N(\theta) \times e \quad (D.2)$$

wobei

$E_c(\theta)$ und $(\Delta l(\theta) / l)_c$ nach Definition in D.2 (siehe auch Anhang A),

h Höhe des Querschnitts,

y Abstand des Thermoelements von der Bauteilachse,

y_1, y_2 Abstände des obersten und des untersten Thermoelements von der Bauteilachse.

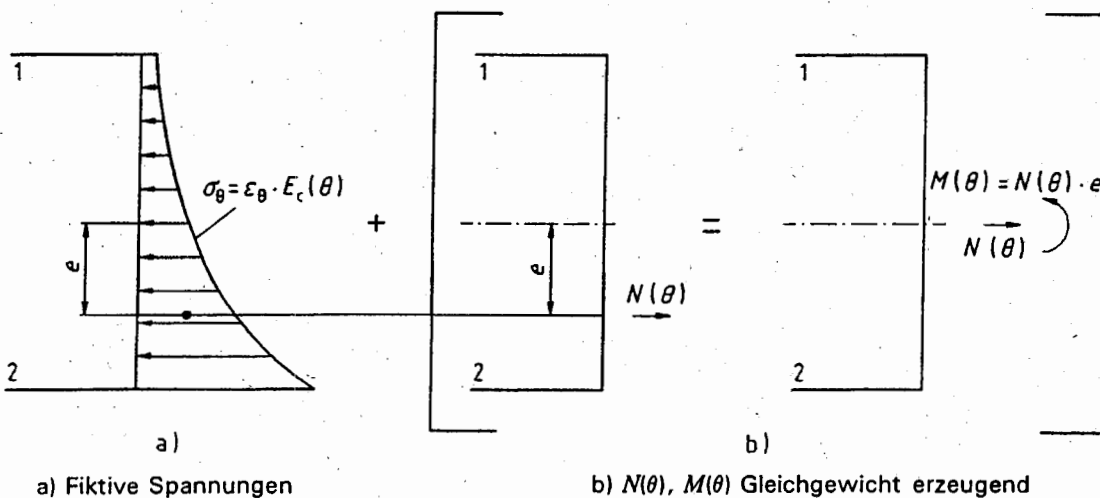


Bild D.3: Hypothetische und Gleichgewicht erzeugende Kräfte

(5) Die verbleibenden Eigenspannungen werden durch Kombination der hypothetischen Spannungen $\sigma(\theta)$ und der Spannungen infolge von $N(\theta)$ und $M(\theta)$ gefunden, wie in Bild D.4 gezeigt ist.

(6) Die wirksamen Zwangdehnungen sind gleich der Summe der thermischen Dehnungen der Thermoelemente (siehe Bild D.2) und der mechanischen Dehnungen infolge der endgültigen Eigenspannungen (siehe Bild D.4).

Daraus folgt:

a) Die mittlere axiale Zwangdehnung im Querschnitt wird durch folgenden Ausdruck gegeben:

$$\epsilon_{\text{eff}} = 0,5(\epsilon_1 + \epsilon_2)$$

$$\approx \frac{N(\theta)}{2A_c} \left[\frac{1}{E(\theta)_2} + \frac{1}{E(\theta)_1} \right] + \frac{M(\theta)}{2I_c} \left[\frac{y_2}{E(\theta)_2} + \frac{y_1}{E(\theta)_1} \right] \quad (\text{D.3})$$

b) Die Krümmung, d. h. der Gradient der mittleren Zwangdehnung über dem Querschnitt wird durch folgenden Ausdruck gegeben:

$$\left(\frac{1}{r} \right)_{\text{eff}} = \frac{\epsilon_2 - \epsilon_1}{h}$$

$$\approx \frac{N(\theta)}{2A_c h} \left[\frac{1}{E(\theta)_2} - \frac{1}{E(\theta)_1} \right] + \frac{M(\theta)}{2I_c h} \left[\frac{y_2}{E(\theta)_2} - \frac{y_1}{E(\theta)_1} \right] \quad (\text{D.4})$$

wobei:

A_c Querschnittsfläche

I_c Trägheitsmoment des Querschnitts

Die Fußzeiger 1 und 2 geben den Bezug zur obersten bzw. untersten Faser des Querschnitts an.

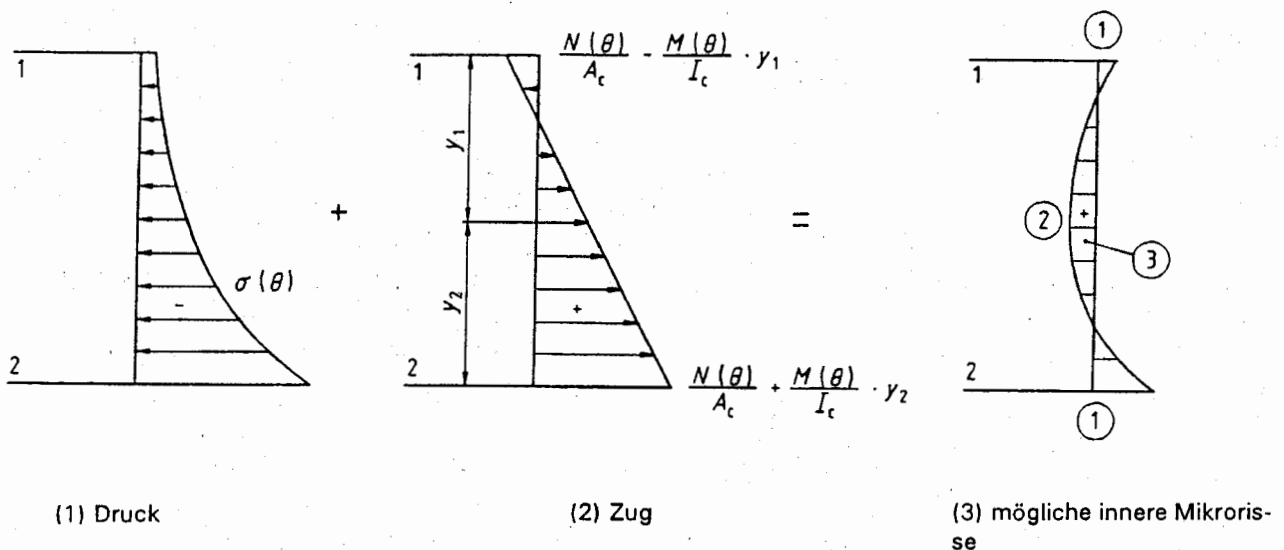


Bild D.4: Endgültige miteinander im Gleichgewicht stehende Eigenspannungen

(7) Erfährt das Bauteil in Längsrichtung keinen Zwang (d. h. kann es sich frei ausdehnen), wird sich eine dem Querschnitt aufgezwungene, mittlere axiale Dehnung (Gleichung (D.3)) in eine resultierende Längsverformung umsetzen.

Kann sich das Bauteil frei krümmen, ergibt sich als Resultierende eines dem Querschnitt aufgezwungenen mittleren Dehnungsgradienten (Gleichung D.4) eine resultierende Querschnittskrümmung.

Die resultierenden axialen Verlängerungen, Krümmungen und Durchbiegungen derart nicht gezwängter Bauteile rufen keine weiteren äußeren Kräfte hervor.

(8) Bei statisch unbestimmt gelagerten Bauteilen oder Teiltragwerken führen die durch höhere Temperaturen verursachten mittleren Dehnungen und Krümmungen zu einer Änderung der axialen Verformungen, Durchbiegungen und Krümmungen sowie zur Umlagerung von Schnittgrößen.

Deren Berechnung kann mit Hilfe konventioneller Methoden der Statik, basierend auf Momenten/Krümmungs- und Längskraft/Dehnungs-Diagrammen ausgewählter Querschnitte für ein gegebenes Temperaturprofil, durchgeführt werden. Solche Diagramme enthalten alle notwendigen Werte der (variablen) Steifigkeit für jede Situation und das entsprechende Niveau der Schnittgrößen.

(9) Es ist auch möglich, den Sicherheitsabstand (gegen Versagen auf Biegung oder Schub) sowie die Duktilität in kritischen Querschnitten der Tagwerksteile zu ermitteln. Wenn man dies tut, sollte man die Eigenschaften des Betons, des Stahls und deren Verbundcharakteristiken unter Beachtung der entsprechenden inneren Temperatur-niveaus modifizieren.

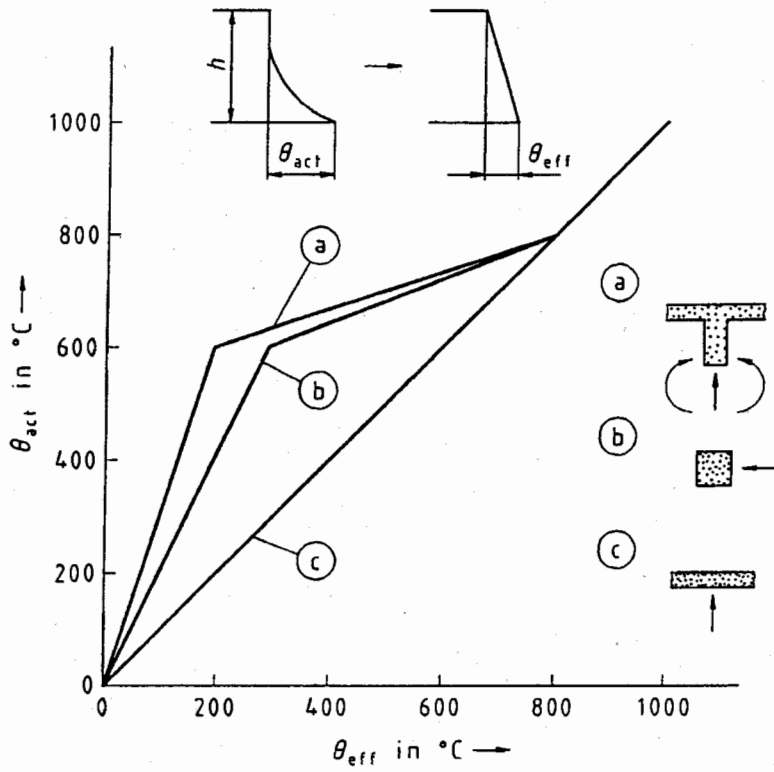
D.3 Mögliche weitere Vereinfachungen

(1) Um das mühevollere Verfahren des Einrichtens von Thermoelementen und des Berechnens der Eigenspannungen zu umgehen, dürfen praxisnahe Diagramme verwendet werden, um die wirksamen thermischen Verformungen (mittlere Verlängerung und Krümmung) unter der Annahme des Ebenbleibens der Querschnitte im Brandfall näherungsweise abzuschätzen.

(2) Für bestimmte Formen und Maße typischer Querschnitte dürfen praxisnahe Diagramme entwickelt werden, bei denen an den brandbeanspruchten Seiten des betrachteten Querschnitts anstelle der tatsächlichen Temperaturverteilung θ_{act} eine gleichwertige lineare Temperaturverteilung θ_{eff} verwendet wird. Ein Beispiel eines solch praxisnahen Diagramms ist in Bild D.5 gegeben. Es gilt nur für Querschnitte, die den im Bild dargestellten Querschnitten entsprechen. Verwendet man solche Diagramme, dürfen die Umlagerung von Schnittgrößen und die Modifikation der Verformungen von Stahlbetonbauteilen während des Brandes dadurch berechnet werden, daß man die normalen Lasten mit den wirksamen Zwangverformungen verwendet.

$$\epsilon_{eff} = 0,5 \times [\Delta / (\theta_{eff}) / l]_c \quad (D.5)$$

$$\left[\frac{1}{r_{eff}} \right] = \frac{1}{h} [\Delta \cdot l \cdot (\theta_{eff}) / l]_c \quad (D.6)$$



- a Kurve (a): Balken (250/450 oder 250/700 mm)
- b Kurve (b): Stützen (400/400 mm)
- c Kurve (c): Platten (150 mm)

Bild D.5: Äquivalente Temperaturwerte θ_{eff} für typische Stahlbetonquerschnitte unter Normbrandbeanspruchung