

<p style="text-align: center;">Eurocode 4 Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall Deutsche Fassung ENV 1994-1-2: 1994</p>	<p style="text-align: center;">Vornorm DIN V ENV 1994-1-2</p>
<p>ICS 13.220.50; 91.010.30; 91.080.10; 91.080.40</p> <p>Deskriptoren: Bauwesen, Tragwerk, Brand, Bemessung, Konstruktion</p> <p>Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures – Part 1-2: General rules – Structural fire design; German version ENV 1994-1-2: 1994</p> <p>Eurocode 4: Calcul des structures mixtes acier-beton – Partie 1-2: Règles générales – Calcul du comportement au feu; Version allemande ENV 1994-1-2: 1994</p> <div style="text-align: right; font-size: 2em; font-weight: bold;">Archiv</div> <p>Diese Europäische Vornorm ENV 1994-1-2: 1994 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 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton, 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 1994-1-2 sind erbeten an den Normenausschuß Bauwesen, Burggrafenstr. 6, 10787 Berlin.</p> <hr style="width: 10%; margin-left: 0;"/> <p>¹⁾ Zu beziehen durch den Beuth Verlag GmbH, Berlin 10772, 50672 Köln (Herausgeber: NABau im DIN Deutsches Institut für Normung e.V.)</p> <p style="text-align: right;">Fortsetzung 92 Seiten ENV</p> <p style="text-align: center;">Normenausschuß Bauwesen (NABau) im DIN Deutsches Institut für Normung e.V.</p>	

**EUROPÄISCHE VORNORM
EUROPEAN PRESTANDARD
PRENORME EUROPEENNE**

ENV 1994-1-2

Oktober 1994

ICS 13.220.50; 91.010.30; 91.080.10; 91.080.40

Deskriptoren: Bauwesen, Stahlverbundbau, Entwurf, Sicherheitsanforderungen, Unfallverhütung, Brandschutz, Feuerwiderstand, Werkstoffverhalten, thermische Eigenschaften, Bemessung, Festigkeitseigenschaften

Deutsche Fassung

Eurocode 4

Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton

Teil 1.2: Allgemeine Regeln, Tragwerksbemessung für den Brandfall

Eurocode 4 - Design of composite steel and concrete structures
Part 1.2: General rules - Structural fire design

Eurocode 4 - Calcul des structures mixtes acier-beton - Partie 1.2: Règles générales - Calcul du compartement au feu

Diese Europäische Vornorm (ENV) wurde von CEN am 1993-11-23 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

© 1994 Das Copyright ist den CEN-Mitgliedern vorbehalten

Ref.No ENV 1994-1-2 :1994 D

Inhalt

	Seite
Vorwort	4
Zielstellung der Eurocodes.....	4
Hintergrund des Eurocode-Programms.....	4
Eurocode Programm.....	5
Nationale Anwendungsdokumente (NAD's).....	6
Besondere Hinweise zu dieser Vornorm.....	6
Sicherheitsanforderungen.....	6
Bemessungsverfahren.....	7
Bemessungshilfen.....	8
1. Allgemeines	9
1.1 Geltungsbereich.....	9
1.2 Normative Verweisungen.....	12
1.3 Definitionen.....	13
1.4 Formelzeichen.....	15
1.5 Einheiten.....	18
2. Grundprinzipien	19
2.1 Leistungsanforderungen.....	19
2.2 Einwirkungen.....	19
2.3 Bemessungswerte der Werkstoffeigenschaften.....	20
2.4 Bemessungsmethoden.....	21
2.4.1 Allgemeines.....	21
2.4.2 Gesamttragwerksberechnung.....	21
2.4.3 Teiltragwerksberechnung.....	21
2.4.4 Bauteilberechnung.....	22
2.4.5 Versuchsgestützte Bemessung.....	23
3. Werkstoffeigenschaften	24
3.1 Allgemeines.....	24
3.2 Festigkeits- und Verformungseigenschaften.....	24
3.2.1 Baustahl.....	24
3.2.2 Beton.....	26
3.2.3 Betonstahl.....	28
3.3 Thermische Eigenschaften.....	28
3.3.1 Bau- und Betonstahl.....	28
3.3.2 Normalbeton.....	31
3.3.3 Leichtbeton.....	33
3.3.4 Brandschutzmaterialien.....	33
3.4 Dichte.....	33
4. Tragwerksbemessung im Brandfall	34
4.1 Einleitung.....	34
4.2 Tabellen.....	35
4.2.1 Anwendungsgrenzen.....	35
4.2.2 Verbundträger mit ausbetonierten Kammern.....	35
4.2.3 Verbundstützen.....	38
4.2.3.1 Allgemeines.....	38
4.2.3.2 Verbundstützen mit vollständig einbetonierten Stahlquerschnitten.....	38
4.2.3.3 Verbundstützen mit Kammerbeton.....	40
4.2.3.4 Verbundstützen aus betongefüllten Hohlprofilen.....	41
4.3 Vereinfachte Berechnungsverfahren.....	42
4.3.1 Ungeschützte Verbunddecken.....	42
4.3.1.1 Allgemeines.....	42
4.3.1.2 Wärmedämmung.....	42
4.3.1.3 Beanspruchbarkeit - Berechnungsgrundlagen.....	43

4.3.1.4	Berechnung der positiven Momententragfähigkeit $M_{fi,Rd}^+$	43
4.3.1.5	Berechnung der negativen Momententragfähigkeit $M_{fi,Rd}^-$	44
4.3.2	Geschützte Verbunddecken	45
4.3.3	Verbundträger ohne Betonüberdeckung des Stahlquerschnitts	45
4.3.3.1	Allgemeines	45
4.3.3.2	Erwärmung des Querschnitts	46
4.3.3.3	Tragverhalten - Modell der kritischen Temperatur	48
4.3.3.4	Tragverhalten - Modell der Momententragfähigkeit	49
4.3.3.5	Nachweis der Dübeltragfähigkeit	49
4.3.4	Verbundträger mit kammerbetonierten Stahlträgern	49
4.3.4.1	Allgemeines	49
4.3.4.2	Erwärmung des Querschnitts	50
4.3.4.3	Tragverhalten	50
4.3.4.4	Positive Momententragfähigkeit $M_{fi,Rd}^+$	52
4.3.4.5	Negative Momententragfähigkeit $M_{fi,Rd}^-$	52
4.3.5	Stahlträger mit Kammerbeton	52
4.3.6	Verbundstützen	53
4.3.6.1	Tragverhalten	53
4.3.6.2	Stahlquerschnitte mit Kammerbeton	54
4.3.6.3	Ungeschützte betongefüllte Hohlprofile	55
4.3.6.4	Geschützte betongefüllte Hohlprofile	55
4.4	Allgemeine Berechnungsverfahren	55
4.4.1	Grundlagen der Berechnung	55
4.4.2	Thermische Analyse	56
4.4.3	Mechanische Analyse	56
4.4.4	Gültigkeitsprüfung der allgemeinen Berechnungsverfahren	57
5.	Konstruktionsdetails	58
5.1	Einleitung	58
5.2	Verbundträger	58
5.3	Verbundstützen	59
5.3.1	Verbundstützen mit Kammerbeton	59
5.3.2	Verbundstützen aus betongefüllten Hohlprofilen	59
5.4	Anschlüsse von Verbundträgern an Verbundstützen	60
5.4.1	Allgemeines	60
5.4.2	Anschlüsse von Verbundträgern an Verbundstützen mit vollständig einbetoniertem Stahlquerschnitt	60
5.4.3	Anschlüsse von Verbundträgern an Verbundstützen mit Kammerbeton	61
5.4.4	Anschlüsse von Verbundträgern an Verbundstützen aus betongefüllten Hohlprofilen	62
Anhänge		
A [informativ]	Spannungs-Dehnungsbeziehungen von Baustahl bei erhöhten Temperaturen ..	63
B [informativ]	Spannungs-Dehnungsbeziehungen von quarzitischem Beton	66
	bei erhöhten Temperaturen	
C [informativ]	Spannungs-Dehnungsbeziehungen von Beton angepaßt	68
	an natürliche Brände mit Abkühlungsphase	
D [normativ]	Berechnungsverfahren für die positive Momententragfähigkeit eines	70
	Verbundträgers bestehend aus Stahlquerschnitt und Betondecke bei	
	Brandbeanspruchung von unten	
E [normativ]	Berechnungsverfahren für die positive und negative Momenten-	72
	tragfähigkeit kammerbetonierter Verbundträger mit Betondecke	
	unter Normbrandbeanspruchung von unten	
F [normativ]	Berechnungsverfahren für den Feuerwiderstand kammerbetonierter	77
	Verbundstützen unter Normbrandbedingungen bei Biegeknicken	
	um die schwache Achse	
G [normativ]	Vereinfachtes Berechnungsverfahren für betongefüllte Hohlprofile	85
	unter Normbrandbedingungen	
H [informativ]	Planung und Auswertung experimenteller Verfahren	91

Vorwort

Zielstellung der Eurocodes

- (1) Die Eurocodes für den Konstruktiven Ingenieurbau bilden eine Gruppe von Normen für den Entwurf, die Berechnung und die Bemessung von Tragwerken des Hoch- und Ingenieurbaus und geotechnische Bemessungsregeln für bauliche Anlagen.
- (2) Sie behandeln die Bauausführung und Güteüberwachung nur soweit, wie dies zur Feststellung von Qualitätsforderungen an die Bauprodukte bzw. Bauausführung notwendig ist, um die bei der Tragwerksbemessung getroffenen Annahmen zu erfüllen.
- (3) Bis zum Vorliegen der erforderlichen Harmonisierten Technischen Spezifikationen für Produkte und für Verfahren zur Überprüfung der Produkteigenschaften behandeln einige Eurocodes für den Konstruktiven Ingenieurbau bestimmte Teilaspekte in informativen Anhängen.

Hintergrund des Eurocode-Programms

- (4) Die Kommission der Europäischen Gemeinschaften (KEG) hat die Arbeiten an Harmonisierten Technischen Spezifikationen für den Entwurf, die Berechnung und Bemessung von Hoch- und Ingenieurbauwerken eingeleitet, die zunächst als Alternative zu den in den jeweiligen Mitgliedsstaaten existierenden - jedoch voneinander abweichenden - Regeln dienen und sie schließlich ersetzen sollten. Diese technischen Regeln wurden als „Eurocodes für den Konstruktiven Ingenieurbau“ bekannt.
- (5) Nach Beratung mit ihren Mitgliedsstaaten übertrug die KEG im Jahre 1990 die Arbeiten zur weiteren Entwicklung, Herausgabe und Fortschreibung der Eurocodes für den Konstruktiven Ingenieurbau an CEN. Das EFTA-Sekretariat stimmte zu, die Arbeit von CEN zu unterstützen.
- (6) Das Technische Komitee CEN/TC 250 ist für alle Eurocodes des Konstruktiven Ingenieurbaus zuständig.

Eurocode Programm

- (7) Gegenwärtig befinden sich folgende Eurocodes für den Konstruktiven Ingenieurbau in Bearbeitung, wobei jeder in der Regel mehrere Teile umfaßt:
- | | | |
|---------|------------|--|
| EN 1991 | Eurocode 1 | Grundlagen von Entwurf, Berechnung und Bemessung sowie Einwirkungen auf Tragwerke |
| EN 1992 | Eurocode 2 | Entwurf, Berechnung und Bemessung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken |
| EN 1993 | Eurocode 3 | Entwurf, Berechnung und Bemessung von Tragwerken aus Stahl |
| EN 1994 | Eurocode 4 | Entwurf, Berechnung und Bemessung von Verbundtragwerken aus Stahl- und Beton |
| EN 1995 | Eurocode 5 | Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holztragwerken |
| EN 1996 | Eurocode 6 | Entwurf, Berechnung und Bemessung von Tragwerken aus Mauerwerk |
| EN 1997 | Eurocode 7 | Geotechnik, Bemessung |
| EN 1998 | Eurocode 8 | Maßnahmen und Bemessungsregeln zur Ermittlung der Erdbebenbeanspruchbarkeit von Tragwerken |
| EN 1999 | Eurocode 9 | Entwurf, Berechnung und Bemessung von Tragwerken aus Aluminium |
- (8) Für die zuvor genannten Eurocodes hat das CEN/TC 250 einzelne Unterkomitees eingesetzt.
- (9) Dieser Teil 1-2 von Eurocode 4 wird von CEN als Europäische Vornorm (ENV) mit einer Laufzeit von zunächst drei Jahren herausgegeben, beginnend mit dem Tage, an dem CEN CS den CEN-Mitgliedern diese Ausgabe zur Verfügung stellt.
- (10) Diese Vornorm ist sowohl für die praktische Erprobung bei Entwurf, Berechnung und Bemessung als auch für Stellungnahmen gedacht.
- (11) Nach etwa zwei Jahren werden die CEN-Mitglieder um Stellungnahmen gebeten, die bei der Festlegung weiterer Arbeitsschritte Berücksichtigung finden.
- (12) Zwischenzeitlich sollten Hinweise und Stellungnahmen zu dieser Vornorm an das Sekretariat von CEN/TC 250/SC4 unter folgender Anschrift

NSAI
Glasnevin, Dublin 9
IRELAND

oder an das nationale Normungsinstitut

DIN
Burggrafenstraße 6, 10787 Berlin, Postanschrift 10772 Berlin, Germany

gesandt werden.

Nationale Anwendungsdokumente (NAD's)

- (13) Im Hinblick auf die Verantwortlichkeit der zuständigen Behörden in den Mitgliedsländern für Sicherheit, Gesundheit und andere Sachverhalte, die durch die wesentlichen Anforderungen der Bauproduktenlinie abgedeckt sind, wurden bestimmte Sicherheitselemente in dieser Vornorm als indikative Werte festgelegt, die durch Einrahmung □ gekennzeichnet sind. Es wird erwartet, daß die Mitgliedsländer oder ihre nationalen Normungsinstitute für diese Sicherheitselemente endgültige Werte festlegen.
- (14) Zum Zeitpunkt der Herausgabe dieser Vornorm werden viele der Harmonisierten Bezugsnormen einschließlich der Eurocodes, die Angaben für die zu berücksichtigenden Einwirkungen sowie solche für den Brandschutz enthalten, noch nicht zur Verfügung stehen. Es wird deshalb erwartet, daß jedes Mitgliedsland oder sein Normungsinstitut ein Nationales Anwendungsdokument (NAD) herausgibt, das endgültige Werte für die Sicherheitselemente, Querverweise auf Bezugsnormen sowie nationale Hinweise für die Anwendung dieser Vornorm enthält.
- (15) Es ist beabsichtigt, daß diese Vornorm zusammen mit dem Nationalen Anwendungsdokument (NAD) angewandt wird, daß in dem Land gültig ist, in dem sich das Hoch- oder Ingenieurbauwerk befindet.

Besondere Hinweise zu dieser Vornorm

Sicherheitsanforderungen

- (16) Der Anwendungsbereich des Eurocode 4 ist in ENV 1994-1-1 Abschnitt 1.1.1 und 1.1.2 definiert und der Anwendungsbereich dieses Teiles 1-2 des Eurocode 4 ist im Abschnitt 1.1 definiert. Weitere geplante Teile von Eurocode 4 sind in ENV 1994-1-1, Abschnitt 1.1.3 aufgeführt.
- (17) Das allgemeine Ziel des Brandschutzes ist die Begrenzung von Risiken im Hinblick auf Personen und das Gemeinwesen, die Nachbarschaft und erforderlichenfalls die Sachgüter des betroffenen Objekts.
- (18) Die Bauproduktenrichtlinie 89/106/EEC nennt die folgenden grundlegenden Anforderungen für die Begrenzung des Brandrisikos:
„Das Bauwerk ist derart zu planen und zu errichten, daß im Fall der Entstehung eines Brandes
- die Tragfähigkeit der Konstruktion für eine definierte Dauer vorausgesetzt werden kann
 - die Entwicklung und Ausbreitung von Feuer und Rauch im Gebäude begrenzt ist
 - die Ausbreitung von Feuer auf benachbarte Gebäude begrenzt ist
 - die im Gebäude befindlichen Personen das Gebäude verlassen oder auf andere Weise gerettet werden können
 - die Sicherheit von Rettungsmannschaften beachtet wird“.
- (19) Gemäß Erläuterungsdokument "Sicherheit im Brandfall" dürfen die grundlegenden Anforderungen durch das Befolgen unterschiedlicher Brandschutzstrategien einschließlich passiver und aktiver Brandschutzmaßnahmen erfüllt werden.
- (20) Die Eurocodes für Konstruktiven Ingenieurbau behandeln passive Brandschutzmaßnahmen im Hinblick auf die Bemessung und Konstruktion von Tragwerken und Tragwerksteilen für eine angemessene Tragfähigkeit und falls erforderlich für die Begrenzung der Brandausbreitung.
- (21) Geforderte Funktionen und Ausführungsstandards werden i.a. durch die nationalen Behörden vorgeschrieben - zumeist als Norm-Feuerwiderstandsdauer. Falls Brandschutz als Ingenieuraufgabe unter Ansatz passiver und aktiver Maßnahmen akzeptiert wird, werden

die Anforderungen der Behörden weniger vorschreibend sein und alternative Strategien ermöglichen.

- (22) Dieser Teil 1-2 gibt zusammen mit ENV 1991-2-2, Einwirkungen auf Tragwerke unter Brandbeanspruchung, die erforderlichen Ergänzungen zu ENV 1994-1-1, so daß Tragwerke, die nach diesen Eurocodes für Konstruktiven Ingenieurbau entworfen, berechnet und bemessen wurden, gleichzeitig den Anforderungen des konstruktiven baulichen Brandschutzes genügen.
- (23) Zusätzliche Anforderungen, z.B. hinsichtlich
- der Errichtung und Instandhaltung automatischer Löschanlagen
 - der Nutzungsbedingungen für Gebäude oder der Brandabschnitte
 - der Verwendung von zugelassenen Brandschutzbekleidungen und -anstrichen einschließlich ihrer Instandhaltung

werden hier nicht behandelt, da die Regelungen den zuständigen Behörden vorbehalten sind.

Bemessungsverfahren

- (24) Ein umfassendes analytisches Verfahren für die brandschutztechnische Tragwerksbemessung würde das **Verhalten des Tragwerks bei erhöhten Temperaturen**, die **mögliche Brandbeanspruchung** und die günstige Wirkung der **Brandbekämpfung** berücksichtigen, einschließlich der Unsicherheiten, die mit diesen drei Elementen verbunden sind, und der Bedeutung des Tragwerks (Folgen eines Versagens).
- (25) Gegenwärtig ist es möglich, anhand eines derartigen Verfahrens, das einige wenn auch nicht alle Parameter berücksichtigt, nachzuweisen, daß sich das Tragwerk oder Teile davon in einem tatsächlichen Schadenfeuer angemessen verhalten werden. Innerhalb der Europäischen Staaten beruht das gebräuchliche Verfahren jedoch auf den Ergebnissen von Normbrandversuchen und ist gekoppelt an ein Klassifizierungssystem in Vorschriften für Feuerwiderstandsdauern. Die geforderten Feuerwiderstandsdauern erfassen, wenn auch nicht explizit, die vorgenannten Elemente.
- (26) Wegen der Beschränktheit der Versuchsmethoden dürfen weitere Versuche oder Berechnungen verwendet werden. Trotzdem bilden die Ergebnisse der Normbrandversuche die umfangreichen Eingangsdaten für die Berechnungsverfahren der brandschutztechnischen Bemessung. Diese Vornorm befaßt sich deshalb hauptsächlich mit der Bemessung für den Feuerwiderstand unter Normbrandbedingungen.
- (27) Die Anwendung dieses Teiles 1-2 des Eurocode 4 mit den thermischen Einwirkungen gemäß ENV 1991-2-2 ist in Tabelle 0.1 dargestellt. Bei Anwendung dieses Teiles ist ENV 1991-2-2 erforderlich zur Bestimmung von Temperaturfeldern in Bauteilen oder bei Anwendung allgemeiner Bemessungsverfahren zur Berechnung des Tragwerkverhaltens.

Tabelle 0.1: Bemessungsverfahren

Thermische Einwirkungen gemäß ENV 1991-2-2	gemäß nationaler Vorschriften zu überprüfen	Bemessung mit Tabellen gemäß ENV 1994-1-2	Bemessung mit Berechnungsverfahren gemäß ENV 1994-1-2
Einheits-Temperaturzeitkurve	standardisierte Feuerwiderstandsanforderungen (Feuerwiderstandsklassen)	falls zutreffend 1) oder aus Brandversuchen	falls zutreffend 1)
andere nominelle Temperaturzeitkurven	andere nominelle Feuerwiderstandsanforderungen	nicht anwendbar	mit allgemeinen Berechnungsverfahren
Einheits-Temperaturzeitkurve	Feuerwiderstand - für äquivalente Branddauer	nicht anwendbar	mit allgemeinen Berechnungsverfahren
Parameterabhängige Brandbeanspruchung	Feuerwiderstand - für gegebene Dauer oder - für die ganze Branddauer	nicht anwendbar	mit allgemeinen Berechnungsverfahren
1) in Abhängigkeit von den Bemessungsmethoden dieses Dokuments			

Bemessungshilfen

- (28) Falls vereinfachte Berechnungsverfahren nicht verfügbar sind, sind in den Brandschutzteilen der Eurocodes Bemessungslösungen in Form von Tabellen (basierend auf Versuchen oder allgemeinen Berechnungsverfahren) angegeben, die innerhalb der vorgeschriebenen Gültigkeitsgrenzen angewendet werden dürfen.
- (29) Es wird erwartet, daß Bemessungshilfen, die auf den in ENV 1994-1-2 angegebenen Bemessungsverfahren beruhen, durch interessierte außenstehende Organisationen vorbereitet werden.

1. Allgemeines

1.1 Geltungsbereich

- (1)P Dieser Teil 1-2 des Eurocode 4 behandelt den Entwurf, die Berechnung und die Bemessung von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton für den Brandfall als außergewöhnliche Situation und ist in Verbindung mit ENV 1994-1-1 und ENV 1991-2-2 anzuwenden. Dieser Teil 1-2 weist lediglich die Abweichungen oder Ergänzungen zu Entwurf, Berechnung und Bemessung bei normalen Temperaturen aus.
- (2)P Dieses Dokument behandelt ausschließlich passive Maßnahmen des Brandschutzes. Aktive Maßnahmen werden nicht abgedeckt.
- (3)P Dieser Teil 1-2 gilt für Tragwerke, die aus Gründen des allgemeinen Brandschutzes bestimmte Funktionen im Brandfall erfüllen müssen, indem
- vorzeitiger Einsturz des Tragwerkes (Tragfähigkeit)
 - die Ausbreitung des Brandes (Flammen, Brandgase, übermäßige Hitze) über bestimmte Abschnitte hinaus (Raumabschluß)
- vermieden werden.
- (4)P Dieser Teil 1-2 enthält verbindliche Regeln (i)P und Anwendungsregeln (j) (siehe Abschnitt 1.2 in ENV 1994-1-1) für Entwurf, Berechnung und Bemessung von Tragwerken für gegebene Anforderungen unter Berücksichtigung der vorgenannten Funktionen und Sicherheitsniveaus.
- (5) In diesem Dokument wird bei brandbeanspruchten Stützen von allseitiger (vierseitiger) Beflammung des Querschnitts und bei Trägern, die eine Geschoßdecke tragen, von dreiseitiger Beflammung von unten ausgegangen.
- (6) Für Träger unter Verbunddecken mit Profilblechen darf eine dreiseitige Beflammung angenommen werden, wenn mindestens 90% der Oberseite des Stahlprofils direkt durch das Profilblech abgedeckt wird.
- (7)P Dieses Dokument gilt ausschließlich für Tragwerke oder Tragwerksteile, die in den Geltungsbereich von ENV 1994-1-1 fallen und demgemäß entworfen, berechnet und bemessen sind.
- (8) Die gebräuchlichen Verbundquerschnittstypen, die teilweise im Hinblick auf Anforderungen an den Feuerwiderstand entwickelt worden sind, sind in den Bildern 1.1 bis 1.8 beschrieben.
- (9)P Bei allen Verbundquerschnitten muß die Verdübelung des Längsschubes zwischen Stahl und Beton gemäß den verbindlichen Regeln von ENV 1994-1-1 sichergestellt sein.
- (10) Typische Beispiele von Verbunddecken mit Profilblechen mit oder ohne Bewehrungsstäbe zeigt Bild 1.1.

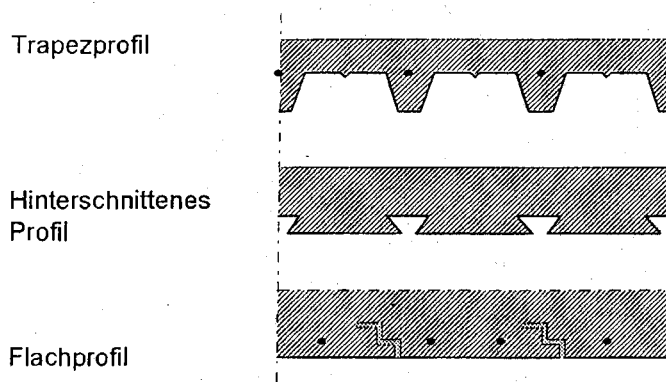


Bild 1.1 Typische Verbunddeckenquerschnitte

(11) Typische Beispiele von Verbundträgern zeigen die Bilder 1.2 bis 1.5.

[Anmerkung: ENV 1994-1-1 enthält keine Bemessungsregeln unter normalen Temperaturen für Stahlträger, die teilweise in eine Platte einbetoniert sind (siehe Bild 1.4).]

[Anmerkung: Konstruktive Details von Stahlträgern mit Kammerbeton (s. Bilder 1.3 und 1.5) werden im Abschnitt 5 behandelt.]

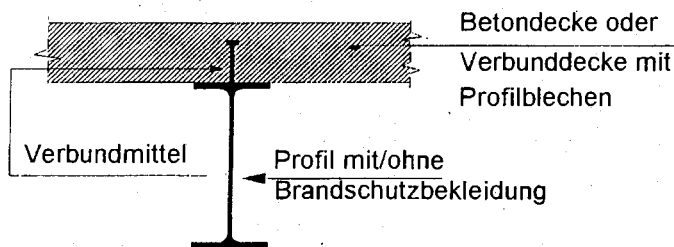


Bild 1.2 Verbundträger mit Stahlträgern ohne Kammerbeton

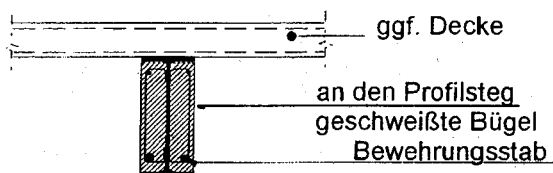


Bild 1.3 Stahlträger mit Kammerbeton

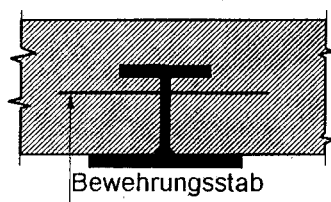


Bild 1.4 Teilweise einbetonierter Stahlträger

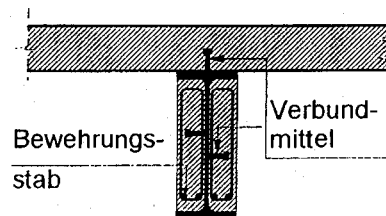


Bild 1.5 Verbundträger mit Kammerbeton

- (12) Typische Beispiele für Verbundstützen zeigen die Bilder 1.6 bis 1.8.

[Anmerkung: Konstruktive Details von Verbundstützen behandelt Abschnitt 5.]

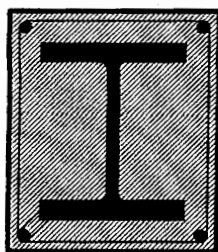


Bild 1.6 Vollständig einbetonierte Profile

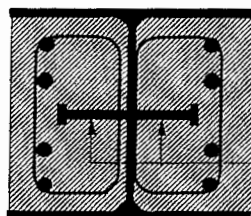


Bild 1.7 Profile mit Kammerbeton

An den
Profilsteg
geschweißte
Verbund-
mittel

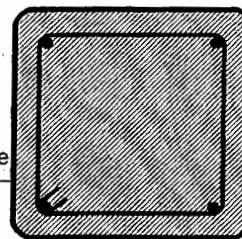


Bild 1.8 Betongefüllte Profile

- (13) Für Stützen dürfen auch andere Formen wie runde oder achteckige Querschnitte angewendet werden. Falls angemessen, dürfen Bewehrungsstäbe durch andere Stahlquerschnitte, z.B. halbierte Querschnitte, ersetzt werden.

- (14) Der Feuerwiderstand dieser Bauteile darf durch zusätzliche Brandschutzmaterialien erhöht werden.

[Anmerkung: Die in den Abschnitten 4.2, 4.3 und 5 beschriebenen verbindlichen Regeln und Anwendungsregeln beziehen sich, falls es nicht ausdrücklich abweichend angegeben ist, auf direkt beflamnte, ungeschützte Stahloberflächen.]

- (15)P Die in diesem Dokument angegebenen Werkstoffeigenschaften von Baustahl entsprechen Stahl Fe 360, Fe 430 und Fe 510 gemäß EN 10025 (März 1990) und Stahl S275, S355, S420 und S460 gemäß EN 10113 (März 1993).

[Anmerkung: Zur Zeit ist der Einsatz von Stahl S420 und S460 durch ENV 1994-1-1 nicht abgedeckt.]

- (16)P Für Stahlprofilbleche muß auf ENV 1994-1-1 Abschnitt 3.4 Bezug genommen werden.

- (17)P Betonstahl muß mit EN 10080 übereinstimmen.

- (18)P Normalbeton gemäß ENV 1994-1-1 ist für die brandschutztechnische Bemessung von Verbundkonstruktionen anwendbar. Leichtbeton ist für Verbunddecken mit oder ohne Verbund mit dem darunterliegenden Stahlträger zugelassen.

- (19)P Folgende Betonfestigkeitsklassen sind bei der brandschutztechnischen Bemessung von Verbundkonstruktionen anwendbar:

Betonfestigkeits- klasse	20/25	25/30	30/37	35/45	40/50	45/55	50/60
f_{ck} (in N/mm ²)	20	25	30	35	40	45	50

[Anmerkung: Kleinere Festigkeitsklassen als die hier angegebenen, wie C12/15 und C16/20 gemäß ENV 1992-1-1 Abschnitt 3.1.2.4, sind nicht zugelassen.]

[Anmerkung: f_{ck} ist die charakteristische Zylinder-Druckfestigkeit des Betons nach 28 Tagen (identisch mit $f_{c,20^{\circ}C}$ nach Abschnitt 3.2.2).]

1.2 Normative Verweisungen

(1) Diese Europäische Vornorm nimmt Bezug auf andere Normen. Diese Normen werden an den entsprechenden Stellen im Text zitiert; sie werden nachfolgend aufgelistet. Bei ohne Ausgabedatum zitierten Normen gilt die letzte Ausgabe.

(2) Folgende CEN Normen werden als Normen erwähnt:

- * EN 10025 Warmgewalzte Erzeugnisse aus unlegierten Baustählen; Technische Lieferbedingungen
- * EN 10113 Warmgewalzte Erzeugnisse aus schweißgeeigneten Feinkornbaustählen
Teil 1: Allgemeine Lieferbedingungen
Teil 2: Lieferbedingungen für normalisierend gewalzte Stähle
Teil 3: Lieferbedingungen für thermomechanisch gewalzte Stähle
- * EN 10210 Warmgefertigte Hohlprofile für den Stahlbau
Teil 1: Technische Lieferbedingungen
- * EN 10219 Kaltgefertigte Hohlprofile für den Stahlbau
Teil 1: Nichtlegierte und Feinkornstähle
- * EN yyy1 Brandversuche für Baustoffe
Teil 1: Feuerwiderstand, allgemeine Anforderungen
Teil 2: Feuerwiderstand, zusätzliche Anforderungen
- * EN yyy3 Prüfverfahren der Feuerwiderstandsdauer von tragenden Bauteilen
Teil 1: Feuerwiderstand von Innenwänden
Teil 2: Feuerwiderstand von Außenwänden
Teil 3: Feuerwiderstand von Decken
Teil 4: Feuerwiderstand von Dächern
Teil 5: Feuerwiderstand von Balken
Teil 6: Feuerwiderstand von Stützen
- * EN yyy5 Prüfverfahren zur Bestimmung des Beitrages zum Feuerwiderstand von tragenden Bauteilen
Teil 1A: Horizontale Schutzbekleidungen
Teil 1B: Vertikale Schutzbekleidungen
Teil 3: Auf Stahlteile aufgebrachte Schutzschichten
Teil 4A: Auf Profilbleche von Verbunddecken aufgebrachte Schutzschichten
Teil 4B: Auf betongefüllte Stahl-Hohlstützen aufgebrachter Schutz
- * ENV 1991 Eurocode 1: Grundlagen der Tragwerksplanung und Einwirkungen auf Tragwerke
Teil 1: Grundlagen der Tragwerksplanung
Teil 2-1: Einwirkungen auf Tragwerke - Wichten, Eigenlasten, Nutzlasten
Teil 2-2: Einwirkungen auf Tragwerke im Brandfall
Teil 2-3: Einwirkungen auf Tragwerke - Schneelasten
Teil 2-4: Einwirkungen auf Tragwerke - Windlasten
- * ENV 1992 Eurocode 2: Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken
Teil 1-1: Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau
Teil 1-2: Tragwerksbemessung für den Brandfall
- * ENV 1993 Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten
Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln, Bemessungsregeln für den Hochbau
Teil 1-2: Tragwerksbemessung für den Brandfall
Teil 1-3: Kaltgeformte dünnwandige Bauteile und Bleche
- * ENV 1994 Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton
Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln; Bemessungsregeln für den Hochbau

(3) Folgende ISO-Norm wird als Norm erwähnt:

- * ISO 1000 SI Einheiten

1.3 Definitionen

(1)P Für diesen Teil 1-2 des Eurocode 4 gelten die folgende Begriffe mit den dazugehörigen Bedeutungen:

- **Konfigurationsfaktor:** Verhältnis zwischen dem Raumwinkel, unter dem von einem bestimmten Punkt der Bauteiloberfläche das Strahlungsumfeld gesehen werden kann, und 2π .
- **Konvektiver Wärmeübergangskoeffizient α_c [W/m^2K]:** Konvektiver Wärmefluß zum Bauteil bezogen auf die Differenz zwischen Umgebungstemperatur und der Oberflächentemperatur.
- **Kritische Stahltemperatur:** Die Stahltemperatur, für ein gegebenes Beanspruchungsniveau, bei der Versagen in einem Stahlbauteil mit gleichförmiger Temperaturverteilung erwartet wird.
- **Bemessungsbrand:** Thermische Einwirkungen, die für die Brandschutzbemessung anzusetzen sind.
- **Bemessungswert der Brandbelastung q_d [MJ/m^2]:** Die Brandbelastung, die für die Bestimmung der thermischen Einwirkungen bei der Brandschutzbemessung zugrunde gelegt wird; der Zahlenwert q_d berücksichtigt Unsicherheiten und Sicherheitsanforderungen.
- **Beanspruchungen E:** Momente, Kräfte, Verformungen, Verschiebungen.
- **Außenbauteile:** Bauteile an der Außenseite von Gebäuden, die dem Feuer durch Öffnungen in den Fassaden oder Dächern ausgesetzt sein können.
- **Brandabschnitt:** Ein 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 Bereich) während der maßgebenden Brandbeanspruchung verhindert wird.
- **Brandbelastung q [MJ/m^2]:** Brandlast je Flächeneinheit bezogen auf die Geschoßfläche q_f , oder bezogen auf die Oberfläche der gesamten Umhüllung q_t einschließlich Öffnungen.
- **Feuerwiderstand:** Fähigkeit eines Tragwerks, eines Tragwerkteiles oder eines Bauteils die geforderten Funktionen (Tragfähigkeit und/oder Raumabschluß) für eine bestimmte Brandbeanspruchung und für eine bestimmte Dauer zu erfüllen.
- **Brandwand:** Trennwand zwischen zwei Brandabschnitten (im allgemeinen zwei Gebäuden), die bei gleichzeitiger Fähigkeit zur Aufnahme horizontaler Lasten brandschutztechnisch so ausgelegt ist, daß im Falle eines Brandes und Tragwerkversagen in einem Abschnitt, eine Brandweiterleitung in den anderen Abschnitt verhindert wird.
- **Gesamttragwerksberechnung (im Brandfall):** Berechnung des Gesamttragwerkes, wenn entweder das ganze Tragwerk oder lediglich Teile davon brandbeansprucht sind. Indirekte Brandeinwirkungen werden im ganzen Tragwerk berücksichtigt.
- **Indirekte Brandeinwirkung:** Thermisch bedingte Ausdehnungen und Verformungen oder Kräfte und Momente infolge Temperaturgradienten.
- **Raumabschlußkriterium „E“:** Nachweiskriterium für die Fähigkeit raumabschließender Bauteile, den Durchgang von Flammen und heißen Gasen zu verhindern.

- **Tragfähigkeitskriterium „R“:** Nachweiskriterium für die Fähigkeit von Tragwerken oder Bauteilen, bestimmten Einwirkungen während des maßgebenden Brandes standzuhalten.
- **Tragfähigkeitsfunktion:** Fähigkeit von Tragwerken oder Bauteilen, bestimmten Einwirkungen während des maßgebenden Brandes standzuhalten.
- **Bauteilberechnung (im Brandfall):** Thermische und mechanische Berechnung eines brandbeanspruchten Bauteiles, bei dem das Bauteil abgetrennt mit geeigneten Auflager- und Randbedingungen untersucht wird. Indirekte Brandeinwirkungen werden mit Ausnahme von Temperaturgradienten nicht berücksichtigt.
- **Netto-Wärmestrom \dot{h}_{net} [W/m²]:** Von Bauteilen absorbierte Energie pro Zeiteinheit und Oberfläche.
- **Bemessung bei Normaltemperatur:** Bemessung auf den Grenzzustand der Tragfähigkeit bei Raumtemperatur gemäß ENV 1994-1-1 für die Grundkombination gemäß ENV 1991-1.
- **Geschützte Bauteile:** Bauteile, bei denen Maßnahmen ergriffen worden sind, um den Temperaturanstieg im Bauteil infolge Brandeinwirkung zu mindern.
- **Resultierender Emissionswert ϵ_{res} [-]:** Verhältnis zwischen dem tatsächlichen Wärmestrom zum Bauteil und dem Netto-Wärmestrom, der eintreten würde, wenn das Bauteil und seine strahlende Umgebung als schwarze Körper angesehen würden.
- **Raumabschließende Funktion:** Fähigkeit eines raumabschließenden Bauteils, die Brandweiterleitung aufgrund von Flammen oder heißen Gasen (vgl. Raumabschluß) oder das Entzünden auf der brandabgewandten Seite (vgl. Wärmedämm-Kriterium) während der maßgebenden Brandbeanspruchung zu verhindern.
- **Raumabschließende Bauteile:** Tragende und nichttragende Bauteile, die den räumlichen Abschluß eines Brandabschnitts bilden.
- **Feuerwiderstandsdauer:** Fähigkeit eines Tragwerkes oder Tragwerkteiles (i.a. nur Bauteile) die geforderten Funktionen (Tragfähigkeit und/oder Raumabschluß) unter einer Brandbeanspruchung gemäß Einheits-Temperaturzeitkurve für eine festgelegte Zeitdauer zu erfüllen.
- **Einheits-Temperaturzeitkurve:** Nominelle Temperaturzeitkurve gemäß ENV 1991-2-2
- **Tragende Bauteile:** Tragende Bauteile eines Tragwerks einschließlich Verbände und Aussteifungen.
- **Teiltragwerksberechnung (im Brandfall):** Tragwerksberechnung eines brandbeanspruchten Teiltragwerkes, bei dem das betrachtete Teiltragwerk abgetrennt mit geeigneten Auflager- und Randbedingungen untersucht wird. Indirekte Brandeinwirkungen werden innerhalb des Teiltragwerkes berücksichtigt, jedoch keine zeitabhängige Interaktion mit anderen Teilen des Tragwerkes.
Falls indirekte Brandeinwirkungen innerhalb des Teiltragwerks vernachlässigt werden können, ist die Teiltragwerksberechnung gleichwertig mit der Bauteilberechnung. Falls indirekte Brandeinwirkungen zwischen Teiltragwerken vernachlässigt werden können, ist die Teiltragwerksberechnung gleichwertig mit der Gesamttragwerksberechnung.
- **Auflager- und Randbedingungen:** Beanspruchungen und Verformungsbehinderungen an Auflagern und Rändern bei der Berechnung von Gesamt- oder Teiltragwerken.
- **Temperaturberechnung:** Berechnung der Temperaturentwicklung in Bauteilen auf Grundlage der thermischen Einwirkungen (Netto-Wärmestrom), der thermischen Werkstoffeigenschaften der Bauteile und gegebenenfalls von schützenden Oberflächen.

- **Temperaturzeitkurven:** Gastemperaturen in der Umgebung der Bauteiloberflächen als Funktion der Zeit. Das können sein:
 - **nominelle**, in Form konventioneller Kurven, die für die Klassifizierung oder den Nachweis des Feuerwiderstandes anerkannt sind; z.B. die Einheits-Temperaturzeitkurve
 - **parametrische**, d.h. ermittelt auf der Grundlage von Brandmodellen und den spezifischen physikalischen Parametern, die die Bedingungen im Brandabschnitt beschreiben.
- **Thermische Einwirkungen:** Einwirkungen auf Tragwerke, die durch den Netto-Wärmestrom zu den Bauteilen beschrieben werden.
- **Wärmedämm-Kriterium „I“:** Nachweiskriterium für die Fähigkeit von raumabschließenden Bauteilen, übermäßige Wärmeleitung zu verhindern.

1.4 Formelzeichen

(1)P In Ergänzung zu ENV 1994-1-1 werden die folgenden Einheiten und Formelzeichen verwendet:

A	Querschnittsfläche
A_m	beflammte Bauteiloberfläche pro Längeneinheit
A_m/V	Profilmfaktor von Bauteilen
E 30	oder E 60, ... ein Bauteil, das das Raumabschlußkriterium für 30, oder 60 ... Minuten unter Norm-Brandbeanspruchung erfüllt
$E_{a,20^\circ\text{C}}; E_{s,20^\circ\text{C}}$	charakteristischer Wert des Elastizitätsmoduls von Bau- oder Betonstahl bei 20°C
$\bar{E}_{a,\theta}; \bar{E}_{s,\theta}$	charakteristischer Wert der Steigung im linear-elastischen Bereich der Spannungs-Dehnungsbeziehungen von Bau- oder Betonstahl im Brandfall; abhängig von der Temperatur θ
$E_{c,sec,0}$	charakteristischer Wert des Sekantenmoduls von Beton im Brandfall; gegeben durch $f_{c,\theta}$ dividiert durch $\epsilon_{cu,0}$; abhängig von der Temperatur θ
$E_{c0,\theta}$	charakteristischer Wert des Tangentenmoduls im Ursprung der Spannungs-Dehnungsbeziehungen von Beton im Brandfall und bei Kurzzeitbeanspruchung; abhängig von der Temperatur θ
E_d	Bemessungswert der Beanspruchung bei Normaltemperatur
$E_{fi,d}$	Bemessungswert der Beanspruchung im Brandfall; als zeitunabhängig angenommen
$E_{fi,d,t}$	Bemessungswert der Beanspruchung zum Zeitpunkt t; indirekte Brandeinwirkungen sowie Lasten, äußere Kräfte und Momente im Brandfall eingeschlossen.
I 30	oder I 60, ... ein Bauteil, das das thermische Isolierkriterium für 30, oder 60 ... Minuten unter Norm-Brandbeanspruchung erfüllt
L	Systemlänge
$M_{fi,Rd}^+; M_{fi,Rd}^-$	Bemessungswert der positiven oder negativen Momententragfähigkeit (Grenzmoment) im Brandfall

$N_{fi,cr}$	kritische Normalkraft (= Euler-Knicklast) im Brandfall
$N_{fi,pl,Rd}$	Bemessungswert der plastischen Grenznormalkraft im Brandfall
$N_{fi,Rd}$	Bemessungswert der Grenznormalkraft (unter zentrischem Druck) im Brandfall
$P_{fi,Rd}$	Bemessungswert der Dübeltragfähigkeit (Grenzscherkraft eines Dübels) im Brandfall
R 30	oder R 60, ... ein Bauteil, das das Tragfähigkeitskriterium 30, oder 60 ... Minuten bei Norm-Brandbeanspruchung erfüllt
R_d	Bemessungswert der Beanspruchbarkeit bei normaler Temperatur
$R_{fi,d,t}$	Bemessungswert der Beanspruchbarkeit im Brandfall zum Zeitpunkt t
V	Volumen von Bauteilen pro Längeneinheit
c	spezifische Wärmekapazität; Knickspannungskurve; Betondeckung einbetonierter Baustahlquerschnitte oder -querschnittsteile
e	Blechdicke des Stahl-(Hohl-)Profils
$f_{amax,\theta}; f_{smax,\theta}$	charakteristischer Wert für das maximale Spannungsniveau (ohne Verfestigung) der Spannungs-Dehnungsbeziehungen von Bau- oder Betonstahl im Brandfall; abhängig von der Temperatur θ
$f_{ap,\theta}; f_{sp,\theta}$	charakteristischer Wert für die Proportionalitätsgrenze der Spannungs-Dehnungsbeziehungen von Bau- oder Betonstahl im Brandfall; abhängig von der Temperatur θ
$f_{au,\theta}; f_{vu,\theta}$	charakteristischer Wert der Zugfestigkeit des Baustahles oder Bolzenmaterials im Brandfall; abhängig von der Temperatur θ
$f_{ay,20^\circ C}; f_{sy,20^\circ C}$	charakteristischer Wert der Streckgrenze von Bau- oder Betonstahl bei 20°C.
$f_{c,20^\circ C}; f_{ck}$	charakteristischer Wert der Betondruckfestigkeit (Zylinder) im Alter von 28 Tagen
$f_{c,\theta}$	charakteristischer Wert der Betondruckfestigkeit (Zylinder) im Brandfall; abhängig von der Temperatur θ
$f_{c,\theta,20^\circ C}$	charakteristischer Wert der Rest-Betondruckfestigkeit (Zylinder), nach Erwärmung und Wiederabkühlung auf 20°C
$f_{fi,d}$	Bemessungswert der Festigkeit im Brandfall
k_θ	Reduktionsfaktor einer Festigkeit oder Verformbarkeit; abhängig von der Temperatur θ
ℓ	Länge oder Knicklänge
t	Branddauer
$t_{fi,d}$	Bemessungswert der Feuerwiderstandsdauer eines Bauteiles
$t_{fi,requ}$	erforderliche Feuerwiderstandsdauer

u_i oder u_{si}	Achsabstand eines Bewehrungsstabes von der Betonoberfläche
α_c	konvektiver Wärmeübergangskoeffizient
$\chi; \varphi; k$	Reduktions- oder Korrekturkoeffizienten und -faktoren
δ	Exzentrizität
Δt	Zeitintervall
ε	Dehnung
$\varepsilon_{ce,0}$	die maximale Betonstauchung im Brandfall
$\varepsilon_{cu,0}$	die zu $f_{c,0}$ gehörende Betonstauchung
ε_m	Emissionskoeffizient des Werkstoffs an der Bauteiloberfläche
ε_{res}	resultierender Emissionskoeffizient
\varnothing	Durchmesser eines Bewehrungsstabes
γ_G	Teilsicherheitsbeiwert für ständige Einwirkungen G_k
γ_{GA}	wie γ_G , jedoch für außergewöhnliche Einwirkungen
$\gamma_{M,fr}$	Teilsicherheitsbeiwert für Werkstoffe im Brandfall
γ_Q	Teilsicherheitsbeiwert für veränderliche Einwirkungen Q_k
η	Lastausnutzungsgrad gemäß ENV 1994-1-1
η_{fi}	Reduktionsfaktor für E_d zur Ermittlung von $E_{fi,d}$
$\eta_{fi,t}$	Lastausnutzungsgrad für die Bemessung für den Brandfall
λ	Wärmeleitfähigkeit
$\bar{\lambda}$	bezogener Schlankheitsgrad
θ	Temperatur
θ_0	Anfangs-Gastemperatur
θ_a	Temperatur von Baustahl
θ_{cr}	kritische Temperatur von Bauteilen
θ_s	Temperatur von Bewehrungsstahl
θ_t	Gastemperatur zum Zeitpunkt t
ρ	spezifische Masse (Dichte)
$\sigma_{fi,d}$	Bemessungswert der vorhandenen Spannung im Brandfall
ξ	globales Verhältnis zwischen dem charakteristischen Wert der maßgebenden veränderlichen Einwirkung Q_{k1} und dem charakteristischen Wert der ständigen Einwirkung G_k , die ein Verbundbauteil beanspruchen

$\psi_{1,1}$ Kombinationsbeiwert gemäß ENV 1991-1-1 Tabelle 4

(2)P In Ergänzung zu ENV 1994-1-1 werden die folgenden Indizes verwendet:

a	Baustahl
c	Beton oder Wärmeübertragung
cr	kritisch
d	Bemessungswert
e	Extremwert
eff	wirksam
f	Flansch eines I-Profiles
$f_i; \theta$	kennzeichnet Werte für die Bemessung im Brandfall
k	charakteristischer Wert
p	Brandschutzmaterial, oder Proportionalitätsgrenze
r,s	Bewehrungsstäbe
r	Wärmestrahlung
t	Branddauer
u	Zug- oder Grenzfestigkeit (Versagenszustand)
v	Dübel (Schubverbindung)
w	Steg eines I-Profiles, oder Schweißnaht

(3) Formelzeichen, die zusätzlich verwendet werden, sind in den jeweiligen Teilabschnitten angegeben.

1.5 Einheiten

(1)P SI Einheiten sind in Übereinstimmung mit ISO 1000 zu verwenden.

(2) In Ergänzung zu ENV 1994-1-1 werden die folgenden Einheiten in Berechnungen verwendet:

Temperatur θ	$^{\circ}\text{C}$
spezifische Wärme c	J/kgK
konvektiver Wärmeübertragungskoeffizient α_c	W/m ² K
Wärmeleitfähigkeit λ	W/mK

2. Grundprinzipien

2.1 Leistungsanforderungen

(1)P Bauteile müssen die Versagenskriterien "R, E und I" wie folgt erfüllen:

- für Tragfähigkeitsfunktion nur "R"
- für raumabschließende Funktion nur "E" und "I"
- für raumabschließende und Tragfähigkeitsfunktion "R", "E" und "I".

(2)P Falls Tragfähigkeit im Brandfall gefordert wird, müssen Verbundkonstruktionen so bemessen und ausgeführt werden, daß ihre Tragfähigkeitsfunktion während der maßgebenden Brandbeanspruchung aufrechterhalten bleibt - Kriterium "R".

[Anmerkung: Tragwerksversagen entspricht dem Verlust des Gleichgewichtes und kann durch Querschnittsversagen, Stabilitätsversagen, Bildung plastischer Gelenkketten, usw. hervorgerufen werden.]

(3)P Verformungskriterien sind anzuwenden, wenn Verformungen des Tragwerks im Hinblick auf Brandschutzbekleidungen oder Bemessungskriterien für raumabschließende Bauteile zu berücksichtigen sind.

(4) Verformungsbegrenzungen können erforderlich sein, um Abrutschen von Auflagern, Beschädigung von Bekleidungen und raumabschließenden Bauteilen zu vermeiden. Um die Funktion von Zuggliedern aufrechtzuerhalten, kann es erforderlich sein, ihre Längenänderung zu begrenzen.

(5)P Wird eine Unterteilung in Brandabschnitte gefordert, müssen die betreffenden Bauteile so bemessen und ausgeführt werden, daß ihre raumabschließende Wirkung während der maßgebenden Brandbeanspruchung aufrechterhalten bleibt, d.h.

- kein Raumabschlußversagen infolge von Rissen, Löchern oder anderen Öffnungen, die groß genug sind, um eine Brandausbreitung durch heiße Gase oder Flammen zu verursachen - Kriterium "E".
- kein Wärmedämmungsversagen infolge von Temperaturen höher als Entzündungstemperaturen auf der brandabgewandten Oberfläche (siehe (6))-Kriterium "I".

(6) Wird eine Unterteilung in Brandabschnitte gefordert, darf der Temperaturanstieg auf der abgewandten Oberfläche im Mittel 140 K und maximal 180 K nicht überschreiten.

2.2 Einwirkungen

(1)P Die thermischen und mechanischen Einwirkungen müssen ENV 1991-2-2 "Einwirkungen auf Tragwerke unter Brandbeanspruchung" entnommen werden.

(2) Falls Regelungen dieses ENV 1994-1-2 nur für Normbrandbedingungen gelten, ist dies in den entsprechenden Abschnitten ausgewiesen.

(3) Ergänzend zu ENV 1991-2-2 Abschn. 4.2.1(3) sollte der Emissionskoeffizient des Werkstoffs an der Bauteiloberfläche für Stahl $\varepsilon_m = [0,625]$ und für Beton $\varepsilon_m = [0,7]$ betragen.

2.3 Bemessungswerte der Werkstoffeigenschaften

(1)P Die Bemessungswerte der thermischen und mechanischen Werkstoffeigenschaften $X_{fi,d}$ bei der Bemessung für den Brandfall sind wie folgt definiert:

- Thermische Eigenschaften für die Temperaturberechnung

falls ein Zuwachs der Werte die Sicherheit erhöht:

$$X_{fi,d} = X_{k,0} / \gamma_{M,fi}$$

falls ein Zuwachs der Werte die Sicherheit verringert:

$$X_{fi,d} = \gamma_{M,fi} \cdot X_{k,0}$$

- Festigkeits- und Verformungseigenschaften für die Tragwerksberechnung

$$X_{fi,d} = k_{\theta} \cdot X_k / \gamma_{M,fi}$$

mit:

$X_{k,0}$ charakteristischer Wert einer Werkstoffeigenschaft bei der Bemessung für den Brandfall, i.a. abhängig von der Werkstofftemperatur - siehe Abschn. 3.3

X_k charakteristischer Wert einer Festigkeits- oder Verformungseigenschaft (i.a. f_k oder E_k) bei der Bemessung für Normaltemperatur gemäß ENV 1994-1-1

k_{θ} Reduktionsfaktor einer Festigkeits- oder Verformungseigenschaft in Abhängigkeit von der Werkstofftemperatur - siehe Abschn. 3.2

$\gamma_{M,fi}$ Teilsicherheitsfaktor für die maßgebende Werkstoffeigenschaft bei der Bemessung für den Brandfall.

(2)P Für die thermischen Eigenschaften von Stahl und Beton muß der Teilsicherheitsbeiwert für Werkstoffe bei der Bemessung für den Brandfall zu $\gamma_{M,fi} = [1,0]$ angenommen werden.

(3)P Für die mechanischen Eigenschaften von Stahl und Beton müssen die Teilsicherheitsbeiwerte für Werkstoffe bei der Bemessung für den Brandfall wie folgt angenommen werden:

$$\gamma_{M,fi,a} = [1,0]; \gamma_{M,fi,s} = [1,0]; \gamma_{M,fi,c} = [1,0]; \gamma_{M,fi,v} = [1,0]$$

(4)P Der Bemessungswert der Betondruckfestigkeit ist gemäß Abschn. 3.2.2 zu $1,0 \cdot f_{c,20^{\circ}\text{C}}$ dividiert durch $\gamma_{M,fi,c}$ anzunehmen (vor temperaturabhängiger Reduktion). Bei Anwendung vereinfachter Berechnungsverfahren für Decken ist die Betondruckfestigkeit zu $0,85 \cdot f_{c,20^{\circ}\text{C}}$ dividiert durch $\gamma_{M,fi,c}$ anzunehmen (vor temperaturbedingter Reduktion).

[Anmerkung: Der Faktor 0,85 dient der Berücksichtigung des rechteckigen Spannungsblocks in der Decke.]

2.4 Bemessungsmethoden

2.4.1 Allgemeines

- (1)P Das Tragwerkssystem, das der Bemessung nach ENV 1994-1-2 zugrunde gelegt wird, muß das zu erwartende Verhalten der Gesamttragwerks bei Brandbeanspruchung widerspiegeln.
- (2) Die Berechnung für den Brandfall darf nach einer der in den Abschn. 2.4.2, 2.4.3 und 2.4.4 angegebenen Verfahren erfolgen.

2.4.2 Gesamttragwerksberechnung

- (1)P Gesamttragwerksberechnungen für den Brandfall sind unter Berücksichtigung des maßgebenden Versagenszustandes unter Brandbeanspruchung, der temperaturabhängigen Werkstoffeigenschaften und Bauteilsteifigkeiten und der Auswirkungen temperaturbedingter Längenänderungen und Verformungen durchzuführen .
- (2)P Es ist nachzuweisen, daß

$$E_{fi,d,t} \leq R_{fi,d,t}$$

mit

$E_{fi,d,t}$ Auswirkungen der Einwirkungen im Brandfall bestimmt aus der Kombinationsregel für außergewöhnliche Bemessungssituationen gemäß ENV 1991-2-2 Anhang F, Abschn. 3.1, einschließlich indirekter Brandeinwirkungen

$R_{fi,d,t}$ entsprechender Bemessungswert der Tragfähigkeit im Brandfall

t maßgebende Dauer der Brandbeanspruchung.

2.4.3 Teiltragwerksberechnung

- (1) Alternativ zur Gesamttragwerksberechnung für verschiedene Brandfälle darf eine Berechnung von Tragwerksteilen oder Teiltragwerken durchgeführt werden, wobei Teiltragwerke in Übereinstimmung mit Abschn. 2.4.2 brandbeansprucht und berechnet werden.
- (2) Geeignete Teiltragwerke sollten auf Basis der zu erwartenden temperaturbedingten Längenänderungen und Verformungen so ausgewählt werden, daß ihr Zusammenwirken mit anderen Tragwerksteilen durch zeitunabhängige Lagerungs- und Randbedingungen während der Brandbeanspruchung angenähert werden kann.
- (3) Die Auswirkungen der Einwirkungen an Lagern und Rändern von Teiltragwerken bezogen auf den Zeitpunkt $t=0$, $E_{fi,d,t=0}$, dürfen während der Brandbeanspruchung unveränderlich angenommen werden.
- (4) Als Näherung für die Gesamttragwerksberechnung für den Brandfall zur Zeit $t=0$ dürfen die Auswirkungen der Einwirkungen $E_{fi,d}$ aus einer Gesamttragwerksberechnung für Normaltemperatur gemäß ENV 1991-2-2 Anhang F, Abschn. 3.2 ermittelt werden.

$$E_{fi,d,t} = E_{fi,d} = \eta_{fi} \cdot E_d$$

mit

E_d Bemessungswert der Beanspruchungen aus der Grundkombination für Normaltemperatur gemäß ENV 1991-1

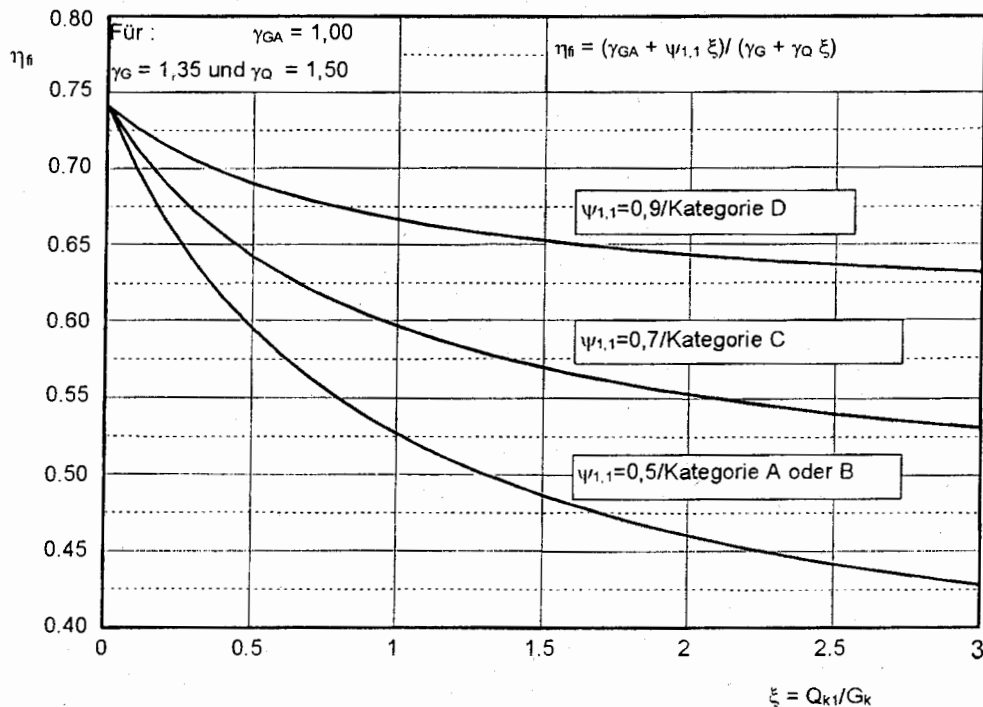
$$\eta_{fi} = (\gamma_{GA} + \psi_{1,1} \cdot \xi) / (\gamma_G + \gamma_Q \cdot \xi)$$

mit

$\xi = Q_{k1} / G_k$, globales Verhältnis zwischen der führenden veränderlichen und den ständigen Einwirkungen auf das Tragwerk. Zur Information siehe Bild 2.1.

Bei mehreren Werten für η_{fi} ist der größte maßgebend.

- (5) Für normale Gebäude in Verbundbauweise darf $\eta_{fi} = [0,6]$ und für Konstruktionen der Kategorie D $\eta_{fi} = [0,7]$ angesetzt werden.



[Anmerkung: **Bild 2.1** (informativ) zu Abschnitt 2.4.3(4); Variation von η_{fi} in Abhängigkeit von Q_{k1}/G_k für unterschiedliche Werte von $\psi_{1,1}$, dem Kombinationsfaktor gemäß ENV 1991-1 Tab.4.]

2.4.4 Bauteilberechnung

- (1) Alternativ zur Gesamttragwerksberechnung dürfen einzelne Bauteile von seitensteifen Rahmentragwerken im Brandfall berechnet werden.
- (2) Die Lagerungs- und Randbedingungen der Bauteile, wie sie zum Zeitpunkt $t=0$ vorhanden sind, dürfen i.a. als unveränderlich während der Brandbeanspruchung angenommen werden. Falls abweichende Bedingungen angenommen werden, ist dies in den maßgebenden Bestimmungen erwähnt.
- (3) Die Schnittkräfte und -momente an den Lagerungen und Bauteilenden zum Zeitpunkt $t=0$ dürfen als unveränderlich während der Brandbeanspruchung angenommen werden.

- (4) Die Auswirkungen der Einwirkungen $E_{fi,d}$ dürfen für die Bauteilberechnung analog Abschn. 2.4.3(4) ermittelt werden.
- (5) Lediglich die Auswirkungen temperaturbedingter Verformungen infolge vom Temperaturgradienten sind zu berücksichtigen.
- (6) Zum Nachweis der Anforderungen an die Feuerwiderstandsdauer ist eine Bauteilberechnung ausreichend.

2.4.5 Versuchsgestützte Bemessung

- (1) Alternativ zu den Nachweisverfahren gemäß Abschn. 2.4.2, 2.4.3 und 2.4.4 darf die Bemessung auf Grundlage von Versuchsergebnissen erfolgen.
- (2) Wenn das Tragverhalten im Brandfall nicht zuverlässig durch anerkannte Regeln nachgewiesen werden kann, müssen Versuche durchgeführt werden.
- (3) Versuche müssen an einem repräsentativen Teil des Tragwerks mit dem Ziel durchgeführt werden, den Feuerwiderstand des Bauteils zu bestimmen oder Temperaturdaten für eine nachfolgende Tragwerksberechnung bereit zu stellen. Unter diesen Umständen darf ein einzelner Versuch normalerweise ausreichen.

[Anmerkung: Eine Anleitung für die Versuchsplanung und für die Auswertung von Versuchsergebnissen zur Bestimmung des Feuerwiderstandes oder zur Ergänzung von Berechnungsverfahren enthält Anhang H (informativ).]

3. Werkstoffeigenschaften

3.1 Allgemeines

- (1)P Die thermischen und mechanischen Eigenschaften von Stahl und Beton müssen nach den folgenden Abschnitten bestimmt werden. Für nicht aufgeführte Werkstoffe muß auf maßgebende CEN-Normen oder auf Europäische Technische Empfehlungen Bezug genommen werden.
- (2)P Die in diesem Abschnitt angegebenen Werte für Werkstoffeigenschaften müssen als charakteristische Werte gemäß Abschn. 2.3(1)P behandelt werden.
- (3) Alternative Formulierungen der Werkstoffgesetze dürfen angewendet werden, sofern die Ergebnisse durch Versuche abgesichert sind.

[Anmerkung: Die in den Abschnitten 3.2.1, 3.2.2 und 3.2.3 definierten Parameter schließen die Auswirkungen von Hochtemperaturkriechen ein. Da Kriecheffekte nicht ausdrücklich betrachtet werden, sind die Werkstoffmodelle nur für Aufheizungsgeschwindigkeiten zwischen 2 und 50 K/min nachgeprüft. Für Aufheizungsgeschwindigkeiten außerhalb des vorher erwähnten Bereiches muß die Zuverlässigkeit der Festigkeits- und Verformungseigenschaften gesondert nachgewiesen werden.]

3.2 Festigkeits- und Verformungseigenschaften

3.2.1 Baustahl

- (1)P Die Festigkeits- und Verformungseigenschaften von Baustahl bei erhöhten Temperaturen müssen den Spannungs-Dehnungsbeziehungen gemäß ENV 1993-1-2, siehe auch Bild 3.1 und Tabelle 3.1, entnommen werden.
- (2) Die in Bild 3.1 und Tabelle 3.1 angegebenen Spannungs-Dehnungsbeziehungen sind durch drei Parameter definiert:
- die Neigung der elastischen Geraden $\bar{E}_{a,\theta}$
 - die Proportionalitätsgrenze $f_{ap,\theta}$
 - das maximale Spannungsniveau $f_{amax,\theta}$.

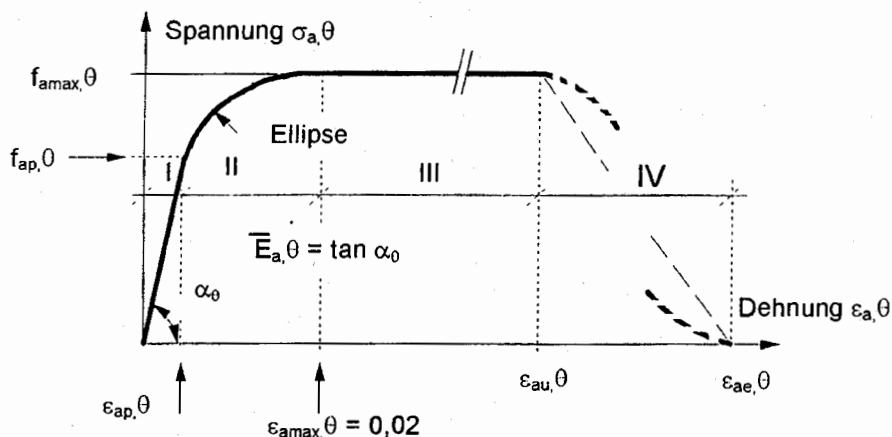


Bild 3.1 Mathematisches Modell der Spannungs-Dehnungsbeziehungen von Baustahl bei erhöhten Temperaturen

Tabelle 3.1 Beziehungen zwischen verschiedenen Parametern des mathematischen Modells gemäß Bild 3.1

Dehnungs-Bereich	Spannung σ	Tangentenmodul
I / elastisch $\varepsilon \leq \varepsilon_{ap,\theta}$	$\bar{E}_{a,\theta} \varepsilon_{a,\theta}$	$\bar{E}_{a,0}$
II / Übergang elliptisch $\varepsilon_{ap,\theta} \leq \varepsilon$ $\varepsilon \leq \varepsilon_{amax,\theta}$	$\frac{b}{a} \sqrt{a^2 - (\varepsilon_{amax,\theta} - \varepsilon_{a,\theta})^2} + f_{ap,\theta} - c$ <p>mit</p> $a^2 = (\varepsilon_{amax,\theta} - \varepsilon_{ap,\theta}) (\varepsilon_{amax,\theta} - \varepsilon_{ap,\theta} + c / \bar{E}_{a,\theta})$ $b^2 = \bar{E}_{a,\theta} (\varepsilon_{amax,\theta} - \varepsilon_{ap,\theta}) c + c^2$ $c = \frac{(f_{amax,\theta} - f_{ap,\theta})^2}{\bar{E}_{a,\theta} (\varepsilon_{amax,\theta} - \varepsilon_{ap,\theta}) - 2(f_{amax,\theta} - f_{ap,\theta})}$	$\frac{b(\varepsilon_{amax,\theta} - \varepsilon_{a,\theta})}{a \sqrt{a^2 - (\varepsilon_{amax,\theta} - \varepsilon_{a,\theta})^2}}$
III / plastisch $\varepsilon_{amax,\theta} \leq \varepsilon$ $\varepsilon \leq \varepsilon_{au,\theta}$	$f_{amax,\theta}$	0

(3) Tabelle 3.2 enthält die Reduktionsfaktoren k_θ für erhöhte Stahltemperaturen θ_a , die zur Ermittlung der Parameter laut Abschn. 3.2.1(2) mit den entsprechenden Bezugswerten $E_{a,20^\circ\text{C}}$ oder $f_{ay,20^\circ\text{C}}$ zu multiplizieren sind. Zwischenwerte dürfen linear interpoliert werden.

(4)P Sofern örtliches Stabilitätsversagen ausgeschlossen und das Verhältnis $f_{au,0} / f_{ay,20^\circ\text{C}}$ auf 1,25 begrenzt ist, können die Spannungs-Dehnungsbeziehungen gemäß Abschn. 3.2.1(1)P für Temperaturen unter 400°C durch einen optionalen Verfestigungsbereich laut Tabelle 3.2 erweitert werden.

[Anmerkung: Der optionale Verfestigungsbereich wird im informativen Anhang A näher beschrieben.]

(5)P Der Verfestigungsbereich darf nur dann angesetzt werden, wenn die Berechnung auf der Basis allgemeiner Berechnungsverfahren gemäß Abschn. 4.4 erfolgt, und wenn nachgewiesen wird, daß ein örtliches Versagen (z.B. örtliches Beulen, Schubversagen, Abplatzungen usw.) bei großen Dehnungen nicht eintritt.

[Anmerkung: Werte für $\varepsilon_{au,\theta}$ und $\varepsilon_{ae,\theta}$, die die Bereiche der maximalen Spannungen und den abfallenden Ast gemäß Bild 3.1 beschreiben, können dem informativen Anhang A entnommen werden.]

(6) Die Formulierung der Spannungs-Dehnungsbeziehungen wurde aus Zugversuchen abgeleitet. Diese Beziehungen dürfen auch für Stahl im Druckbereich verwendet werden.

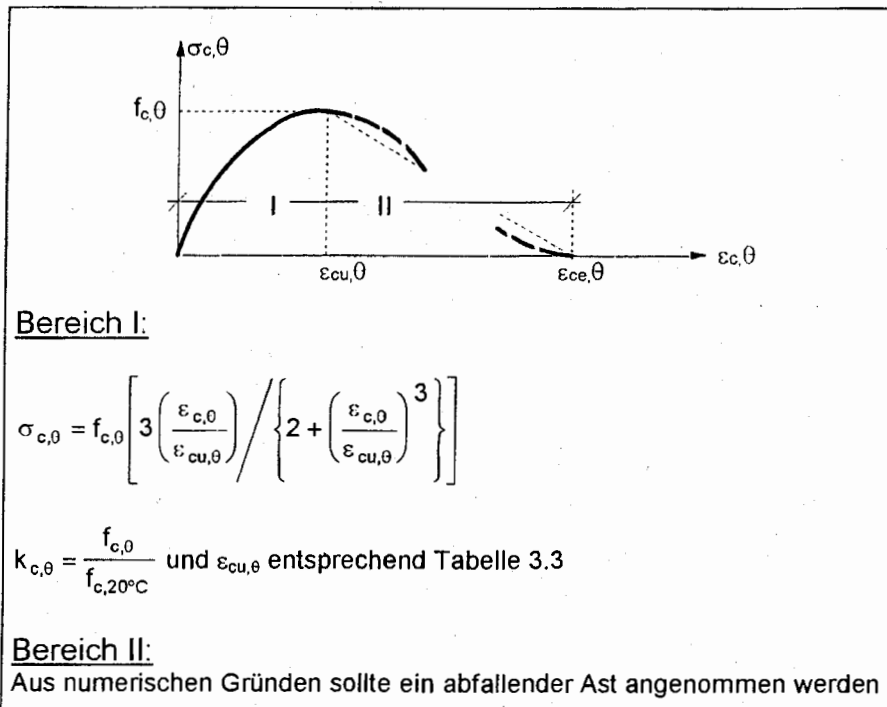
(7) Im Falle von Brandbeanspruchungen gemäß ENV 1991-2-2 Abschn. 4.3 (Naturbrand-Simulation) insbesondere im Abkühlungsbereich dürfen die in Tabelle 3.2 für die Spannungs-Dehnungsbeziehungen von Baustahl angegebenen Werte als hinreichend genaue Näherung verwendet werden.

Tabelle 3.2 Reduktionsfaktoren k_0 für Spannungs-Dehnungsbeziehungen von Baustahl unter erhöhten Temperaturen

Stahltemperatur θ_a [°C]	$k_{E,0} = \frac{\bar{E}_{a,\theta}}{E_{a,20^\circ\text{C}}}$	$k_{p,0} = \frac{f_{ap,\theta}}{f_{ay,20^\circ\text{C}}}$	$k_{\max,0} = \frac{f_{amax,\theta}}{f_{ay,20^\circ\text{C}}}$	$k_{u,0} = \frac{f_{au,\theta}}{f_{ay,20^\circ\text{C}}}$
20	1,00	1,00	1,00	1,25
100	1,00	1,00	1,00	1,25
200	0,90	0,807	1,00	1,25
300	0,80	0,613	1,00	1,25
400	0,70	0,42		1,00
500	0,60	0,36		0,78
600	0,31	0,18		0,47
700	0,13	0,075		0,23
800	0,09	0,05		0,11
900	0,0675	0,0375		0,06
1000	0,045	0,025		0,04
1100	0,0225	0,0125		0,02
1200	0,00	0,00		0,00

3.2.2 Beton

- (1)P Die Festigkeits- und Verformungseigenschaften einachsig beanspruchten Betons bei erhöhten Temperaturen müssen den Spannungs-Dehnungsbeziehungen gemäß ENV 1992-1-2, siehe auch Bild 3.2, entnommen werden.
- (2) Die Spannungs-Dehnungsbeziehungen gemäß Bild 3.2 sind durch zwei Parameter definiert:
- die Druckfestigkeit $f_{c,\theta}$
 - die zu $f_{c,\theta}$ gehörende Betonstauchung $\varepsilon_{cu,\theta}$.

**Bild 3.2** Mathematisches Modell der Spannungs-Dehnungsbeziehungen von Beton im Druckbereich bei erhöhten Temperaturen

- (3) Tabelle 3.3 enthält für erhöhte Betontemperaturen θ_c die Stauchungen $\epsilon_{cu,\theta}$ und die Reduktionsfaktoren $k_{c,\theta}$, die zur Ermittlung von $f_{c,\theta}$ mit dem Bezugswert $f_{c,20^\circ\text{C}}$ zu multiplizieren sind. Zwischenwerte dürfen linear interpoliert werden.

[Anmerkung: Infolge unterschiedlicher Versuchsmethoden zeigt $\epsilon_{cu,\theta}$ eine beträchtliche Streuung, die in Tabelle B1 des informativen Anhangs B dargestellt ist. Empfohlene Werte für $\epsilon_{ce,0}$, die den Bereich des absteigenden Astes beschreiben, können dem Anhang B entnommen werden.]

Tabelle 3.3 Werte für die zwei Hauptparameter der Spannungs-Dehnungsbeziehungen von Normalbeton (NC) und Leichtbeton (LC) bei erhöhten Temperaturen

Betontemperatur θ_c [°C]	$k_{c,\theta} = f_{c,\theta} / f_{c,20^\circ\text{C}}$		$\epsilon_{cu,\theta} \times 10^3$
	NC	LC	NC
20	1	1	2,5
100	0,95	1	3,5
200	0,90	1	4,5
300	0,85	1	6,0
400	0,75	0,88	7,5
500	0,60	0,76	9,5
600	0,45	0,64	12,5
700	0,30	0,52	14,0
800	0,15	0,40	14,5
900	0,08	0,28	15,0
1000	0,04	0,16	15,0
1100	0,01	0,04	15,0
1200	0	0	15,0

- (4) Für Leichtbeton (LC) sollten, falls erforderlich, Werte für $\epsilon_{cu,\theta}$ aus Versuchen ermittelt werden.
- (5) Die Werte der Tabelle 3.3 gelten für alle quarzitischen Betone. Für kalkhaltige Betone dürfen normalerweise auf der sicheren Seite liegend die gleichen Werte verwendet werden. Zur genaueren Information wird auf ENV 1991-1-2 Anhang 1 Tabelle A.1.1 verwiesen.
- (6) Im Falle von Brandbeanspruchungen gemäß ENV 1991-2-2 Abschn.4.3 (Naturbrand-Simulation) insbesondere im Abkühlungsbereich sollte das mathematische Modell der Spannungs-Dehnungsbeziehungen für Beton in Bild 3.2 modifiziert werden.
- [Anmerkung: Da Beton nach Aufheizung und Abkühlung seine Anfangsdruckfestigkeit nicht wieder erreicht, darf der Vorschlag im informativen Anhang C angewendet werden.]
- (7) Zugspannungen von Beton dürfen - auf der sicheren Seite liegend - zu Null angenommen werden.
- (8) Werden Zugspannungen berücksichtigt, so sollten sie auf 10% der zugehörigen Druckfestigkeit begrenzt werden.
- (9) Bei Betonzugspannungen sollten Modelle mit abfallender Spannungs-Dehnungskurve wie in Bild 3.2 verwendet werden.

3.2.3 Betonstahl

- (1) Für die Festigkeits- und Verformungseigenschaften von Betonstahl bei erhöhten Temperaturen darf das gleiche mathematische Modell angewendet werden wie für Baustahl nach Abschn. 3.2.1.
- (2) Die drei Hauptparameter für warmgewalzten Betonstahl können Tabelle 3.2 entnommen werden.
- (3) Die drei Hauptparameter für kaltverformten Betonstahl enthält Tabelle 3.4 (siehe auch ENV 1992-1-2 Anhang 1 Tabelle A.1.4).

[Anmerkung: Spannstahl wird in Verbundkonstruktionen normalerweise nicht verwendet.]

- (4) Im Falle von Brandbeanspruchungen gemäß ENV 1991-2-2 Abschn.4.3 (Naturbrand-Simulation) insbesondere im Abkühlungsbereich dürfen die in Tabelle 3.2 für die Spannungs-Dehnungsbeziehungen von Baustahl angegebenen Werte als hinreichend genaue Näherung für warmgewalzten Betonstahl verwendet werden.

[Anmerkung: Zur Zeit sind nachgewiesene Formulierungen der Eigenschaften von kaltverformtem Betonstahl für den Abkühlungsbereich nicht verfügbar.]

Tabelle 3.4 Werte für die drei Hauptparameter ($\bar{E}_{s,\theta}$; $f_{sp,\theta}$; $f_{smax,\theta}$) der Spannungs-Dehnungsbeziehungen von kaltverformtem Betonstahl

Stahltemperatur θ_s [°C]	$\frac{\bar{E}_{s,\theta}}{E_{s,20^\circ\text{C}}}$	$\frac{f_{sp,\theta}}{f_{sy,20^\circ\text{C}}}$	$\frac{f_{smax,\theta}}{f_{sy,20^\circ\text{C}}}$
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
1000	0,03	0,03	0,05
1100	0,02	0,02	0,03
1200	0,00	0,00	0,00

3.3 Thermische Eigenschaften**3.3.1 Bau- und Betonstahl**

- (1) Die thermische Dehnung von Stahl $\Delta\ell/\ell$ darf für alle Bau- und Betonstähle wie folgt ermittelt werden:

$$\begin{aligned} \Delta\ell/\ell &= -2,416 \times 10^{-4} + 1,2 \times 10^{-5} \theta_a + 0,4 \times 10^{-8} \theta_a^2 && \text{für } 20^\circ\text{C} \leq \theta_a \leq 750^\circ\text{C} \\ \Delta\ell/\ell &= 11 \times 10^{-3} && \text{für } 750^\circ\text{C} < \theta_a \leq 860^\circ\text{C} \\ \Delta\ell/\ell &= -6,2 \times 10^{-3} + 2 \times 10^{-5} \theta_a && \text{für } 860^\circ\text{C} < \theta_a \leq 1200^\circ\text{C} \end{aligned}$$

mit

ℓ Länge des Stahlteiles bei 20°C

$\Delta\ell$ temperaturbedingte Verlängerung des Stahlteiles

θ_a Stahltemperatur.

- (2) Bild 3.3 zeigt die thermische Dehnung in Abhängigkeit von der Temperatur.
- (3) In vereinfachten Berechnungsverfahren (siehe Abschn. 4.3) darf die thermische Dehnung als proportional zur Stahltemperatur betrachtet werden. Dabei ergibt sich die thermische Dehnung von Stahl zu:

$$\Delta \ell / \ell = 14 \times 10^{-6} (\theta_a - 20)$$

- (4) Die spezifische Wärme von Stahl c_a darf für alle Bau- und Betonstähle wie folgt ermittelt werden:

$$c_a = 425 + 7,73 \times 10^{-1} \theta_a - 1,69 \times 10^{-3} \theta_a^2 + 2,22 \times 10^{-6} \theta_a^3 \text{ J/kgK} \quad \text{für } 20^\circ\text{C} \leq \theta_a \leq 600^\circ\text{C}$$

$$c_a = 666 - \left(\frac{13002}{\theta_a - 738} \right) \text{ J/kgK} \quad \text{für } 600^\circ\text{C} < \theta_a \leq 735^\circ\text{C}$$

$$c_a = 545 + \left(\frac{17820}{\theta_a - 731} \right) \text{ J/kgK} \quad \text{für } 735^\circ\text{C} < \theta_a \leq 900^\circ\text{C}$$

$$c_a = 650 \text{ J/kgK} \quad \text{für } 900^\circ\text{C} < \theta_a \leq 1200^\circ\text{C}$$

mit der Stahltemperatur θ_a

- (5) Bild 3.4 zeigt die spezifische Wärme in Abhängigkeit von der Temperatur.
- (6) In vereinfachten Berechnungsverfahren (siehe Abschn. 4.3) darf die spezifische Wärme als unabhängig von der Stahltemperatur betrachtet werden. Dabei sollte folgender Durchschnittswert angenommen werden:

$$c_a = 600 \text{ J/kgK}$$

- (7) Die Wärmeleitfähigkeit von Stahl λ_a darf für alle Bau- und Betonstähle wie folgt ermittelt werden:

$$\lambda_a = 54 - 3,33 \times 10^{-2} \theta_a \text{ W/mK} \quad \text{für } 20^\circ\text{C} \leq \theta_a \leq 800^\circ\text{C}$$

$$\lambda_a = 27,3 \text{ W/mK} \quad \text{für } 800^\circ\text{C} < \theta_a \leq 1200^\circ\text{C}$$

mit der Stahltemperatur θ_a .

- (8) Bild 3.5 zeigt die Wärmeleitfähigkeit in Abhängigkeit von der Temperatur.
- (9) In vereinfachten Berechnungsverfahren (siehe Abschn. 4.3) darf die Wärmeleitfähigkeit als unabhängig von der Stahltemperatur betrachtet werden. Dabei sollte folgender Durchschnittswert angenommen werden:

$$\lambda_a = 45 \text{ W/mK}$$

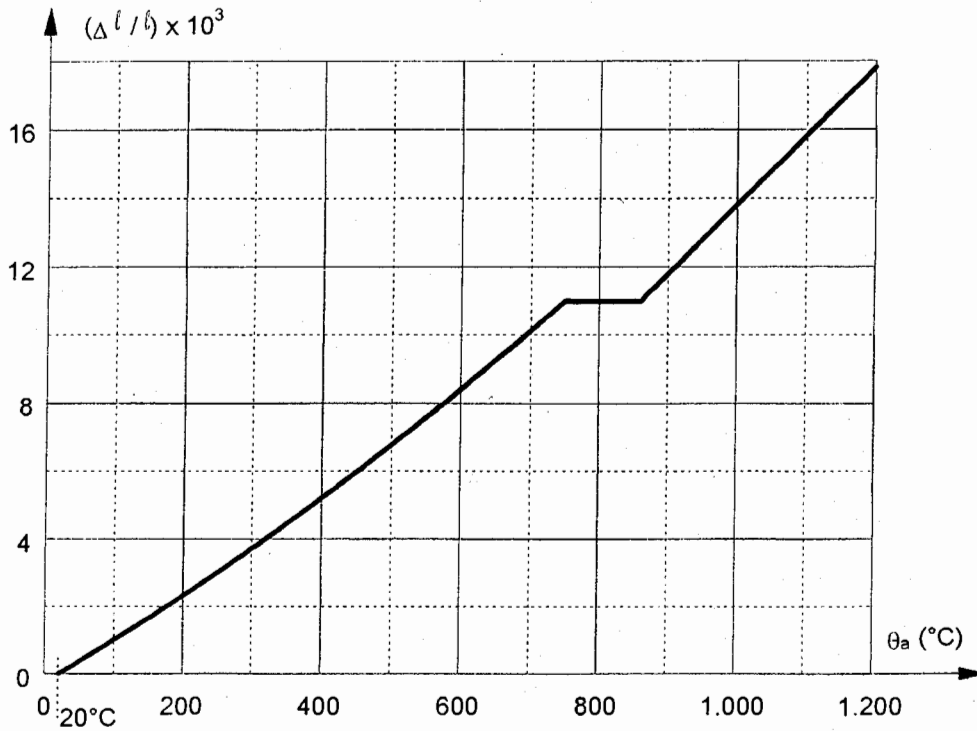


Bild 3.3 Thermische Dehnung von Stahl als Funktion der Temperatur

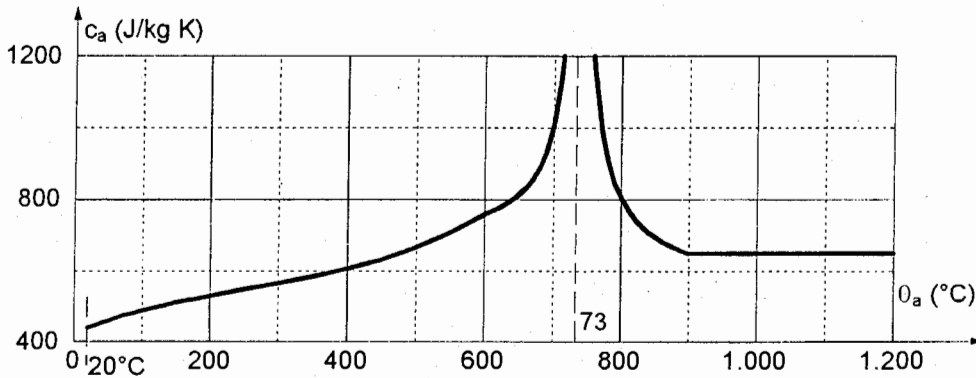


Bild 3.4 Spezifische Wärme von Stahl als Funktion der Temperatur

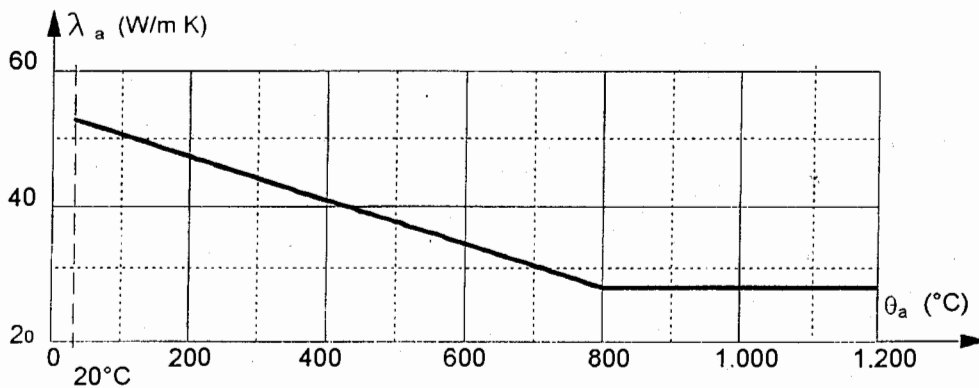


Bild 3.5 Wärmeleitfähigkeit von Stahl als Funktion der Temperatur

3.3.2 Normalbeton

- (1) Die thermische Dehnung
- $\Delta\ell/\ell$
- von Normalbeton darf wie folgt ermittelt werden:

$$\begin{aligned}\Delta\ell/\ell &= -1,8 \times 10^{-4} + 9 \times 10^{-6} \theta_c + 2,3 \times 10^{-11} \theta_c^3 && \text{für } 20^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 700^\circ\text{C} \\ \Delta\ell/\ell &= 14 \times 10^{-3} && \text{für } 700^\circ\text{C} < \theta_c \leq 1200^\circ\text{C}\end{aligned}$$

mit

ℓ Länge des Betonteiles bei 20°C
 $\Delta\ell$ temperaturbedingte Verlängerung des Betonteiles
 θ_c Betontemperatur

- (2) Bild 3.6 zeigt die thermische Dehnung in Abhängigkeit von der Temperatur.
- (3) In vereinfachten Berechnungsverfahren (siehe Abschn. 4.3) darf die thermische Dehnung als proportional zur Betontemperatur betrachtet werden. Dabei ergibt sich die thermische Dehnung von Beton zu:

$$\Delta\ell/\ell = 18 \times 10^{-6} (\theta_c - 20)$$

- (4) Die spezifische Wärme
- c_c
- darf für Normalbeton wie folgt ermittelt werden:

$$c_c = 900 + 80(\theta_c/120) - 4(\theta_c/120)^2 \text{ J/kgK} \quad \text{für } 20^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 1200^\circ\text{C}$$

mit der Betontemperatur θ_c

- (5) Bild 3.7 zeigt die spezifische Wärme in Abhängigkeit von der Temperatur.
- (6) In vereinfachten Berechnungsverfahren (siehe Abschn. 4.3) darf die spezifische Wärme als unabhängig von der Betontemperatur betrachtet werden. Dabei sollte folgender Wert angenommen werden:

$$c_c = 1000 \text{ J/kgK}$$

- (7) Die Wärmeleitfähigkeit
- λ_c
- darf für Normalbeton wie folgt ermittelt werden:

$$\lambda_c = 2 - 0,24(\theta_c/120) + 0,012(\theta_c/120)^2 \text{ W/mK} \quad \text{für } 20^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 1200^\circ\text{C}$$

mit der Betontemperatur θ_c .

- (8) Bild 3.8 zeigt die Wärmeleitfähigkeit in Abhängigkeit von der Temperatur.
- (9) In vereinfachten Berechnungsverfahren (siehe Abschn. 4.3) darf die Wärmeleitfähigkeit als unabhängig von der Betontemperatur betrachtet werden. Dabei sollte folgender Wert angenommen werden:

$$\lambda_c = 1,6 \text{ W/mK}$$

- (10) Der Feuchtigkeitsgehalt von Beton sollte gleich dem Gleichgewichts-Feuchtigkeitsgehalt angenommen werden. Sind diese Daten nicht verfügbar, sollte der Feuchtigkeitsgehalt 4% des Betongewichtes nicht überschreiten.

- (11) Wird der Feuchtigkeitsgehalt nicht bei der Wärmebilanz berücksichtigt, darf die Funktion für die spezifische Wärme gemäß Abschn. (4) zwischen 100°C und 200°C durch einen Höchstwert (siehe Bild 3.7) ergänzt werden:

$$c_c^* = 1875 \text{ J/kgK} \text{ für einen Feuchtigkeitsgehalt von 2\% des Betongewichtes}$$

$$c_c^* = 2750 \text{ J/kgK} \text{ für einen Feuchtigkeitsgehalt von 4\% des Betongewichtes}$$

$$c_c^* = 5600 \text{ J/kgK} \text{ für einen Feuchtigkeitsgehalt von 10\% des Betongewichtes}$$

Letzteres kann bei betongefüllten Hohlprofilen auftreten.

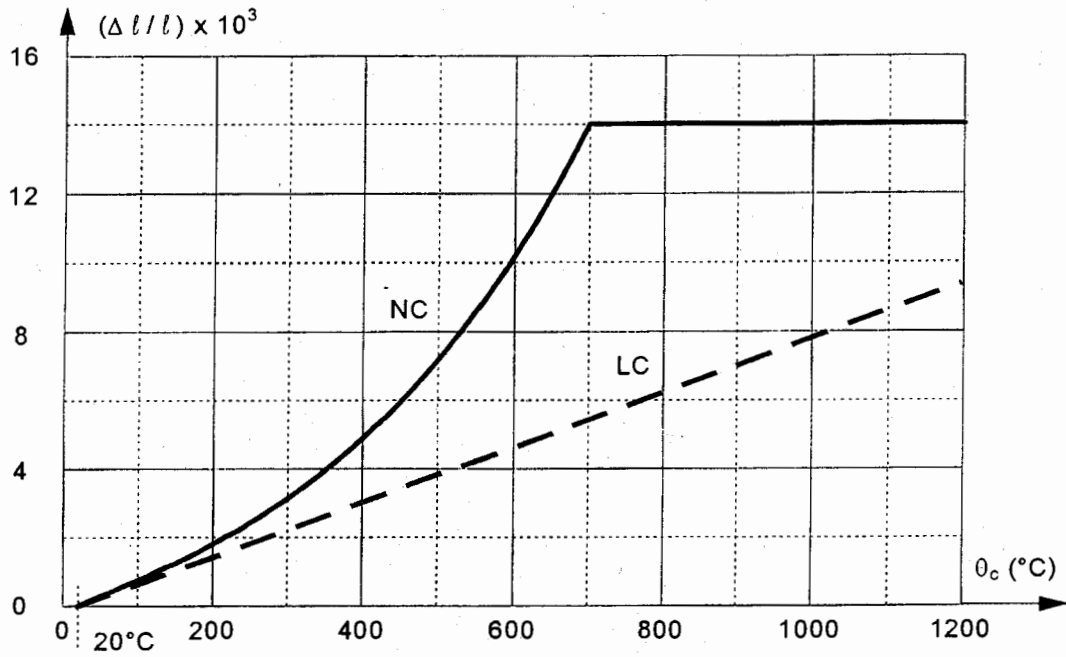


Bild 3.6 Thermische Dehnung von Normalbeton (NC) und Leichtbeton (LC) als Funktion der Temperatur

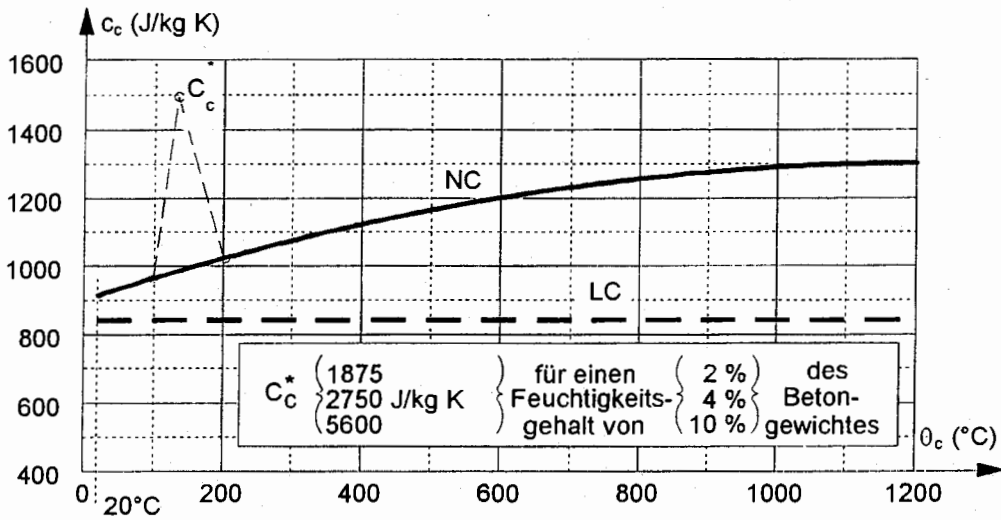


Bild 3.7 Spezifische Wärme von Normalbeton (NC) und Leichtbeton (LC) als Funktion der Temperatur

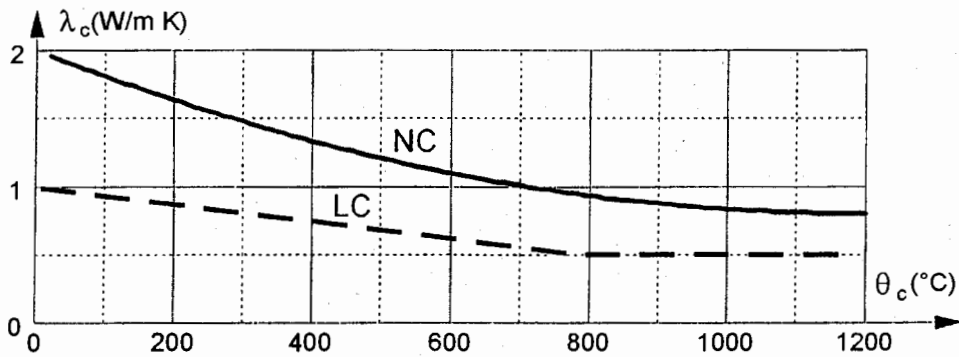


Bild 3.8 Wärmeleitfähigkeit von Normalbeton (NC) und Leichtbeton (LC) als Funktion der Temperatur

- (12) Die in Abschn. 3.3.2 angegebenen Parameter gelten für alle quarzitisches Betone. Für kalkhaltige Betone dürfen normalerweise auf der sicheren Seite liegend die gleichen Parameter verwendet werden. Falls genauere Informationen benötigt werden, sei auf ENV 1992-1-2, Anhang 1, Abschn. 1.3 verwiesen.

3.3.3 Leichtbeton

- (1) Die thermische Dehnung $\Delta\ell/\ell$ von Leichtbeton darf wie folgt ermittelt werden:

$$\Delta\ell/\ell = 8 \times 10^{-6} (\theta_c - 20)$$

mit

- ℓ Länge des Leichtbetonteiles bei 20°C
 $\Delta\ell$ temperaturbedingte Verlängerung des Leichtbetonteiles
 θ_c Leichtbetontemperatur

- (2) Die spezifische Wärme c_c darf als unabhängig von der Betontemperatur wie folgt angenommen werden:

$$c_c = 840 \text{ J / kgK}$$

- (3) Die Wärmeleitfähigkeit λ_c darf für Leichtbeton wie folgt ermittelt werden:

$$\begin{array}{ll} \lambda_c = 1,0 - (\theta_c / 1600) & \text{W / mK} & \text{für } 20^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 800^\circ\text{C} \\ \lambda_c = 0,5 & \text{W / mK} & \text{für } \theta_c > 800^\circ\text{C} \end{array}$$

mit der Betontemperatur θ_c .

- (4) Die Bilder 3.6, 3.7 und 3.8 zeigen die thermische Dehnung, die spezifische Wärme und die Wärmeleitfähigkeit von Leichtbeton in Abhängigkeit von der Temperatur.
- (5) Der Feuchtigkeitsgehalt von Leichtbeton sollte gleich dem Gleichgewichts-Feuchtigkeitsgehalt angenommen werden. Sind diese Daten nicht verfügbar, sollte der Feuchtigkeitsgehalt 5% des Betongewichtes nicht überschreiten.

3.3.4 Brandschutzmaterialien

- (1)P Die Eigenschaften und die Leistungsfähigkeit von Brandschutzmaterialien müssen unter den Versuchsbedingungen gemäß ENyy5-1, ENyy5-3 und ENyy5-4 nachgewiesen werden.

[Anmerkung: Dieses setzt voraus, daß diese drei Normenentwürfe eine Forderung enthalten, daß die Brandschutzmaterialien während der maßgebenden Brandbeanspruchung fest mit der Tragkonstruktion verbunden bleiben.]

3.4 Dichte

- (1)P Die Dichte von Stahl ρ_a ist als unabhängig von der Stahltemperatur zu betrachten. Folgender Wert ist anzunehmen:

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

- (2) Die Dichte von Beton ρ_c darf als unabhängig von der Betontemperatur betrachtet werden.

- (3) Für unbewehrten Normalbeton (NC) darf der folgende Wert angesetzt werden:

$$\rho_{c,NC} = 2300 \text{ kg/m}^3$$

- (4)P Die Dichte von unbewehrtem Leichtbeton (LC), wie er diesem ENV 1994-1-2 für die Bemessung im Brandfall zugrunde liegt, muß innerhalb folgender Grenzen liegen:

$$\rho_{c,LC} = 1600 \text{ bis } 2000 \text{ kg/m}^3$$

4. Tragwerksbemessung im Brandfall

4.1 Einleitung

(1)P Der Nachweis des Tragverhaltens im Brandfall muß den Anforderungen gemäß Abschn. 5 (Konstruktionsdetails) sowie einem der folgenden Verfahren genügen:

- anerkannte (klassifizierte) Bemessungswerte in Tabellenform für bestimmte Bauteile;
- vereinfachte Berechnungsverfahren für bestimmte Bauteile;
- allgemeine Berechnungsverfahren zur Simulation des Verhaltens von Gesamttragwerken (gemäß Abschn. 2.4.2), von Teiltragwerken (gemäß Abschn. 2.4.3) oder von Einzelbauteilen (gemäß Abschn. 2.2.4).

(2)P Die Anwendung von Tabellenwerten und von vereinfachten Berechnungsverfahren ist auf Einzelbauteile mit direkter Brandbeanspruchung über die volle Bauteillänge beschränkt. Dabei wird angenommen, daß die Brandbeanspruchung den Normbrandbedingungen entspricht und daß eine einheitliche Querschnittstemperaturverteilung über die Bauteillänge herrscht. Eine Extrapolation über den durch Versuche abgedeckten Bereich hinaus ist nicht zulässig.

(3)P Tabellenwerte und vereinfachte Berechnungsverfahren müssen im Vergleich zu Versuchsergebnissen oder allgemeinen Berechnungsverfahren auf der sicheren Seite liegen.

(4) Jedes vereinfachte Berechnungsverfahren, das jenen von Abschn. 4.3 entspricht, darf angewendet werden, vorausgesetzt, es erfüllt die angegebenen verbindlichen Regeln des vorliegenden ENV 1994-1-2 und es ist durch allgemeine Berechnungsverfahren oder durch Brandversuche an Einzelbauteilen verifiziert worden.

(5)P Die Anwendung allgemeiner Berechnungsverfahren behandelt das Brandverhalten von Einzelbauteilen, Teiltragwerken oder Gesamttragwerken und erlaubt - soweit sinnvoll - den Nachweis der Interaktion zwischen direkt brandbeanspruchten und nicht brandbeanspruchten Tragwerksteilen.

(6)P Bei allgemeinen Berechnungsverfahren müssen ingenieurmäßige Regeln in realitätstreuer Weise auf spezielle Fälle angewendet werden.

(7)P Falls weder Tabellenwerte noch vereinfachte Berechnungsverfahren verfügbar sind, so ist der Nachweis entweder auf der Grundlage allgemeiner Berechnungsverfahren oder von Versuchsergebnissen zu führen.

(8)P Ausnutzungsfaktoren werden definiert als Verhältnis des maßgebenden Bemessungswertes der Beanspruchung zu dem Bemessungswert der Beanspruchbarkeit:

$$\eta = \frac{E_d}{R_d} \leq 1,0 \quad \text{Ausnutzungsfaktor gemäß ENV 1994-1-1, mit}$$

E_d Bemessungswert der Beanspruchung bei Normaltemperatur

R_d Bemessungswert der Beanspruchbarkeit bei Normaltemperatur

$$\eta_{fi,t} = \frac{E_{fi,d,t}}{R_d}; \text{ Ausnutzungsfaktor für die Bemessung im Brandfall, mit}$$

$E_{fi,d,t}$ Bemessungswert der Beanspruchung im Brandfall zum Zeitpunkt t .

- (9)P Bei Gesamttragwerksberechnungen (Gesamtkonstruktionen) müssen die mechanischen Einwirkungen aus der Kombinationsregel für außergewöhnliche Bemessungssituationen gemäß ENV 1991-2-2 Anhang F, Abschn. 3.1, ermittelt werden.
- (10)P Bei allen Tragwerksberechnungen nach den Abschn. 2.4.2, 2.4.3 und 2.4.4 ist das Tragfähigkeitskriterium "R" erreicht, wenn der Bemessungswert der Beanspruchbarkeit im Brandfall $R_{fi,d,t}$ auf das Niveau des Bemessungswertes der Beanspruchung im Brandfall $E_{fi,d,t}$ abgesunken ist, so daß gilt:
- $$R_{fi,d,t} = E_{fi,d,t}$$
- (11) Bei der Bemessung mit Tabellenwerten gemäß Abschn. 4.2 darf $R_{fi,d,t}$ aus $R_{fi,d,t} = \eta_{fi,t} \cdot R_d$ berechnet werden.
- (12) Vereinfachte Berechnungsverfahren für Decken und Träger dürfen auf der Grundlage bekannter Querschnittstemperaturverteilungen gemäß Abschn. 4.3 und Werkstoffeigenschaften gemäß Abschn. 3. beruhen.
- (13) Bei Decken und Trägern, für die die Temperaturverteilungen durch andere geeignete Verfahren oder durch Versuche bestimmt wurden, kann die Querschnittstragfähigkeit direkt mit den in Abschn. 3. angegebenen Werkstoffeigenschaften berechnet werden, vorausgesetzt, Stabilitätsversagen oder andere vorzeitige Versagensformen sind ausgeschlossen.
- (14) Bei Verbundträgern sollte die Längsschubtragfähigkeit in der Deckenplatte als Funktion der Querbewehrung gemäß ENV 1994-1-1 Abschn. 6.6.2 ermittelt werden. In diesem Fall sollte die Mitwirkung des Stahlprofilbleches vernachlässigt werden, wenn die Blechtemperatur 350°C überschreitet. Die mittragende Breite bei erhöhten Temperaturen darf wie in ENV 1994-1-1 Abschn. 4.2.2 angenommen werden.
- (15) Regel (14) gilt, wenn die Betondeckung der Querbewehrung ENV 1992-1-2 Abschn. 4.2.7 erfüllt.

4.2 Tabellen

4.2.1 Anwendungsgrenzen

- (1) Die folgenden Regeln beziehen sich auf die Bauteilbemessung nach Abschn. 2.4.4. Sie gelten nur für Normbrandbedingungen.
- (2) Die nachfolgenden Tabellenwerte sind abhängig vom Ausnutzungsfaktor $\eta_{fi,t}$, gemäß Abschn. 4.1 (8)P, (10)P und (11).
- (3) Der Bemessungswert der Beanspruchung im Brandfall $E_{fi,d}$, der als zeitunabhängig angenommen wird, darf gemäß Abschn. 2.4.4 (4) ermittelt werden.
- (4)P Es ist nachzuweisen, daß $E_{fi,d} \leq R_{fi,d}$ ist.
- (5) Für die Werte der Tabellen 4.1 bis 4.7 ist lineare Interpolation für alle physikalischen Parameter zulässig.

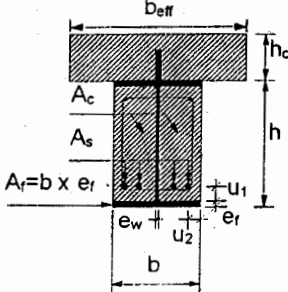
[Anmerkung: Ist eine Klassifikation gegenwärtig nicht möglich, ist dies in den Tabellen mit " - " gekennzeichnet.]

4.2.2 Verbundträger mit ausbetonierten Kammern

- (1) Verbundträger mit ausbetonierten Kammern (Bild 1.5) dürfen in Abhängigkeit von dem Ausnutzungsfaktor $\eta_{fi,t}$, der Trägerbreite b und der Zulagebewehrung A_s bezogen auf die Fläche des unteren Flansches A_f nach Tabelle 4.1 klassifiziert werden.

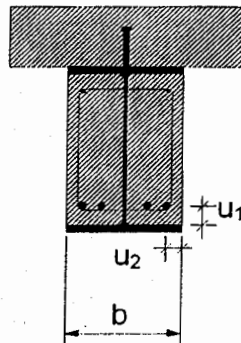
- (2) Die Werte der Tabelle 4.1 gelten für Einfeldträger.
- (3) Bei der Bestimmung von R_d und $R_{f,d,t} = \eta_{f,t} \cdot R_d$ in Verbindung mit Tabelle 4.1 sollten folgende Bedingungen eingehalten werden:
- Die Stegdicke e_w beträgt höchstens $1/15$ der Trägerbreite b ;
 - Die untere Flanschdicke e_f beträgt höchstens das Doppelte der Stegdicke e_w ;
 - Die Dicke der Betonplatte h_c beträgt mindestens 120 mm;
 - Die Fläche der Zulagebewehrung bezogen auf die Gesamtfläche zwischen den Flanschen $A_s / (A_c + A_s)$ beträgt höchstens 5%;
 - Der Wert für R_d wird auf Grundlage von ENV 1994-1-1 berechnet, vorausgesetzt daß
 - die mittragende Plattenbreite 5m nicht überschreitet,
 - die Zulagebewehrung A_s nicht in Rechnung gestellt wird.
- (4) Die Werte der Tabelle 4.1 gelten für Baustahl Fe 510. Wird eine andere Baustahlgüte verwendet, sind die in Tabelle 4.1 für die Zulagebewehrung angegebenen Mindestwerte mit dem Verhältnis der Streckgrenze dieses Stahles zu der des Fe 510 zu multiplizieren.
- (5) Die Werte der Tabelle 4.1 gelten bezüglich der zusätzlichen Längsbewehrung A_s für die Betonstahlgüte S500.
- (6) Die Werte der Tabellen 4.1 und 4.2 gelten für Träger, die mit Stahlbetondecken schubfest verbunden sind.
- (7) Die Werte der Tabellen 4.1 und 4.2 dürfen für Träger verwendet werden, die mit Stahlprofilblech-Verbunddecken schubfest verbunden sind, wenn mindestens 90% der Oberseite des Stahlprofils durch das Stahlprofilblech abgedeckt ist. Wenn nicht, sind die Öffnungen in der Stahlprofilblechdecke über dem Obergurt der Träger mit Brandschutzmaterial zu schließen.
- (8) Das Material zum Verschuß der Öffnungen muß für den Brandschutz von Stahl geeignet sein (siehe EN yyy 5-3).
- (9) Ist eine Zulagebewehrung erforderlich, so sind die Mindestachsabstände von der Betonoberfläche laut Tabelle 4.2 einzuhalten.
- (10) Wenn der umschließende Beton des Stahlträgers lediglich isolierende (keine tragende) Funktion besitzt, darf ein ausreichender Feuerwiderstand R30 bis R180 bei Einhaltung der Betondeckungen c laut Tabelle 4.3 angenommen werden.
- [Anmerkung: Für R30 muß der Beton lediglich zwischen den Flanschen des Stahlquerschnittes angeordnet sein.]
- (11) Wenn der umschließende Beton lediglich isolierende Funktion hat, dann sollten ausgenommen bei Feuerwiderstandsklasse R30 Betonstahlmatten gemäß Abschn. 5.1(6) angeordnet werden.

Tabelle 4.1 Mindestquerschnittsabmessungen **min b** und erforderliche Verhältnisse **min (A_s / A_f)** von Zulagebewehrung zur Untergurtfläche für Verbundträger mit ausbetonierten Kammern



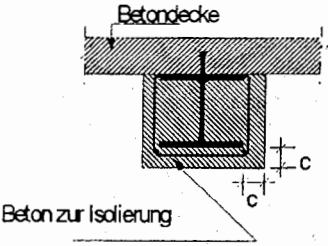
		Feuerwiderstandsklasse				
		R30	R60	R90	R120	R180
1	für den Ausnutzungsfaktor $\eta_{f,t} = 0,3$					
	min b [mm] und min (A_s / A_f)					
	1.1 $h \geq 0,9 \times \min b$	70/0,0	100/0,0	170/0,0	200/0,0	260/0,0
	1.2 $h \geq 1,5 \times \min b$	60/0,0	100/0,0	150/0,0	180/0,0	240/0,0
1.3 $h \geq 2,0 \times \min b$	60/0,0	100/0,0	150/0,0	180/0,0	240/0,0	
2	für den Ausnutzungsfaktor $\eta_{f,t} = 0,5$					
	min b [mm] und min (A_s / A_f)					
	2.1 $h \geq 0,9 \times \min b$	80/0,0	170/0,0	250/0,4	270/0,5	-
	2.2 $h \geq 1,5 \times \min b$	80/0,0	150/0,0	200/0,2	240/0,3	300/0,5
	2.3 $h \geq 2,0 \times \min b$	70/0,0	120/0,0	180/0,2	220/0,3	280/0,3
2.4 $h \geq 3,0 \times \min b$	60/0,0	100/0,0	170/0,2	200/0,3	250/0,3	
3	für den Ausnutzungsfaktor $\eta_{f,t} = 0,7$					
	min b [mm] und min (A_s / A_f)					
	3.1 $h \geq 0,9 \times \min b$	80/0,0	270/0,4	300/0,6	-	-
	3.2 $h \geq 1,5 \times \min b$	80/0,0	240/0,3	270/0,4	300/0,6	-
	3.3 $h \geq 2,0 \times \min b$	70/0,0	190/0,3	210/0,4	270/0,5	320/1,0
3.4 $h \geq 3,0 \times \min b$	70/0,0	170/0,2	190/0,4	270/0,5	300/0,8	

Tabelle 4.2 Mindestachsabstände der Zulagebewehrung für Verbundträger mit ausbetonierten Kammern



Profilbreite b [mm]	Mindestachsabst. u ₁ , u ₂ [mm]	Feuerwiderstandsklasse			
		R60	R90	R120	R180
170	u ₁	100	120	-	-
	u ₂	45	60	-	-
200	u ₁	80	100	120	-
	u ₂	40	55	60	-
250	u ₁	60	75	90	120
	u ₂	35	50	60	60
≥ 300	u ₁	40	50	70	90
	u ₂	(25)	45	60	60

Tabelle 4.3

	Feuerwiderstandsklasse				
	R30	R60	R90	R120	R180
Betonüberdeckung c [mm]	0	25	30	40	50

4.2.3 Verbundstützen

4.2.3.1 Allgemeines

(1) Die Bemessungstabellen 4.4 bis 4.7 gelten für Verbundstützen in ausgesteiften Tragwerken unter den folgenden zusätzlichen Bedingungen:

- die Stütze in dem betrachteten Geschoß ist biegesteif an die darüber bzw. darunter liegende Stütze oder ggfs. das Fundament angeschlossen.
- der Brand ist auf lediglich ein Geschoß begrenzt.

(2) Unter den obengenannten Voraussetzungen wird angenommen, daß beide Stützenenden im Brandfall eingespannt sind, so daß die Knicklänge im Brandfall gleich der 0,5-fachen (geometrischen) Stützenlänge ist.

(3) Bei der Ermittlung des Bemessungswertes der Beanspruchbarkeit bei Normaltemperatur R_d sollte die Knicklänge gleich der Stützenlänge angenommen werden (siehe Bild 4.6/b). Für das oberste Geschoß eines Gebäudes ist R_d unter Annahme einer Knicklänge gleich der 1,4-fachen Stützenlänge zu berechnen.

[Anmerkung: In diesem Tabellenmodell ist die Knicklänge bei der Berechnung von R_d jeweils das zweifache des entsprechenden Wertes im Brandfall.]

(4) Die Tabellen 4.4 bis 4.7 gelten für zentrische oder exzentrisch belastete Stützen. Bei der Berechnung des Bemessungswertes der Beanspruchbarkeit bei Normaltemperatur R_d ist die Exzentrizität zu berücksichtigen.

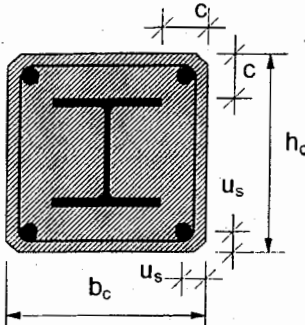
(5) Die Werte der Tabellen 4.4 bis 4.7 gelten für Stützen mit einer maximalen Länge in Höhe des 30-fachen der minimalen äußeren Abmessung des gewählten Querschnitts.

4.2.3.2 Verbundstützen mit vollständig einbetonierten Stahlquerschnitten

(1) Verbundstützen mit vollständig einbetonierten Stahlquerschnitten dürfen in Abhängigkeit von den Querschnittsabmessungen b_c oder h_c , der Betondeckung c des Stahlquerschnittes und dem Mindestachsabstand u_s der Längsbewehrung nach Tabelle 4.4 klassifiziert werden; Tabelle 4.4 enthält zwei alternative Lösungen.

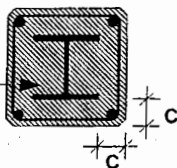
Tabelle 4.4 Mindestquerschnittsabmessungen $\min h_c$ und $\min b_c$,
Mindestbetonüberdeckung $\min c$ des Stahlquerschnittes und

Mindestachsabstand der Bewehrungsstäbe $\min u_s$ bei Verbundstützen mit vollständig einbetoniertem Stahlquerschnitt

		Feuerwiderstandsklasse					
		R30	R60	R90	R120	R180	R240
							
1.1	$\min h_c$ und $\min b_c$ [mm]	150	180	220	300	350	400
1.2	$\min c$ [mm]	40	50	50	75	75	75
1.3	$\min u_s$ [mm]	(20)	30	30	40	50	50
oder							
2.1	$\min h_c$ und $\min b_c$ [mm]	-	200	250	350	400	-
2.2	$\min c$ [mm]	-	40	40	50	60	-
2.3	$\min u_s$ [mm]	-	(20)	(20)	30	40	-

- (2) Bei Anwendung von Abschn. 4.1 (11) dürfen alle Ausnutzungsfaktoren $\eta_{f,t}$ angesetzt werden.
- (3) Die Bewehrung sollte mindestens aus 4 Stäben mit einem Durchmesser von 12 mm bestehen. In jedem Fall sollte der minimale Prozentsatz der Längsbewehrungsstäbe ENV 1994-1-1 Abschn. 4.8.2.5 (3) entsprechen.
- (4) Der maximale Bewehrungsgrad der Längsbewehrung sollte ENV 1994-1-1 Abschn. 4.8.3.1 (3e) entsprechen.

Tabelle 4.5

Beton zur Isolierung 	Feuerwiderstandsklasse				
	R30	R60	R90	R120	R180
Betonüberdeckung c [mm]	0	25	30	40	50

- (5) Wenn der umschließende Beton des Stahlquerschnittes lediglich isolierende (keine tragende) Funktion besitzt, darf ein ausreichender Feuerwiderstand R30 bis R180 bei Einhaltung der Betondeckungen c laut Tabelle 4.5 angenommen werden.

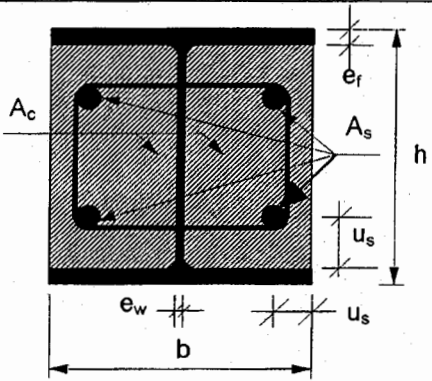
[Anmerkung: Für R30 muß der Beton lediglich zwischen den Flanschen des Stahlquerschnittes angeordnet sein.]

- (6) Wenn der umschließende Beton lediglich isolierende Funktion hat, dann sollten mit Ausnahme der Feuerwiderstandsklasse R30 Betonstahlmatten gemäß Abschn. 5.1 (6) angeordnet werden.

4.2.3.3 Verbundstützen mit Kammerbeton

- (1) Verbundstützen mit Kammerbeton dürfen in Abhängigkeit vom Ausnutzungsfaktor $\eta_{fi,t}$, den Querschnittsabmessungen b oder h , dem Mindestachsabstand der Längsbewehrungsstäbe u_s und dem Verhältnis von Stegdicke e_w zur Flanschdicke e_f nach Tabelle 4.6 klassifiziert werden.
- (2) Bei der Berechnung von R_d und $R_{fi,d,t} = \eta_{fi,t} \cdot R_d$ in Verbindung mit Tabelle 4.6 sollten Bewehrungsgrade $A_s / (A_c + A_s)$, die größer als 6% oder kleiner als 1% sind, nicht in Rechnung gestellt werden.

Tabelle 4.6 Mindestquerschnittsabmessungen **min h** und **min b**, Mindestachsabstand **min u_s** der Bewehrung und Mindestverhältnis von Steg- zu Flanschdicke **min (e_w / e_f)** von Verbundstützen mit Kammerbeton

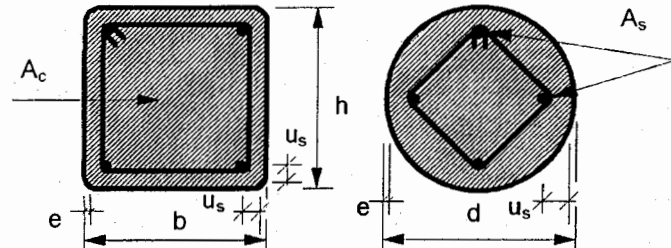
		Feuerwiderstandsklasse				
		R30	R60	R90	R120	
	1	für den Ausnutzungsfaktor $\eta_{fi,t} = 0,3$				
	1.1	min h und min b [mm]	160	260	300	300
	1.2	min u_s [mm]	40	40	50	60
	1.3	min (e_w / e_f)	0,6	0,5	0,5	0,7
2	für den Ausnutzungsfaktor $\eta_{fi,t} = 0,5$					
	2.1	min h und min b [mm]	200	300	300	-
	2.2	min u_s [mm]	35	40	50	-
	2.3	min (e_w / e_f)	0,6	0,6	0,7	-
3	für den Ausnutzungsfaktor $\eta_{fi,t} = 0,7$					
	3.1	min h und min b [mm]	250	300	-	-
	3.2	min u_s [mm]	30	40	-	-
	3.3	min (e_w / e_f)	0,6	0,7	-	-

- (3) Tabelle 4.6 darf für Baustähle Fe 360, Fe 430 und Fe 510 sowie für S275 und S355 angewendet werden.
- (4) In Tabelle 4.6 darf der Mindestwert des Verhältnisses Steg- zu Flanschdicke e_w/e_f anstelle von 0,7 zu 0,6 angenommen werden, wenn die Profilhöhe h mindestens 350 mm und der Bewehrungsgrad $A_s / (A_c + A_s)$ mindestens 3% beträgt.

4.2.3.4 Verbundstützen aus betongefüllten Hohlprofilen

- (1) Verbundstützen aus betongefüllten Hohlprofilen dürfen in Abhängigkeit vom Ausnutzungsfaktor $\eta_{f,t}$, der Querschnittsabmessung b , h oder d , dem Bewehrungsverhältnis $A_s / (A_c + A_s)$ und dem Mindestachsabstand der Bewehrungsstäbe u_s nach Tabelle 4.7 klassifiziert werden.

Tabelle 4.7 Mindestquerschnittsabmessungen **min h** und **min b** oder **min d**, Mindestbewehrungsgrade **min ($A_s / (A_c + A_s)$)** Mindestachsabstand **min u_s** der Bewehrungsstäbe zur Profilinnenseite bei gefüllten Hohlprofilen

		Feuerwiderstandsklasse				
		R30	R60	R90	R120	R180
Stahlprofil: $(b / e) \geq 25$ oder $(d / e) \geq 25$						
1	für den Ausnutzungsfaktor $\eta_{f,t} = 0,3$					
1.1	min h und min b oder min d [mm]	160	200	220	260	400
1.2	min ($A_s / (A_c + A_s)$) [%]	0	1,5	3,0	6,0	6,0
1.3	min u_s [mm]	-	30	40	50	60
2	für den Ausnutzungsfaktor $\eta_{f,t} = 0,5$					
2.1	min h und min b oder min d [mm]	260	260	400	450	500
2.2	min ($A_s / (A_c + A_s)$) [%]	0	3,0	6,0	6,0	6,0
2.3	min u_s [mm]	-	30	40	50	60
3	für den Ausnutzungsfaktor $\eta_{f,t} = 0,7$					
3.1	min h und min b oder min d [mm]	260	450	550	-	-
3.2	min ($A_s / (A_c + A_s)$) [%]	3,0	6,0	6,0	-	-
3.3	min u_s [mm]	(25)	30	40	-	-

- (2) Bei der Berechnung von R_d und $R_{f,d,t} = \eta_{f,t} \cdot R_d$ in Verbindung mit Tabelle 4.7 sind folgende Regeln zu beachten:

- unabhängig von der Stahlgüte des Hohlprofilquerschnittes ist eine nominelle Streckgrenze von 235 N/mm^2 anzusetzen;
- die Wanddicke des Hohlprofilquerschnittes wird bis maximal $1/25$ von b oder d berücksichtigt;
- Bewehrungsgrade $A_s / (A_c + A_s)$ größer als 3% dürfen nicht angesetzt werden;
- die Betonfestigkeit wird wie bei der Bemessung unter Normaltemperatur angesetzt.

- (3) Die Werte der Tabelle 4.7 gelten für eine Betonstahlgüte S 500.

4.3 Vereinfachte Berechnungsverfahren

4.3.1 Ungeschützte Verbunddecken

4.3.1.1 Allgemeines

- (1) Die folgenden Regeln gelten für die Bestimmung der Feuerwiderstandsklasse einfeldriger und durchlaufender Verbunddecken mit bewehrten Stahlprofilblechen gemäß Abschn. 1.1(10) unter Normbrandbedingungen.
- (2) Dieses Verfahren gilt nur für direkt beflamnte ungeschützte Stahlprofilbleche und Verbunddecken ohne Wärmeisolierung zwischen Decke und Estrich (siehe Bild 4.1).
- (3) Mögliche Auswirkungen von Längsdehnungsbehinderungen auf die Feuerwiderstandsdauer sind in den nachfolgenden Regeln nicht berücksichtigt.
- (4) Die Feuerwiderstandsdauer von Verbunddecken mit Stahlprofilblechen mit oder ohne zusätzliche Bewehrung beträgt beim Nachweis des Tragfähigkeitskriteriums "R" gemäß Abschn. 2.1(2) mindestens 30 Minuten, wenn sie ENV 1994-1-1 genügen. Für den Nachweis des Wärmedämm-Kriteriums "I" gilt Abschn. 4.3.1.2.
- (5) Für Verbunddecken wird angenommen, daß das Raumabschluß-Kriterium "E" erfüllt ist.

4.3.1.2 Wärmedämmung

- (1) Die Feuerwiderstandsdauer gemäß Wärmedämm-Kriterium "I" Abschn. 2.1(5) und (6) hängt ausschließlich von der wirksamen Deckendicke ab.
- (2) Die wirksame Dicke h_{eff} ist durch folgende Gleichungen gegeben:

$$h_{\text{eff}} = h_1 + 0,5 h_2 \cdot \left(\frac{l_1 + l_2}{l_1 + l_3} \right) \quad \text{für } h_2/h_1 \leq 1,5 \text{ und } h_1 > 40 \text{ mm}$$

$$h_{\text{eff}} = \left[1 + 0,75 \cdot \left(\frac{l_1 + l_2}{l_1 + l_3} \right) \right] h_1 \quad \text{für } h_2/h_1 > 1,5 \text{ und } h_1 > 40 \text{ mm}$$

Die Querschnittsabmessungen der Decke h_1 , h_2 , l_1 , l_2 und l_3 sind in Bild 4.1 dargestellt.

- (3) Für $l_3 > 2 \cdot l_1$ sollte die wirksame Dicke gleich h_1 gesetzt werden.

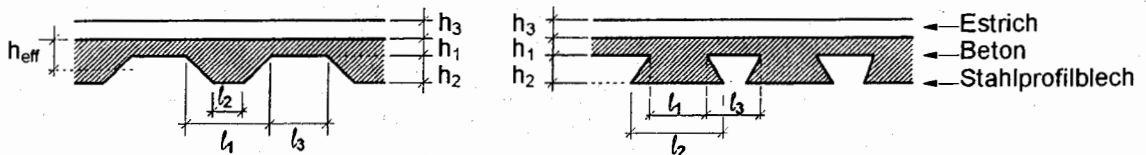


Bild 4.1: Querschnittsabmessungen der Decke

- (4) In Tabelle 4.8 sind die Mindestwerte der wirksamen Deckendicke h_{eff} in Abhängigkeit von der Feuerwiderstandsklasse im Hinblick auf das Wärmedämm-Kriterium; darin ist h_3 die Dicke des Estrichbelages, sofern solcher auf der Oberseite der Betondecke vorhanden ist
- (5) Die Dicke h_3 des Estrichbelages sollte in der Berechnung von h_{eff} nicht größer als 20 mm angesetzt werden.

- (6) Wird Leichtbeton gemäß Abschn. 3.3.3 und 3.4 verwendet, dürfen die Mindestwerte der wirksamen Deckendicke laut Tabelle 4.8 und die Betontemperaturen laut Tabelle 4.10 auf 90% der angegebenen Werte reduziert werden.

Tabelle 4.8 Mindestwerte der wirksamen Deckendicke in Abhängigkeit von der Feuerwiderstandsklasse

Feuerwiderstandsklasse	Mindestwert der wirksamen Deckendicke h_{eff} [mm]
R 30	60 - h_3
R 60	80 - h_3
R 90	100 - h_3
R 120	120 - h_3
R 180	150 - h_3
R 240	175 - h_3

4.3.1.3 Beanspruchbarkeit - Berechnungsgrundlagen

- (1)P Die Feuerwiderstandsdauer im Hinblick auf das Traglastkriterium "R" gemäß Abschn. 2.1(2) gilt als erreicht, wenn der Bemessungswert der Beanspruchbarkeit der Decke im Brandfall $R_{fi,d,t}$ auf das Niveau des Bemessungswertes der Beanspruchung im Brandfall gemäß Abschn. 4.1(10) und Abschn. 2.4.4(4) gesunken ist.
- (2) Der Bemessungswert der Beanspruchbarkeit im Brandfall $R_{fi,d,t}$ wird auf Grundlage der Plastizitätstheorie nach den folgenden Regeln bestimmt.
- (3) Für unterschiedliche statische Systeme können die Traglastzustände formuliert werden, wenn plastische Momente und Deckengeometrie bekannt sind.
- (4) Auf der Grundlage der ausführlichen Berechnungsregeln gemäß Abschn. 4.3.1.4 und 4.3.1.5 darf eine plastische Biegemomentenverteilung angenommen werden.
- (5) Um eine ausreichende Rotationsfähigkeit für durchlaufende Decken zu gewährleisten, sollten die Abschnitte 4.2.7.3(2) und (3) von ENV 1992-1-2 erfüllt werden.
- (6) Die Auswirkungen der Betonzugfestigkeit und der Festigkeit des Stahlprofilbleches dürfen vernachlässigt werden.
- (7) Die Regeln Abschn. 4.3.1.2(4) und (5) sollten erfüllt werden, um niedrige Temperaturen im oberen Teil der Betondecke zu erhalten. Dies rechtfertigt die Annahme im Abschn. 4.3.1.4(1).

4.3.1.4 Berechnung der positiven Momententragfähigkeit $M_{fi,Rd}^+$

- (1) Die Betondruckfestigkeit sollte wie bei Raumtemperatur zu $0,85 f_{c,20^\circ\text{C}}$ angenommen werden (s. Abschn. 2.3(4)).
- (2) Die Temperatur θ_s des in Normalbeton liegenden Bewehrungsstahles sollte in Abhängigkeit von der Feuerwiderstandsklasse nach Tabelle 4.9 unter Berücksichtigung folgender Gleichung ermittelt werden:

$$\frac{1}{z} = \frac{1}{\sqrt{u_1}} + \frac{1}{\sqrt{u_2}} + \frac{1}{\sqrt{u_3}}$$

Darin sind u_1 , u_2 und u_3 die Achsabstände [mm] des Bewehrungsstabes vom Stahlprofilblech gemäß Bild 4.2.

Zusätzlich zu den in Tabelle 4.9 angegebenen Anwendungsgrenzen ist die Anwendung dieser Tabelle beschränkt auf:

$$u_1 \text{ und } u_2 \geq 50 \text{ mm und}$$

$$u_3 \geq 35 \text{ mm}$$

Tabelle 4.9 Temperatur des Bewehrungsstahles in Abhängigkeit von der Feuerwiderstandsklasse

Feuerwiderstandsklasse	Temperatur des Bewehrungsstahles [°C]
R60	$\theta_s = 1175 - 350 z \leq 810^\circ\text{C}$ für ($z \leq 3,3$)
R90	$\theta_s = 1285 - 350 z \leq 880^\circ\text{C}$ für ($z \leq 3,6$)
R120	$\theta_s = 1370 - 350 z \leq 930^\circ\text{C}$ für ($z \leq 3,8$)
R180	$\theta_s = 1490 - 350 z \leq 1000^\circ\text{C}$ für ($z \leq 4,0$)
R240	$\theta_s = 1575 - 350 z \leq 1050^\circ\text{C}$ für ($z \leq 4,2$)

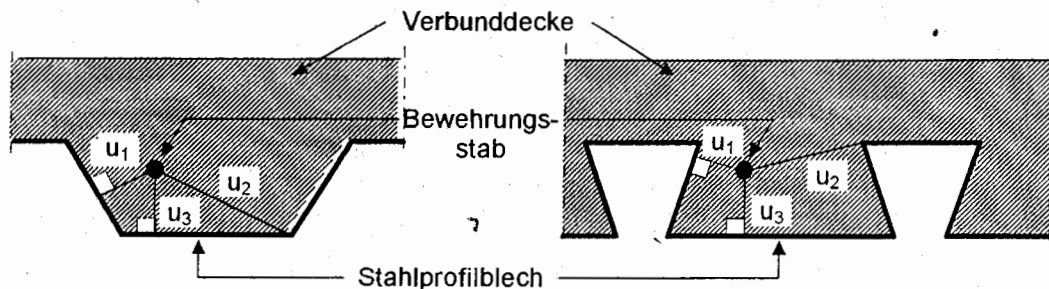


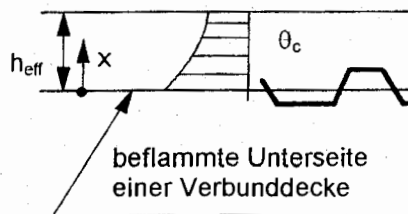
Bild 4.2 Lage des Bewehrungsstahles

4.3.1.5 Berechnung der negativen Momenten­tragfähigkeit $M_{fi,Rd}$

- (1)P Die negative Momenten­tragfähigkeit von Verbunddecken wird unter Berücksichtigung der reduzierten Betondruckfestigkeit in den Rippen und durch Integration über die Rippenhöhe berechnet.
- (2) Als konservative Vereinfachung darf die Verbunddecke durch eine Platte mit einer konstanten Dicke h_{eff} gemäß Abschn. 4.3.1.2(2) ersetzt werden.
- (3) Die Temperaturfelder θ_c in der Betonplatte dürfen für verschiedene Normbranddauern Tabelle 4.10 entnommen werden.
- (4) Das maximale Spannungsniveau $f_{smax,\theta}$ des in der Zugzone der Decke liegenden Bewehrungsstahles sollte für eine Temperatur θ_s gleich θ_c ermittelt werden, wobei θ_c die Temperatur in der Betonplatte an der Stelle des Bewehrungsstabes ist. Zu diesem Zweck darf Tabelle 4.10 verwendet werden.

Tabelle 4.10 Temperaturverteilung einer ungeschützten massiven Betondecke mit 100 mm Dicke

Tiefe x [mm]	Betontemperatur θ_c [°C] nach einer Branddauer in min von					
	30'	60'	90'	120'	180'	240'
5	535	705				
10	470	642	738			
15	415	581	681	754		
20	350	525	627	697		
25	300	469	571	642	738	
30	250	421	519	591	689	740
35	210	374	473	542	635	700
40	180	327	428	493	590	670
45	160	289	387	454	549	645
50	140	250	345	415	508	550
55	125	200	294	369	469	520
60	110	175	271	342	430	495
80	80	140	220	270	330	395
100	60	100	160	210	260	305



4.3.2 Geschützte Verbunddecken

- (1) Der Feuerwiderstand von Verbunddecken darf durch Applikation von Schutzsystemen an das Stahlprofilblech erhöht werden; damit wird die Wärmeübertragung zur Verbunddecke vermindert.
- (2) Die Eigenschaften der für Verbunddecken eingesetzten Schutzsysteme sollten gemäß nachfolgender Vorschriften nachgewiesen werden:
 - EN yyy 5-1A für Unterdecken;
 - EN yyy 5-4A für Verkleidungsmaterialien.
- (3) Das Wärmedämm-Kriterium "I" wird gemäß Abschnitt 4.3.1.2 nachgewiesen, indem die äquivalente Betondicke des Schutzsystems (siehe EN yyy 5-4A) von dem Mindestwert der wirksamen Deckendicke h_{eff} gemäß Tabelle 4.8 abgezogen wird.
- (4) Das Traglastkriterium "R" ist erfüllt, solange die Temperatur des von unten durch Normbrand beflammtes Stahlprofilbleches der Verbunddecke kleiner oder gleich 350°C ist.

4.3.3 Verbundträger ohne Betonüberdeckung des Stahlquerschnitts

4.3.3.1 Allgemeines

- (1) Das folgende Nachweisverfahren für den Feuerwiderstand von Verbundträgern ohne Betonüberdeckung des Stahlquerschnitts (siehe Bild 1.2) gilt nur für gelenkig gelagerte Einfeldträger.
- (2) Im Hinblick auf das Raumabschluß- und das Wärmedämmkriterium der Betondecke gelten die maßgebenden Regeln des ENV 1992-1-2.

- (3)P Für Verbundträger ohne Betonüberdeckung des Stahlquerschnitts müssen die Voraussetzungen, die mit der Anwendung der Querschnittsklassen 1 und 2 gemäß ENV 1993-1-2 verbunden sind, erfüllt sein.
- (4) Für gelenkig gelagerte Einfeldträger dürfen gedrückte Stahlflansche nach Klasse 3 wie Klasse 2 behandelt werden, wenn sie mit der Betondecke schubfest verbunden sind.
- (5) Für Klasse 4 Querschnitte wird auf ENV 1993-1-2 Abschnitt 4.2.2.4 verwiesen.

4.3.3.2 Erwärmung des Querschnitts

Stahlträger

- (1) Bei der Berechnung der Temperaturverteilung im Stahlquerschnitt darf der Gesamtquerschnitt gemäß Bild 4.3 unterteilt werden.

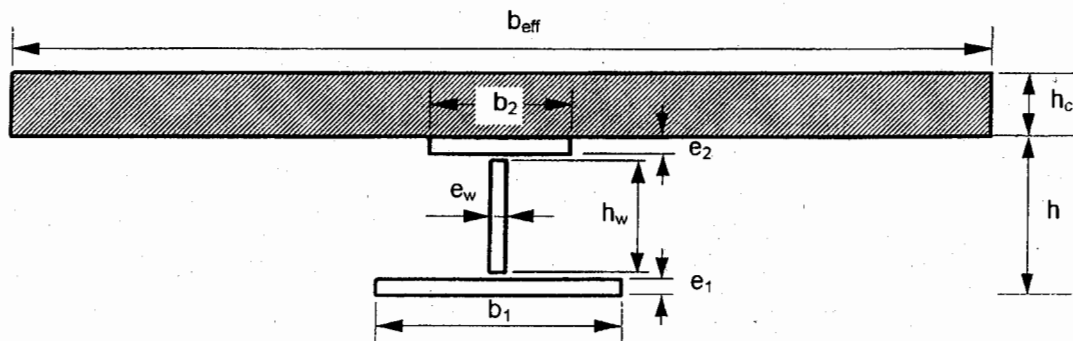


Bild 4.3

- (2) Es wird angenommen, daß zwischen den verschiedenen Teilen auch zwischen dem oberen Flansch und der Betondecke keine Wärmeleitung stattfindet.
- (3) Die Temperaturerhöhung $\Delta\theta_{a,t}$ der einzelnen Teile von **ungeschützten Stahlquerschnitten** im Zeitintervall Δt ergeben sich aus:

$$\Delta\theta_{a,t} = \frac{1}{c_a \rho_a} \frac{A_i}{V_i} \dot{h}_{net,d} \Delta t \text{ [}^\circ\text{C]}$$

mit

c_a spezifische Wärmekapazität von Baustahl gemäß Abschn. 3.3.1(4) [J/kgK]

ρ_a spezifische Masse von Baustahl gemäß Abschn. 3.4(1)P [kg/m³]

A_i / V_i Profilmassfaktor des Stahlquerschnittsteiles i [m⁻¹]

A_i beflamnte Oberfläche pro Längeneinheit des Stahlquerschnittsteiles i [m²/m]

V_i Volumen pro Längeneinheit des Stahlquerschnittsteiles i [m³/m]

$\dot{h}_{net,d}$ Bemessungswert des Netto-Wärmestroms pro Flächeneinheit [W/m²] gemäß ENV 1991-2-2 Abschn. 4.1 und 4.2 sowie Abschn. 2.2(3):

$\dot{h}_{net,d} = \gamma_{n,c} \cdot \dot{h}_{net,c} + \gamma_{n,r} \cdot \dot{h}_{net,r}$ [W/m²]; darin bedeuten:

$$\gamma_{n,c} = [1,0]; \gamma_{n,r} = [1,0]$$

$$\dot{h}_{net,c} = \alpha_c \cdot (\theta_t - \theta_{a,t}) \text{ [W/m}^2\text{]}$$

$$\dot{h}_{net,r} = \phi \cdot \varepsilon_{res} \cdot 5,67 \times 10^{-8} \times [(\theta_t + 273)^4 - (\theta_{a,t} + 273)^4] \text{ [W/m}^2\text{]}$$

ϕ Konfigurationsfaktor, der nach ENV 1991-2-2 Abschn. 4.1(4) zu 1,0 gesetzt werden darf

ε_{res} resultierender Emissionskoeffizient $\varepsilon_m \cdot \varepsilon_r$ gemäß ENV 1991-2-2 Abschn. 4.2.1(3)

θ_t Gastemperatur zum Zeitpunkt t [°C]

$\theta_{a,t}$ Stahltemperatur zum Zeitpunkt t [°C], die in jedem der Stahlquerschnittsteile gleichmäßig verteilt angenommen wird

Δt Zeitintervall [sec].

(4) In Regel (3) sollte für Δt kein Wert größer als 5 sek angenommen werden.

(5) Die Temperaturerhöhung $\Delta\theta_{a,t}$ der einzelnen Teile von **verkleideten Stahlquerschnitten** im Zeitintervall Δt ergeben sich aus:

$$\Delta\theta_{a,t} = \left[\frac{\lambda_p / d_p}{c_a \rho_a} \frac{A_p}{V_i} \left(\frac{1}{1 + \phi / 3} \right) (\theta_t - \theta_{a,t}) \Delta t \right] - \left[(e^{\phi/10} - 1) \Delta\theta_t \right], \text{ darin bedeuten:}$$

$$\Phi = \left(\frac{c_p \cdot \rho_p}{c_a \cdot \rho_a} \right) d_p \cdot \left(\frac{A_p}{V_i} \right)$$

λ_p Wärmeleitfähigkeit des Brandschutzmaterials gemäß Abschn. 3.3.4(1)P [W/mK]

d_p Dicke des Brandschutzmaterials [m]

A_p innere Abwicklung des Brandschutzmaterials pro Längeneinheit des Stahlquerschnittsteiles i [m²/m]

c_p spezifische Wärmekapazität des Brandschutzmaterials gemäß Abschn. 3.3.4(1)P [J/kgK]

ρ_p spezifische Masse des Brandschutzmaterials [kg/m³]

θ_t Gastemperatur zum Zeitpunkt t [°C]

$\Delta\theta_t$ Anstieg der Gastemperatur [°C] im Zeitintervall Δt

(6) Jeder negative Temperaturanstieg, der sich aus Regel (5) ergibt, sollte zu Null gesetzt werden.

(7) In Regel (5) sollte für Δt kein Wert größer als 30 sek angenommen werden.

- (8) Für ungeschützte Querschnitte und Querschnitte mit profilfolgender Ummantelung sollte der Profilmfaktor A_i / V_i bzw. A_p / V_i wie folgt berechnet werden:
- für den oberen Flansch A_i / V_i bzw. $A_p / V_i = 2(b_1 + e_1) / (b_1 \cdot e_1)$
- für den unteren Flansch A_i / V_i bzw. $A_p / V_i = (b_2 + 2e_2) / (b_2 \cdot e_2)$.
- (9) Für Trägerhöhen bis einschließlich 500 mm darf die Temperatur des Steges mit der des unteren Flansches gleichgesetzt werden.
- (10) Für Querschnitte mit kastenförmiger Ummantelung darf eine einheitliche Temperatur über die Höhe des Profils angenommen werden, wenn Regel (5) in Verbindung mit A_p / V angewendet wird; mit
- A_p innere Abwicklung der kastenförmigen Ummantelung pro Längeneinheit des Stahlquerschnitts [m^2/m]
- V Volumen des gesamten Stahlquerschnittes pro Längeneinheit [m^3/m].
- (11) Alternativ zu Regel (5) dürfen Temperaturen in Stahlquerschnitten für gegebene Branddauern aus Bemessungsdiagrammen entnommen werden, die in Übereinstimmung mit ENyyy5-3 (s. Abschn. 3.3.4) erstellt wurden.
- (12) Der Brandschutz von Stahlträgern mit oben liegender Betondecke darf durch Anordnung einer Unterdecke erzielt werden, wobei der Temperaturanstieg gemäß ENV 1993-1-2 Abschn. 4.2.3.3 berechnet werden darf.

Beton- oder Verbunddecken

- (13) Die folgenden Regeln dürfen für Betondecken oder Verbunddecken mit hinterschnittenen oder trapezförmigen Stahlprofilblechen mit Wärmedämmung im Bereich der Rippen oberhalb des oberen Flansches angewendet werden.
- (14) Die Temperaturverteilung darf über die mittragende Breite b_{eff} der Betonplatte gleichmäßig angenommen werden.
- (15) Die Temperaturen in der Betondecke dürfen Tabelle 4.10 entnommen werden.
- (16) Bei der mechanischen Analyse darf angenommen werden, daß bei Betontemperaturen unter 250°C keine Festigkeitsminderung des Betons zu berücksichtigen ist.

4.3.3.3 Tragverhalten - Modell der kritischen Temperatur

- (1) Bei Anwendung des folgenden Modells der kritischen Temperatur wird angenommen, daß die Stahltemperatur konstant über den Querschnitt ist.
- (2)P Die Methode gilt für gelenkig gelagerte Einfeldträger unter ausschließlich positiver Momentenbeanspruchung mit symmetrischen Querschnitten von maximal 500 mm Höhe und mit Plattendicken h_c von mindestens 120 mm.
- (3) Die kritische Temperatur θ_{cr} darf nach folgender Gleichung aus dem Lastausnutzungsgrad $\eta_{fi,t}$ für den Verbundquerschnitt und aus dem von den Stahltemperatur abhängigen maximalen Spannungsniveau für Baustahl $f_{amax,ocr}$ ermittelt werden:

$$0,9 \cdot \eta_{fi,t} = \frac{f_{amax,ocr}}{f_{ay,20^\circ C}};$$

mit $\eta_{fi,t} = E_{fi,d,t} / R_d$ und $E_{fi,d,t} = \eta_{fi} \cdot E_d$ gemäß Abschn. 4.1(8)P und Abschn. 2.4.4. (4).

- (4) Die Temperaturerhöhung im Stahlquerschnitt darf gemäß Abschn. 4.3.3.2(3) oder (5) mit dem Profilmfaktor A_m/V für dreiseitige Brandbeanspruchung des Stahlquerschnittes bestimmt werden.

4.3.3.4 Tragverhalten - Modell der Momententragfähigkeit

- (1) Alternativ zu Abschn. 4.3.3.3 sowie für Träger mit Querschnittshöhen größer 500 mm oder mit Betondeckendicken kleiner als 120 mm darf die Momententragfähigkeit nach der Plastizitätstheorie unter Berücksichtigung temperaturabhängiger Werkstoffeigenschaften berechnet werden.
- (2) Im Hinblick auf die Begrenzung der maximalen Betonverformungen gelten die Regeln nach ENV 1992-1-2.
- (3) Die positive Momententragfähigkeit darf nach Anhang D (normativ) berechnet werden.

4.3.3.5 Nachweis der Dübeltragfähigkeit

- (1) Der Bemessungswert der Dübeltragfähigkeit automatisch geschweißter Kopfbolzendübel im Brandfall ist sowohl für Beton- als auch für Verbunddecken nach ENV 1994-1-1 zu ermitteln, jedoch ist der Teilsicherheitsbeiwert γ_v durch $\gamma_{M,fi,v}$ zu ersetzen; maßgebend ist der geringere der folgenden Werte:

$$P_{fi,Rd} = P_{Rd} \cdot k_{max,\theta} \text{ mit } P_{Rd} \text{ nach ENV 1994-1-1 Gl. 6.13 oder}$$

$$P_{fi,Rd} = P_{Rd} \cdot k_{c,\theta} \text{ mit } P_{Rd} \text{ nach ENV 1994-1-1 Gl. 6.14.}$$

Dabei sind die Werte für $k_{max,\theta}$ und $k_{c,\theta}$ Tabelle 3.2 bzw. 3.3 zu entnehmen.

- (2) Die Temperatur θ_v [°C] des Kopfbolzendübels darf zu 80% und die Betontemperatur θ_c zu 40% der Stahltemperatur des oberen Flansches vom Stahlquerschnitt angenommen werden.

4.3.4 Verbundträger mit kammerbetonierten Stahlträgern

4.3.4.1 Allgemeines

- (1) Die Regeln des Abschnitts 4.3.4 gelten für die Berechnung der Momententragfähigkeit kammerbetonierter Stahlträger, die im Verbund mit einer Betondecke liegen. Unter Berücksichtigung der verminderten Festigkeiten der einzelnen Querschnittsteile im Brandfall wird die Plastizitätstheorie angewendet.
- (2) Der folgende Nachweis des Feuerwiderstandes von Verbundträgern mit kammerbetonierten Stahlträgern gemäß Bild 1.5 gilt für Einfeld- und Durchlaufträger sowie für Kragarmbereiche.
- (3) Diese Methode ermöglicht die Klassifizierung von Verbundträgern in die Feuerwiderstandsklassen R30, R60, R90, R120 oder R180.
- (4) Diese Methode gilt in Verbindung mit Verbunddecken mit
- Trapezprofilblechen mit Wärmedämmmaterial in den Hohlräumen über dem Obergurt
 - hinterschnittenen Stahlprofilblechen
- oder falls Abschn. 1.1(6) erfüllt ist.
- (5) Bezüglich der Deckendicken h_c (s. Bild 4.4) sollten die Mindestdicken der Tab. 4.11 eingehalten werden. Die Tabelle gilt für Beton- und Verbunddecken.

Tabelle 4.11 Mindestdicke der Decke in Abhängigkeit von der Feuerwiderstandsklasse

Feuerwiderstandsklasse	Mindestdicke der Decke h_c [mm]
R30	60
R60	80
R90	100
R120	120
R180	150

- (6) Die Mindestwerte der Tabelle 4.12 für die Höhe h des Stahlquerschnitts, die Breite b_c und die Fläche $h \cdot b_c$ sollten eingehalten werden.

[Anmerkung: Die Breite b_c ist der kleinere Wert entweder der Breite b des unteren Flansches oder der Breite des Kammerbetons einschließlich der Stegdicke e_w (s. Bild 4.4).]

Tabelle 4.12

Feuerwiderstandsklasse	Mindestprofilhöhe h und Mindestbreite b_c [mm]	Mindestfläche $h \cdot b_c$ [mm ²]
R30	120	17500
R60	150	24000
R90	170	35000
R120	200	50000
R180	250	80000

- (7) Die Stegdicke e_w sollte kleiner als 1/10 der Breite b_c sein.
- (8) Die Flanschdicke e_f sollte kleiner als 1/8 der Höhe h des Stahlquerschnitts sein.
- (9) Bezüglich ähnlicher vereinfachter Berechnungsverfahren wie in Abschn. 4.3.4 siehe Abschn. 4.1(4).

4.3.4.2 Erwärmung des Querschnitts

- (1)P Die Auswirkungen der erhöhten Temperaturen auf die Werkstoffkennwerte sind entweder durch Reduktion der Abmessungen einzelner Querschnittsteile oder durch Reduktionsfaktoren für die charakteristischen mechanischen Kennwerte gemäß Anhang E (normativ) zu berücksichtigen.
- (2)P Es ist anzunehmen, daß die Dübeltragfähigkeit der auf den oberen Flansch geschweißten Dübel unvermindert bleibt, solange die Dübel innerhalb der wirksamen Breite des oberen Flansches ($b - 2b_f$) gemäß Anhang E Abschn. E.1(4) befestigt sind (s. Bild 4.4).

4.3.4.3 Tragverhalten

- (1) Bei gelenkig gelagerten Einfeldträgern sollte das maximale positive Moment infolge äußerer Last der positiven Momenten Tragfähigkeit gemäß Abschn. 4.3.4.4 gegenübergestellt werden.
- (2) Für die Berechnung der positiven Momenten Tragfähigkeit $M_{fi,Rd}^+$ darf Bild 4.4 berücksichtigt werden.

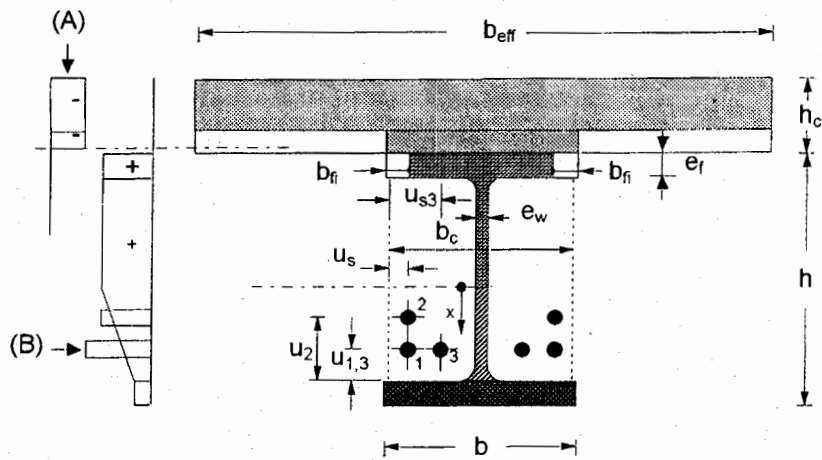


Bild 4.4

[Anmerkung: zu Bild 4.4: (A) Beispiel für die Spannungsverteilung im Beton
(B) Beispiel für die Spannungsverteilung im Stahl]

- (3)P Für Felder von Durchlaufträgern müssen die positive Momententragfähigkeit in Feldmitte und die negativen Momententragfähigkeiten an jedem Auflager nach den Abschnitten 4.3.4.4 und 4.3.4.5 berechnet werden.
- (4) Für die Berechnung der negativen Momententragfähigkeit $M_{fi,Rd}^-$ darf Bild 4.5 berücksichtigt werden.
- (5) Bei der Berechnung der Momententragfähigkeit für die unterschiedlichen Feuerwiderstandsklassen dürfen die folgenden mechanischen Werkstoffkennwerte nach Anhang E angenommen werden:
- für die Stahlquerschnitte, die Streckgrenze $f_{ay,20^\circ C}$, ggfs. reduziert;
 - für die Bewehrungsstäbe, die reduzierte Streckgrenze $k_r \cdot f_{ry,20^\circ C}$ oder $k_s \cdot f_{sy,20^\circ C}$;
 - für den Beton, die Zylinder-Druckfestigkeit $f_{c,20^\circ C}$.

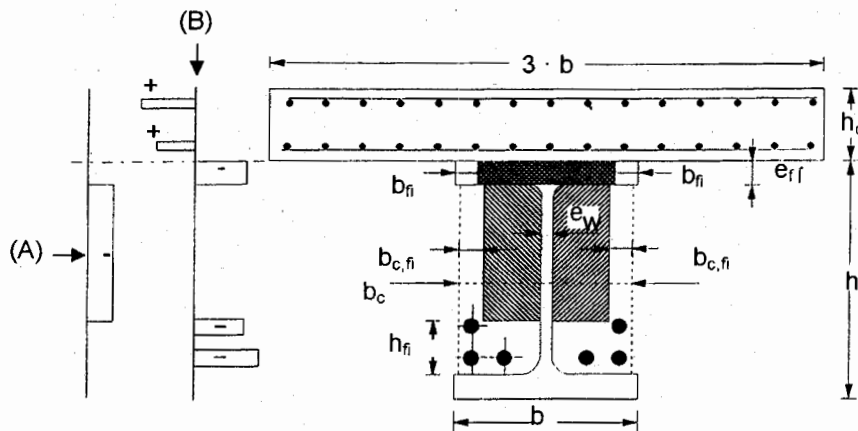


Bild 4.5

[Anmerkung: zu Bild 4.5: (A) Beispiel für die Spannungsverteilung im Beton
(B) Beispiel für die Spannungsverteilung im Stahl]

- (6)P Die Bemessungswerte der mechanischen Werkstoffkenngrößen in Regel (5) werden unter Anwendung der Teilsicherheitsbeiwerte für Werkstoffe gemäß Abschn. 2.3(3)P ermittelt.
- (7) Träger, die bei der Bemessung für Normaltemperatur als gelenkig gelagerte Einfeldträger betrachtet werden, dürfen im Brandfall als Durchlaufträger angesehen werden, wenn Abschn. 5.4.1(5) erfüllt ist.

4.3.4.4 Positive Momententragfähigkeit $M_{fi,Rd+}$

- (1) Die Breite b_{eff} der Betondecke sollte mit der nach ENV 1994-1-1 Abschn. 4.2.2 angenommenen mittragenden Breite übereinstimmen.
- (2) Bei der Berechnung der positiven Momententragfähigkeit sollten der gedrückte Deckenbeton, der obere Stahlflansch, der Stahlsteg, der untere Stahlflansch und die Bewehrungsstäbe berücksichtigt werden. Für jeden Querschnittsteil enthält der Anhang E eine entsprechende Regelung, die die Auswirkungen der Temperatur beschreibt. Der zugbeanspruchte Deckenbeton und der Kammerbeton sollten vernachlässigt werden (s. Bild 4.4).
- (3) Auf Grundlage der maßgebenden Gleichgewichtsbedingungen und auf Grundlage der Plastizitätstheorie darf die neutrale Achse bestimmt und die positive Momententragfähigkeit berechnet werden.

4.3.4.5 Negative Momententragfähigkeit $M_{fi,Rd-}$

- (1) Die mittragende Breite der Betondecke wird auf die dreifache Breite des Stahlquerschnittes vermindert (s. Bild 4.5). Die mittragende Breite bestimmt die anrechenbaren Bewehrungsstäbe.
- (2) Bei der Berechnung der negativen Momententragfähigkeit sollten die Bewehrungsstäbe in der Betondecke, der obere Stahlflansch - ausgenommen es gilt Regel (4) - und der gedrückte Kammerbeton berücksichtigt werden. Für jeden Querschnittsteil enthält der Anhang E eine entsprechende Regelung, die die Auswirkungen der Temperatur beschreibt. Der zugbeanspruchte Deckenbeton, der Steg und der untere Stahlflansch sollten vernachlässigt werden. Der Steg sollte nicht angesetzt werden, da er die Querkraft aufnimmt (s. Anhang E Abschnitt E.2(6) und (7)).
- (3) Die Bewehrungsstäbe im Kammerbeton dürfen auf Druck mitwirken und bei der Berechnung der negativen Momententragfähigkeit angesetzt werden (s. Anhang E), wenn die zugehörigen Bügel die betreffenden Anforderungen zur Sicherung der Bewehrungsstäbe gegen örtliches Ausknicken gemäß ENV 1992-1-1 erfüllen und wenn entweder Stahlquerschnitt und Bewehrungsstäbe am Auflager durchlaufen oder Abschn. 5.4.1(5) gilt.
- (4) Bei gelenkig gelagerten Einfeldträgern gemäß Abschn. 5.4.1(5) sollte der obere Flansch, wenn er zugbeansprucht ist, nicht in Rechnung gestellt werden.
- (5) Auf Grundlage der maßgebenden Gleichgewichtsbedingungen und auf Grundlage der Plastizitätstheorie darf die neutrale Achse bestimmt und die negative Momententragfähigkeit berechnet werden.
- (6)P Die Verfahren der Plastizitätstheorie gelten für die Kombination positiver und negativer Momente.
- (7) Bei Verbundträgern mit kammerbetonierten Stahlträgern darf ein Biegedrillknickversagen im Brandfall ausgeschlossen werden.

4.3.5 Stahlträger mit Kammerbeton

- (1) Die Regeln des Abschn. 4.3.4 dürfen auf kammerbetonierte Stahlträger unterhalb von Betondecken ohne Schubverbindung gemäß Bild 1.3 angewendet werden, wenn die Tragfähigkeit der bewehrten Betondecke nicht angesetzt wird.
- (2) Regel (1) darf auch angewendet werden, wenn keine Decke vorhanden ist, der obere Stahlflansch jedoch durch Wärmedämmung geschützt ist.
- (3) Bezüglich ähnlicher vereinfachter Berechnungsverfahren wie in Abschn. 4.3.4 siehe Abschn. 4.1(4).

4.3.6 Verbundstützen**4.3.6.1 Tragverhalten**

- (1)P Die nachfolgend beschriebenen vereinfachten Berechnungsverfahren dürfen nur auf Stützen in ausgesteiften Tragwerken angewendet werden.
- (2)P In vereinfachten Berechnungsverfahren muß der Bemessungswert der Grenznormalkraft von Verbundstützen unter zentrischem Druck im Brandfall wie folgt ermittelt werden:

$$N_{fi,Rd} = \chi \cdot N_{fi,pl,Rd}, \text{ darin sind}$$

χ Reduktionsfaktor nach der Knickspannungskurve c gemäß ENV 1993-1-1 Abschn. 5.5.1 in Abhängigkeit vom bezogenen Schlankheitsgrad $\bar{\lambda}_\theta$.

$N_{fi,pl,Rd}$ Bemessungswert der plastischen Grenznormalkraft im Brandfall.

- (3) Verbundstützenquerschnitte dürfen in mehrere Teile untergliedert werden, die das Stahlprofil "a", die Bewehrungsstäbe "s" und den Beton "c" beschreiben.
- (4) Der Bemessungswert der plastischen Grenznormalkraft im Brandfall ist gegeben durch:

$$N_{fi,pl,Rd} = \sum_j (A_{a,\theta} \cdot f_{amax,0}) / \gamma_{M,fi,a} + \sum_k (A_{s,0} \cdot f_{smax,0}) / \gamma_{M,fi,s} + \sum_m (A_{c,0} \cdot f_{c,0}) / \gamma_{M,fi,c}$$

wobei $A_{i,0}$ die Fläche des jeweiligen Querschnittsteiles ist.

- (5) Die wirksame Biegesteifigkeit wird berechnet nach:

$$(EI)_{fi,eff} = \sum_j (\varphi_{a,0} \cdot \bar{E}_{a,0} \cdot I_{a,0}) + \sum_k (\varphi_{s,0} \cdot \bar{E}_{s,0} \cdot I_{s,0}) + \sum_m (\varphi_{c,0} \cdot E_{c,sec,0} \cdot I_{c,0}), \text{ darin sind}$$

$I_{i,0}$ Trägheitsmoment des reduzierten Querschnittsteiles i um die schwache oder starke Achse

$\varphi_{i,0}$ Reduktionskoeffizient zur Erfassung temperaturbedingter Zwängungsspannungen s. Anhang F Abschn. F.6(1) (normativ).

- (6) Die Euler-Knicklast oder kritische Normalkraft im Brandfall ist:

$$N_{fi,cr} = \pi^2 (EI)_{fi,eff} / \ell_0^2, \text{ mit}$$

ℓ_0 Knicklänge der Stütze im Brandfall.

- (7) Der bezogene Schlankheitsgrad ist gegeben durch:

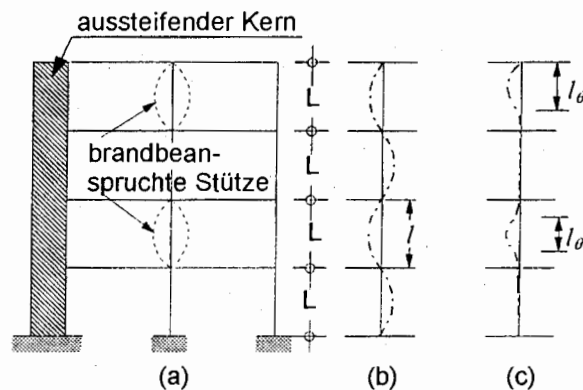
$$\bar{\lambda}_0 = \sqrt{N_{fi,pl,R} / N_{fi,cr}}, \text{ mit}$$

$N_{fi,pl,R}$ Wert von $N_{fi,pl,Rd}$ nach Regel (4) mit den Teilsicherheitsbeiwerten $\gamma_{M,fi,a}$, $\gamma_{M,fi,s}$ und $\gamma_{M,fi,c}$ gleich 1,0.

- (8) Zur Bestimmung der Knicklänge
- l_0
- der Stützen gelten die Regeln von ENV 1994-1-1 mit folgender Ausnahme:

Stützen in einem betrachteten Stockwerk, die vollständig an die darüber und darunter liegenden Stützen angeschlossen sind, dürfen in diesen Verbindungen als eingespannt angesehen werden, wenn die Feuerwiderstandsklassen der raumabschließenden Bauteile, die die Stockwerke trennen, mindestens gleich der Feuerwiderstandsklasse der Stützen sind.

- (9) Im Falle von Rahmentragwerken in Verbundbauweise, bei denen jedes Stockwerk als ein Brandabschnitt mit ausreichendem Feuerwiderstand angesehen werden darf, bedeutet die obige Regel, daß die Knicklängen von Stützen eines brandbeanspruchten mittleren Stockwerks gleich der 0,5-fachen Systemlänge
- L
- sind. Stützen im obersten Stockwerk haben im Brandfall Knicklängen gleich der 0,7-fachen Systemlänge (s. Bild 4.6).



- a) Schnitt durch das Gebäude
b) Knickfigur bei Raumtemperatur
c) Knickfigur im Brandfall

Bild 4.6: Tragverhalten von Stützen in ausgesteiften Rahmentragwerken

4.3.6.2 Stahlquerschnitte mit Kammerbeton

- (1) Der Feuerwiderstand von Stützen mit kammerbetonierten Stahlquerschnitten nach Bild 1.7 sollte durch das Berechnungsverfahren gemäß Anhang F (normativ) nachgewiesen werden; es gilt für Knicken und Biegung um die schwache Achse des Stahlquerschnitts.
- (2) Das Berechnungsverfahren nach Anhang F sollte nur unter folgenden Bedingungen angewendet werden:

	Knicklänge l_0	≤	13,5 b
230 mm ≤	Höhe des Querschnittes h	≤	1100 mm
230 mm ≤	Breite des Querschnittes b	≤	500 mm
1 % ≤	Bewehrungsgrad	≤	6 %
	Feuerwiderstandsklasse	≤	120 min

- (3) Zusätzlich zu Regel (2) sollte die Mindestquerschnittsabmessung b oder h für die Feuerwiderstandsklassen R90 und R120 auf 300 mm begrenzt sein.
- (4) Für das Berechnungsverfahren nach den Regeln (1), (2) und (3) sollte die maximale Knicklänge in folgenden Fällen auf $10 \cdot b$ begrenzt sein:
- bei R60, für $230 \text{ mm} \leq b < 300 \text{ mm}$ oder für $h/b > 3$ und
 - bei R90 und R120 für $h/b > 3$.
- (5) Für exzentrische Lasten gilt Anhang F Abschn. F7.
- (6) Bezüglich Konstruktionsdetails wird auf die Abschn. 5.1, 5.3.1 und 5.4 verwiesen.
- (7) Bezüglich ähnlicher vereinfachter Berechnungsverfahren wie dem von Anhang F siehe Abschn. 4.1(4).

4.3.6.3 Ungeschützte betongefüllte Hohlprofile

- (1) Der Feuerwiderstand von Stützen mit ungeschützten, betongefüllten, rechteckigen oder runden Hohlprofilen sollte durch das Berechnungsverfahren gemäß Anhang G (informativ) nachgewiesen werden.
- (2) Das Berechnungsverfahren nach Anhang G sollte für rechteckige oder runde Querschnitte nur unter folgenden Bedingungen angewendet werden:

	Knicklänge l_0	$\leq 4,5 \text{ m}$
$140 \text{ mm} \leq$	Breite b oder Durchmesser des Querschnittes	$\leq 400 \text{ mm}$
$C20/25 \leq$	Betonfestigkeit	$\leq C40/50$
$0\% \leq$	Bewehrungsgrad	$\leq 5\%$
	Feuerwiderstandsklasse	$\leq 120 \text{ min.}$

- (3) Für exzentrische Lasten gilt Anhang G Abschn. G4.
- (4) Bezüglich Konstruktionsdetails wird auf die Abschn. 5.1, 5.3.2 und 5.4 verwiesen.
- (5) Bezüglich ähnlicher vereinfachter Berechnungsverfahren wie dem von Anhang G siehe Abschn. 4.1(4).

4.3.6.4 Geschützte betongefüllte Hohlprofile

- (1) Der Feuerwiderstand betongefüllter Hohlprofile darf erhöht werden, indem Schutzsysteme auf die Oberfläche des Stahlprofils zur Minderung des Wärmeübergangs appliziert werden.
- (2) Die Eigenschaften der für betongefüllte Hohlprofile eingesetzten Schutzsysteme sollten gemäß nachfolgender Vorschriften nachgewiesen werden:
- EN yyy 5-1B für senkrechte Abschirmungen;
 - EN yyy 5-4B für Bekleidungen oder Anstriche.
- (3) Das Traglastkriterium "R" ist erfüllt, wenn die Temperatur des Hohlprofiles niedriger als 350°C ist.

4.4 Allgemeine Berechnungsverfahren

4.4.1 Grundlagen der Berechnung

- (1)P Allgemeine Berechnungsverfahren müssen eine wirklichkeitstreue Beschreibung des Tragwerks im Brandfall liefern. Sie müssen auf grundlegenden physikalischen Gesetzen aufbauen, so daß sie zu einer zuverlässigen Modellierung des zu erwartenden Verhaltens der maßgebenden Bauteile im Brandfall führen.

[Anmerkung: Im Vergleich zu Tabellen und vereinfachten Berechnungsverfahren liefern allgemeine Berechnungsverfahren bessere Modelle des wirklichen Verhaltens im Brandfall.]

- (2) Allgemeine Berechnungsverfahren dürfen auf Einzelbauteile, auf Teil- und Gesamttragwerke angewendet werden.
- (3) Allgemeine Berechnungsverfahren dürfen auf jede Art von Querschnitt angewendet werden.
- (4) Allgemeine Berechnungsverfahren dürfen getrennte Berechnungsverfahren enthalten für:
- die Entwicklung und Verteilung der Bauteiltemperaturen (thermische Analyse) und
 - das mechanische Tragwerksverhalten oder eines Teils (mechanische Analyse).
- (5)P Jede mögliche Versagensform, die durch das allgemeine Berechnungsverfahren nicht erfaßt wird (einschließlich örtliches Beulen, ungenügende Rotationskapazität, Betonabplatzungen oder Schubversagen), muß durch geeignete Maßnahmen ausgeschlossen werden.
- (6)P Allgemeine Berechnungsverfahren müssen angewendet werden, wenn Daten zur Spannungs- und Dehnungsentwicklung, zu Verformungen und/oder zu Temperaturfeldern erforderlich sind.
- (7) Allgemeine Berechnungsverfahren dürfen mit jeder Aufheizungskurve angewendet werden, wenn die Werkstoffkennwerte für die maßgebenden Temperaturbereiche bekannt sind.

4.4.2 Thermische Analyse

- (1)P Allgemeine Berechnungsverfahren für die thermische Analyse müssen auf anerkannten Prinzipien und Annahmen der Theorie der Wärmeübertragung beruhen.
- (2)P Die thermische Analyse muß berücksichtigen:
- die maßgebenden Wärmeeinwirkungen gemäß ENV 1991-2-2 und
 - die Temperaturabhängigkeit der thermischen Werkstoffkennwerte gemäß Abschn. 3.3.
- (3) Die Auswirkungen ungleichmäßiger Wärmeeinwirkungen und der Wärmeübertragung auf angrenzende Bauwerksteile dürfen berücksichtigt werden, falls es angemessen ist.
- (4) Einflüsse von Feuchtigkeitsgehalt und Feuchtigkeitstransport in Beton und Brandschutzmaterialien dürfen auf der sicheren Seite liegend vernachlässigt werden.

4.4.3 Mechanische Analyse

- (1)P Allgemeine Berechnungsverfahren für die mechanische Analyse müssen auf anerkannten Prinzipien und Annahmen der Theorie der Baumechanik mit Berücksichtigung der Temperatureinwirkungen beruhen.
- (2)P Falls erforderlich, muß die mechanische Analyse auch folgendes berücksichtigen:

- gemeinsame Wirkungen von mechanischen Einwirkungen, geometrischen Imperfektionen und Wärmeeinwirkungen;
- temperaturabhängige mechanische Werkstoffkennwerte gemäß Abschnitt 3.2;
- geometrisch nichtlineare Effekte;
- Auswirkungen nichtlinearer Werkstoffeigenschaften, einschließlich der Auswirkungen von Entlastungen auf die Struktursteifigkeit.

(3)P Die Auswirkungen thermisch bedingter Dehnungen und Spannungen sowohl infolge Temperaturerhöhung als auch infolge von Temperaturdifferenzen müssen berücksichtigt werden.

(4) Falls die Spannungs-Dehnungsbeziehungen nach Abschn. 3.2 angewendet werden, muß der Einfluß von Hochtemperaturkriechen nicht gesondert berücksichtigt werden (s. Abschn. 3.1(3)).

(5)P Die Verformungen im Grenzzustand, die sich aus dem Berechnungsverfahren ergeben, müssen angemessen begrenzt werden, um sicherzustellen, daß die Kompatibilität zwischen allen Tragwerksteilen aufrechterhalten bleibt.

4.4.4 Gültigkeitsprüfung der allgemeinen Berechnungsverfahren

(1)P Die Gültigkeit jedes allgemeinen Berechnungsverfahrens muß unter Anwendung der Regeln (2)P und (4)P nachgewiesen werden.

(2)P Eine Gültigkeitsprüfung der Berechnungsergebnisse muß auf der Grundlage maßgebender Versuchsergebnisse erfolgen.

(3) Berechnungsergebnisse können sich auf Verformungen, Temperaturen und Feuerwiderstandsdauern beziehen.

(4)P Eine Sensibilitätsstudie der kritischen Parameter muß durchgeführt werden, die es erlaubt zu beurteilen, ob das Berechnungsverfahren mit solider Ingenieurpraxis übereinstimmt.

(5) Kritische Parameter können sich auf die Knicklänge, die Bauteilgröße, den Lastausnutzungsgrad usw. beziehen.

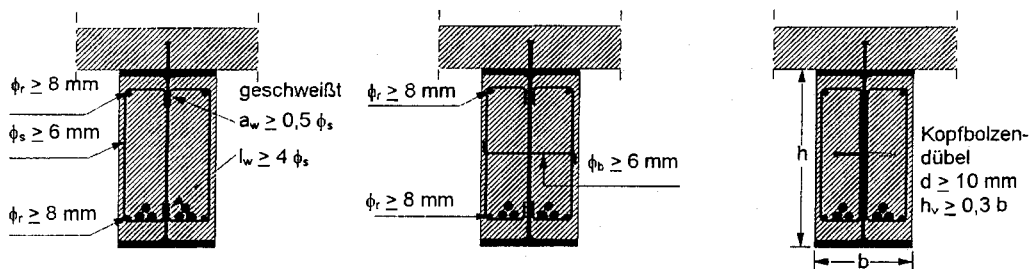
5. Konstruktionsdetails

5.1 Einleitung

- (1)P Die bauliche Durchbildung muß den anforderungsgemäßen Verbund zwischen Stahl und Beton für Verbundstützen und Verbundträger sowohl unter Normaltemperatur als auch im Brandfall sicherstellen.
- (2)P Kann der Verbund im Brandfall nicht aufrechterhalten werden, muß entweder der Stahl- oder der Betonteil des Verbundquerschnittes für sich allein die Brandschutzanforderungen erfüllen.
- (3) Bei betongefüllten Hohlprofilen und teilweise einbetonierten (z.B. kammerbetonierten) Querschnitten sollten die Dübel nicht direkt an den beflamnten Teilen des Stahlquerschnittes angebracht werden.
- (4) Bei geschweißten Querschnitten sollten direkt beflamnte Stahlteile so an geschützte Stahlteile angeschweißt werden, daß die volle Tragfähigkeit des dünneren Teiles erreicht wird.
- (5) Bei brandbeanspruchten Betonoberflächen sollte die Betondeckung der Bewehrungsstäbe gemäß ENV 1992-1-1 Abschn. 4.1.3.3 mindestens 20 mm, jedoch höchstens 50 mm für jede Bewehrung betragen. Diese Forderung dient dem Schutz gegen Abplatzungen im Brandfall.
- (6) Falls Beton lediglich isolierende Funktion zu erfüllen hat, sind Betonstahlmatten mit maximalen Stababständen von 250 mm in beiden Richtungen um den Querschnitt herum anzuordnen und es ist Regel (5) zu erfüllen.

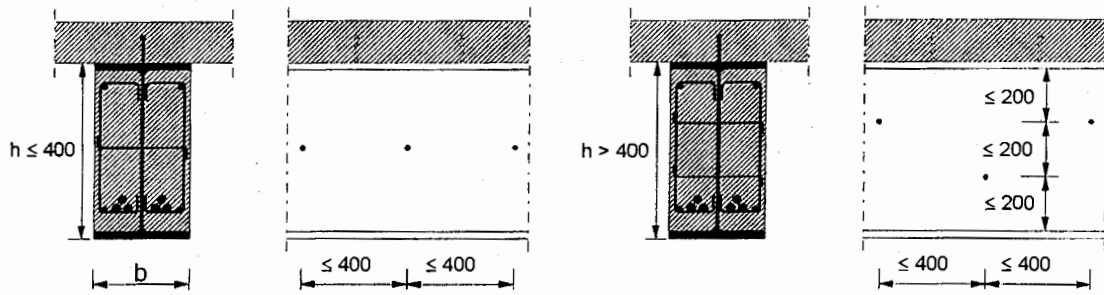
5.2 Verbundträger

- (1)P Bei Verbundträgern aus Stahlträgern mit ausbetonierten Kammern muß der Beton zwischen den Flanschen bewehrt und mit dem Steg des Stahlquerschnitts verbunden werden.
- (2) Der Kammerbeton sollte mit Bügeln mit einem Mindestdurchmesser ϕ_s von 6 mm oder mit Betonstahlmatten mit einem Mindestdurchmesser von 4 mm bewehrt werden. Die Betondeckung der Bügel sollte 35 mm nicht überschreiten. Der Abstand zwischen den Bügeln sollte 250 mm nicht überschreiten. In den Ecken der Bügel ist eine Längsbewehrung mit einem Mindestdurchmesser ϕ_r von 8 mm anzuordnen (s. Bild 5.1).



- a) Anschweißen der Bügel an den Profilsteg
- b) Stechhaken durch Löcher im Profilsteg führen und am Bügel befestigen
- c) Anschweißen von Kopfbolzendübeln an den Profilsteg

Bild 5.1: Maßnahmen zur Sicherung des Verbundes zwischen Stahlprofil und Kammerbeton



a) Höhe des Stahlquerschnitts $h \leq 400$ mm

b) Höhe des Stahlquerschnitts $h > 400$ mm

Bild 5.2: Anordnung von Steckhaken oder Dübeln zur Sicherung des Verbundes zwischen Stahlprofil und Kammerbeton

- (3) Der Kammerbeton darf mit dem Steg durch eine Kehlnaht zwischen Bügel und Steg mit einer Mindestdicke von $a_w \geq 0,5 \cdot \phi_s$ und einer Mindestlänge von $l_w \geq 4 \cdot \phi_s$ (s. Bild 5.1a) verbunden werden.
- (4) Der Kammerbeton darf mit dem Steg durch Steckhaken, die durch Löcher im Steg gesteckt werden oder beidseitig an den Steg geschweißte Kopfbolzendübel unter folgenden Bedingungen verbunden werden (s. Bild 5.1b und Bild 5.1c):
 - Minstdurchmesser der Kopfbolzendübel $d \geq 10$ mm, Mindestlänge der Kopfbolzendübel $h_v \geq 0,3 \cdot b$;
 - Minstdurchmesser der Steckhaken $\phi_b \geq 6$ mm;
 - Steckhaken und Kopfbolzendübel werden für Stahlquerschnitte bis zu einer Höhe von 400 mm wie in Bild 5.2a und für Stahlquerschnitte mit einer Höhe über 400 mm wie in Bild 5.2b angeordnet.

5.3 Verbundstützen

5.3.1 Verbundstützen mit Kammerbeton

- (1)P Der Kammerbeton muß mit dem Steg entweder durch Bügel oder Dübel verbunden werden (s. Bild 5.1).
- (2) Bügel sollten mit dem Steg verschweißt oder durch Löcher durch den Steg hindurch gesteckt werden. Dübel sollten auf den Steg geschweißt werden.
- (3) Die Abstände der Dübel oder Bügel sollten in Stützenlängsrichtung nicht größer als 500 mm sein. Im Bereich der Lasteinleitung sind die Abstände entsprechend ENV 1994-1-1 zu verringern.
- (4) Bei Stahlquerschnittshöhen h größer als 400 mm sind Dübel und Bügel gemäß Anhang F Bild F.2 zu wählen.

5.3.2 Verbundstützen aus betongefüllten Hohlprofilen

- (1)P Zwischen den Trägeranschlüssen bedarf es keiner zusätzlichen Verdübelung über die Stützenlänge.
- (2) Die Zusatzbewehrung sollte mittels Bügel und Abstandshalter befestigt werden.
- (3) Die Bügelabstände in Stützenlängsrichtung sollten das 15-fache des kleinsten Durchmessers der Längsbewehrung nicht überschreiten.

(4)P Die Stahl-Hohlquerschnitte müssen in jedem Geschoß am Stützenkopf und am -fuß je ein Loch mit einem Mindestdurchmesser von 20 mm erhalten.

(5) Der Abstand dieser Löcher sollte 5 m nicht überschreiten.

5.4 Anschlüsse von Verbundträgern an Verbundstützen

5.4.1 Allgemeines

(1)P Die Träger-Stützen-Anschlüsse müssen so bemessen und konstruiert sein, daß sie im Hinblick auf ihre Tragfähigkeit den gleichen Feuerwiderstand erreichen wie die miteinander verbundenen Bauteile.

(2) Eine Möglichkeit, dies für brandgeschützte Bauteile zu erreichen, ist, den gleichen Brandschutz wie für die zu verbindenden Bauteile zu verwenden.

(3) Verbundträger und -stützen dürfen mit Knaggen oder Laschen verbunden werden, die mit dem Stahlquerschnitt der Verbundstütze verschweißt sind. Die Träger werden auf den Knaggen gelagert oder ihre Stege werden mit den Laschen verschraubt.

(4) Wenn Anschlüsse entsprechend Bild 5.4 bis 5.6 ausgeführt werden, erfüllt ihr Feuerwiderstand die gleichen Anforderungen wie die angrenzenden Bauteile.

(5) Bei gelenkig gelagerten Einfeldträgern unter Normaltemperatur kann sich im Brandfall ein Stützmoment am Auflager bilden, wenn die Deckenbewehrung geeignet ist, eine Durchlaufwirkung zu gewährleisten und wenn eine wirksame Übertragung der Druckkraft durch die Stahlverbindung (s. Bild 5.3) sichergestellt ist.

(6) Stützmomente können sich gemäß Regel (5) und Bild 5.3 im Brandfall immer ausbilden bei:

- Spaltbreiten kleiner 10 mm oder
- Spaltbreiten zwischen 10 mm und 15 mm bei Feuerwiderstandsklassen R30 bis R180 und Stützweiten größer als 5 m.

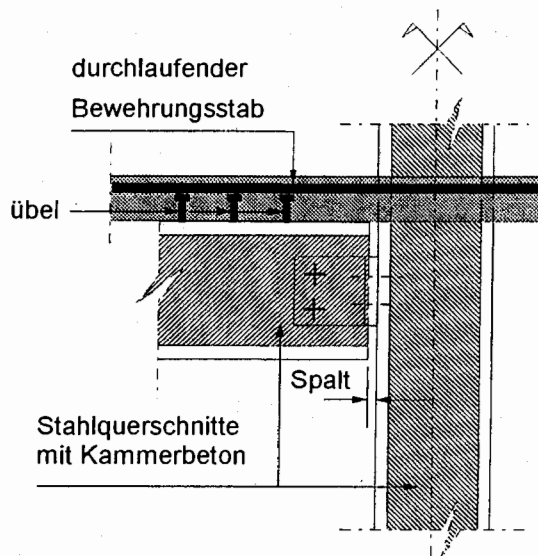


Bild 5.3

5.4.2 Anschlüsse von Verbundträgern an Verbundstützen mit vollständig einbetoniertem Stahlquerschnitt

(1) Knaggen und Laschen dürfen als Auflager für Verbundträger gemäß Bild 5.4 direkt an den Flansch des Stahlprofils der Verbundstütze angeschweißt werden.

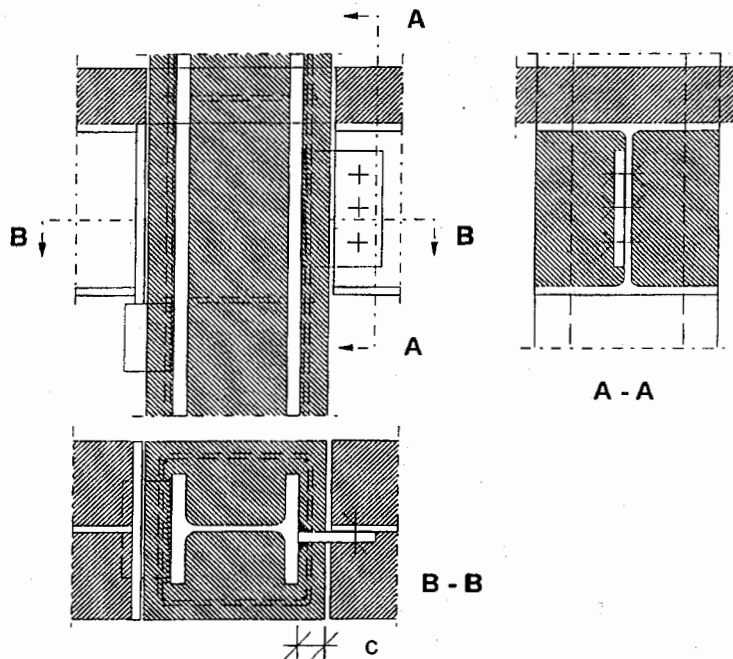


Bild 5.4: Beispiele für Anschlüsse an den vollständig einbetonierten Stahlquerschnitt einer Stütze.

5.4.3 Anschlüsse von Verbundträgern an Verbundstützen mit Kammerbeton

- (1) Bei ungeschützten Knaggen sollten wegen der brandbeanspruchten Schweißnähte zusätzliche Dübel vorgesehen werden (Bild 5.5a). Die Dübel dürfen im Brandfall ohne Minderung der Festigkeit bemessen werden.
- (2) Für Feuerwiderstandsklassen bis R120 sind keine zusätzlichen Dübel erforderlich, wenn folgende Bedingungen erfüllt sind (s. Bild 5.5b):
 - die Mindestdicke der ungeschützten Knagge beträgt 80 mm;
 - die Knagge ist an allen vier Seiten mit dem Stützenflansch ununterbrochen verschweißt;
 - die gegen direkte Strahlung geschützte obere Schweißnaht hat mindestens die 1,5-fache Dicke der umlaufenden Schweißnaht und ist unter Normaltemperatur für mindestens 40% des Bemessungswertes der Querkraft ausgelegt.
- (3) Bei Laschenanschlüssen darf der bleibende Spalt zwischen Träger und Stütze ungeschützt bleiben, wenn er nicht breiter als 10 mm ist (s. Bild 5.5a).
- (4) Andere Anschlußausführungen siehe Abschn. 5.4.1(1)P.

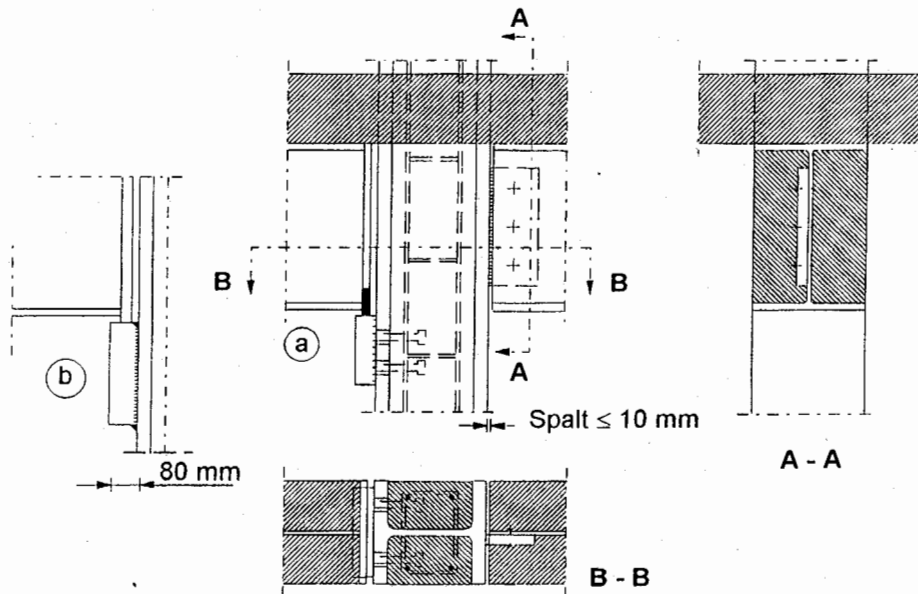
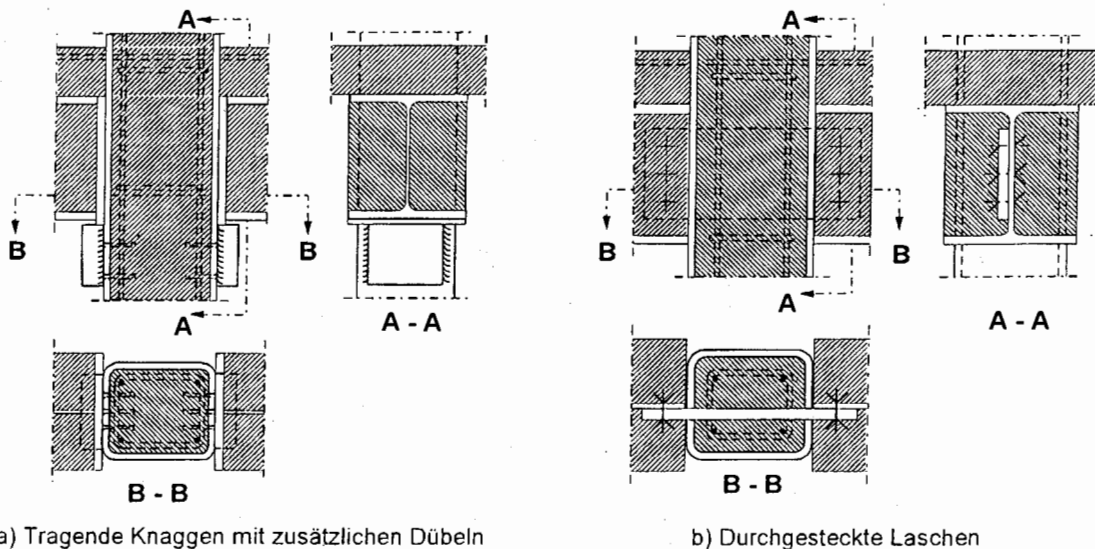


Bild 5.5: Beispiele für Anschlüsse an einem kammerbetonierten Querschnitt

5.4.4 Anschlüsse von Verbundträgern an Verbundstützen aus betongefüllten Hohlprofilen

- (1) Verbundträger dürfen an Verbundstützen aus betongefüllten Hohlprofilen mit Knaggen oder Laschen angeschlossen werden (s. Bild 5.6).
- (2)P Quer- und Zugkräfte müssen mit geeigneten Mitteln vom Träger zum bewehrten Betonkern dieses Typs von Verbundstützen eingeleitet werden.
- (3) Bei Knaggen (Bild 5.6a) sollte die Querkrafteinleitung im Brandfall mit zusätzlichen Dübeln sichergestellt werden, die im Brandfall ohne Minderung der Festigkeit bemessen werden dürfen.
- (4) Bei Laschenanschlüssen (Bild 5.6b) sollten die Laschen den Stützenquerschnitt durchdringen und mit beiden Wandungen verschweißt sein.



a) Tragende Knaggen mit zusätzlichen Dübeln

b) Durchgesteckte Laschen

Bild 5.6: Beispiele für Anschlüsse an betongefüllte Hohlprofile

- (5) Die Zugfestigkeit bei erhöhter Temperatur zur Berücksichtigung der Verfestigung (s. Bild A.3) sollte wie folgt bestimmt werden:

$$\begin{aligned} \theta_a \leq 300^\circ\text{C}: & \quad f_{au,\theta} = 1,25 f_{ay,20^\circ\text{C}} \\ 300^\circ\text{C} < \theta_a < 400^\circ\text{C}: & \quad f_{au,\theta} = f_{ay,20^\circ\text{C}} (2 - 0,0025 \theta_a) \\ \theta_a \geq 400^\circ\text{C}: & \quad f_{au,\theta} = f_{amax,\theta} \end{aligned}$$

- (6) Für Dehnungen $\epsilon_{a,0}$ größer als 2% sollten die Spannungs-Dehnungsbeziehungen bei Berücksichtigung der Verfestigung wie folgt bestimmt werden:

$$\begin{aligned} 2\% < \epsilon_{a,0} < 4\%; & \quad \sigma_{a,\theta} = \left[\frac{f_{au,\theta} - f_{amax,\theta}}{0,02} \right] \cdot \epsilon_{a,0} - f_{au,\theta} + 2 f_{amax,\theta} \\ 4\% \leq \epsilon_{a,0} \leq 15\%; & \quad \sigma_{a,\theta} = f_{au,\theta} \\ 15\% < \epsilon_{a,0} < 20\%; & \quad \sigma_{a,\theta} = f_{au,\theta} \cdot \left[1 - \left(\frac{\epsilon_{a,0} - 0,15}{0,05} \right) \right] \\ \epsilon_{a,0} \geq 20\%; & \quad \sigma_{a,\theta} = 0 \end{aligned}$$

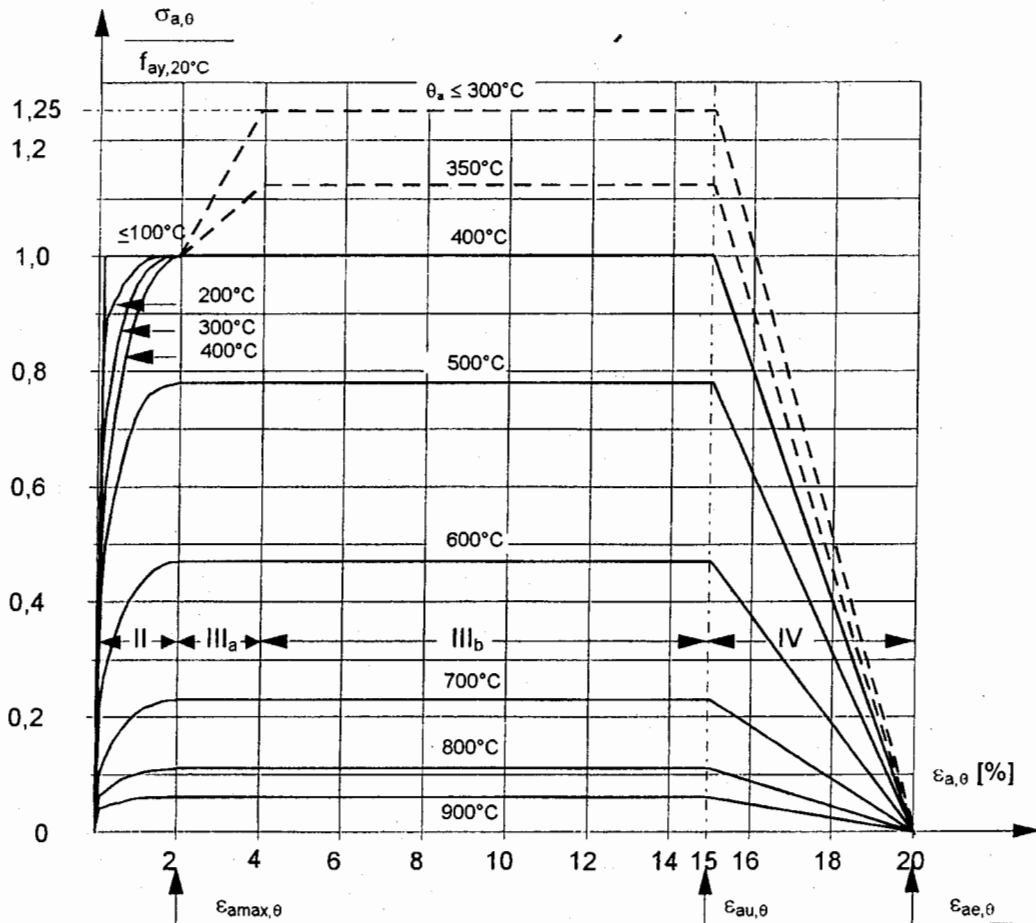


Bild A.2: Graphische Darstellung der Spannungs-Dehnungsbeziehungen von Baustahl bei erhöhten Temperaturen mit Verfestigung

- (7) Die Hauptparameter $\bar{E}_{a,0}$, $f_{ap,\theta}$, $f_{amax,\theta}$ und $f_{au,\theta}$ der ansetzbaren Verfestigung dürfen anhand der Reduktionsfaktoren k_0 nach Bild A.3 bestimmt werden.

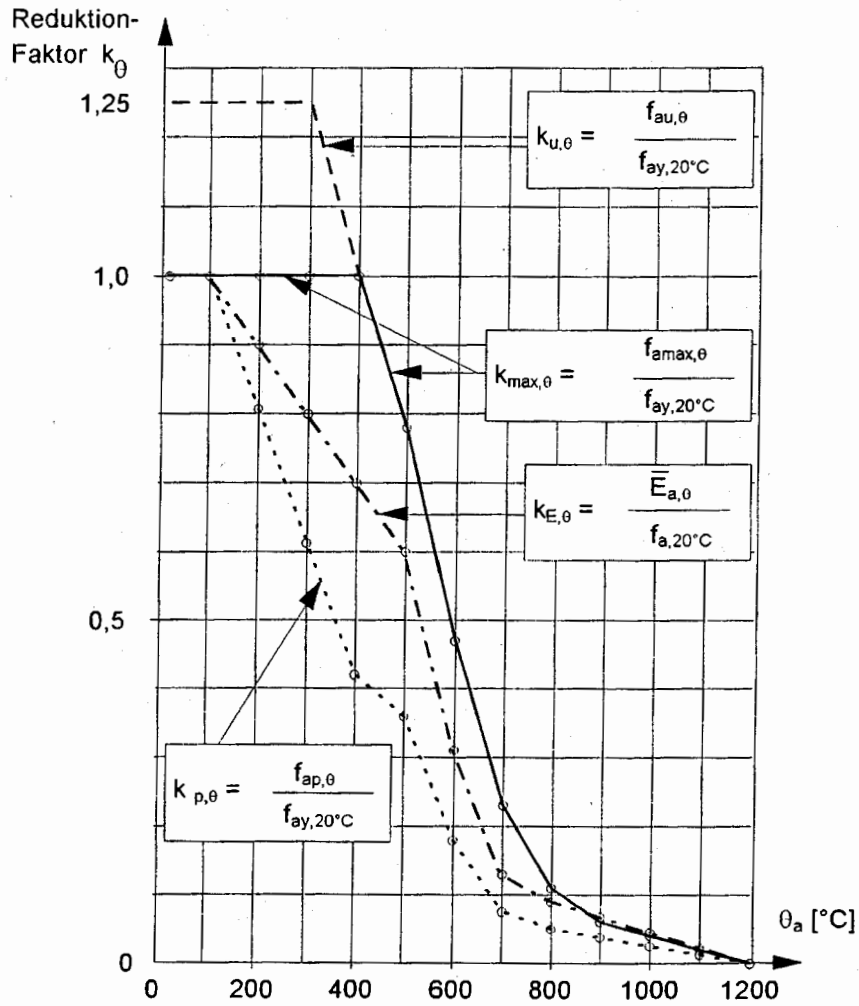


Bild A.3: Reduktionsfaktoren k_0 für die Spannungs-Dehnungsbeziehungen von Baustahl bei erhöhten Temperaturen bei Berücksichtigung der Verfestigung (s. auch Abschn. 3.2.1 Tab. 3.2)

Anhang B Spannungs-Dehnungsbeziehungen von quarzitischem Beton bei erhöhten Temperaturen

[informativ]

- (1) Bild B.1 zeigt eine graphische Darstellung der Spannungs-Dehnungsbeziehungen von quarzitischem Beton bis zu einer maximalen Stauchung von $\varepsilon_{ce,0} = 5,0\%$. Diese Darstellung entspricht der mathematischen Formulierung in Bild 3.2 und den Werten der Tabelle 3.3 gemäß Abschn. 3.2.2.
- (2) Der zulässige Bereich und die empfohlenen Werte für die zur Betondruckfestigkeit $f_{c,0}$ korrespondierende Stauchung $\varepsilon_{cu,0}$ gemäß Bild 3.2 dürfen Tabelle B.1 entnommen werden.
- (3) Die empfohlenen Werte für $\varepsilon_{ce,0}$ dürfen Tabelle B.1 entnommen werden.

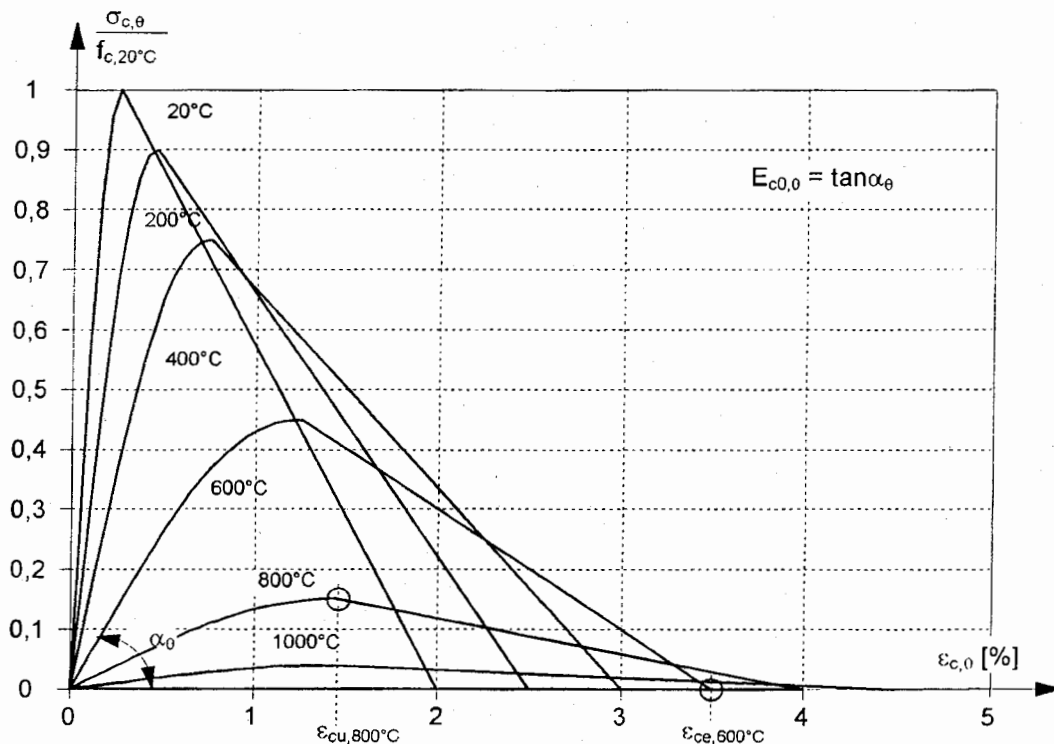
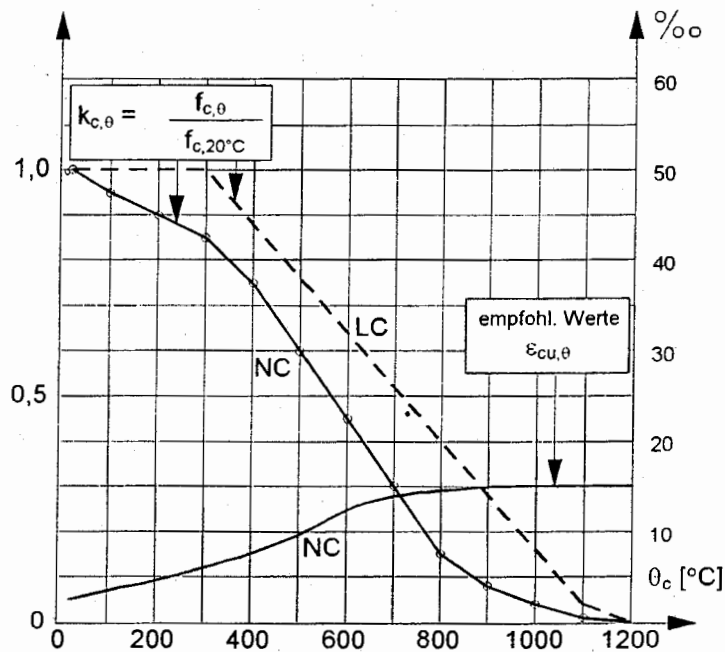


Bild B.1: Graphische Darstellung der Spannungs-Dehnungsbeziehungen von quarzitischem Beton mit linearem abfallenden Ast; eingerechnet sind die empfohlenen Werte für $\varepsilon_{cu,0}$ und $\varepsilon_{ce,0}$ nach Tabelle B.1

- (4) Die Hauptparameter $f_{c,0}$ und $\varepsilon_{cu,0}$ der Spannungs-Dehnungsbeziehungen von quarzitischem Normalbeton und Leichtbeton bei erhöhten Temperaturen sind in Bild B.2 abgebildet.

Tab. B.1: Parameter $\epsilon_{cu,\theta}$ und $\epsilon_{ce,\theta}$ zur Definition des abfallenden Astes der Spannungs-Dehnungsbeziehungen von Beton bei erhöhten Temperaturen

Beton-Temperatur θ_c [°C]	$\epsilon_{cu,\theta} \times 10^{-3}$		$\epsilon_{ce,\theta} \times 10^{-3}$
	zulässiger Bereich	empfohlene Werte	empfohlene Werte
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	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
1000	10 : 25	15,0	45,0
1100	10 : 25	15,0	47,5
1200	/	15,0	50,0

**Bild B.2:** Parameter der Spannungs-Dehnungsbeziehungen von Normalbeton (NC) und Leichtbeton (LC) bei erhöhten Temperaturen; die Druckfestigkeit $f_{c,\theta}$ und die korrespondierende Stauchung $\epsilon_{cu,\theta}$ definieren mit den Gleichungen in Bild 3.2 den gesamten Bereich I des Werkstoffmodells (s. auch Abschn. 3.2.2 Tab. 3.3)

Anhang C Spannungs-Dehnungsbeziehungen von Beton angepaßt [informativ] an natürliche Brände mit Abkühlungsphase

- (1) Bei Abkühlung auf eine Umgebungstemperatur von 20°C nach Erwärmung auf eine maximale Temperatur von θ_{\max} erreicht Beton seine ursprüngliche Druckfestigkeit $f_{c,20^\circ\text{C}}$ nicht wieder.
- (2) Bei Berücksichtigung der Abkühlung von Beton (s. Bild C.1) dürfen sowohl der Wert $\varepsilon_{\text{cu},\theta}$ als auch die Neigung des abfallenden Astes in den Spannungs-Dehnungsbeziehungen zugehörig zu θ_{\max} beibehalten werden (siehe Bild C.2).
- (3) Die Rest-Druckfestigkeit des auf eine maximale Temperatur θ_{\max} erhitzten und wieder auf die Umgebungstemperatur von 20°C abgekühlten Betons darf wie folgt angenommen werden:

$$\text{mit } f_{c,\theta,20^\circ\text{C}} = \varphi f_{c,20^\circ\text{C}}$$

$$\varphi = k_{c,\theta_{\max}} \quad \text{für } 20^\circ\text{C} \leq \theta_{\max} < 100^\circ\text{C};$$

$$\varphi = 0,95 - 0,185 (\theta_{\max} - 100) / 200 \quad \text{für } 100^\circ\text{C} \leq \theta_{\max} < 300^\circ\text{C};$$

$$\varphi = 0,9 k_{c,\theta_{\max}} \quad \text{für } \theta_{\max} \geq 300^\circ\text{C};$$

[Anmerkung: Der Reduktionsfaktor $k_{c,\theta_{\max}}$ ist entsprechend Abschn. 3.2.2(3) angenommen.]

- (4) Während der Abkühlung des Betons mit $\theta_{\max} \geq \theta \geq 20^\circ\text{C}$ darf die zugehörige Zylinder-Druckfestigkeit $f_{c,\theta}$ linear zwischen $f_{c,\theta_{\max}}$ und $f_{c,\theta,20^\circ\text{C}}$ interpoliert werden.
- (5) Die vorherigen Regeln dürfen für Beton C40/50 mittels Bild C.2 wie folgt erläutert werden:

$$\begin{aligned} \theta_1 = 200^\circ\text{C}; \quad f_{c,01} &= 0,9 \cdot 40 = 36 \text{ N/mm}^2 \\ \varepsilon_{\text{cu},01} &= 0,45 \% \\ \varepsilon_{\text{ce},01} &= 2,5 \% \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \theta_2 = 400^\circ\text{C}; \quad f_{c,02} &= 0,75 \cdot 40 = 30 \text{ N/mm}^2 \\ \varepsilon_{\text{cu},02} &= 0,75 \% \\ \varepsilon_{\text{ce},02} &= 3,00 \% \end{aligned}$$

Bei einer möglichen maximalen Betontemperatur von

$$\begin{aligned} \theta_{\max} = 600^\circ\text{C}: \quad f_{c,\theta_{\max}} &= 0,45 \cdot 40 = 18 \text{ N/mm}^2 \\ \varepsilon_{\text{cu},\theta_{\max}} &= 1,25 \% \\ \varepsilon_{\text{ce},\theta_{\max}} &= 3,5 \% \end{aligned}$$

Für jede niedrigere Temperatur während der anschließenden Abkühlphase wie für

$$\begin{aligned} \theta_3 = 400^\circ\text{C} \quad f_{c,\theta,20^\circ\text{C}} &= 0,9 k_{c,\theta_{\max}} \cdot f_{c,20^\circ\text{C}} = 0,9 \cdot 0,45 \cdot 40 = 16,2 \text{ N/mm}^2 \\ f_{c,03} &= f_{c,\theta_{\max}} - (f_{c,\theta_{\max}} - f_{c,\theta,20^\circ\text{C}}) (\theta_{\max} - \theta_3) / (\theta_{\max} - 20) = 17,4 \text{ N/mm}^2 \\ \varepsilon_{\text{cu},03} &= \varepsilon_{\text{cu},\theta_{\max}} = 1,25 \% \\ \varepsilon_{\text{ce},03} &= \varepsilon_{\text{ce},\theta_{\max}} + (\varepsilon_{\text{ce},\theta_{\max}} - \varepsilon_{\text{ce},\theta_{\max}}) f_{c,03} / f_{c,\theta_{\max}} = 3,4 \% \end{aligned}$$

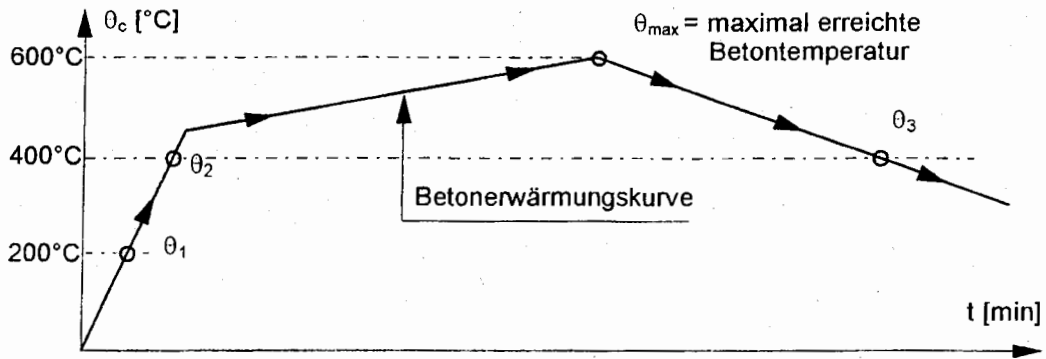


Bild C.1

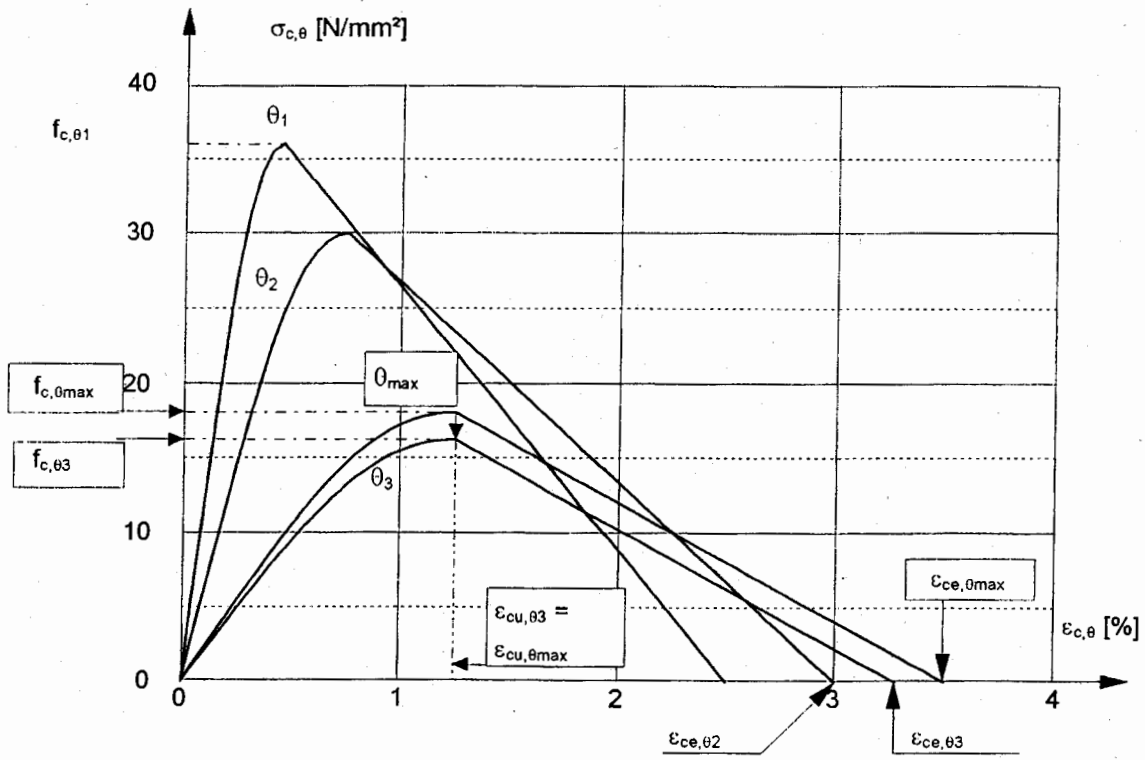


Bild C.2

Anhang D Berechnungsverfahren für die positive Momententragfähigkeit eines Verbundträgers bestehend aus Stahlquerschnitt und Betondecke bei Brandbeanspruchung von unten

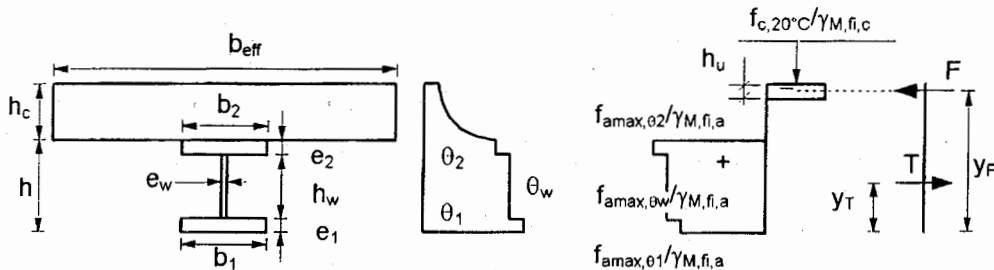


Bild D.1

- (1) Entsprechend Bild D.1 darf die Zugkraft T und ihre Lage y_T wie folgt bestimmt werden:

$$T = [f_{amax,\theta 1} \cdot b_1 \cdot e_1 + f_{amax,\theta w} \cdot h_w \cdot e_w + f_{amax,\theta 2} \cdot b_2 \cdot e_2] / \gamma_{M,fi,a}$$

$$y_T = [f_{amax,\theta 1} \cdot b_1 \cdot \frac{e_1^2}{2} + f_{amax,\theta w} \cdot h_w \cdot e_w \cdot (e_1 + \frac{h_w}{2}) + f_{amax,\theta 2} \cdot b_2 \cdot e_2 \cdot (h - \frac{e_2}{2})] / (T \cdot \gamma_{M,fi,a})$$

mit dem maximalen Spannungsniveau $f_{amax,\theta}$ gemäß Abschn. 3.2.1 bei der Temperatur θ gemäß Abschn. 4.3.3.2.

- (2)P Die Zugkraft T nach (1) ist wie folgt zu begrenzen:

$$T \leq N \cdot P_{fi,Rd}$$

mit N Dübelanzahl auf der halben Länge des gelenkig gelagerten Einfeldträgers

$P_{fi,Rd}$ Bemessungswert der Dübeltragfähigkeit im Brandfall gemäß Abschnitt 4.3.3.5.

- (3) Die Höhe der Druckzone wird bestimmt aus:

$$F = T$$

und

$$h_u = T / (b_{eff} \cdot f_{c,20°C} / \gamma_{M,fi,c})$$

mit b_{eff} mittragende Breite gemäß ENV 1994-1-1 Abschn. 4.2.2

$f_{c,20°C}$ Betondruckfestigkeit bei Raumtemperatur.

- (4) Zwei Fälle können auftreten:

$$(h_c - h_u) \geq h_{cr}$$

h_{cr} erforderliche Dicke x entsprechend Tab. 4.10, um Betontemperaturen unterhalb 250°C zu erhalten. In diesem Fall gilt Abschn. 4.3.3.2(16).

oder

$$(h_c - h_u) \leq h_{cr};$$

einige Schichten der Betondruckzone haben höhere Temperaturen als 250°C. Daher ist eine Abminderung der Betondruckfestigkeit nach Abschn. 3.2.2 zu berücksichtigen. Dies darf iterativ unter der Annahme von Durchschnittstemperaturen je 10mm Schicht auf der Grundlage von Tab. 4.10 wie folgt durchgeführt werden:

$$T = F = \frac{(h_c - h_{cr})(b_{eff})f_{c,20C} + \sum_{i=2}^{n-1} (10b_{eff})f_{c,\theta_i} + (h_{u,n}b_{eff})f_{c,\theta_n}}{\gamma_{M,fi,c}}$$

mit

$$h_u = (h_c - h_{cr}) + 10(n-2) + h_{u,n} \text{ [mm]},$$

und

n Gesamtzahl der gedrückten Betonschichten, einschließlich der obersten Schicht ($h_c - h_{cr}$) mit einer Temperatur unter 250°C.

- (5) Der Angriffspunkt der Druckkraft ergibt sich aus

$$y_F \approx h + h_c - (h_u/2)$$

und die positive Momententragfähigkeit ist

$$M_{fi,Rd+} = T (y_F - y_T)$$

mit

T kleinste Zugkraft aus (1) oder (4).

- (6) Dieses Berechnungsverfahren darf auf Verbunddecken mit Stahlprofilblechen angewendet werden, wenn in (3) und (4) h_c durch h_{eff} gemäß Abschn. 4.3.1.2(2) ersetzt wird und wenn h_u auf h_1 gemäß Bild 4.1 begrenzt wird.
- (7) In Verbindung mit Abschn. 4.3.3.4 darf dieses Rechenmodell für das Modell der kritischen Temperatur gemäß Abschn. 4.3.3.3 angewendet werden, wenn $\theta_1 = \theta_w = \theta_2 = \theta_{cr}$ angenommen wird.
- (8) Ein ähnliches Verfahren darf angewendet werden, wenn die Nulllinie nicht in der Betonplatte, sondern im Stahlträger liegt.

Tab. E.2: Breitenreduzierung b_{fi} des oberen Flansches

Feuerwiderstands- klasse	Breitenreduzierung b_{fi} des oberen Flansches [mm]
R 30	$(e_f/2) + (b-b_c) / 2$
R 60	$(e_f/2) + 10 + (b-b_c) / 2$
R 90	$(e_f/2) + 30 + (b-b_c) / 2$
R 120	$(e_f/2) + 40 + (b-b_c) / 2$
R 180	$(e_f/2) + 60 + (b-b_c) / 2$

- (5) Der Steg wird in einen oberen Teil der Höhe h_h und einen unteren Teil der Höhe h_l unterteilt. Die Höhe h_l ergibt sich für die verschiedenen Feuerwiderstandsklassen aus der Gleichung

$$h_l = a_1 / b_c + a_2 e_w / (b_c h)$$

Die Parameter a_1 und a_2 sind für $h/b_c \leq 1$ oder für $h/b_c \geq 2$ in Tab. E.3 angegeben. Die Höhe des unteren Teils h_l ist in Tab. E.3 für $1 < h/b_c < 2$ direkt angegeben.

Tab. E.3: Höhe des unteren Stegabschnitts h_l [mm] und $h_{l,min}$ [mm], mit $h_{l,max}$ gleich $(h - 2e)$

	Feuerwiderstands- klasse	a_1 [mm ²]	a_2 [mm ²]	$h_{l,min}$ [mm]
$h/b_c \leq 1$	R 30	3 600	0	20
	R 60	9 500	20 000	30
	R 90	14 000	160 000	40
	R 120	23 000	180 000	45
	R 180	35 000	400 000	55
$h/b_c \geq 2$	R 30	3 600	0	20
	R 60	9 500	0	30
	R 90	14 000	75 000	40
	R 120	23 000	110 000	45
	R 180	35 000	250 000	55
$1 < h/b_c < 2$	R 30	$h_l = 3 600 / b_c$		20
	R 60	$h_l = 9 500 / b_c + 20 000 (e_w / b_c h) (2 - h / b_c)$		30
	R 90	$h_l = 14 000 / b_c + 75 000 (e_w / b_c h) + 85 000 (e_w / b_c h) (2 - h / b_c)$		40
	R 120	$h_l = 23 000 / b_c + 110 000 (e_w / b_c h) + 70 000 (e_w / b_c h) (2 - h / b_c)$		45
	R 180	$h_l = 35 000 / b_c + 250 000 (e_w / b_c h) + 150 000 (e_w / b_c h) (2 - h / b_c)$		55

- (6) Die Höhe des unteren Stegabschnittes sollte mindestens gleich $h_{l,min}$ nach Tab. E.3 sein.
- (7) Für den oberen Stegabschnitt der Höhe h_h wird der Bemessungswert der Streckgrenze zu $f_{ay,20^\circ C} / \gamma_{M,fi,a}$ angenommen. Für den unteren Teil h_l hängt der Bemessungswert der Streckgrenze vom Abstand x zum oberen Stegabschnitt ab (s. Bild E.1). Die reduzierte Streckgrenze ergibt sich aus

$$f_{ay,x} = f_{ay,20^\circ C} [1 - x (1 - k_a) / h_l];$$

wobei k_a der Reduktionsfaktor für die Streckgrenze im unteren Flansch nach (8) ist. Dies führt zu einer trapezförmigen Spannungsverteilung über die Höhe h_l .

- (8) Die Fläche des unteren Flansches des Stahlprofils bleibt unverändert. Die Streckgrenze wird mit Faktor k_a nach Tab. E.4 reduziert. Der Reduktionsfaktor k_a wird durch die Minimal- und Maximalwerte der Tabelle begrenzt.

Tab. E.4: Reduktionsfaktor k_a für die Streckgrenze im unteren Flansch mit $a_0 = (0,018e_r + 0,7)$

Feuerwiderstands- klasse	Reduktionsfaktor k_a	$k_{a,min}$	$k_{a,max}$
R 30	$[1,12 - 84 / b_c + h / 22b_c] a_0$	0,5	0,8
R 60	$[0,21 - 26 / b_c + h / 24b_c] a_0$	0,12	0,4
R 90	$[0,12 - 17 / b_c + h / 38b_c] a_0$	0,06	0,12
R 120	$[0,1 - 15 / b_c + h / 40b_c] a_0$	0,05	0,10
R 180	$[0,03 - 3 / b_c + h / 50b_c] a_0$	0,03	0,06

- (9) Die Streckgrenze der Bewehrungsstäbe sinkt mit ihrer Temperatur. Ihr Reduktionsfaktor k_r ist in Tab. E.5 in Abhängigkeit von der Lage des Bewehrungsstabes und von der Feuerwiderstandsklasse angegeben. Der Reduktionsfaktor k_r wird durch die Minimal- und Maximalwerte der Tabelle begrenzt.

Tab. E.5: Reduktionsfaktor k_r der Streckgrenze eines Bewehrungsstabes mit

$$A_m = 2h + b_c \text{ [mm]}$$

$$V = h \cdot b_c \text{ [mm}^2\text{]}$$

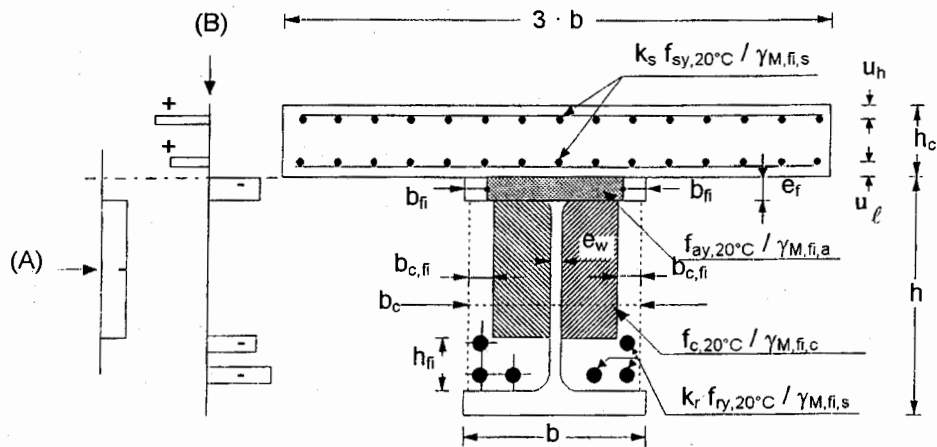
$$u = \frac{1}{\frac{1}{u_i} + \frac{1}{u_{si}} + \frac{1}{b_c - e_w - u_{si}}} \text{ mit}$$

u_i Achsabstand [mm] vom Bewehrungsstab zur Innenseite des Flansches

u_{si} Achsabstand [mm] vom Bewehrungsstab zur Außenkante des Betons (s. Bild E.1)

Feuerwiderstands- standsklasse	$k_r = (ua_3 + a_4) a_5 / \sqrt{(A_m / V)}$			$k_{r, min}$	$k_{r, max}$
	a_3	a_4	a_5		
R 30	0,062	0,16	0,126	0,1	1
R 60	0,034	- 0,04	0,101		
R 90	0,026	- 0,154	0,090		
R 120	0,026	- 0,284	0,082		
R 180	0,024	- 0,562	0,076		

- (10) Die Betondeckung der Bewehrungsstäbe sollte Abschn. 5.1(5) entsprechen.
- (11) In den Bereichen mit positiven Biegemomenten ist zu gewährleisten, daß der bewehrte Beton zwischen den Flanschen den Schub aus Querkraft allein aufnehmen kann.

E.2 Reduzierter Querschnitt für die negative Momenten Tragfähigkeit $M_{fi,Rd}$ 

Hinweis zu Bild E.2: (A) Beispiel für die Spannungsverteilung im Beton
(B) Beispiel für die Spannungsverteilung im Stahl

Bild E.2

- (1) Die Streckgrenze der Bewehrungsstäbe in der Platte wird mit dem Reduktionsfaktor k_s nach Tab. E.6 in Abhängigkeit von der Feuerwiderstandsklasse und der Lage der Bewehrungsstäbe multipliziert. Der Reduktionsfaktor k_s ist durch die Minimal- und Maximalwerte der Tabelle begrenzt.

Tab. E.6: Reduktionsfaktor k_s für die Streckgrenze der Bewehrungsstäbe in der Betondecke mit dem Achsabstand u [mm] gleich u_ℓ bzw. $(h_c - u_h)$ zur Deckenunterkante (s. Bild E.2)

Feuerwiderstands- klasse	Reduktionsfaktor k_s	$k_{s,min}$	$k_{s,max}$
R 30	1	0	1
R 60	$0,022 \cdot u + 0,34$		
R 90	$0,0275 \cdot u - 0,1$		
R 120	$0,022 \cdot u - 0,2$		
R 180	$0,018 \cdot u - 0,26$		

- (2) Für den oberen Flansch des Stahlquerschnittes gilt Abschn. E.1(4).
- (3) Der Querschnitt des Kammerbetons wird gemäß Bild E.2 reduziert, während der Bemessungswert der Betondruckfestigkeit unabhängig von der Feuerwiderstandsklasse zu $f_{c,20°C} / \gamma_{M,fi,c}$ angenommen wird. Die Reduktionswerte für die Breite $b_{c,fi}$ und die Höhe h_{fi} des Kammerbetons enthält Tab. E.7. Die Breiten- bzw. Höhenreduktionen sind durch die Minimal- und Maximalwerte der Tabelle begrenzt.
- (4) Für die Bewehrungsstäbe im Kammerbeton gilt Abschn. E.1(9).
- (5) Die Betondeckung der Bewehrungsstäbe sollte Abschn. 5.1(5) entsprechen.
- (6) In den Bereichen mit negativen Biegemomenten wird angenommen, daß die Querkraft allein von dem Steg des Stahlquerschnittes, der bei der negativen Momenten Tragfähigkeit nicht angerechnet wird, aufgenommen wird.
- (7) Die Schubtragfähigkeit des Stahlsteges ist entsprechend ENV 1994-1-1 Abschn. 4.4.2.2(2) und unter Beachtung von Abschn. E.1(7) zu ermitteln.

Tab. E.7: Reduktion des Kammerbetons

Feuerwiderstands- klasse	h_{fi} [mm]	$h_{fi,min}$ [mm]
R 30	25	25
R 60	$165 - 0,4b_c - 8 h / b_c$	30
R 90	$220 - 0,5b_c - 8 h / b_c$	45
R 120	$290 - 0,6b_c - 10 h / b_c$	55
R 180	$360 - 0,7b_c - 10 h / b_c$	65

Feuerwiderstands- klasse	$b_{c,fi}$ [mm]	$b_{c,fi,min}$ [mm]
R 30	25	25
R 60	$60 - 0,15 b_c$	30
R 90	$70 - 0,1 b_c$	35
R 120	$75 - 0,1 b_c$	45
R 180	$85 - 0,1 b_c$	55

Anhang F
[normativ]

Berechnungsverfahren für den Feuerwiderstand kammerbetonierter Verbundstützen unter Normbrandbedingungen bei Biegeknicken um die schwache Achse

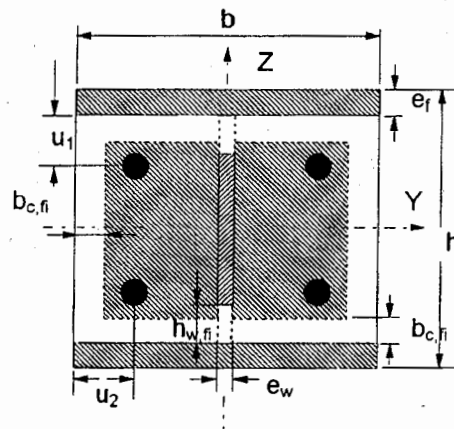


Bild F.1: Reduzierter Querschnitt für die Bauteilbemessung im Brandfall

F.1 Einleitung

- (1)P Dieses Berechnungsverfahren beruht auf den verbindlichen Regeln und Anwendungsregeln gemäß Abschn. 4.3.6.1; es wurde jedoch lediglich für Biegung um die z-Achse entwickelt, d.h.:

$$N_{fi,Rd,z} = \chi_z \cdot N_{fi,pl,Rd}$$

- (2) Zur Berechnung des Bemessungswertes der plastischen Grenznormalkraft unter zentrischem Druck $N_{fi,pl,Rd}$ und der wirksamen Biegesteifigkeit $(EI)_{fi,eff,z}$ im Brandfall wird der Querschnitt in vier Teilquerschnitte unterteilt:
- Flansche des Stahlquerschnittes
 - Steg des Stahlquerschnittes
 - Kammerbeton
 - Bewehrungsstäbe.
- (3) Jeder Teilquerschnitt darf auf der Grundlage abgeminderter charakteristischer Festigkeiten, abgeminderter Elastizitätsmoduli und verringerter Querschnittsflächen in Abhängigkeit der Feuerwiderstandsklassen R30, R60, R90 oder R120 berechnet werden.
- (4) Den Bemessungswert der plastischen Grenznormalkraft unter zentrischem Druck und die wirksame Biegesteifigkeit des Querschnittes ergeben sich nach Abschn. 4.3.6.1(4) und (5) mittels gewichteter Addition der entsprechenden Werte der vier Teilquerschnitte.
- (5)P Die Festigkeits- und Verformungseigenschaften von Baustahl und Beton bei erhöhten Temperaturen müssen mit den entsprechenden verbindlichen Regeln und Anwendungsregeln nach Abschn. 3.2 übereinstimmen.

F.2 Flansche des Stahlquerschnittes

- (1) Die durchschnittliche Flanschttemperatur darf wie folgt bestimmt werden:

$$\theta_{ft} = \theta_{o,t} + k_t (A_m/V)$$

- mit t Branddauer [min];
- A_m/V Profilmfaktor [m^{-1}]; mit $A_m = 2(h+b)$ in m und $V = h \cdot b$ in m^2
- $\theta_{o,t}$ Temperatur [$^{\circ}C$] nach Tabelle F.1;
- k_t empirischer Koeffizient nach Tabelle F.1.

Tabelle F.1

Feuerwiderstands- klasse	$\theta_{o,t}$ [$^{\circ}C$]	k_t [$m^{\circ}C$]
R 30	550	9,65
R 60	680	9,55
R 90	805	6,15
R 120	900	4,65

- (2) Unter der Temperatur $\theta = \theta_{f,t}$ ergibt sich das zugehörige maximale Spannungsniveau und der Elastizitätsmodul aus:

$$f_{a,max,f,t} = f_{a,y,f,20^{\circ}C} \cdot k_{max,\theta} \quad \text{und}$$

$$\bar{E}_{a,f,t} = E_{a,f,20^{\circ}C} \cdot k_{E,\theta} \quad \text{mit } k_{max,\theta} \text{ und } k_{E,\theta} \text{ nach Abschn. 3.2. Tab. 3.2.}$$

- (3) Der Bemessungswert der plastischen Grenznormalkraft unter zentrischem Druck und die Biegesteifigkeit der Flansche des Stahlquerschnittes im Brandfall ergeben sich aus:

$$N_{fi,pl,Rd,f} = 2(b e_f f_{a,max,f,t}) / \gamma_{M,fi,a} \quad \text{und}$$

$$(EI)_{fi,f,z} = \bar{E}_{a,f,t} (e_f b^3 / 6)$$

F.3 Steg des Stahlquerschnittes

- (1) Der Teil des Steges mit der Höhe $h_{w,fi}$ gemessen von der Innenkante des Flansches sollte vernachlässigt werden (s. Bild F.1); er ergibt sich aus:

$$h_{w,fi} = 0,5 (h - 2e_f) (1 - \sqrt{1 - 0,16 (H_t / h)}) \quad \text{mit } H_t \text{ nach Tab. F.2.}$$

Tabelle F.2

Feuerwiderstands- klasse	H_t [mm]
R 30	350
R 60	770
R 90	1100
R 120	1250

- (2) Das maximale Spannungsniveau ergibt sich aus:

$$f_{a,max,w,t} = f_{a,y,w,20^{\circ}C} \sqrt{1 - (0,16 H_t / h)}$$

- (3) Der Bemessungswert der plastischen Grenznormalkraft unter zentrischem Druck und die Biegesteifigkeit des Stahlprofilsteiges im Brandfall ergeben sich zu:

$$N_{fi,pl,Rd,w} = e_w (h - 2e_f - 2h_{w,fi}) f_{amax,w,t} / \gamma_{M,fi,a}$$

$$(EI)_{fi,w,z} = E_{a,w,20^\circ C} (h - 2e_f - 2h_{w,fi}) e_w^3 / 12$$

F.4 Kammerbeton

- (1) Der äußere Bereich des Betons mit der Dicke $b_{c,fi}$ sollte in der Berechnung vernachlässigt werden (s. Bild F.1). Die Dicke $b_{c,fi}$ ist in Tab. F.3 mit dem Profilkfaktor für den ganzen Verbundquerschnitt A_m/V [m^{-1}] angegeben.

Tabelle F.3

Feuerwiderstands- klasse	$b_{c,fi}$ [mm]
R 30	4,0
R 60	15,0
R 90	$0,5 (A_m/V) + 22,5$
R 120	$2,0 (A_m/V) + 24,0$

- (2) Die Durchschnittstemperatur im Beton $\theta_{c,t}$ ist in Abhängigkeit vom Profilkfaktor A_m/V für den ganzen Verbundquerschnitt und von der Feuerwiderstandsklasse in Tab. F.4 angegeben.

Tabelle F.4

R 30		R 60		R 90		R 120	
A_m/V [m^{-1}]	$\theta_{c,t}$ [$^\circ C$]	A_m/V [m^{-1}]	$\theta_{c,t}$ [$^\circ C$]	A_m/V [m^{-1}]	$\theta_{c,t}$ [$^\circ C$]	A_m/V [m^{-1}]	$\theta_{c,t}$ [$^\circ C$]
4	136	4	214	4	256	4	265
23	300	9	300	6	300	5	300
46	400	21	400	13	400	9	400
-	-	-	-	54	800	38	800
-	-	-	-	-	-	41	900
-	-	-	-	-	-	43	1000

- (3) Unter der Temperatur $\theta = \theta_{c,t}$ ergibt sich der Sekantenmodul des Betons zu:

$$E_{c,sec,\theta} = f_{c,\theta} / \epsilon_{cu,\theta} = f_{c,20^\circ C} \cdot k_{c,\theta} / \epsilon_{cu,0} \quad \text{mit } k_{c,\theta} \text{ und } \epsilon_{cu,\theta} \text{ nach Abschn. 3.2 Tab. 3.3}$$

- (4) Der Bemessungswert der plastischen Grenznormalkraft unter zentrischem Druck und die Biegesteifigkeit des Betons im Brandfall ergibt sich zu:

$$N_{fi,pl,Rd,c} = 0,86 [(h - 2e_f - 2b_{c,fi}) (b - e_w - 2b_{c,fi}) - A_s] f_{c,0} / \gamma_{M,fi,c}$$

mit A_s dem Querschnitt der Bewehrungsstäbe und dem Anpassungsfaktor 0,86;

$$(EI)_{fi,c,z} = E_{c,sec,\theta} [[(h - 2e_f - 2b_{c,fi}) ((b - 2b_{c,fi})^3 - e_w^3) / 12] - I_{s,z}]$$

wobei $I_{s,z}$ das Trägheitsmoment der Bewehrungsstäbe bezogen auf den Schwerpunkt Z des Verbundquerschnittes ist.

F.5 Bewehrungsstäbe

- (1) Der Reduktionsfaktor $k_{y,t}$ für die Streckgrenze und der Reduktionsfaktor $k_{E,t}$ für den Elastizitätsmodul der Bewehrungsstäbe werden in Abhängigkeit von der Feuerwiderstandsklasse und dem geometrischen Mittel der Achsabstände der Bewehrung von den Außenrändern des Betons definiert (s. Tab. F.5 und F.6).

Tab. F.5: Reduktionsfaktor $k_{y,t}$ für die Streckgrenze $f_{sy,20^\circ\text{C}}$ der Bewehrungsstäbe

u [mm]	40	45	50	55	60
Feuerwiderstandsklasse					
R 30	1	1	1	1	1
R 60	0,789	0,883	0,976	1	1
R 90	0,314	0,434	0,572	0,696	0,822
R 120	0,170	0,223	0,288	0,367	0,436

Tab. F.6: Reduktionsfaktor $k_{E,t}$ für den Elastizitätsmodul $E_{s,20^\circ\text{C}}$ der Bewehrungsstäbe

u [mm]	40	45	50	55	60
Feuerwiderstandsklasse					
R 30	0,830	0,865	0,888	0,914	0,935
R 60	0,604	0,647	0,689	0,729	0,763
R 90	0,193	0,283	0,406	0,522	0,619
R 120	0,110	0,128	0,173	0,233	0,285

- (2) Das geometrische Mittel der Achsabstände u_1 und u_2 ergibt sich zu:

$$u = \sqrt{u_1 \cdot u_2} \quad \text{darin sind}$$

u_1 Achsabstand [mm] des äußeren Bewehrungsstabes vom inneren Flanschrand
 u_2 Achsabstand [mm] des äußeren Bewehrungsstabes von der Betonoberfläche.

[Anmerkung: für $(u_1 - u_2) > 10\text{mm}$: $u = \sqrt{u_2 (u_2 + 10)}$
für $(u_2 - u_1) > 10\text{mm}$: $u = \sqrt{u_1 (u_1 + 10)}$]

- (3) Der Bemessungswert der plastischen Grenznormalkraft unter zentrischem Druck und die Biegesteifigkeit der Bewehrungsstäbe im Brandfall ergeben sich zu:

$$N_{fi,pl,Rd,s} = A_s k_{y,t} f_{sy,20^\circ\text{C}} / \gamma_{M,fi,s}$$

$$(EI)_{fi,s,z} = k_{E,t} E_{s,20^\circ\text{C}} I_{s,z}$$

F.6 Berechnung der Grenznormalkraft unter zentrischem Druck bei erhöhten Temperaturen

- (1) Gemäß Abschn. 5.1(4) ergeben sich der Bemessungswert der plastischen Grenznormalkraft unter zentrischem Druck und die wirksame Biegesteifigkeit des Querschnittes im Brandfall zu:

$$N_{fi,pl,Rd} = N_{fi,pl,Rd,f} + N_{fi,pl,Rd,w} + N_{fi,pl,Rd,c} + N_{fi,pl,Rd,s}$$

$$(EI)_{fi,eff,z} = \varphi_{f,\theta} (EI)_{fi,f,z} + \varphi_{w,\theta} (EI)_{fi,w,z} + \varphi_{c,\theta} (EI)_{fi,c,z} + \varphi_{s,\theta} (EI)_{fi,s,z}$$

$\varphi_{i,\theta}$ Reduktionskoeffizient zur Berücksichtigung thermischer Zwängungsspannungen.

Die Werte für $\varphi_{i,\theta}$ sind in Tab. F.7 angegeben. Dieser Koeffizient erfüllt ENV 1994-1-1 Abschn. 4.8.3.5(1) für Beton.

Tabelle F.7:

Feuerwiderstands- klasse	$\varphi_{f,\theta}$	$\varphi_{w,\theta}$	$\varphi_{c,\theta}$	$\varphi_{s,\theta}$
R 30	1,0	1,0	0,8	1,0
R 60	0,9	1,0	0,8	0,9
R 90	0,8	1,0	0,8	0,8
R 120	1,0	1,0	0,8	1,0

- (2) Die Eulersche Knicklast oder kritische Normalkraft ergibt sich zu:

$$N_{fi,cr,z} = \pi^2 (EI)_{fi,eff,z} / \ell_0^2$$

mit

ℓ_0 Knicklänge der Stütze im Brandfall.

- (3) Der bezogene Schlankheitsgrad ergibt sich zu:

$$\bar{\lambda}_0 = \sqrt{N_{fi,pl,R} / N_{fi,cr,z}}$$

mit

$N_{fi,pl,R} = N_{fi,pl,Rd}$ gemäß (1), wenn die Beiwerte $\gamma_{M,fi,a}$, $\gamma_{M,fi,c}$ und $\gamma_{M,fi,s}$ gleich 1,0 gesetzt werden.

- (4) Der Abminderungsfaktor χ_z darf mit $\bar{\lambda}_0$ und der Knickspannungskurve c nach ENV 1993-1-1 berechnet werden und der Bemessungswert der Grenznormalkraft unter zentrischem Druck ergibt sich zu:

$$N_{fi,Rd,z} = \chi_z N_{fi,pl,Rd}$$

- (5) Die Anwendungsgrenzen für das Berechnungsverfahren in diesem Anhang sind für die verschiedenen Feuerwiderstandsklassen wie folgt gegeben:

R30: b und $h \geq 230$ mm $\Rightarrow \ell_0 \leq 13,5b$

R60: für $230 \text{ mm} \leq b < 300 \text{ mm}$ oder $h/b > 3$ $\Rightarrow \ell_0 \leq 10b$
für $b \geq 300 \text{ mm}$ und $h/b \leq 3$ $\Rightarrow \ell_0 \leq 13,5b$

R90 und R120 $\left\{ \begin{array}{l} b \geq 300 \text{ mm und } h \geq 300 \text{ mm} \\ \text{für } h/b > 3 \end{array} \right. \Rightarrow \ell_0 \leq 10b$
 $\left\{ \begin{array}{l} \text{für } h/b \leq 3 \end{array} \right. \Rightarrow \ell_0 \leq 13,5b$

- (6) Die Bilder F.2 und F.3 geben Bemessungswerte der Grenznormalkraft unter zentrischem Druck $N_{fi,Rd,z}$ in Abhängigkeit von der Knicklänge ℓ_0 für die Profilreihe HEA mit der Stahlgüte Fe 510, Beton C40/50 und Betonstahl S500 für die Feuerwiderstandsklassen R60, R90 und R120 an.

Diese Bemessungsdiagramme basieren auf den Teilsicherheitsbeiwerten für Werkstoffe $\gamma_{M,fi}$ gemäß Abschn. 2.3(3)P.

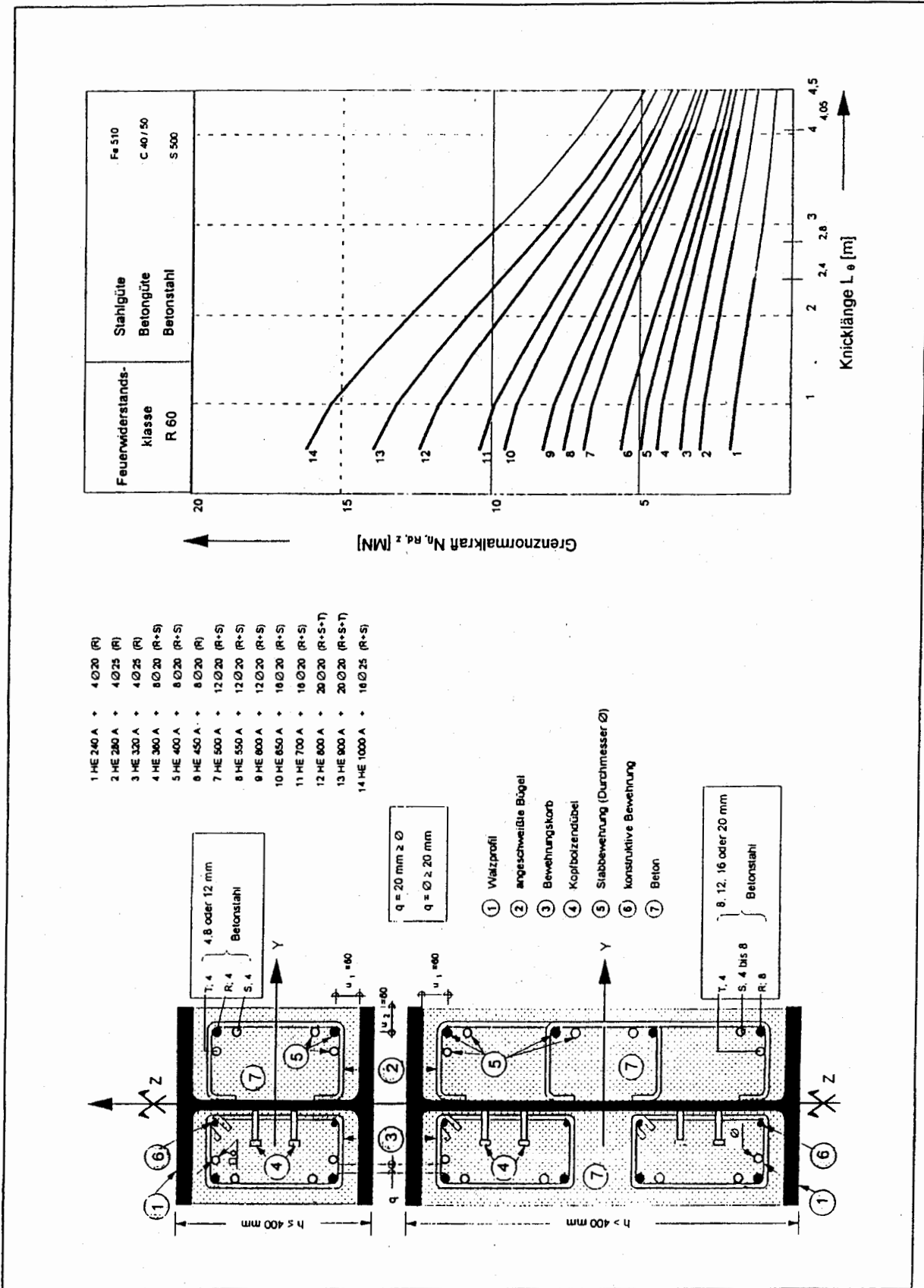


Bild F.2

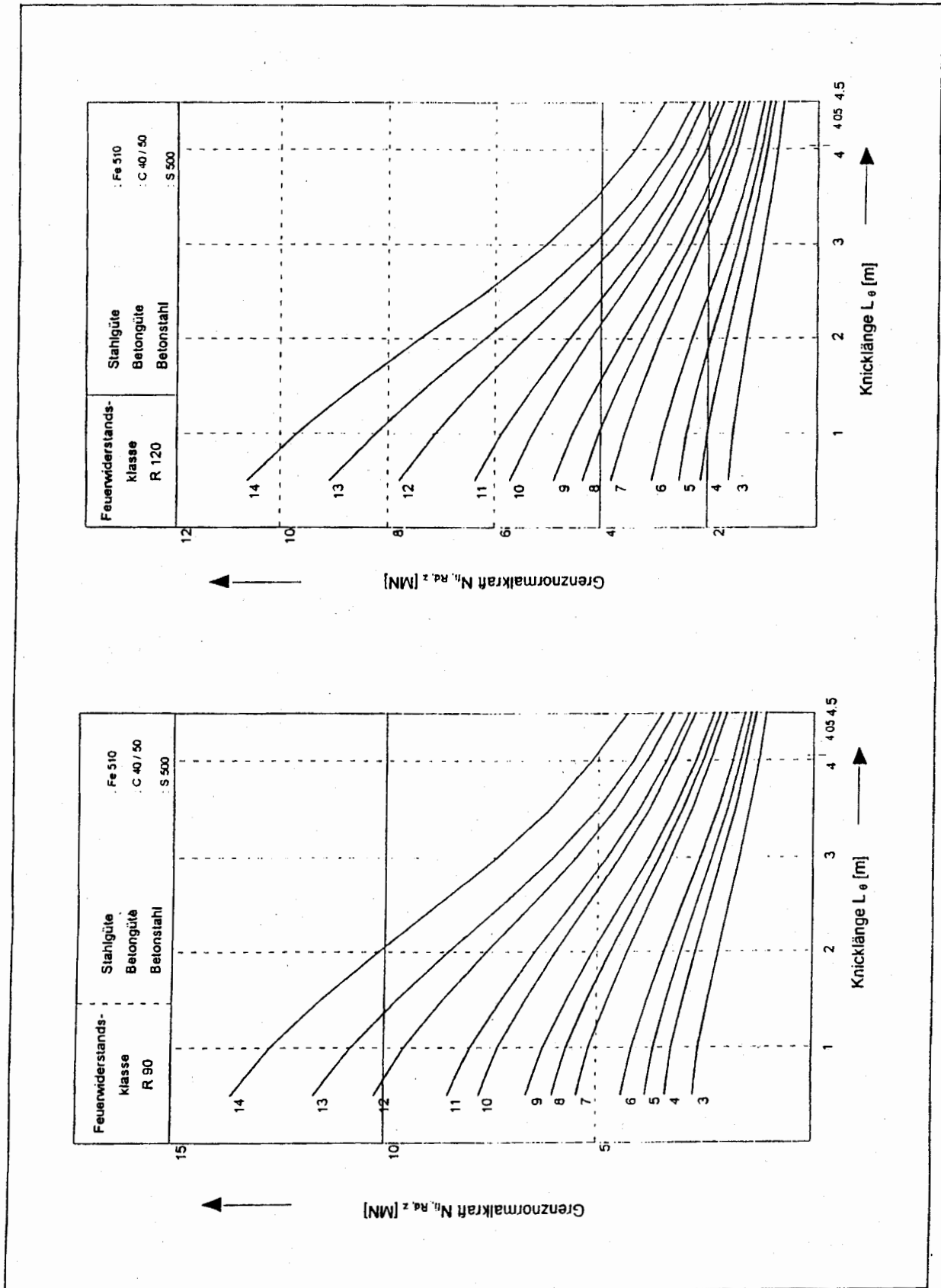


Bild F.3

F.7 Exzentrizität der Belastung

- (1) Für mit einer Exzentrizität δ beanspruchte Stützen darf der Bemessungswert der Grenznormalkraft $N_{fi,Rd,\delta}$ wie folgt berechnet werden:

$$N_{fi,Rd,\delta} = N_{fi,Rd} (N_{Rd,\delta} / N_{Rd})$$

mit

N_{Rd} Bemessungswert der Grenznormalkraft unter zentrischem Druck
 $N_{Rd,\delta}$ Bemessungswert der Grenznormalkraft unter exzentrischem Druck
beide für Normaltemperatur nach ENV 1994-1-1.

- (2) Die Resultierende der exzentrischen Last sollte innerhalb des Verbundstützenquerschnittes liegen.

Anhang G
[normativ]**Vereinfachtes Berechnungsverfahren für betongefüllte
Hohlprofile unter Normbrandbedingungen****G.1 Einleitung**

(1) Das Berechnungsverfahren zur Bestimmung der Bemessungswerte der Grenznormalkraft betongefüllter Hohlprofilstützen unter zentrischem Druck im Brandfall gliedert sich in zwei unabhängige Schritte:

- Berechnung des Temperaturfeldes im Verbundquerschnitt für eine bestimmte Branddauer
- Berechnung des Bemessungswertes der Grenznormalkraft unter zentrischem Druck $N_{r,Rd}$ unter dem vorher ermittelten Temperaturfeld.

[ENV-Anmerkung: Während der ENV-Phase soll das hier beschriebene Berechnungsverfahren mit den Prinzipien und Regeln nach Abschn. 4.3.6.1 und mit den Materialeigenschaften nach Abschn. 3.2 und 3.3 in Übereinstimmung gebracht werden.]

G.2 Temperaturfeld

(1) Der Bemessungswert des Netto-Wärmestromes $\dot{h}_{net,d}$ aus der Brandeinwirkung auf die Verbundstütze wird gemäß Abschn. 2.2(3) sowie ENV 1991-2-2 Abschn. 4.1 und 4.2 angenommen.

(2) Bei der Berechnung des Temperaturfeldes werden folgende Annahmen getroffen:

- die Stahltemperatur des Hohlprofils ist einheitlich;
- es gibt keinen Wärmewiderstand zwischen dem Hohlprofil und dem Beton;
- die Temperatur der Bewehrungsstäbe stimmt mit der Betontemperatur an gleicher Stelle überein;
- in Stützenlängsrichtung ist das Temperaturfeld einheitlich.

(3) Der Netto-Wärmestrom auf den Betonkern ergibt sich aus:

$$\dot{h}_{net,d} = \rho_a c_a e \left[\frac{\delta \theta_a}{\delta t} \right]$$

(4) Die Wärmeleitung im Betonkern wird durch folgende Gleichung beschrieben:

$$c_{c,\theta} \rho_c \frac{\delta \theta_c}{\delta t} = \frac{\delta}{\delta y} \left(\lambda_{c,\theta} \frac{\delta \theta_c}{\delta y} \right) + \frac{\delta}{\delta z} \left(\lambda_{c,\theta} \frac{\delta \theta_c}{\delta z} \right)$$

(5) Bei der Berechnung mit dem finite Differenzenverfahren sollte bei Quadratquerschnitten der Breite b die Maschenweite m des quadratischen Netzes nicht größer als 2 cm sein, sodaß gilt

$$b = n_1 m \sqrt{2}$$

mit

n_1 Zahl der Maschen längs der Breite b .

- (6) Bei der Berechnung mit dem finite Differenzenverfahren sollte bei Kreisquerschnitten mit dem Durchmesser d die Maschenweite n zwischen zwei Kreisringen nicht größer als 2 cm sein, sodaß gilt

$$d = n_2 \cdot n$$

mit

$$n_2 \quad \text{Zahl der Maschen längs des Durchmessers } d$$

G.3 Bemessungswerte der Grenznormalkraft unter zentrischem Druck bei erhöhten Temperaturen

- (1) Der Bemessungswert der Grenznormalkraft unter zentrischem Druck $N_{fi,Rd}$ für betongefüllte Hohlprofile ergibt sich zu:

$$N_{fi,Rd} = N_{fi,cr} = N_{fi,pl,Rd}$$

mit

$$N_{fi,cr} = \pi^2 [E_{a,\theta,\sigma} I_a + E_{c,\theta,\sigma} I_c + E_{s,\theta,\sigma} I_s] / \ell_\theta^2$$

und

$$N_{fi,pl,Rd} = A_a \sigma_{a,\theta} / \gamma_{M,fi,a} + A_c \sigma_{c,\theta} / \gamma_{M,fi,c} + A_s \sigma_{s,\theta} / \gamma_{M,fi,s}$$

Darin bedeuten

$N_{fi,cr}$ Eulersche Knicklast oder kritische Normalkraft;

$N_{fi,pl,Rd}$ Bemessungswert der plastischen Grenznormalkraft des Gesamtquerschnittes unter zentrischem Druck;

ℓ_θ Knicklänge im Brandfall;

$E_{i,\theta,\sigma}$ Tangentenmodul der Spannungs-Dehnungsbeziehungen für den Werkstoff i bei der Temperatur θ und der Spannung $\sigma_{i,\theta}$;

I_i Trägheitsmoment des Werkstoffes i bezogen auf die Schwerachsen y oder z des Verbundquerschnittes;

A_i Querschnittsfläche des Werkstoffes i ;

$\sigma_{i,\theta}$ Spannung im Werkstoff i bei der Temperatur θ .

- (2) $E_{i,\theta,\sigma} \cdot I_i$ und $A_i \cdot \sigma_{i,\theta}$ ergeben sich aus der Summe über alle einzelnen Elemente $dy \cdot dz$ mit der Temperatur θ nach der Branddauer t .

- (3) Die anzusetzenden Werte $E_{i,t}$ und $\sigma_{i,t}$ entsprechen:

$$\varepsilon_a = \varepsilon_c = \varepsilon_s = \varepsilon$$

mit

ε Längsdehnung der Stütze;

ε_i Längsdehnung des Werkstoffes i im Querschnitt.

- (4) Die in dem Berechnungsverfahren dieses Anhangs anzusetzende Spannungs-Dehnungsbeziehung für das Stahlprofil lautet:

$$\frac{\sigma_{a,0}}{f_{ay,0}} = -0,06 + 1,416 \cdot \left[\frac{E_{a,0} \varepsilon_{a,0}}{f_{ay,0}} \right] - 0,651 \cdot \left[\frac{E_{a,0} \varepsilon_{a,0}}{f_{ay,0}} \right]^2 + 0,103 \cdot \left[\frac{E_{a,0} \varepsilon_{a,0}}{f_{ay,0}} \right]^3$$

$$\frac{E_{a,0,\sigma}}{E_{a,0}} = 1,416 - 1,302 \cdot \left[\frac{E_{a,0} \varepsilon_{a,0}}{f_{ay,0}} \right] + 0,309 \cdot \left[\frac{E_{a,0} \varepsilon_{a,0}}{f_{ay,0}} \right]^2$$

mit

$$\frac{f_{ay,0}}{f_{ay,20^\circ\text{C}}} = 1,0 + \theta / (900 \log_e (\theta / 1750)) \quad \text{für } 0 \leq 600^\circ\text{C}$$

$$\frac{f_{ay,0}}{f_{ay,20^\circ\text{C}}} = (340 - 0,34 \theta) / (\theta - 240) \quad \text{für } 600^\circ\text{C} < \theta \leq 1000^\circ\text{C}$$

und

$$\frac{E_{a,0}}{E_{a,20^\circ\text{C}}} = 1,0 + \theta / (2000 \log_e (\theta / 1100)) \quad \text{für } 0 < \theta \leq 600^\circ\text{C}$$

$$\frac{E_{a,0}}{E_{a,20^\circ\text{C}}} = (690 - 0,69 \theta) / (\theta - 53,5) \quad \text{für } 600^\circ\text{C} < \theta \leq 1000^\circ\text{C}$$

[Anmerkung: $E_{a,0}$ ist der Tangentenmodul am Nullpunkt der Spannungs-Dehnungsbeziehungen von Baustahl im Brandfall.]

- (5) Für Betonstahl dürfen die Gleichungen von Abschn. (4) verwendet werden, falls $f_{sy,\theta}$ und $E_{s,\theta}$ nicht in Tab. G.1 enthalten sind.

Tabelle G.1

Temperatur θ_s [°C]	0	400	580	750
$\frac{E_{s,0}}{E_{s,20^\circ\text{C}}}$ oder $\frac{f_{sy,0}}{f_{sy,20^\circ\text{C}}}$	1	1	0,15	0

- (6) Die in dem Berechnungsverfahren dieses Anhangs anzusetzende Spannungs-Dehnungsbeziehung für Beton lautet:

$$\frac{\sigma_{c,0}}{f_{c,0}} = \frac{E_{c,0} \cdot \varepsilon_{c,0}}{f_{c,0}} \cdot \left[1 - \left(\frac{E_{c,0} \cdot \varepsilon_{c,0}}{4f_{c,0}} \right) \right] \text{ und } \frac{E_{c,0,\sigma}}{E_{c,0}} = 1 - \left[\frac{E_{c,0} \cdot \varepsilon_{c,0}}{2f_{c,0}} \right]$$

mit $f_{c,0}$ und $E_{c,0}$ laut Tab. G.2.

Tabelle G.2

Temperatur θ_c [°C]	0	50	200	250	400	600	1000
$\frac{f_{c,0}}{f_{c,20^\circ\text{C}}}$	1	1	1	1	0,76	0,45	0
$\frac{E_{c,0}}{E_{c,20^\circ\text{C}}}$	1	1	0,5	0,41	0,15	0,05	0,05

- (7) Der Bemessungswert der Grenznormalkraft unter zentrischem Druck $N_{fi,Rd}$ kann in Abhängigkeit der maßgebenden physikalischen Parameter in Bemessungsdiagrammen wie in Bild G.3 und G.4 angegeben werden.

G.4 Exzentrizität der Belastung

- (1) Im Brandfall sollte das Verhältnis von Biegemoment und Längskraft $M/N = \delta$ an den Stützenden das 0,5-fache der Querschnittsabmessungen b oder d nicht überschreiten.
- (2) Bei Lastexzentrizitäten δ dürfen die äquivalenten Grenznormalkräfte bei zentrischer Last N_{equ} unter Anwendung der Bemessungsdiagramme für zentrischen Druck im Brandfall wie folgt bestimmt werden:

$$N_{\text{equ}} = N_{f, \text{Sd}} / (\varphi_s \varphi_\delta)$$

mit

$\varphi_s, \varphi_\delta$	Korrekturfaktoren gemäß Bild G.1 und Bild G.2;
l_0	Knicklänge im Brandfall;
b	Kantenlänge beim Quadratquerschnitt;
d	Durchmesser beim Kreisquerschnitt;
δ	Lastexzentrizität.

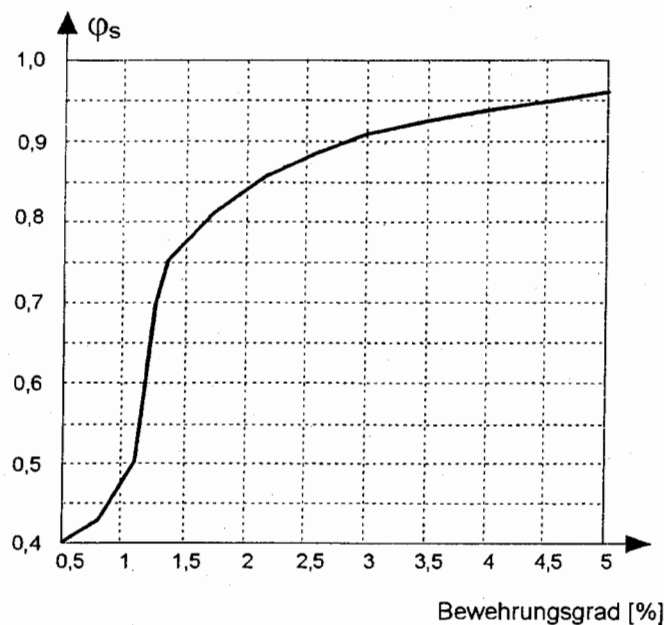


Bild G.1: Korrekturkoeffizient φ_s in Abhängigkeit vom Bewehrungsgrad [%]

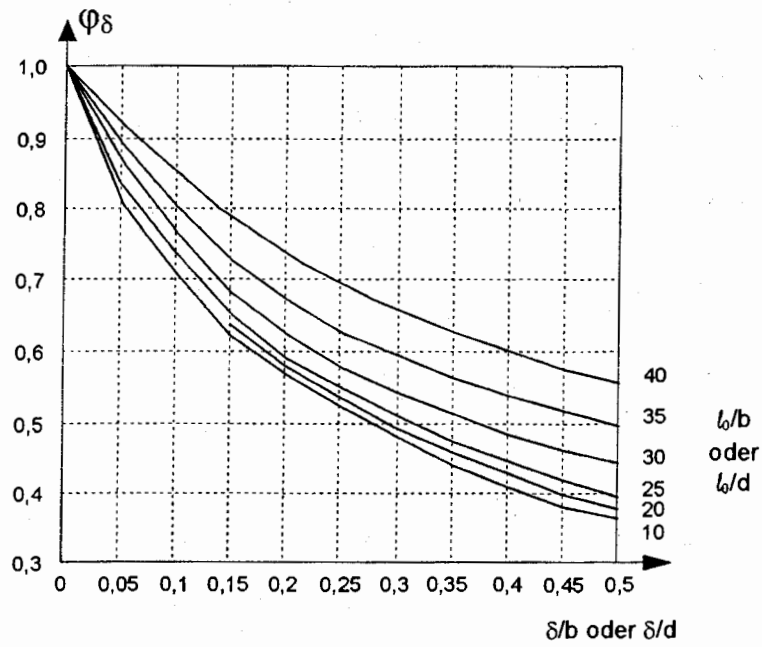


Bild G.2: Korrekturkoeffizient ϕ_δ in Abhängigkeit von der Exzentrizität δ

Bemess.- Kurve	Beton- Fest.	$A_s/(A_c+A_s)$ %
1	C20/25	1,0
2	C20/25	2,5
3	C20/25	4,0
4	C30/37	1,0
5	C30/37	2,5
6	C30/37	4,0
7	C40/50	1,0
8	C40/50	2,5
9	C40/50	4,0

$N_{fi,Rd}$
[MN]

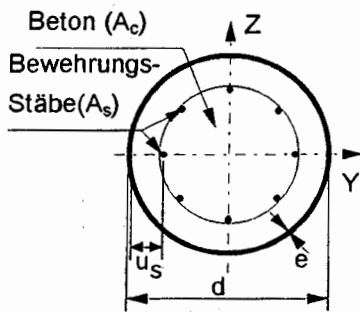
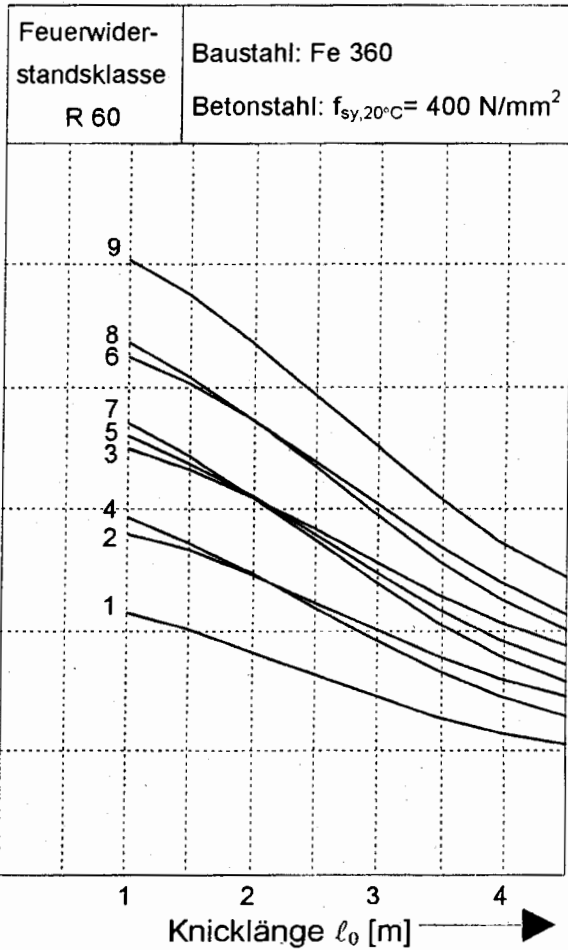


Bild G.3: Bemessungsdiagramm für einen Hohlprofil-Querschnitt 219,1 x 4,5

Bemess.- Kurve	Beton- Fest.	$A_s/(A_c+A_s)$ %
1	C20/25	1,0
2	C20/25	2,5
3	C20/25	4,0
4	C30/37	1,0
5	C30/37	2,5
6	C30/37	4,0
7	C40/50	1,0
8	C40/50	2,5
9	C40/50	4,0

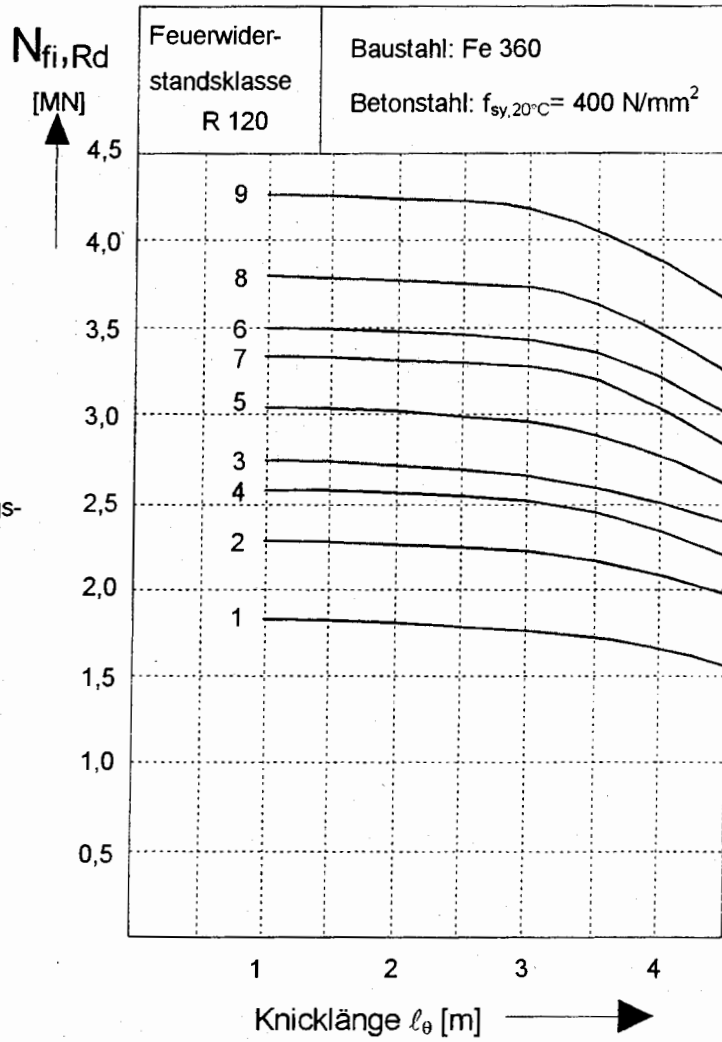
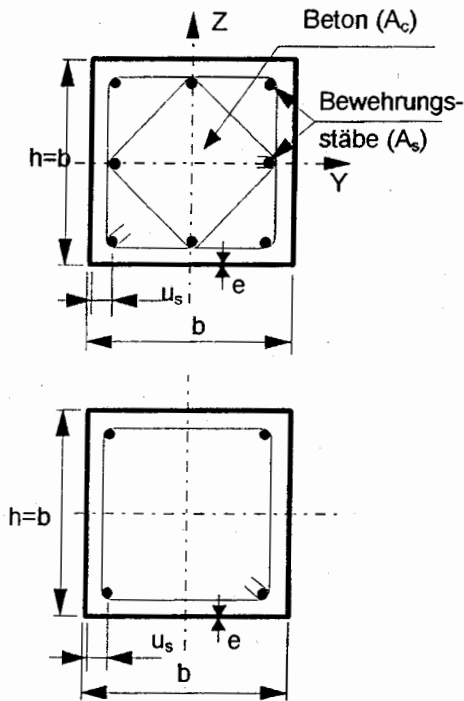


Bild G.4: Bemessungsdiagramm für ein quadratisches Hohlprofil 400 x 10

Anhang H [informativ] Planung und Auswertung experimenteller Verfahren

H.1 Einleitung

- (1) Versuchsergebnisse dürfen zur Beurteilung des Brandverhaltens von Bauteilen, Teil- oder Gesamttragwerken herangezogen werden, wenn die Versuche angemessen durchgeführt wurden.
- (2) In Versuchen sollte eine der möglichen Wärmeeinwirkungen nach ENV 1991-2-2 Abschn. 4 angenommen werden.
- (3) Versuchsergebnisse sollten zu einer umfassenden Beurteilung des Feuerwiderstandes eines Tragwerkes oder Tragwerksteiles führen.
- (4) Versuche sollten die Erwärmungsbedingungen, die bei einem Brand auftreten, und die entsprechenden mechanischen Einwirkungen berücksichtigen. Versuchsergebnis ist die Zeitdauer, während der das Tragwerk seine Tragfähigkeit unter gleichzeitiger Brand- und Lasteinwirkung aufrechterhält.
- (5) Versuche sollten genauere Detailinformationen bezüglich einer oder mehrerer Stufen der oben genannten Berechnungsverfahren liefern.
- (6) Detailinformationen können die Wärmedämmung von Decken, Temperaturfelder von Querschnitten oder Versagensarten von Bauteilen betreffen.
- (7) Versuche sollten frühestens fünf Monate nach dem Betonieren durchgeführt werden.

H.2 Versuche für globale Beurteilungen

- (1) Die Bemessung der Prüfkörper und die aufgebrachten mechanischen Einwirkungen sollten die Nutzungsbedingungen widerspiegeln.
- (2) Versuche, die auf Grundlage der herkömmlichen Brandbeanspruchung gemäß CEN-Normen durchgeführt werden, sollten im Hinblick auf die Einhaltung der vorgenannten Regel betrachtet werden.
- (3) Die Versuchsergebnisse sollten nur für die speziellen Versuchsbedingungen und ggfs. für den in CEN-Normen vereinbarten Anwendungsbereich angewendet werden.

H.3 Versuche für Teilinformationen

- (1) Die Versuchskörper sollten im Hinblick auf die Art der erwarteten Teilinformation bemessen werden.
- (2) Die Versuchsbedingungen dürfen von den Nutzungsbedingungen der Bauteile abweichen, sofern dies keinen Einfluß auf die zu erwartende Teilinformation hat.
- (3) Die Anwendung von Teilinformationen aus Versuchen ist auf die gleichen maßgebenden Parameter begrenzt, die im Versuch untersucht wurden.
- (4) Bezüglich der Wärmeübertragung sind die Ergebnisse für gleiche Querschnittsabmessungen der Bauteile und gleiche Erwärmungsbedingungen gültig.
- (5) Bezüglich der Versagensmechanismen sind die Ergebnisse für gleiche Bemessung des Tragwerkes oder Tragwerksteiles, gleiche Randbedingungen und gleiches Lastniveau gültig.

- (6) Mit Versuchsergebnissen, die in Übereinstimmung mit den oben genannten Regeln stehen, dürfen entsprechende Angaben in den Berechnungsverfahren der Abschn. 4.2, 4.3 und 4.4 ersetzt werden.