

# Universitätsbibliothek Braunschweig (84)

UB Braunschweig 84



2654-2720

**INSTITUT FÜR BAUSTOFFE, MASSIVBAU UND BRANDSCHUTZ  
DER TECHNISCHEN UNIVERSITÄT BRAUNSCHWEIG**

Amtliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen

Direktoren:

Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. K. Kordina

Prof. Dr.-Ing. F. S. Rostásy

**ZUR PRAXISGERECHTEN BRANDSCHUTZTECHNISCHEN  
BEURTEILUNG VON STÜTZEN AUS STAHL UND BETON**

von

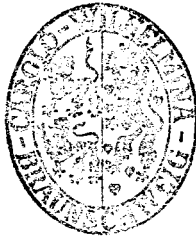
Rüdiger Haß

**HEFT 69**

**BRAUNSCHWEIG**

**1986**

ISSN 0178-5796



UNIVERSITÄTS-  
BIBLIOTHEK

Diese Arbeit ist die vom Fachbereich für Bauingenieur- und Vermessungswesen der Technischen Universität Braunschweig genehmigte Dissertation des Verfassers.

Eingereicht am 13.05.1985

Mündliche Prüfung am 29.11.1985

Berichterstatter : Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. K. Kordina

Berichterstatter : Prof. Dr.-Ing. U. Quast



Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit im Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig. Wesentliche Anregungen erhielt ich durch die Mitarbeit an Projekten des von der Deutschen Forschungsgemeinschaft geförderten Sonderforschungsbereichs 148 "Brandverhalten von Bauteilen" und des vom Bundesminister für Forschung und Technologie geförderten und im Auftrage der Studiengesellschaft für Anwendungstechnik von Eisen und Stahl e. V. durchgeführten Forschungsprojekts "Brandverhalten von Stahl- und Stahlverbundkonstruktionen". Ein Großteil der in dieser Arbeit zitierten experimentellen Arbeiten wurden im Rahmen dieser Projekte durchgeführt.

Herrn Prof. Dr.-Ing. Quast danke ich im Besonderen für seine stete Diskussionsbereitschaft und für so manchen Zuspruch und so manche Ermutigung in schwierigen Arbeitsphasen. Er und Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Kordina, dem ich für die gewährte Unterstützung danke, übernahmen die Berichterstattung. In meinen Dank eingeschlossen sind ebenfalls Prof. em. Dr.-Ing. Paschen, der den Vorsitz der Prüfungskommission übernahm, und Prof. Dr.-Ing. Scheer als Mitglied der Prüfungskommission.

Die im folgenden genannten Damen und Herren unterstützen mich mit Rat und Tat bei der Erstellung dieser Arbeit.

Herr A. Fiebich	Herr B. Keck
Frau S. Lisson	Frau P. Löhr
Herr E. Richter	Frau H. Schroeder-Herrl
Herr R. Ude	Herr W. Then
Frau S. Walter	Herr D. Wittenberg

Ihnen allen gilt mein besonderer Dank.

Braunschweig im August 1986



Inhaltsverzeichnis

	Seite
1 Einleitung.....	1
1.1 Eingrenzung des Themas.....	1
1.2 Grundlagen der brandschutztechnischen Beurteilung nach DIN 4102.....	1
1.3 Problemstellung.....	6
1.4 Zielsetzung der Arbeit.....	9
2 Nachweis der Feuerwiderstandsklasse durch Prüfungen.....	10
2.1 Grundgedanke der Bemessung tragender Bauteile.....	10
2.2 Beurteilung des Brandverhaltens von Bauteilen.....	12
2.3 Zusammenfassung und Wertung.....	29
3 Nachweis der Feuerwiderstandsklasse durch Berechnungen.....	31
3.1 Berechnung des Bauteilwiderstands von Stützen.....	31
3.2 Anwendung von Rechenverfahrens zum Nachweis der Feuerwiderstandsklassen.....	39
3.3 Zusammenfassung und Wertung.....	46
4 Praxisgerechte Lagerungsbedingungen brandbeanspruchter Stützen.....	49
4.1 Brandprüfungen bei Lagerungsbedingungen nach DIN 4102.....	49
4.2 Brandprüfungen bei praxisgerechten Lagerungsbedingungen.....	62
4.3 Interpretation der Versuchsergebnisse.....	79
4.4 Zusammenfassung und Wertung.....	98
5 Folgerungen für eine praxisgerechte brandschutztechnische Beurteilung von Stützen.....	104
6 Literaturverzeichnis.....	109



FormelzeichenHauptzeichen

## Geometrische Größen

A	Fläche
U	Umfang
a	Abmessungen
b	Breite
c	Betondeckung der Bewehrung
d	Dicke
d	Durchmesser
e	Exzentrizität
f	Durchbiegung
h	Höhe
i	Trägheitsradius
k	Krümmung
l	Länge
u	Achsabstand der Bewehrung vom Betonrand
u, v, w	Verschiebungskordinaten
x, y, z	Koordinaten
$\epsilon$	Dehnung
$\varphi$	Verdrehung
$\lambda$	Schlankheitsgrad
$\mu$	geometrisches Bewehrungsverhältnis $A_s/A_b$

## Kraftgrößen

$F_A$	außergewöhnliche Einwirkung
G	ständige Einwirkung
M	Moment
N	Längskraft
Q	Querkraft
Q	veränderliche Einwirkung
R	Bauteilwiderstand
S	Einwirkung
$\kappa$	Lastfaktor

## III

$\sigma$  Spannung

## Baustoffe

E Elastizitätsmodul

$\beta$  Festigkeit

## Sonstige Größen

F Feuerwiderstandsklasse

T Temperatur

c Aufheizgeschwindigkeit

s Standardabweichung

t Zeit

$\bar{x}$  Mittelwert

$\alpha$  Wärmeübergangszahl

$\epsilon$  Emissionszahl

$\gamma$  Sicherheitsbeiwert

$\psi$  Kombinationsbeiwert

Nebenzeichen

## Geometrische Größen

x,y,z	Koordinatenachsen
1,2,3	feste Orte oder Zeitpunkte

## Kraftgrößen

D	Druck
H	Hauptlast
K	Knicken
Z	Zusatzlast
f	allgemein Einwirkungen betreffend

## Baustoffe

C	Zylinder
R	Rechenwert
S	Streckgrenze
W	Würfel
b	Beton
m	Baustoffe betreffend
s	Betonstahl
st	Baustahl

### Sonstige Größen

F	die Feuerwiderstandsklasse betreffend
N	Nennwert
O	Ausgangszustand
b	Bauwerke betreffend
bü	Bügel betreffend
d	Bemessungswert
e	die Einbaulänge betreffend
k	charakteristischer Wert
k	den Kragarm betreffend
l	Verlängerung
t	Zeit
th	thermisch
u	die Versagensgrenze betreffend
v	ungewollt
w	wirksam

### Abkürzungen

ETK	Einheitstemperaturkurve
RHP	Rechteck-Hohlprofil
cal	rechnerisch
crit	kritisch
erf	erforderlich
exp	experimentell
max	maximal
min	minimal
rep	repräsentativ
vorh	vorhanden
zul	zulässig



## 1 Einleitung

### 1.1 Eingrenzung des Themas

Die vorliegende Arbeit beschäftigt sich mit der brandschutztechnischen Beurteilung von Stützen, die aus dem Baustoff Stahl oder den Baustoffen Stahl und Beton im Verbund - Stahlstützen, Stahlbetonstützen und Verbundstützen - bestehen. Die Querschnittsausbildungen dieser Stützen ist aus Bild 1.1 ersichtlich. Die grundsätzlichen Betrachtungen zum vorhandenen Sicherheitsniveau des baulichen Brandschutzes in der Bundesrepublik Deutschland lassen sich aber auch auf andere Bauteile und Bauweisen übertragen. Ausgangspunkt der Beurteilung ist das brandschutztechnische Nachweisverfahren durch Prüfungen nach DIN 4102 Teil 2. Den Nachweis der Feuerwiderstandsklasse ausschließlich auf rechnerischem Wege zu erbringen, ist in DIN 4102 ausdrücklich nicht vorgesehen. Die Möglichkeit, die punktuell gewonnenen Prüfergebnisse durch Rechenverfahren deterministisch auf dem durch DIN 4102 Teil 2 vorgegebenen Sicherheitsniveau zu verdichten, wird erläutert.

### 1.2 Grundlagen der brandschutztechnischen Beurteilung nach DIN 4102

Brände in Gebäuden gefährden durch das Auftreten von Feuer und Rauch Leib und Leben von Menschen. Der entfestigende Einfluß hoher Temperaturen auf die Baustoffe und die auftretenden thermischen Dehnungen führen zusätzlich zu Schäden an der baulichen Substanz. Der Gesetzgeber in der Bundesrepublik Deutschland hat durch Verankerung bauaufsichtlicher Brandschutzforderungen im Bauordnungsrecht dafür Sorge getragen, daß diesen Gefahren durch konstruktive bauliche Maßnahmen begegnet wird. So verlangt z. B. die Bauordnung Nordrhein-Westfalen (BauO NW):

"Bauliche Anlagen sind so anzuordnen, zu errichten und instandzuhalten, daß der Entstehung und Ausbreitung von Schadenfeuer vorgebeugt wird und bei einem Brand wirksame Löscharbeiten und die Rettung von Menschen und Tieren möglich sind."

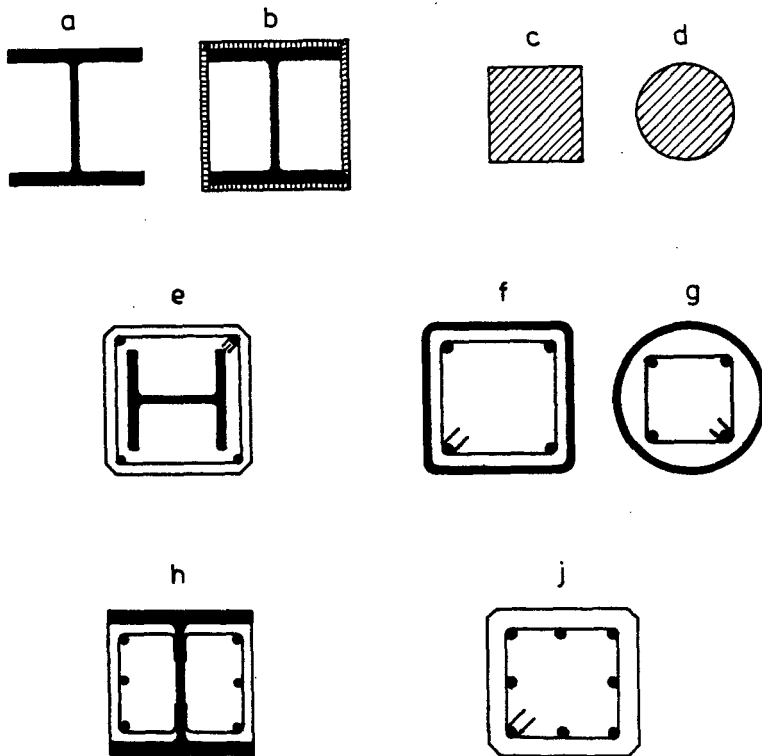


Bild 1.1: Querschnittsausbildung der untersuchten Stützen

Vornehmlich werden hierdurch Aspekte des Personen- und weniger solche des Objektschutzes angesprochen. Der Evakuierung von Menschen aus brennenden Gebäuden, der Möglichkeit eines gezielten Löschangriffs und der Sicherheit der den Brand bekämpfenden Feuerwehr wird Vorrang vor dem Erhalt der baulichen Substanz eingeräumt.

In den Landesbauordnungen der Bundesländer wird die Forderung erhoben, Bauteile je nach ihrer Bedeutung für das Gesamttragwerk und je nach Nutzung und Größe des betreffenden Gebäudes "feuerhemmend" oder "feuerbeständig" auszubilden. Diesen Begriffen werden in den Einführungserlassen zur Brandschutznorm DIN 4102 die Feuerwider-

standsklassen F 30, "feuerhemmend", und F 90, "feuerbeständig", zugewiesen. Ein Gesamtbauwerk entspricht erfahrungsgemäß aus brandschutztechnischer Sicht dann den Sicherheitsanforderungen, wenn alle Einzelbauteile die geforderte Feuerwiderstandsklasse erreichen. Ein Zusammenwirken der Bauteile als Gesamttragwerk wird in der Regel nicht gesondert beachtet.

Um in Feuerwiderstandsklassen eingestuft werden zu können, müssen Bauteile die entsprechenden Anforderungen der DIN 4102 Teil 2 erfüllen. Kennzeichnende Größe für das Verhalten von Bauteilen bei Brandeinwirkung ist die Feuerwiderstandsdauer  $t_u$ . Sie ist die Mindestdauer, während der ein Bauteil unter praxisgerechten Bedingungen bei genommener Brandbeanspruchung die in DIN 4102 gestellten Anforderungen erfüllt. Tragende Bauteile dürfen unter ihrer rechnerisch zulässigen Gebrauchslast nicht vor Ablauf der geforderten Feuerwiderstandsdauer zusammenbrechen. Maßgebend für die Einstufung in eine Feuerwiderstandsklasse ist das ungünstigste Ergebnis von Prüfungen an mindestens zwei gleichartigen Probekörpern. Eingestuft wird in die Feuerwiderstandsklassen F 30, F 60, F 90, F 120 und F 180, wobei die Ziffern der geforderten Feuerwiderstandsdauer in Minuten entsprechen.

Um einheitliche Beurteilungsgrundlagen und vergleichbare Prüfergebnisse zu erhalten, wurde international ein Temperatur/Zeit-Verlauf als Normbrand definiert. Die Entwicklung der Brandraumtemperaturen nach dieser sogenannten Einheitstemperaturzeitkurve (ETK) folgt der in Bild 1.2 dargestellten, logarithmischen Funktion. Vergleicht man mit Bränden, bei denen eine begrenzte Menge geschichteter Holzkrippen in vorgegebener Anordnung als sogenannte natürliche Brandlast dient, so ist der anfängliche Anstieg der Temperaturen der ETK nicht ganz so steil wie der zu Beginn voll entwickelter, natürlicher Brände. Dafür vermindern sich die Temperaturen bei natürlichen Bränden nach dem Erreichen eines Maximums wieder /9/. Die Definition eines genommnen Temperatur/Zeit-Verlaufs entspricht einmal dem Bedürfnis der Vereinheitlichung von Prüfungen und der Vergleichbarkeit der Prüfergebnisse, zum anderen wird damit aber auch eine auf der sicheren Seite liegende, intensive Temperaturbeanspruchung zur Beurteilung der Sicherheit im Brandfall vorgegeben.



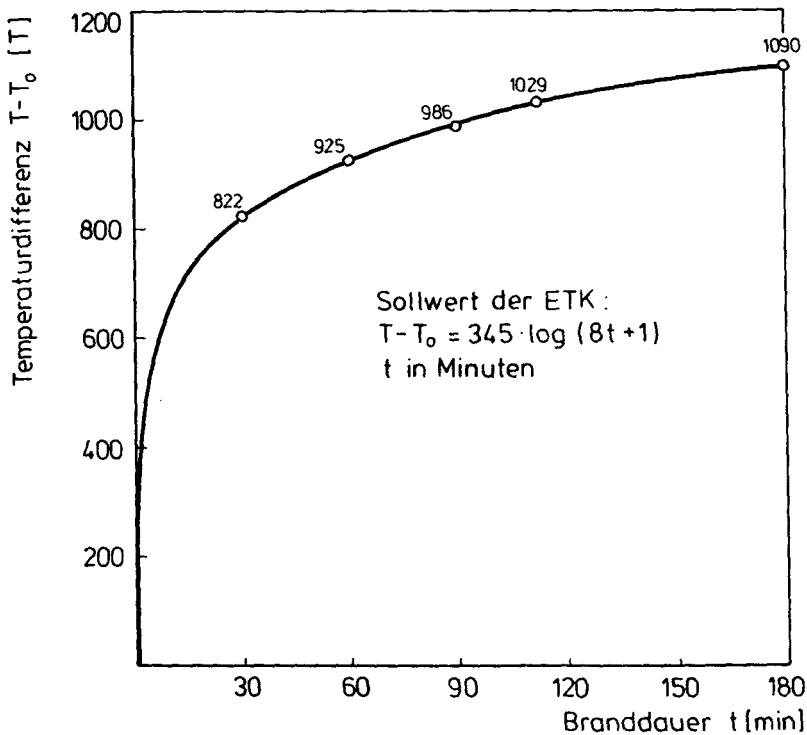


Bild 1.2: Einheitstemperaturzeitkurve (ETK) nach DIN 4102 Teil 2 und IS 834

Im Baugenehmigungsverfahren ist zu beweisen, daß die in den Landesbauordnungen der Bundesländer verankerten bauaufsichtlichen Brandschutzforderungen erfüllt werden. Beweise dieser Art werden üblicherweise mit Hilfe der bauaufsichtlich als technische Baubestimmung eingeführten Normen oder Richtlinien geführt. Bei ihrer Anwendung besteht die gesetzliche Beweisvermutung, daß man nach den anerkannten Regeln der Baukunst verfährt und hierüber einen besonderen Nachweis nicht zu führen braucht. Für den baulichen Brandschutz bedeutet dies, daß die bauaufsichtlich eingeführte Brandschutznorm DIN 4102 das alleinige Beweismittel im Baugenehmigungsverfahren ist.

- DIN 4102 Teil 4 ist eine Zusammenstellung aller brandschutztechnisch klassifizierten, nicht firmengebundenen Baustoffe, Bauteile und Sonderbauteile. Für bestimmte Bauteile und Bauweisen werden Bemessungsregeln angegeben. Werden diese Regelungen beachtet, so ist der Nachweis der geforderten Feuerwiderstandsklasse erbracht. Die überwiegende Zahl aller Stahlbeton- und Holzbauwerke kann nach diesem Normblatt brandschutztechnisch beurteilt werden.
  
- In den Einführungserlassen zu DIN 4102 ist für nicht klassifizierte Bauteile und Baustoffe vorgeschrieben, daß ihr Brandverhalten durch Prüfungen nach DIN 4102 zu ermitteln ist. In Teil 2 dieser Norm werden brandschutztechnische Begriffe, Anforderungen und Prüfungen für Bauteile festgelegt. Diese Prüfungen werden von anerkannten Prüfstellen durchgeführt. Bei positivem Prüfergebnis wird ein Prüfzeugnis ausgestellt. Im bauaufsichtlichen Genehmigungsverfahren ist die Vorlage solcher Zeugnisse ein Nachweis der Feuerwiderstandsklasse. Liegen übertragbare Prüfergebnisse vor, so kann der brandschutztechnische Nachweis nach den Einführungserlassen zu DIN 4102 über eine Gutachtliche Stellungnahme, die nur von anerkannten Prüfstellen erstellt werden darf, geführt werden. Die Übertragung der vorliegenden Prüfergebnisse erfolgt in der Regel durch abgesicherte Rechenverfahren und entspricht dem Verfahren der Verallgemeinerung von Prüfergebnissen in Prüfzeugnissen. Die Gutachtlichen Stellungnahmen gehen in das bauaufsichtliche Genehmigungsverfahren wie ein Prüfzeugnis ein. Da mittlerweile Erfahrungen über das Brandverhalten von Verbundbauteilen in ausreichender Menge vorliegen, wird diese Nachweisform, solange noch keine normgerechte Regelung für ihr Brandverhalten existiert, auf diese Bauteile angewendet.
  
- Bei neuen, noch nicht gebräuchlichen Bauweisen kann der Nachweis der Brauchbarkeit über eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung erbracht werden. Beim Zulassungsverfahren wird das Brandverhalten aufgrund der Normprüfungen durch den Sachverständigen-Ausschuß (SVA) "Brandverhalten von Bauteilen" beurteilt und die Zulassung durch das Institut für Bautechnik, Berlin, erteilt.

### 1.3 Problemstellung

Durch die einige Jahrzehnte alte brandschutztechnische Beurteilungspraxis - Festlegung der erforderlichen Feuerwiderstandsklassen, Vorgabe der genormten Temperaturbeanspruchung, Durchführung der Brandprüfungen unter als praxisgerecht definierten Lagerungsbedingungen - hat sich im Brandschutz ein allgemein akzeptiertes Sicherheitsniveau ergeben. Die Zahl der durch Brände in ihrer tragenden Konstruktion geschädigten Gebäude und der Umfang dieser Schäden verursachen bei Feuerwehren und der öffentlichen Meinung hinsichtlich des Personenschutzes und bei Sachversicherern und den Eigentümern hinsichtlich des Objektschutzes keinen Wunsch nach Veränderung. Wirtschaftlichkeit und Sicherheit befinden sich offensichtlich in einem ausgewogenen Verhältnis. Probleme entstehen erst dann, wenn durch weitere experimentelle und theoretische Untersuchungen Widersprüche der bestehenden Beurteilungspraxis aufgedeckt werden.

In DIN 4102 Teil 2 werden brandschutztechnische Begriffe, Anforderungen und Prüfungen für Bauteile festgelegt. Die Probekörper müssen danach in ihren Abmessungen, ihrer Konstruktion, ihrem Werkstoff, ihrer Ausführungs- und Einbauart der praktischen Anwendung entsprechen. Tragende Bauteile sind unter Last zu prüfen und so in den Prüfstand einzubauen, daß sie sich entsprechend dem statischen System verformen können. Die Last ist so anzuordnen, daß sie während der Versuchsdauer konstant bleibt. Sie ist derart zu bemessen, daß in den Traggliedern unter Zugrundelegung anerkannter Bemessungsverfahren in der Regel die zulässigen Spannungen oder Schnittgrößen auftreten. Wird die Prüfung unter einer anderen Belastung durchgeführt, so ist diese Last auf die statisch zulässige Last zu beziehen.

Kommentare zur DIN 4102 Teil 2 /9, 17, 21/ definieren Lagerungsbedingungen für Stahlbeton-, Stahl- und Holzstützen im Brandfall. Stahlbetonstützen sind in der Regel mit Lagerungsbedingungen nach dem Euler-Fall 2, beidseitig gelenkige Lagerung, Stahlstützen nach dem Euler-Fall 3, einseitig eingespannt und einseitig gelenkig gelagert, zu prüfen. Die Ermittlung der Prüflast erfolgt dabei unter Zugrundelegen der Lagerungsbedingungen, die bei der Brandprüfung vorliegen. Durch diese Prüfgrundsätze sollen sich die Ergebnisse der Brandprü-

fungen auf das tatsächliche Brandverhalten der Bauteile im Bauwerk übertragen lassen und damit eine ausreichende Sicherheit gegen Versagen der Konstruktion im Brandfall gewährleisten. Diese Betrachtungsweise geht nicht auf die tatsächlich im Bauwerk vorhandenen Bedingungen ein. Nach DIN 4102 Teil 4 können Holzstützen, die an beiden Enden jeweils mit ihrer gesamten Querschnittsfläche vollflächig mit den anschließenden Bauteilen verbunden sind, brandschutztechnisch beurteilt werden, als ob sie nach Euler-Fall 3 oder 4 gelagert sind /17/. Die Bemessung der Stützen bei Raumtemperatur kann entsprechend den Lagerungsbedingungen des Euler-Falls 2 erfolgt sein. Dieses Vorgehen berücksichtigt statisch nicht in Ansatz gebrachte, elastische Einspannungen in die die Stütze umgebenden Gebäudeteile.

International wird bei der brandschutztechnischen Beurteilung von Stützen der aussteifenden Wirkung nicht beflammer Gebäudebereiche Rechnung getragen. Für Stahlbetonstützen geschieht dies durch den "CEB-FIP Model Code" /11/, für Stahlstützen durch die "European Recommendations for the Fire Safety of Steel Structures" /14/. Bei der Beurteilung des Brandverhaltens werden Rotationsbehinderungen der Stützenenden angenommen. Die Ermittlung der zulässigen Last erfolgt der Baupraxis entsprechend in der Regel unter der Annahme beidseitig gelenkiger Lagerung.

Ein Widerspruch innerhalb des Systems der brandschutztechnischen Beurteilung ergibt sich dadurch, daß die Festlegungen der DIN 4102 Teil 4 für die brandschutztechnische Dimensionierung von Stahlbetonstützen auf Versuchen beruht, die in den Jahren 1936 bis 1966 bei der Bundesanstalt für Materialprüfung in Berlin und der Fire Research Station in Borehamwood, Großbritannien, durchgeführt /9/ und nur punktuell durch neuere Forschungsergebnisse ergänzt wurden. Die genannten Versuche weichen in ihrer Durchführung von den vorgenannten Forderungen der DIN 4102 Teil 2 ab. Die Brandhäuser, in denen diese Versuche durchgeführt wurden, ermöglichten nur Lagerungsbedingungen, die in etwa denen des Euler-Falls 3, einseitig gelenkig gelagert und einseitig eingespannt, entsprachen. Die zulässigen Lasten der Versuchskörper wurden aber so ermittelt, als wären beide Endauflager frei drehbar. Die tatsächlichen Feuerwiderstandszeiten von Stahlbetonstützen, die entsprechend DIN 4102 Teil 4 dimensioniert sind, lie-

gen folglich unter den an sie gestellten Anforderungen. Dieser Tatbestand führt zu einem uneinheitlichen Sicherheitsniveau, wenn andere Stützen, die noch nicht in DIN 4102 Teil 4 enthalten sind, streng nach den Prüfrichtlinien der DIN 4102 Teil 2 geprüft werden.

Zur Ermittlung der zulässigen Lasten der Prüfkörper wurden in früheren Jahren jeweils die Nennwerte (Fraktilen) der Festigkeiten der im Bauteil vorhandenen Baustoffe zugrundegelegt. Da die tatsächlichen Festigkeiten in den häufigsten Fällen höher waren und im Mittel den Erwartungswerten entsprachen, ergab sich eine Reserve, die aufgrund der Kenntnis des Tatbestands auch genutzt wurde. Durch die Festlegung der neuen Prüfvorschriften für Stahlstützen bei Brandprüfungen nach DIN 4102 Teil 2 /21/ wird von dem bisherigen Vorgehen bei der Ermittlung der Feuerwiderstandsdauer abgerückt. Die Prüflast wird zwar weiter mit dem Mindestwert der Festigkeit der gelieferten Stahlsorte ermittelt, das Prüfergebnis, die Feuerwiderstandsdauer  $t_u$ , wird aber entsprechend der Abweichung der Festigkeit einer nach dem Brandversuch entnommenen Materialprobe vom Rechenwert der Streckgrenze korrigiert. Dieses Vorgehen entspricht in seiner Auswirkung der Ermittlung der zulässigen Last auf der Basis der aktuellen Materialkennwerte und bedeutet eine Verschärfung der bisher üblichen Prüfpraxis von beschichteten oder bekleideten Stahlstützen.

Rechnerische Nachweise des Brandverhaltens sind im bisherigen Konzept der DIN 4102 noch nicht vorgesehen. International gibt es aber verstärkt Bemühungen, Nachweise auf rechnerischem Wege gleichwertig neben die experimentellen Nachweise zu stellen /11, 14/. Rechnung und Versuch sollen zum gleichen Ergebnis führen. Zu diesem Zwecke wird die Belastung der Prüfkörper beim rechnerischen Nachweis mit einem Korrekturfaktor abgemindert /4/. Die Übernahme der vorgeschlagenen Verfahren in die deutschen Vorschriften gestaltet sich aber schon deshalb schwierig, weil die brandschutztechnischen Anforderungen an Bauteile international nicht vollständig harmonisiert sind /3/ und das vorhandene Sicherheitsniveau infolge unterschiedlicher Prüfpraxis in der Bundesrepublik Deutschland nicht identisch mit dem des europäischen Auslands ist.

#### 1.4 Zielsetzung der Arbeit

In dieser Arbeit wird die Forderung der DIN 4102 Teil 2, die brandschutztechnische Beurteilung von Bauteilen praxismäßig vorzunehmen, für Stützen einer kritischen Analyse unterzogen. Ziel dieser Arbeit ist die Festlegung von Prüflasten und Lagerungsbedingungen für eine praxismäßige brandschutztechnische Beurteilung von Stützen. Aus der Aufnahme des Ist-Zustands des vorhandenen Sicherheitsniveaus der DIN 4102 soll ein einheitliches Beurteilungskonzept erarbeitet werden. Der Einfluß baupraktischer Lagerungsbedingungen auf das Brandverhalten von Stützen wird unter Verwendung einer geeigneten Versuchsanordnung im Bauteilversuch untersucht. Die Ergebnisse dieser Brandversuche werden mit denen bei definierten Lagerungsbedingungen - eingespannt oder gelenkig gelagert - der Euler-Fälle 2, 3 und 4 verglichen. Der bisher nicht übliche rechnerische Nachweis des Brandverhaltens tragender Bauteile wird im Sicherheitsniveau auf das experimentelle Nachweisverfahren der DIN 4102 Teil 2 abgestimmt. Die Rechengrundlagen, die zur Angleichung von Versuchs- und Rechenergebnissen führen, werden angegeben. Die Schlußfolgerungen werden zu einem Vorschlag für eine einheitliche brandschutztechnische Beurteilung von Stützen zusammengefaßt.

## 2 Nachweis der Feuerwiderstandsklasse durch Prüfungen

### 2.1 Grundgedanke der Bemessung tragender Bauteile

Beim Nachweis der Tragfähigkeit baulicher Anlagen werden die Bemessungswerte des Bauteilwiderstands  $R_d$  und der Einwirkung  $S_d$  gegenübergestellt.

$$R_d \geq S_d \quad (2.1a)$$

Gleichung (2.1a) stellt den Grundsatz der Bemessung tragender Bauteile dar. Ein Bauteil ist danach so zu dimensionieren, daß die vorgegebenen Einwirkungen mit einer vorgeschriebenen Sicherheit aufgenommen werden können. Dabei sind Grenzzustände zu untersuchen, die aus gewöhnlichen (Einwirken von Nutzlasten, ständige Lasten) und außergewöhnlichen Situationen (Anprallkräfte, Explosionen, Brandfall, Baugrundsenkungen, Erdbeben) folgen. Die vorgeschriebenen Sicherheiten für diese Bemessungssituationen werden in Bemessungsvorschriften angegeben. Zielgröße des Nachweises der Standsicherheit eines Tragwerks ist der Bauteilwiderstand  $R$ .

Die Ermittlung der Bemessungswerte  $R_d$  und  $S_d$  wird in den deutschen und den europäischen Vorschriften noch unterschiedlich gehandhabt.

Die deutschen Konstruktions- und Bemessungsnormen für Bauteile aus Stahl und Beton - DIN 1045, DIN 18 800 und DIN 18 806 - fordern, den Tragsicherheitsnachweis gegen  $\gamma$ -fache Gebrauchslasten zu führen. Auf der Seite des Bauteilwiderstandes wird kein gesonderter Sicherheitsbeiwert berücksichtigt.

$$\text{DIN: } R_k \geq \gamma_f \cdot S_k \quad (2.1b)$$

Eurocode Nr. 2, Nr. 3 und Nr. 4 verwenden geteilte Sicherheitsbeiwerte für die Bauteilwiderstands- und die Einwirkungsseite.

$$\text{Eurocodes: } R \left( \frac{f}{\gamma} \right) \geq S (\text{rep } F) \quad (2.1c)$$

Die Bauteile eines Bauwerks werden werksmäßig oder auf der Baustelle gefertigt. Infolgedessen streuen ihre Baustoffkennwerte und Bauteilabmessungen. Die Berechnung des charakteristischen Bauteilwiderstands  $R_k$  erfolgt deshalb unter Ansatz der charakteristischen Werte der Baustoffeigenschaften. Sie entsprechen in der Regel unteren Fraktilwerten der Verteilungsdichten der entsprechenden Einflußgrößen. Zur Berücksichtigung von geometrischen oder strukturellen Imperfektionen werden additive Sicherheitselemente der Form  $\Delta a, \Delta e$  eingeführt. Für die Bauteilabmessung wird in der Regel mit den Nennabmessungen gearbeitet. Bei Druckgliedern wird eine Vorverformung des Stabes berücksichtigt, die entweder als Zusatzausmitte der Längskraft  $e_v$  oder durch einen spannungslosen, zur Knickfigur des Bauteils affinen Verlauf angenommen wird. Die dem Bauteilwiderstand gegenübergestellte charakteristische Einwirkung  $S_k$  entspricht einem oberen Fraktilwert der Verteilungsdichte.

Kann der Bauteilwiderstand  $R$  nicht über ein mechanisches Modell aus den Abmessungen und Lagerungsbedingungen des Bauteils und den Festigkeits- und Verformungseigenschaften der Baustoffe ermittelt werden, oder führen diese Modelle zu unsicheren oder unwirtschaftlichen Lösungen, so ist er nach Eurocode Nr. 3 aus einer Anzahl von Versuchen an bauwerksgleichen oder bauwerksähnlichen Prüfkörpern zu ermitteln. Der Bemessungswert des Bauteilwiderstands  $R_d^*$  wird aufgrund einer statistischen Auswertung als unterer Fraktilwert der angenommenen Grundgesamtheit der Versuchswerte  $R_i$  ermittelt. Der Mittelwert der Versuchswerte  $R$  wird hierzu durch einen vorgegebenen Sicherheitsbeiwert  $\gamma_m$  abgemindert.

$$R_d^* = \frac{\bar{R}}{\gamma_m} \quad (2.2)$$

Die Größe des Sicherheitsbeiwerts  $\gamma_m$  sinkt mit der Anzahl der durchgeführten Versuche und steigt mit deren Streubreite. Die Anzahl von Versuchen an nominell gleichen Prüfkörpern bleibt aus Kostengründen häufig sehr klein, so daß eine statistische Auswertung naturgemäß Unsicherheiten in sich birgt.



Eine zusätzliche Bewertung der Versuchsergebnisse erfolgt durch die Berücksichtigung der von den Mindestfestigkeiten abweichenden, tatsächlichen Materialeigenschaften und Bauteilabmessungen der Versuchskörper.

$$R_d = R_d^* \cdot f\left(\frac{\text{vorh } \beta}{\beta}\right) \quad (2.3)$$

Der so erhaltene Wert wird in Eurocode Nr. 3 konventioneller Bemessungswert des Bauteilwiderstands  $R_d$  genannt. Er entspricht in seinem Sicherheitsniveau dem Bemessungswert  $R_d$ , der auf der Basis der charakteristischen Materialeigenschaften und geometrischen Größen durch Berechnungsmodelle ermittelt wird.

## 2.2 Beurteilung des Brandverhaltens von Bauteilen

Der brandschutztechnische Nachweis der Feuerwiderstandsklassen nach DIN 4102 Teil 2 ist für tragende Bauteile unter ihrer zulässigen Last zu führen. Die zulässigen Lasten werden nach den für die betreffenden Bauweisen gültigen Bemessungs- und Konstruktionsvorschriften ermittelt.

- |                     |                    |  |
|---------------------|--------------------|--|
| - Stahlstützen      | DIN 4114           | bis zur Neufassung der<br>DIN 18 800 Teil 2, |
| - Stahlbetonstützen | DIN 1045,          |  |
| - Verbundstützen    | DIN 18 806 Teil 1. |  |

Die Belastung ist während der Brandprüfung konstant zu halten. Damit ist die Grenzzustandsbedingung tragender Bauteile im Brandfall gegeben. Der Nachweis der Brandsicherheit muß gegen die 1,0 - fachen Gebrauchslasten geführt werden.

$$S = R/\gamma \quad (2.4)$$

Die Prüflast ist eine Einflußgröße des brandschutztechnischen Nachweises, Zielgröße und Ergebnis ist die Feuerwiderstandsdauer  $t_u$ .

### 2.2.1 Ermittlung des Bemessungswerts der Feuerwiderstandsdauer

Zum Nachweis der Brandsicherheit eines Bauteiltyps nach DIN 4102 Teil 2 werden in der Regel Prüfungen an zwei gleichartigen Probekörpern durchgeführt. Maßgebend für die Einstufung in eine Feuerwiderstandsklasse ist das ungünstigste Prüfergebnis. Werden Bauteile nicht gezielt auf Brandschutzanforderungen hin hergestellt, so verteilen sich die Feuerwiderstandszeiten  $t_u$  gleichmäßig über die gesamte Breite einer Feuerwiderstandsklasse. Ober- oder unterschreiten sie die Klassengrenze, so werden sie in die entsprechend höhere oder niedrigere Feuerwiderstandsklasse eingestuft. Derartig klassifizierte Bauteile haben also von Prüfung zu Prüfung ein unterschiedliches Vorhaltemaß gegenüber den Mindestanforderungen. Nimmt die Kenntnis über das Brandverhalten bestimmter Bauteile aber zu, ist man in der Lage, die Prüfkörper so zu dimensionieren, daß die Mindestanforderungen einer Feuerwiderstandsklasse gerade erfüllt werden. Im Grenzfall gilt:

$$\min(t_{u1}, t_{u2}) = t_F \quad (2.5)$$

In diesem Falle wäre beim Erreichen der Feuerwiderstandsklasse die Grenzzustandsbedingung des brandschutztechnischen Nachweises

$$R(t_F) = S \quad (2.6)$$

erfüllt.

Statistische Aussagen aufgrund von zwei Stichproben bergen zwangsläufig Unsicherheiten in sich. Dennoch stellt die brandschutztechnische Klassifizierung nach DIN 4102 Teil 2 ein quantifizierbares Sicherheitsniveau dar /12/. Die Grundgesamtheit der Versagenszeiten von Prüfkörpern einer Bauteilart kann bei gleicher Ausbildung und bei gleicher Beanspruchung als normalverteilt angesehen werden. Liegen außer den beiden Prüfergebnissen weiter keine Kenntnisse über Mittelwert und Streuung vor, so geht die Normalverteilung in die Student-Verteilung über. Der Spezialfall einer Student-Verteilung mit einem Freiheitsgrad (d. h. Stichproben mit dem Umfang  $n = 2$ ) ist die Cauchy-Verteilung /1/.

Ihre Verteilungsfunktion lautet:

$$F(t) = \frac{1}{2} + \frac{1}{\pi} \cdot \arctan(t) \quad . \quad (2.7)$$

Mit

$$t = k \cdot \sqrt{\frac{n}{n+1}} \quad ,$$

$$k = \frac{t_{\min} - \bar{t}_u}{s_{tu}} = -\frac{\sqrt{2}}{2} \quad \text{und}$$

$$\bar{t}_u = \frac{t_{u1} + t_{u2}}{2}$$

ergibt sich

$$F(t) = \frac{1}{2} + \frac{1}{\pi} \cdot \arctan\left(-\frac{\sqrt{3}}{3}\right) = 0,33 \quad ,$$

die Wahrscheinlichkeit, mit der eine weitere Prüfung den geringeren Wert der Feuerwiderstandsdauer von zwei durchgeführten Prüfungen unterschreitet.

Erreicht ein Bauteil in zwei Prüfungen gerade noch die untere Klassengrenze und sind Mittelwert und Standardabweichung der Versagenszeiten der Grundgesamtheit unbekannt, so entspricht die Klassengrenze der Feuerwiderstandsklasse  $t_F$  der 33 %-Fraktile aller Versagenszeiten. Bei der Verallgemeinerung der Prüfergebnisse tragender Bauteile in Prüfzeugnissen (Ermittlung unterer Grenzkurven der Prüfergebnisse zur Klassifizierung) werden die Mindestanforderungen gerade noch erreicht. Durch die Klassifizierung aufgrund des ungünstigeren Ergebnisses von zwei Brandprüfungen wird ein bestimmter Sicherheitsabstand zur unteren Klassengrenze der betreffenden Feuerwiderstandsklasse  $t_F$  gewonnen. Der Bemessungswert der Zielgröße des brandschutztechnischen Nachweises

$$\min(t_{u1}, t_{u2}) \geq t_F \quad (2.8)$$

ist aufgrund einer quasi-statistischen Auswertung ein Fraktilwert der angenommenen Grundgesamtheit der Versagenszeiten eines Bauteils. Der Abstand zwischen dem Mittelwert  $\bar{t}_U$  der Prüfergebnisse und der unteren Klassengrenze  $t_F$  ist entweder durch eine statistische Bewertung von streuenden Prüfergebnissen oder durch Sicherheitselemente  $\Delta t_U$  oder  $\gamma_t$  zu wahren.

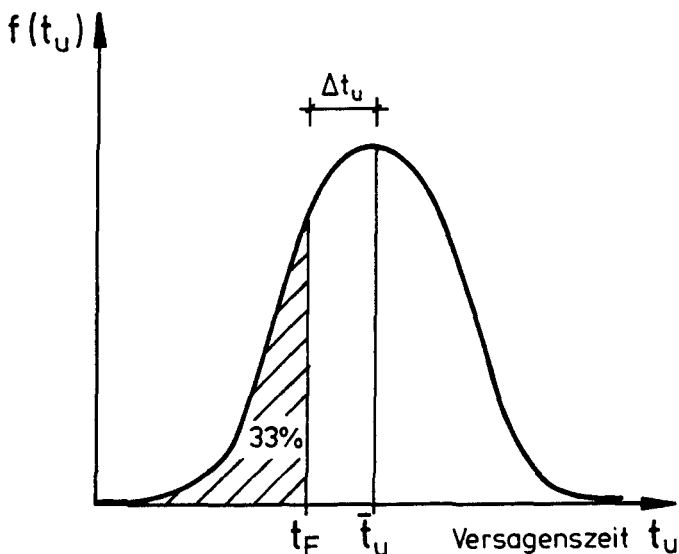


Bild 2.1: Verwendung von Sicherheitselementen beim brandschutztechnischen Nachweis

Reduziert man den Prüfumfang zur brandschutztechnischen Beurteilung, wie im europäischen Ausland zum Teil üblich /3/, auf eine Brandprüfung, so sinkt das Sicherheitsniveau bei Erreichen der unteren Klassengrenze  $t_F$  auf eine Unterschreitungswahrscheinlichkeit von 50 %. Das von DIN 4102 Teil 2 vorgegebene Sicherheitsniveau von 33 % Unterschreitungswahrscheinlichkeit ist dann durch zusätzliche Sicherheitselemente zu wahren. Der Normenausschuß Bauwesen, Unterausschuß

DIN 4102 Teil 2, schlägt vor, auf die zweite Brandprüfung zu verzichten, wenn bei der ersten Brandprüfung ein bestimmtes Vorhaltemaß an Feuerwiderstandsdauer  $\Delta t_u$  zur unteren Klassengrenze der Feuerwiderstandsklasse erreicht wird /3/. Das Vorhaltemaß sollte bis zur Klasse F 90 mindestens 10 Minuten und bei Klassen  $\geq$  F 120 10 % der erforderlichen Feuerwiderstandsdauer betragen.

$$\Delta t_u \geq \begin{matrix} 10 \text{ min} \\ 0,1 \cdot t_F \end{matrix} \quad (2.9)$$

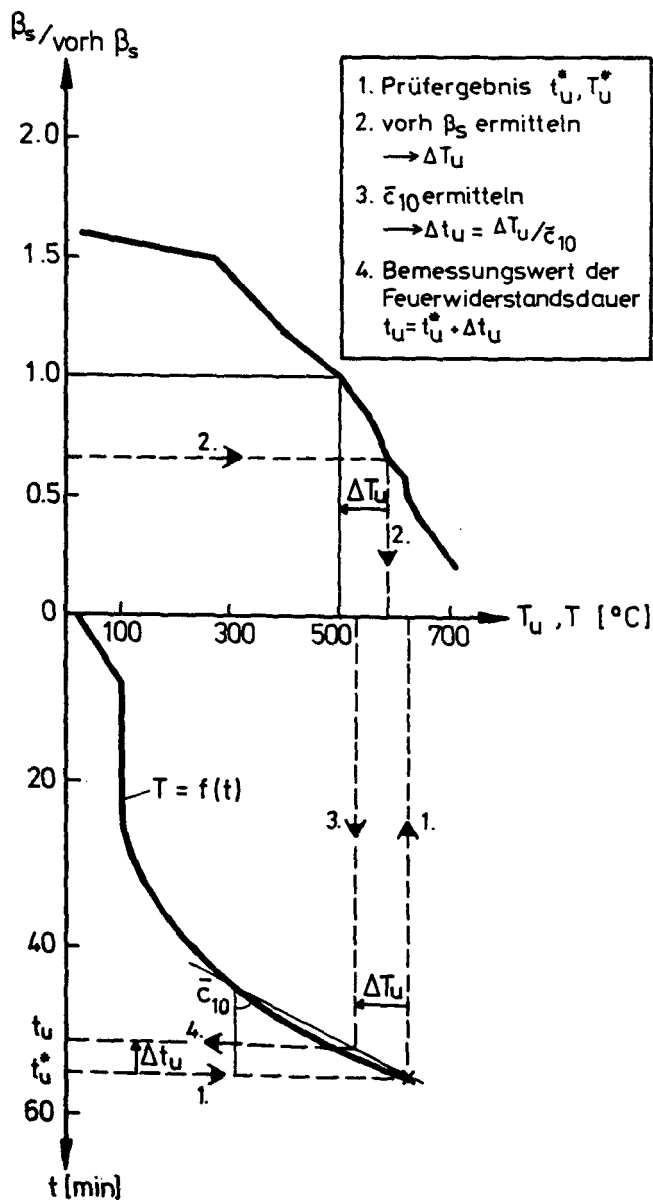
### 2.2.2 Ermittlung des konventionellen Bemessungswerts des Feuerwiderstands

Die bei der brandschutztechnischen Beurteilung durch Prüfungen nach DIN 4102 Teil 2 an Prototypen gewonnenen Prüfergebnisse werden auf baustellen- oder werksmäßig hergestellte Bauteile übertragen. Die Bemessung von Bauteilen, die aus einer praxismäßig hergestellten Fertigung stammen, wird mit Hilfe der für die betreffende Bauweise gültigen Bemessungs- und Konstruktionsvorschriften vorgenommen. In diesen Normen werden die Kenngrößen zur Ermittlung des Bauteilwiderstands statistisch bewertet. Den charakteristischen Bauteilwiderständen werden bei der Bemessung charakteristische Einwirkungen gegenübergestellt. Bei Prüfungen nach DIN 4102 Teil 2 ermittelt man die Feuerwiderstandsdauer an Prototypen. Aufgrund der labormäßigen Einzelfertigung liegen für diese Prototypen in der Regel zutreffende Kenngrößen zur Ermittlung des Bauteilwiderstands vor. Eine statistische Bewertung der Einflußgrößen zur Ermittlung der Prüflast ( $1/\gamma$ -facher Bauteilwiderstand) darf nicht vorgenommen werden. Ein solches Vorgehen führt zu einer niedrigeren Beanspruchung und damit gegenüber der auf charakteristische Werte abgestimmten brandschutztechnischen Beurteilung nach DIN 4102 Teil 4 zu längeren Feuerwiderstandszeiten und zu geringerer Sicherheit.

Die Materialkennwerte der Prüfkörper weichen von den geforderten Mindestwerten der Bemessungsvorschriften in der Regel ab. Im europäischen Ausland werden zur Ermittlung der Prüflasten trotzdem häufig

diese Mindestwerte herangezogen /4/. Daraus ergeben sich auch bei Prüfkörpern gleichartiger Ausbildung und Belastung, abhängig von den unterschiedlichen Materialkennwerten, streuende Prüfergebnisse. Wird die Prüflast, wie in der Bundesrepublik Deutschland üblich, auf der Basis des tatsächlich vorliegenden Bauteilwiderstands ermittelt, so ergibt sich die Feuerwiderstandsdauer  $t_u$  unabhängig von den streuenden Materialkennwerten. Das auf diese Weise bewertete Ergebnis der Brandprüfung wird terminologisch in Anlehnung an die Ermittlung des Bauteilwiderstands durch Versuche nach Eurocode Nr. 3 der konventionelle Bemessungswert des Feuerwiderstands  $t_u$  genannt. In der brandschutztechnischen Prüfpraxis geht man dabei auf unterschiedliche Weise vor.

Bei Stahlstützen wird die zulässige Last aufgrund des Rechenwerts der Streckgrenze  $\beta_S$  der vorliegenden Stahlsorte nach DIN 18 800 Teil 1 (bzw. DIN 1050) ermittelt. Das Prüfergebnis, die erreichte Feuerwiderstandsdauer  $t_u^*$ , wird entsprechend der Abweichung der Festigkeit einer nach der Brandprüfung entnommenen Materialprobe von dem Mindestwert der Streckgrenze nach DIN 18 800 Teil 1 korrigiert. Weist die Materialprobe einen niedrigeren Wert als den geforderten Mindestwert auf, so wird die erreichte Feuerwiderstandsdauer nach oben korrigiert. Im Regelfall ist die tatsächlich vorliegende Streckgrenze allerdings höher als die erforderliche Mindestfestigkeit. Die erreichte Feuerwiderstandsdauer  $t_u^*$  wird dann abgemindert. Die in Bild 2.2 dargestellte Korrekturkurve von HOFFEND /21/ ist mit dem im Anhang beschriebenen Programmsystem STABA-F /19/ ermittelt worden. Sie zeigt den Einfluß der Abweichung der aktuellen Stahlstreckgrenze vorh  $\beta_S$  vom Mindestwert  $\beta_S$  auf die Versagenstemperatur  $T_u$  bei der Prüfung bekleideter Stahlstützen nach DIN 4102 Teil 2 auf. Dabei ist die Belastung der Stütze unter Annahme des Mindestwerts der Streckgrenze nach DIN 18 800 Teil 1 ermittelt worden. Als Korrekturwert ergibt sich eine Temperaturdifferenz  $\Delta T_u$ , die aufgrund der mittleren Erwärmungsgeschwindigkeit in den letzten 10 Minuten der Branddauer  $\bar{c}_{10}$  in eine Zeitdifferenz  $\Delta t_u$  umgerechnet wird.



**Bild 2.2:** Schematische Darstellung der Bewertung von Brandprüfungen an bekleideten Stahlstützen aufgrund der vorhandenen Streckgrenze

$$\Delta T_U = f \left( \frac{\beta_s}{\text{vorh } \beta_s} \right)$$

$$\Delta t_U = \frac{\Delta T_U}{c_{10}}$$

$$t_U = t_U^* + \Delta t_U \quad (2.10)$$

Die korrigierte Feuerwiderstandsdauer  $t_U$  ist somit der konventionelle Bemessungswert des brandschutztechnischen Nachweises. Die Berücksichtigung der von den Mindestwerten abweichenden, vorhandenen Streckgrenze stellt in der Mehrheit der Fälle ( $\text{vorh } \beta_s > \beta_s$ ) eine Verschärfung der traditionellen Prüfpraxis dar. Sie führt aber zu eindeutigen und reproduzierbaren Ergebnissen und zu gleichmäßiger Sicherheit.

Beim brandschutztechnischen Nachweis für Stahlbeton- und Verbundstützen ist der konventionelle Bemessungswert der Feuerwiderstandsdauer direkt Ergebnis der Brandprüfungen, da die Ermittlung der zulässigen Lasten der Prüfkörper bereits in Anlehnung an die betreffenden Bemessungsnormen auf der Basis der tatsächlich vorliegenden Materialkennwerte erfolgt /5, 9, 16/. Die der Ermittlung von Traglasttafeln für Holzstützen zugrundeliegenden Versuche wurden unter Berücksichtigung der vorliegenden Festigkeit  $\sigma_D$  und des Elastizitätsmoduls  $E$  ausgewertet /17/. Die Ergebnisse der Untersuchungen an Stahlbeton- und an Verbundstützen und die Tafeln für Holzstützen beziehen sich damit auf die Mindestwerte der mechanischen Kennwerte der jeweiligen Konstruktionsnormen und sind damit auf charakteristische Werte abgestimmt. Für die Ermittlung der Prüflasten von Bauteilen aus Stahl und Beton sind hierzu die im folgenden genannten mechanischen und geometrischen Kennwerte zu berücksichtigen.



### 2.2.2.1 Maßgebende aktuelle mechanische Kennwerte

#### Baustähle

Grundlage der Bemessung und Konstruktion von Stahlbauteilen ist die Spannungs/Dehnungs-Beziehung des Werkstoffs Stahl. Sie wird bilinear, elastisch-plastisch angenommen. Das plastische Niveau entspricht dem Rechenwert der Streckgrenze  $\beta_S$  nach DIN 18 800 Teil 1, der Anstieg des elastischen Astes dem Elastizitätsmodul  $E_{St}$ . Der Rechenwert der Streckgrenze

$$\begin{aligned}\beta_S &= 240 \text{ N/mm}^2 \text{ bei St 37 und} \\ \beta_S &= 360 \text{ N/mm}^2 \text{ bei St 52}\end{aligned}$$

entspricht bei Profilen mit Flanschen bis zu 16 mm Dicke oder bei Hohlprofilen bis 16 mm Wandstärke dem Mindestwert der oberen Streckgrenze  $R_{eH}$  nach DIN 17 100. Dabei gehen die Abweichungen von z. B.  $R_{eH} = 235 \text{ N/mm}^2$  auf  $\beta_S = 240 \text{ N/mm}^2$  für St 37 auf die Umstellung vom technischen auf das SI-System ( $1 \text{ Mp} = 9,81 \text{ kN}$ ) zurück. Die obere Streckgrenze wird durch Zugversuche nach DIN 50 145 ermittelt. Dabei werden die Materialproben entsprechend DIN 17 100 entnommen, bei Walzprofilen aus dem Flansch des Profils. Der Mindestwert der oberen Streckgrenze entspricht aufgrund langjähriger Prüferfahrung der 2,3 %-Fraktile der Grundgesamtheit der als normalverteilt angenommenen Festigkeiten einer Stahlsorte. Die Einhaltung der Festigkeitsanforderungen wird von den Stahlherstellern garantiert. Deshalb ergibt sich auch bei werksmäßiger Fertigung der Rechenwert der Streckgrenze nicht aus einer statistischen Auswertung, sondern jede Einzelprüfung muß den Anforderungen genügen. Die zulässige Last von Verbundstützen ist mit der an einer Probe gemessenen, vorhandenen Streckgrenze

$$\text{vorh } \beta_S = \beta_S + (\text{vorh } R_{eH} - R_{eH}). \quad (2.11)$$

zu ermitteln.

Der Elastizitätsmodul von Stahl streut nur geringfügig, so daß der Bemessung der Mittelwert  $E_{St} = 210.000 \text{ N/mm}^2$  zugrundegelegt werden kann.

Betonstähle

Für die Bemessung von Stahlbetonbauteilen nach DIN 1045 und von Verbundstützen nach DIN 18 806 Teil 1 werden die Rechenwerte der Spannungs/Dehnungs-Beziehung der Betonstähle als bilinear, elastisch-plastisch, angenommen. Das plastische Niveau entspricht der Streckgrenze  $\beta_S$  nach DIN 1045, der Anstieg des elastischen Astes dem Elastizitätsmodul  $E_S$ . Die Streckgrenze nach DIN 1045 beträgt

$$\begin{aligned} \beta_S &= 420 \text{ N/mm}^2 && \text{für die Betonstahlsorte BSt 420 und} \\ \beta_S &= 500 \text{ N/mm}^2 && \text{für die Betonstahlsorte BSt 500} \end{aligned}$$

und wird durch Zugversuche nach DIN 50 145 ermittelt. Die Streckgrenze  $R_e$  bei naturharten Stählen oder die 0,2 %-Dehngrenze  $R_{p0,2}$  bei kaltverformten Stählen muß der erforderlichen Streckgrenze nach DIN 1045 entsprechen. Bei Güteüberwachungen wird geprüft, daß die Mindestanforderungen der DIN 488 Teil 1 als 5 %-Fraktilwert der Grundgesamtheit der Produktion eingehalten werden. Die zulässige Last der Prüfkörper bei brandschutztechnischen Nachweisen ist mit der mittleren Streckgrenze der im Bauteil verwendeten Längsbewehrung

$$\text{vorh } \beta_S = \frac{\sum \beta_S}{n} \quad (2.12)$$

zu ermitteln.

Der Elastizitätsmodul von Stahl streut nur geringfügig, so daß der Bemessung der Mittelwert  $E_S = 210.000 \text{ N/mm}^2$  zugrundegelegt werden kann.

Beton

Die Bruchschnittgrößen von Stahlbetonbauteilen nach DIN 1045 und von Verbundstützen nach DIN 18 806 Teil 1 lassen sich mit der bekannten, in DIN 1045 Bild 11 dargestellten Spannungs/Dehnungs-Beziehung für Beton (Parabel/Rechteck-Diagramm) in Verbindung mit den in DIN 1045 Bild 13 dargestellten Grenzdehnungen ermitteln. Zur Klassifizierung des Betons wird die Druckfestigkeit von Würfeln mit 20 cm Kantenlänge

im Alter von 28 Tagen, die nach DIN 1048 hergestellt, gelagert und geprüft werden, herangezogen. Die Nennfestigkeit der Würfel  $\beta_{WN}$  darf bei einer großen Anzahl von Prüfungen an Würfeln aus Beton einer Rezeptur nur von höchstens 5 % der Würfel unterschritten werden (5 %-Fraktile). Statistische Auswertungen der Prüfungen an zahlreichen Gütewürfeln haben ergeben, daß dazu der Mittelwert Serie von drei aus verschiedenen Mischerfüllungen hergestellten Würfeln einer Betonrezeptur um ein bestimmtes Vorhaltemaß höher als die Nennfestigkeit liegen muß. Nach DIN 1045 liegt dieses Vorhaltemaß bei Betonen der Festigkeitsklassen B 15 bis B 55 bei  $5 \text{ N/mm}^2$ . Nur 5 % der Bauteile haben danach statisch gesehen eine geringere Festigkeit als  $\beta_{WN} = \beta_{WS} - 5 \text{ N/mm}^2$ . Die Nennfestigkeit  $\beta_{WN}$  entspricht dem charakteristischen Wert der Betonfestigkeit, die Serienfestigkeit  $\beta_{WS}$  dem Erwartungswert.

Prüfkörper für Brandversuche werden in der Regel aus einer Mischung je Bauteil hergestellt. Parallel dazu werden Probekörper hergestellt. Die fertigungsbedingte Streuung der Materialeigenschaften eines Prüfkörpers wird deutlich kleiner sein als die Streuung bei Probekörpern aus einer Betonrezeptur und unterschiedlichen Mischungen. Im Rahmen der Möglichkeiten, durch Probekörperfestigkeiten überhaupt auf Bauteilfestigkeiten zu schließen, repräsentiert ein Satz Probekörper die Materialeigenschaften des Betons des Prüfkörpers. Die Prüflast ist auf der Basis des Mittelwerts der Festigkeiten der Probewürfel zu ermitteln und damit auf die charakteristischen Werte abgestimmt.

Bei der Bemessung von Bauteilen wird der Scheitelwert der Spannungs/Dehnungs-Linie als Rechenwert  $\beta_R$  der Betondruckfestigkeit angegeben.

$$\beta_R = f_R \cdot \beta_{WN} \quad (2.13)$$

Der Faktor  $f_R$  ist nach DIN 1045 abhängig von der Betongüte. Bei der Bemessung von Verbundstützen nach DIN 18 806 Teil 1 ist der Abminderungsfaktor unabhängig von der Betongüte konstant. Die Größe des Abminderungsfaktors erklärt sich einmal aus der Umrechnung der Würfel festigkeit  $\beta_W$  in die Zylinderfestigkeit  $\beta_C$ , die "wahre" Bauteilfestigkeit des Betons, zum anderen nimmt die Betonfestigkeit unter

dauernd einwirkenden Lasten auf das etwa 0,85-fache der im Kurzzeitversuch ermittelten Festigkeit ab.

$$f_R = 0,85 \cdot 0,85 = 0,70 \quad (2.14)$$

Bei Betonsorten  $\geq$  B 35 sind die Rechenwerte der Betonfestigkeit nach DIN 1045 noch stärker reduziert. Die Ursache hierfür ist darin zu sehen, daß bei der Neufassung der DIN 1045 im Jahre 1972 die hohen Betongüten nicht zu stark ausgenutzt werden sollten.

Die Bemessungsverfahren zur Beurteilung der Standfestigkeit gehen im allgemeinen von der 28-Tage-Festigkeit des Betons aus. Brandprüfungen an Betonbauteilen sollten wegen des Einflusses der Betonfeuchtigkeit auf die Temperaturentwicklung und der Gefahr des Abplatzens der Betondeckung erst ca. 3 Monate nach Herstellung durchgeführt werden. Der Beton hat dann bei Lagerung unter Normklimabedingungen (20 °C, 65 % rel. Luftfeuchte) etwa seine Ausgleichsfeuchte erreicht. Mit der Erhärtungszeit nimmt aber auch die Festigkeit des Betons zu. Der Einfluß der höheren Festigkeit des Betons zum Zeitpunkt der Brandprüfungen wird dadurch berücksichtigt, daß der Bauteilwiderstand nicht auf der Basis der 28-Tage-Festigkeit, sondern auf der Basis der Festigkeitswerte zum Prüfzeitpunkt ermittelt wird. Damit ergeben sich höhere Prüflasten. Dem erhöhten Bauteilwiderstand wird also eine erhöhte Einwirkung gegenübergestellt. Der brandschutztechnische Nachweis wird damit ebenso wie der Nachweis der Standsicherheit auf Basis der 28-Tage-Festigkeit des Betons geführt. Die die Sicherheit günstig beeinflussende Nacherhärtung des Betons führt mit zunehmendem Bauteilalter zu verbessertem Brandverhalten. Auf der anderen Seite werden die Prüfkörper in der Regel bis zur Durchführung der Brandprüfung unbelastet gelagert. Trotzdem werden die Abminderungsfaktoren  $f_R$  zur Ermittlung des Rechenwerts der Betonfestigkeit bei der Ermittlung der Prüflasten traditionell entsprechend den gültigen Normen angenommen. Dadurch werden die Traglasten geringer als die vorhandenen Bauteilwiderstände ermittelt. Die Annahme der  $1/\gamma$ -fachen Traglasten als Prüflasten wirkt sich damit ungünstig auf die Sicherheit im Brandfall aus. Die beiden letztgenannten Effekte - Nacherhärtung und unbelastete Prüfkörperlagerung - wirken sich hinsichtlich der Brandsicherheit von Beton- und Verbundbauteilen gegenläufig aus. Da-

her kann auf eine Veränderung der Ermittlung der zulässigen Lasten aus Gründen der Sicherheit und auch der Wirtschaftlichkeit verzichtet werden. Allgemeingültige quantitative Aussagen lassen sich aber nicht treffen.

Die zulässige Last ist mit einer mittleren Rechenfestigkeit des Betons zum Zeitpunkt der Prüfungen

$$B_R = f_R \cdot \bar{B}_{W,t} \quad (2.15)$$

zu ermitteln.

Der nach DIN 1048 ermittelte Elastizitätsmodul des Betons  $E_b$  wird im Stahlbetonbau und im Verbundbau nicht für Nachweise gegenüber dem Bruchzustand benötigt. Die bei der Anwendung des vereinfachten Bemessungsverfahrens für Verbundstützen nach DIN 18 806 Teil 1 Abschnitt 5 zur Ermittlung der kritischen Knicklast benötigte wirksame Biegesteifigkeit der Stützenquerschnitte  $(EI)_w$  wird unter Berücksichtigung eines Rechenwerts  $E_{bi}$  für den Elastizitätsmodul des Betons ermittelt. Dieser Rechenwert ergibt sich zu

$$E_{bi} = 500 \cdot \alpha_{WN} \quad (2.16)$$

Bei Einwirken ständiger Lasten ist der Faktor 500 abzumindern. Zur Ermittlung der Prüflast muß auf eine Abminderung dieses Faktors verzichtet werden. Die Prüfkörper werden in der Regel von der Herstellung bis zur Brandprüfung unbelastet gelagert. Die mit abgemindertem Elastizitätsmodul ermittelten Traglasten sind damit kleiner als der tatsächlich vorliegende Bauteilwiderstand der Prüfkörper.

#### 2.2.2.2 Maßgebende geometrische Größen

Geometrische Größen wie Querschnittsabmessungen oder Überdeckungsmaße werden bei Bemessungen üblicherweise mit ihren Nennwerten (Sollwerten) berücksichtigt. Da die zulässigen Toleranzen im Stahlbau sehr gering sind und die Herstellung der Prüfkörper aus Beton unter Laborbedingungen erfolgt, ist diese Annahme auch für die Ermittlung des

Bauteilwiderstands bei Brandprüfungen gerechtfertigt.

Wegen des Einflusses geometrischer Nichtlinearitäten bei stabilitätsgefährdeten Bauteilen werden bei der Bemessung von Stützen Ersatzimperfectionen berücksichtigt. Diese können entweder als Zusatzausmitte der Längskraft  $e_v$  oder als spannungslose, parabelförmige Stabverformung  $f$  vorgegeben werden. Diese Ersatzimperfectionen sind sogenannte additive Sicherheitselemente und werden zu den planmäßigen Exzentrizitäten addiert. Damit wird ein größeres Maß an Sicherheit bei stabilitätsgefährdeten Bauteilen gewährleistet. Die Angabe ihrer Größe in den Bemessungsnormen erfolgte eher gefühlsmäßig. Die vorgeschriebenen Imperfectionsannahmen entsprechen aber oberen Fraktilwerten der Verteilungen. Die Ersatzimperfectionen sollten bei der Ermittlung des Bauteilwiderstands entsprechend den jeweiligen Bemessungsvorschriften berücksichtigt werden, da sie in einigen Näherungsverfahren, so auch in den Europäischen Knickspannungskurven, direkt enthalten sind. Eine Ermittlung der Prüflasten wäre ansonsten nur mit strengen Verfahren oder experimentell möglich. Der Ansatz der Ersatzimperfectionen stellt bei der Ermittlung der Prüflast eine zu günstige Annahme dar, da die ermittelten Traglasten kleiner als die vorhandenen Bauteilwiderstände der Prüfkörper sind.

### 2.2.3 Maßgebende Bemessungssituation im Brandfall

Die Bemessung von Tragwerken nach DIN-Normen wird unter Ansatz  $\gamma_f$ -facher Lasten (Einwirkungen) vorgenommen.

Die Stahlbau- und Verbundbauvorschriften sehen unterschiedliche Sicherheitsbeiwerte  $\gamma_f$  für verschiedene Lastkombinationen (Lastfälle) vor. Häufige Lastkombinationen müssen eine größere Sicherheit gegenüber dem Bruchzustand haben als seltene.

In DIN 1045 wird bei Einwirkung von Lasten bei angekündigtem Bruch und beim Nachweis von Druckgliedern unter Berücksichtigung von Theorie 2. Ordnung ein Sicherheitsbeiwert  $\gamma_f = 1,75$  und bei Bruch ohne Vorankündigung  $\gamma_f = 2,1$  festgelegt. Ob ein Bruch mit oder ohne Ankündigung eintritt, wird durch die Dehnungsverteilung im Querschnitt

im rechnerischen Grenzzustand der Tragfähigkeit festgelegt. Treten Zugdehnungen und damit Risse auf, so begnügt man sich mit geringeren Sicherheiten. Aufgrund vorgegebener Laststellung ergibt sich ein bestimmter Dehnungszustand im Bruchquerschnitt des Bauteils, oder es tritt ein Versagen aufgrund von Stabilitätsverlust ein. Bei der Bestimmung des Versagenszustands ergibt sich eindeutig ein Sicherheitsbeiwert.

Durch die Unterscheidung in die Lastfälle H (Hauptlasten mit  $\gamma_f = 1,7$ ) und HZ (Haupt- und Zusatzlasten mit  $\gamma_f = 1,5$ ) ergeben sich bei Stahl- und Verbundbauteilen für ein Bauteil unterschiedliche zulässige Lasten. Prüfungen mit zulässigen Lasten nach dem Lastfall HZ, wie sie die Prüfvorschriften für bekleidete Stahlstützen /21/ fordern, stellen die schärfere brandschutztechnische Anforderung dar, da die Prüflasten um 13 % höher sind als die zulässigen Lasten nach Lastfall H.

Nach DIN 18 801 gilt als Hauptlast

- die ständige Last,
- die planmäßige Verkehrslast,
- die Schneelast,
- sonstige Massenkräfte,
- Einwirkungen aus wahrscheinlichen Baugrundbewegungen.

Zusatzlasten sind

- die Windlast,
- Lasten aus Bremsen und Seitenstoß,
- andere kurzzeitig auftretende Massenkräfte,
- Wärmewirkungen.

Zusatzlasten sind vorwiegend kurzzeitig auftretende Einwirkungen, deren Auftreten in Verbindung mit einem Brand ein seltenes Ereignis ist. Zwangkräfte infolge Wärmeeinwirkung sind von der Steifigkeit der Bauteile abhängig und bauen sich während eines Brandes ab. Die Windlast und Bremskräfte greifen vorwiegend horizontal an. Diese Kräfte werden in einem ausgesteiften System von den Deckenscheiben in

Verbände oder in den Tragwerkskern geleitet und beanspruchen nur die Stützen in den Verbänden. Daher ist beim Nachweis der Standsicherheit von Stützen aufgrund des größeren Sicherheitsbeiwerts in der Regel der Lastfall H maßgebend. Die Beurteilung der Brandsicherheit durch Prüfungen ist infolgedessen sinnvollerweise ebenfalls mit dem Lastfall H durchzuführen.

Die Grundlagen zur Festlegung von Sicherheitsanforderungen für bauliche Anlagen // und der Eurocode Nr. 1 definieren den Brand eines Gebäudes als außergewöhnliche Einwirkung. Bei dieser Betrachtungsweise wird berücksichtigt, daß das Auftreten eines Brandes ein seltenes Ereignis ist. Sein Zusammentreffen mit allen anderen ungünstigen veränderlichen Einwirkungen (bewegte Lasten, Wind, Schnee) ist unwahrscheinlich. Deshalb wird beim Nachweis gegenüber den Grenzzuständen der Tragfähigkeit auf der Einwirkungsseite zwischen

- einer Grundkombination (ständige Last + ein für die Tragfähigkeit ungünstiger Anteil der veränderlichen Grundeinwirkung + mit Abminderungsfaktoren (Kombinationsbeiwerte) versehene, begleitende veränderliche Einwirkungen)

$$\gamma_G G + \gamma_{Q1} Q_{1k} + \sum_{i>1} \gamma_{Qi} \psi_{oi} Q_{ik} \quad (2.17)$$

- und einer außergewöhnlichen Kombination (ständige Last + außergewöhnliche Einwirkung + mit Abminderungsfaktoren (Kombinationsbeiwerten) versehene, veränderliche Grundeinwirkung und begleitende Einwirkungen)

$$\gamma_{GA} G + F_A \text{ (oder } E_q \text{ oder } 0) + \psi_1 Q_{1k} + \sum_{i>1} \psi_{2i} Q_{ik} \quad (2.18)$$

unterschieden. Die Beiwerte  $\gamma$  und  $\psi$  sind beispielhaft in den Tabellen 2.1 und 2.2 dargestellt.



ständige Einwirkung	$\gamma = 1,35$
veränderliche Einwirkung	$\gamma = 1,50$

Tabelle 2.1: Teilsicherheitsbeiwerte  $\gamma$  nach Eurocode Nr. 1

Die Größe der Einwirkung ergibt sich aus den mit unterschiedlichen Lastfaktoren versehenen Anteilen der ständigen und veränderlichen Einwirkungen und ist deshalb von Bauwerk zu Bauwerk verschieden. Die Prüflast wird damit von der Einwirkungsseite her und nicht als  $1/\gamma$ -facher Bauteilwiderstand definiert. Der Nachweis der Brand-sicherheit wird mit einer geringeren Belastung geführt als der Nachweis der Standsicherheit. Das führt gegenüber dem heutigen Stand zu geringeren Sicherheiten bei der brandschutztechnischen Beurteilung tragender Bauteile.

Einwirkungen	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Nutzlasten			
- Wohnhäuser	0,5 - 0,7	0,4	0,2
- Bürogebäude	0,7	0,6	0,3
- Parkhäuser	0,7	0,7	0,6
Wind	0,7	0,2	0
Schnee	0,7	0,2	0

Tabelle 2.2: Kombinationsbeiwerte  $\psi$  nach Eurocode Nr. 1

### 2.3 Zusammenfassung und Wertung

Der Nachweis der Feuerwiderstandsklasse tragender Bauteile nach DIN 4102 Teil 2 entspricht mit seinen Durchführungsbestimmungen den Sicherheitsanforderungen beim Nachweis der Standsicherheit von Konstruktionen. Die Zielgröße der Brandprüfungen, die Feuerwiderstandsdauer  $t_u$ , wird in zweifacher Hinsicht bewertet. Einmal wird von zwei gleichartigen Prüfungen das ungünstigere Ergebnis der brandschutztechnischen Beurteilung zugrundegelegt. Statistisch gesehen entspricht damit die untere Grenze einer Feuerwiderstandsklasse  $t_f$  der 33 %-Fraktile der Gesamtheit der Versagenszeiten eines Bauteils. Der Nachweis der Feuerwiderstandsklasse aufgrund von zwei Versuchen erfolgt also gegen die  $\gamma$ -fache untere Klassengrenze. Diese Bewertung berücksichtigt die statistischen Unsicherheiten der Prüfungen und führt, terminologisch in Anlehnung an den Eurocode Nr. 3, zum Bemessungswert der Feuerwiderstandsdauer. Zum anderen muß die zulässige Last der Prüfkörper auf den vorliegenden Bauteilwiderstand der Prüfkörper bezogen werden. Dadurch werden die Prüfergebnisse in ihrem Sicherheitsniveau auf die charakteristischen Kennwerte abgestimmt. Das Ergebnis dieser Bewertung ist der konventionelle Bemessungswert der Feuerwiderstandsdauer. Der Nachweis der Feuerwiderstandsklasse ist erfüllt, wenn gilt

$$t_u \geq \gamma_t \cdot t_f \quad (2.19)$$

Beim brandschutztechnischen Nachweis eines Bauwerks muß jedes Bauteil unter der sich aus der statischen Berechnung ergebenden Belastung (Einwirkung) der geforderten Feuerwiderstandsklasse entsprechen. Nach den derzeit gültigen Vorschriften ist dieser Nachweis für Stahlbetonbauteile wegen des von der Bemessungssituation unabhängigen Sicherheitsbeiwerts eindeutig zu führen. Bei Stahl- und Verbundbauteilen werden die Lastfälle H und HZ unterschieden. Aufgrund der Wahrscheinlichkeit des Auftretens kurzzeitiger Belastungen in Verbindung mit Brandfällen und der für Stützen in der Regel maßgebenden Einwirkung wird für brandschutztechnische Nachweise der Lastfall H empfohlen. Die Eurocodes Nr. 1, Nr. 2, Nr. 3 und Nr. 4 und die Grundlagen zur Festlegung von Sicherheitsanforderungen für bauliche Anlagen /11/ unterscheiden beim Nachweis gegenüber Grenzzuständen der

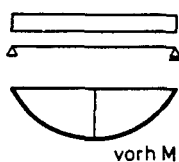
Tragfähigkeit zwischen Grundkombinationen und außergewöhnlichen Kombinationen der Einwirkungen. Bei außergewöhnlichen Kombinationen sind veränderliche Einwirkungen (Wind, Schnee, Nutzlast) nur abgemindert zu berücksichtigen. Der Brandfall gilt danach als außergewöhnliche Kombination. Die der brandschutztechnischen Beurteilung zugrundezulegende Belastung (Prüflast) ist damit kleiner als die maßgebende Einwirkung zum Nachweis der Standsicherheit. Die in diesem Fall erreichte Sicherheit ist geringer als die nach der heutigen Beurteilungspraxis.

### 3 Nachweis der Feuerwiderstandsklasse durch Berechnungen

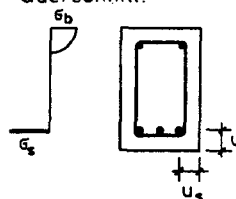
#### 3.1 Berechnung des Brandwiderstands von Stützen

Ein Nachweis der Feuerwiderstandsklassen durch Berechnungen ist in DIN 4102 ausdrücklich nicht vorgesehen. Bemessungsverfahren für Bauteile bei Brandschutzanforderungen sind in Teil 4 dieser Norm erst in Anfängen enthalten.

System:

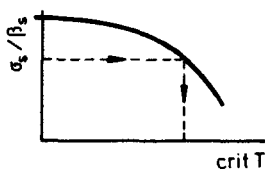


Querschnitt:



$$(1) \quad \text{vorh M} \rightarrow \sigma_s$$

$$(2) \quad \sigma_s \rightarrow \sigma_s / \beta_s$$



$$(3) \quad \sigma_s / \beta_s \rightarrow \text{crit T}$$

$$(4) \quad \text{crit T} \rightarrow \text{erf } u, \text{ erf } u_s$$

Bemessungsgleichung:

$$\text{vorh } u > \text{erf } u$$

Bild 3.1: Brandschutztechnische Bemessung eines Stahlbetonbalkens nach DIN 4102 Teil 4

Als Beispiel sei hier der in Bild 3.1 dargestellte Nachweis eines statisch bestimmt gelagerten Stahlbetonbalkens bei von den Angaben der DIN 4102 Teil 4 abweichender Bewehrungsanordnung oder bei gegenüber dem Gebrauchszustand reduzierter Spannungsausnutzung genannt. Abhängig von der tatsächlich vorhandenen Ausnutzung der tragenden Zugbewehrung des Stahlbetonbalkens ergibt sich die Versagenstemperatur  $T_{crit}$ . Der Achsabstand der Bewehrung von der freien Betonoberfläche muß nun so gewählt werden, daß die Stähle nach der geforderten Feuerwiderstandsklasse entsprechenden Brandeinwirkungszeit geringere Temperaturen als  $T_{crit}$  haben. Dieser Nachweis kann z. B. mit Hilfe vorliegender Isothermenbilder /11/ geführt werden.

International werden für Stahlbauteile in den "European Recommendations for the Fire Safety of Steel Structures" /14/ und für Stahlbetonbauteile in einem Anhang zum CEB-FIP-Model CODE "Design of Concrete Structures for Fire Resistance" /11/ vereinfachte Rechenansätze zur Bemessung von Bauteilen bei Brandbeanspruchung angegeben. Die Entwicklung in der Bundesrepublik Deutschland geht ebenfalls in diese Richtung. Die im Sonderforschungsbereich 148 "Brandverhalten von Bauteilen" erarbeiteten Grundlagen zum Brandverhalten der Baustoffe und Bauteile, die durch Forschungsprojekte der Studiengesellschaft für die Anwendung von Eisen und Stahl e. V. ergänzt wurden, ermöglichen die Erarbeitung analytischer Rechenverfahren zur Ermittlung des Tragverhaltens von Bauteilen bei Brandeinwirkung /19/. Die Bau Praxis verlangt aus wirtschaftlichen Gründen eine differenzierte, objektbezogene brandschutztechnische Bemessung. Da die analytischen Verfahren für die praktische Anwendung zu aufwendig sind, werden zur Zeit vereinfachte Rechenverfahren erarbeitet, die sich in ihrer Durchführung häufig an die Näherungsverfahren der Bemessungs- und Konstruktionsvorschriften anlehnen.

Mit Hilfe analytischer Rechenverfahren kann die vorhandene Prüferfahrung durch das Erzeugen weiterer berechneter "Prüfergebnisse" verdichtet werden. Dadurch wird die Verallgemeinerung von Prüfergebnissen in Prüfzeugnissen oder Gutachtlichen Stellungnahmen ermöglicht. Voraussetzung für die Anwendung von Rechenverfahren zur Ermittlung des Brandverhaltens tragender Bauteile ist der Nachweis ihrer Eignung durch Nachrechnung durchgeführter Versuche. Dabei können analytische

Berechnungsverfahren wie das im Anhang beschriebene STABA-F /19/ nicht nur die Versagenszeiten sondern auch die Temperaturentwicklung in bestimmten Querschnittspunkten und die Bauteilverformungen ermitteln. Insgesamt wurden mit dem Programmsystem STABA-F etwa 250 Brandversuche an

- unbleideten und bekleideten Stahlwalzprofilstützen,
- vollwandigen Stahlprofilstützen,
- Verbundstützen aus vollständig einbetonierten Stahlprofilen,
- Verbundstützen aus betongefüllten Hohlprofilen,
- Verbundstützen aus Stahlprofilen mit ausbetonierten Seitenteilen und
- Stahlbetonstützen

nachgerechnet. Diese Versuche sind im Anhang näher beschrieben. Die Ergebnisse der Brandversuche an Stahlstützen aus gewalzten I-Profilen sind Teil einer eigenen Forschungsarbeit /15/ und werden im Rahmen dieser Arbeit nicht aufgeführt.

Um Rechenverfahren zur Verallgemeinerung von Prüfergebnissen heranziehen zu können, muß die Ermittlung des Brandwiderstands durch Versuche und durch Berechnungen jeweils zum gleichen Ergebnis führen. Grundlage der Nachrechnung der Versuche waren die im folgenden aufgeführten mechanischen Baustoffkennwerte bei Raumtemperaturbedingungen:

- Als Rechenwert der Betonfestigkeit  $\beta_R$  wurde die mittlere Zylinderfestigkeit zum Versuchszeitpunkt  $\bar{\beta}_C = 0,85 \cdot \bar{\beta}_{W,t}$  angenommen. Ein Mitwirken des Betons auf Zug wurde nicht berücksichtigt.
- Als Streckgrenze aller Bewehrungsstähle galten die Mittelwerte der verwendeten Stähle eines Versuchskörpers.
- Baustähle werden aufgrund ihrer gemessenen oberen Streckgrenze vorh  $R_{eH}$  nach DIN 17 100 klassifiziert. Der geforderte Mindestwert der oberen Streckgrenze  $R_{eH}$  liegt abhängig von der Probendicke unterhalb des Rechenwerts der Streckgrenze  $\beta_S$  nach DIN 18 800 Teil 1. Um den aktuellen Wert der Streckgrenze vorh  $\beta_S$  zu erhalten, wurde zu dem Rechenwert der Streckgrenze  $\beta_S$

nach DIN 18 800 die Differenz der gemessenen oberen Streckgrenze vorh  $R_{eH}$  und dem Mindestwert der oberen Streckgrenze  $R_{eH}$  nach DIN 17 100 addiert: vorh  $\beta_S = \beta_S + (\text{vorh } R_{eH} - R_{eH})$ .

Für die Werte der Querschnittsabmessungen wurden die Sollwerte angenommen. Bei der Herstellung von Stahlbeton- und Verbundbauteilen wird in der Regel nur die Betondeckung der Bügel als Schalmaß angegeben. Die Sollwerte der statischen Höhe der Querschnitte und des Achsabstands der Längsbewehrung werden i. a. unter Annahme der Nenn-durchmesser der Bewehrungseisen ermittelt. Der tatsächlich vorliegende Achsabstand der Längsbewehrung ist allerdings durch die Rippen der Eisen und die Biegeradien der Bügel planmäßig etwa 5 mm größer als dieser Sollwert. Bei der Nachrechnung der Versuche wurde daher von einem Achsabstand der Längsbewehrung von

$$u = c_{b\ddot{u}} + d_{b\ddot{u}} + 0,5 d_s + 5 \text{ mm}$$

ausgegangen. Betonabplatzungen während der Versuche wurden rechnerisch nicht erfaßt. In diesen Fällen weichen die Rechenergebnisse systematisch von den Versuchsergebnissen ab. Bei der Nachrechnung der zentrisch geprüften Stützen wurde eine spannungslose, parabelförmige Vorverformung mit dem Scheitelwert  $f = 1/2000$  angenommen. Bei den exzentrisch belasteten Stützen wurde keine zusätzliche Exzentrizität oder Vorverformung angenommen. Bestimmte Abweichungen der Istwerte der Prüfkörper von den Nenngrößen können sich positiv wie negativ auf die Tragfähigkeit von Stützen auswirken. Dies gilt z. B. für die Betondeckungsmaße oder die Bauteilabmessungen. Andere Imperfektionen wie Eigenspannungszustände und Fehlstellen beeinträchtigen die Tragfähigkeit ausschließlich. Die Vernachlässigung dieser sich einseitig auswirkenden Imperfektionen von den Rechenannahmen führt zu systematischen Abweichungen der Rechenergebnisse von den Versuchsergebnissen. Alle Berechnungen wurden unter der Annahme idealer Lagerungsbedingungen, gelenkig oder eingespannt, durchgeführt. Reibverluste in den Lagern, undefinierte Lasteinleitungen oder mögliche Verdrehungen in den eingespannten Auflagern wurden nicht berücksichtigt. Die Versuchskörper wurden auf der gesamten Stützenlänge als gleichmäßig beflammt angesehen.

	Mittelwert $\bar{x}$	Standardabw. s	33%-Fraktile $x_{33}$	$\frac{\gamma_t}{\bar{x}^2/x_{33}}$	Anzahl n
vollwandige Stahlprofile	1,007	0,126	0,952	1,065	11
vollst. einb. Stahlprofile	1,041	0,068	1,011	1,072	19
betongef. Hohlprofile	1,042	0,210	0,950	1,143	43
kammerg. Stahlprofile	1,055	0,219	0,959	1,161	21
Stahlbeton- stützen	0,966	0,207	0,875	1,066	47
alle Stützen	1,016	0,193	0,931	1,109	141

Tabelle 3.1: Statistische Kennwerte für die Verteilung des Quotienten  $\text{cal } t_u / \text{exp } t_u$  der untersuchten Stützen

Der Vergleich der berechneten und der gemessenen Versagenszeiten der Versuche ist in Tabelle 3.1 und im Bild 3.2 dargestellt. Weitere Informationen sind dem Anhang zu entnehmen. In der Tabelle 3.1 werden folgende Kennwerte angegeben:

- der Mittelwert  $\bar{x}$  der Stichproben,
- die Standardabweichung s der Stichproben,
- der 33 %-Fraktilewert  $x_{33}$  der als normalverteilt angenommenen Grundgesamtheit

$$x_{33} = \bar{x} - 0,44 \cdot s, \quad (3.1)$$

- der Sicherheitsbeiwert  $\gamma_t$  zur Wahrung des Sicherheitsniveaus der DIN 4102 Teil 2 und
- die Anzahl der Brandversuche.



Kleinstwert  $x_{\min} = 0,573$       Größtwert  $x_{\max} = 1,959$   
 Mittelwert  $\bar{x} = 1,016$       Standardabweichung  $s = 0,193$   
 Anzahl der Versuche  $n = 141$

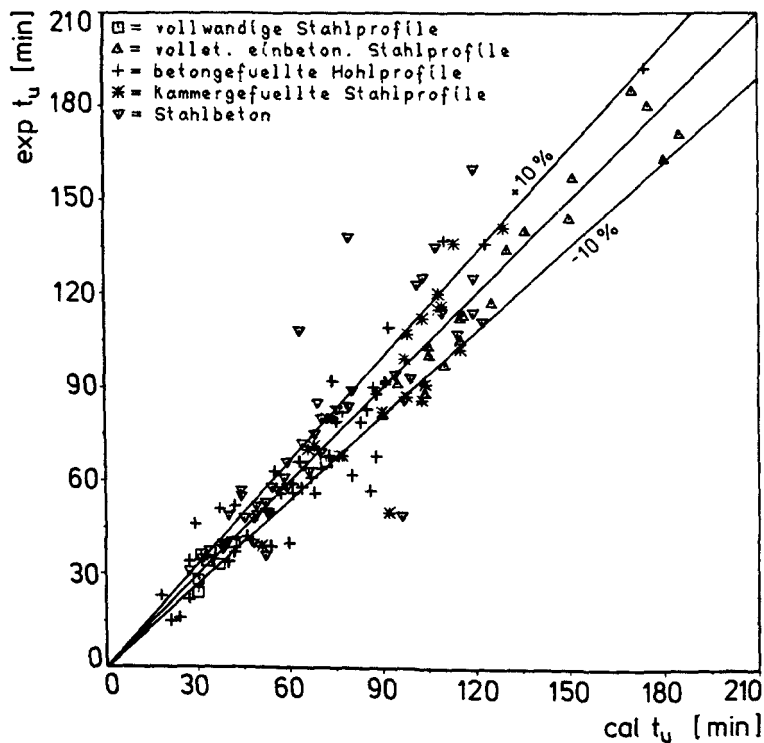
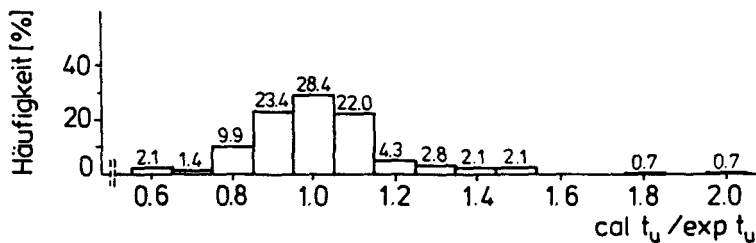


Bild 3.2: Vergleich der gemessenen ( $\text{exp } t_u$ ) und der berechneten ( $\text{cal } t_u$ ) Versagenszeiten aller untersuchten Stützen

Die brandschutztechnische Beurteilung tragender Bauteile nach DIN 4102 Teil 2 erfolgt unter der zulässigen Gebrauchslast der Prüfkörper. Diese ist nach den entsprechenden Bemessungs- und Konstruktionsvorschriften zu ermitteln. Die Einwirkung  $S_d$  (Prüflast) entspricht folglich dem  $1/\gamma$ -fachen charakteristischen Bauteilwiderstand  $R_d$  bei Raumtemperatur. Der Nachweis der Feuerwiderstandsklasse tragender Bauteile soll in Anlehnung an den Nachweis der Standsicherheit geführt werden, d. h., dem Bemessungswert der Belastung  $S_d = R_d/\gamma$  müßte der Bemessungswert des temperaturabhängigen Bauteilwiderstands  $R_d(t)$ , der sich aus den charakteristischen Materialkennwerten und Imperfektionsannahmen ergibt, gegenübergestellt werden. Der tatsächliche Bauteilwiderstand der Prüfkörper ist aber kein streuender Wert und kann aufgrund der labormäßigen Einzelfertigung auch nicht auf der Basis charakteristischer Materialkennwerte und Imperfektionen ermittelt werden. Die Bemessungskonzepte der Konstruktionsvorschriften berücksichtigen die Streuungen der Materialeigenschaften und Abmessungen und ermitteln den Bauteilwiderstand als unteren Fraktilwert. Die Ermittlung des tatsächlichen Bauteilwiderstands ist hinsichtlich der Festigkeiten der Baustoffe unproblematisch, wenn man die vorliegenden an die Stelle der charakteristischen Werte der Bemessungsvorschriften setzt. Die Imperfektionsannahmen der Bemessungsvorschriften indes sind untere Fraktilwerte und in einigen Vorschriften direkt in die dort enthaltenen, vereinfachten Rechenverfahren eingearbeitet. Die tatsächlich vorliegenden strukturellen und geometrischen Imperfektionen sind, wie die zutreffende Nachrechnung der Versuche mit dem Programm STABA-F gezeigt hat, deutlich geringer. Die Nachrechnung der Versuche erfolgte bei zentrisch geprüften Stützen mit einer gegenüber den Vorschriften reduzierten Imperfektion als additives Sicherheitselement. Bei exzentrisch geprüften Stützen wurde keine Vorverformung der Stützen berücksichtigt. Daher ist der auf Basis der unteren Fraktilwerte der Imperfektionen ermittelte Bauteilwiderstand kleiner als der tatsächlich vorliegende. Um für den rechnerischen und den experimentellen Nachweis das gleiche Sicherheitsniveau zu erhalten, muß der rechnerische Bauteilwiderstand  $R(t)$  auf der Basis der tatsächlich vorliegenden strukturellen und geometrischen Imperfektionen ermittelt werden, damit er dem Bauteilwiderstand der Prüfkörper entspricht. Das heißt, es sind auf der Seite des Bauteilwiderstands die genannten reduzierten Annahmen in Ansatz zu bringen.

Zeit- und belastungsabhängige Veränderungen der charakteristischen Materialkennwerte bei Beton sind nicht zu berücksichtigen. Eine Gegenüberstellung der vorliegenden Bauteilwiderstände  $R$  und der Einwirkungen  $S$  (zulässige Lasten = Prüflasten) bei den experimentellen und rechnerischen Nachweisen der Feuerwiderstandsdauer ist in Tabelle 3.2 angegeben.

	Brandprüfung	Berechnung
<u>vorliegender</u> <u>Bauteilwiderstand <math>R</math></u> Materialkennwerte		
Beton	vorh $\beta_R = 0,85 \cdot \bar{\beta}_W$	$\beta_R = 0,85 \beta_{WN}$
Betonstahl	vorh $\beta_S = \bar{\beta}_S$	$\beta_S$ nach DIN 1045
Baustahl	vorh $\beta_S = f(\text{vorh } R_{eH})$	$\beta_S$ nach DIN 18 800
geometrische Größen		
Imperfektionen	$e_v = 1/2000$ oder $0$	
Abmessungen	$a_k = a$	
<u>Prüflast =</u> <u>Einwirkung <math>S = R/\gamma</math></u> Materialkennwerte		
Beton	vorh $\beta_R = f_R \cdot \bar{\beta}_W$ $f_R = 0,55 \dots 0,70$	$\beta_R$ nach DIN 1045
Betonstahl	vorh $\beta_S = \bar{\beta}_S$	$\beta_S$ nach DIN 1045
Baustahl	vorh $\beta_S = f(\text{vorh } R_{eH})$	$\beta_S$ nach DIN 18 800
geometrische Größen		
Imperfektionen	entsprechend den Bemessungsnormen	
Abmessungen	$a_k = a$	

Tabelle 3.2: Ansatz der Materialfestigkeiten und geometrischen Größen zur brandschutztechnischen Beurteilung tragender Bauteile durch Prüfungen und Berechnungen

### 3.2 Anwendung von Rechenverfahrens zum Nachweis der Feuerwiderstandsklassen

Bei der Ermittlung des konventionellen Bemessungswerts der Feuerwiderstandsdauer  $t_u$  aufgrund von Brandprüfungen nach DIN 4102 Teil 2 wird eine Bewertung der Prüfergebnisse vorgenommen, indem

- die zulässige Last der Prüfkörper aufgrund der tatsächlich vorliegenden Baustofffestigkeiten ermittelt wird und
- das ungünstigere Ergebnis von zwei gleichartigen Prüfungen zur Beurteilung herangezogen wird.

Wird im bauaufsichtlichen Verfahren ein Nachweis der Feuerwiderstandsklasse von Bauteilen aufgrund von Berechnungen anerkannt, so sollte er grundsätzlich zu Ergebnissen auf gleichem Sicherheitsniveau wie der Nachweis aufgrund von Prüfungen nach DIN 4102 Teil 2 führen. Ebenso sollte das seit Jahren bewährte und als ausreichend empfundene Sicherheitsniveau des vorbeugenden baulichen Brandschutzes gewahrt bleiben. Bei der brandschutztechnischen Klassifizierung von Bauteilen aufgrund von zwei Brandprüfungen wird die untere Klassengrenze einer Feuerwiderstandsklasse  $t_F$ , wie in Kapitel 2 beschrieben, von den Feuerwiderstandszeiten  $t_u$  weiterer Prüfungen an gleichartigen Prüfkörpern mit einer Wahrscheinlichkeit von höchstens 33 % unterschritten. Die Berechnung des Bauteilwiderstands  $R(t_u)$ , die auf der Basis der charakteristischen Materialeigenschaften und Imperfektionsannahmen nach Tabelle 3.2 vorgenommen wurde, ist ein einzelnes Ereignis und entspricht deshalb im Sicherheitsniveau einer Brandprüfung (50 %-Fraktilwert). Um das Sicherheitsniveau der DIN 4102 Teil 2 zu wahren, müssen zusätzliche Sicherheitselemente oder -beiwerte eingeführt werden.

Die naheliegendste Lösung ist die Verwendung von additiven oder multiplikativen Sicherheitselementen  $\Delta t_u$  oder  $\gamma_t$  auf die geforderte Feuerwiderstandsdauer  $t_F$ :

$$t_u = t_F + \Delta t_u \quad (3.2)$$

$$t_u = \gamma_t \cdot t_F \quad (3.3)$$

Die erforderliche Größe der Sicherheitselemente  $\Delta t_u$  oder  $\gamma_t$  hängt von der Streuung der Rechenergebnisse gegenüber den Versuchsergebnissen ab. Damit werden folglich sowohl versuchsbedingte Streuungen als auch die modellbedingten Abweichungen der Rechenverfahren berücksichtigt.

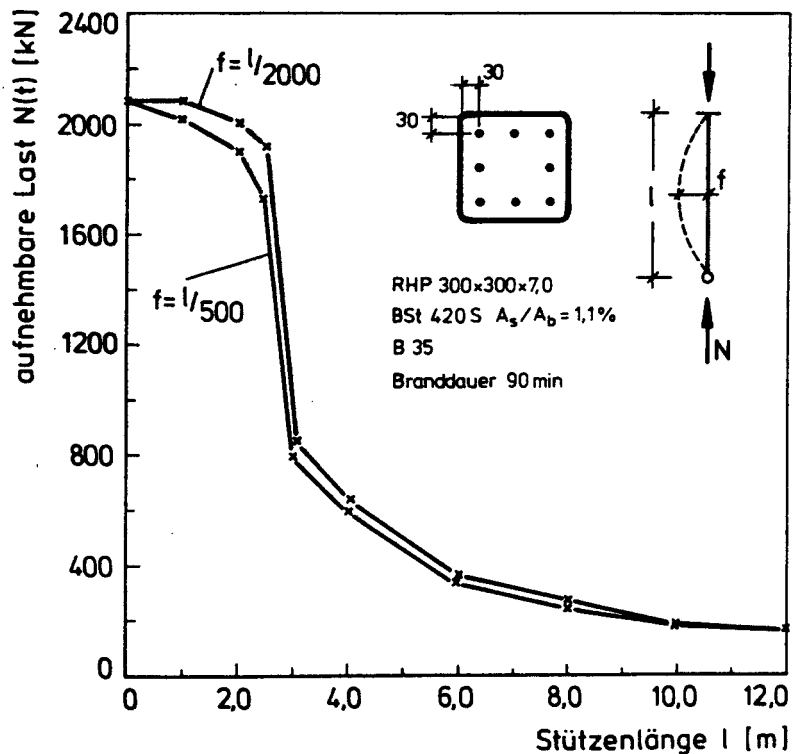
Aus der Tabelle 3.1 läßt sich die erzielte Übereinstimmung der Rechenergebnisse des Programmsystems STABA-F und der Ergebnisse der durchgeführten Versuche ersehen. Der Quotient  $\bar{x}/1$  entspricht der mittleren Abweichung der Rechenergebnisse von den Versuchsergebnissen und stellt in etwa die modellbedingten Abweichungen des Rechenverfahrens dar. Hiermit wird z.B. die Auswirkung der Vernachlässigung von Imperfektionen oder Betonablösungen beschrieben. Der Quotient  $\bar{x}/x_{33}$  entspricht dem Sicherheitsbeiwert  $\gamma_t$  zwischen der geforderten Feuerwiderstandsdauer  $t_F$  und dem konventionellen Bemessungswert der Feuerwiderstandsdauer  $t_u$ .

$$\gamma_t = \bar{x} \cdot \bar{x} / x_{33} \quad (3.4)$$

$$t_u \geq \gamma_t \cdot t_F \quad (3.5)$$

Der Sicherheitsbeiwert  $\gamma_t$  beinhaltet die modellbedingten Abweichungen des angewendeten Rechenverfahrens STABA-F und kann insofern nicht allgemein auf numerische Verfahren übertragen werden. Deren Eignung und Genauigkeit muß in jedem einzelnen Falle nachgewiesen werden. Für das hier beschriebene Verfahren kann der erforderliche Sicherheitsbeiwert zur Beurteilung brandbeanspruchter tragender Bauteile, auf der sicheren Seite liegend, mit  $\gamma_t = 1,11$  angegeben werden. Wird der rechnerische Nachweis der Feuerwiderstandsklasse brandbeanspruchter Stützen mit dem Programmsystem STABA-F für den Bemessungswert der Feuerwiderstandsdauer  $t_u = t_F \cdot 1,11$  geführt, so entspricht die untere Klassengrenze  $t_F$  dem 33 %-Fraktilwert. Die Einhaltung des Sicherheitsniveaus der DIN 4102 Teil 2 für den rechnerischen Nachweis der Feuerwiderstandsklasse F 90 von Stützen wird nach

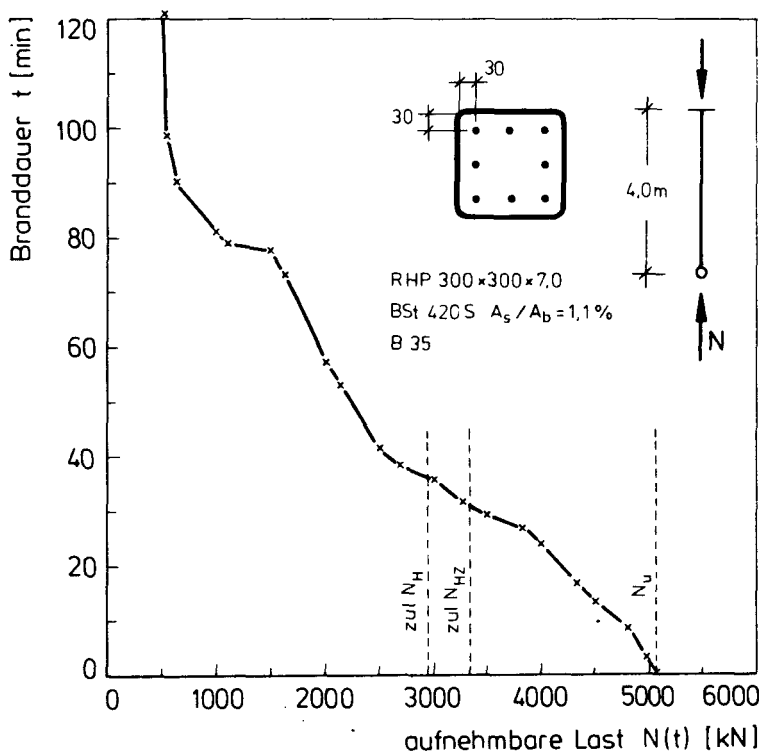
diesem Konzept wie folgt nachgewiesen. Der Bauteilwiderstand  $R(t)$  muß nach einer Brandeinwirkungszeit von  $t = 90 \cdot 1,11 = 100$  Minuten mindestens gleich der sich aus der statischen Berechnung ergebenden Einwirkung  $S_d$  sein. Der Bauteilwiderstand wird auf der Basis der charakteristischen Materialfestigkeiten analog des Nachweises der Standsicherheit, aber ohne Vorverformungen der Stütze, ermittelt. Der Sicherheitsbeiwert  $\gamma_t$  bezieht sich direkt auf die brandschutztechnische Zielgröße Feuerwiderstandsdauer  $t_u$ . Der Vorteil dieser Vorgehensweise liegt darin, daß sie sich auf alle brandbeanspruchten Bauteile anwenden läßt.



**Bild 3.3:** Aufnehmbare Längskraft einer Verbundstütze aus einem beton-gefüllten Hohlprofil nach 90 Minuten ETK-Brandbeanspruchung bei unterschiedlichen Imperfektionsannahmen

Bei der Erstellung von Bemessungstabellen für brandbeanspruchte Verbundstützen /24/ wurden die in den entsprechenden Vorschriften angegebenen Imperfektionsannahmen als additive Sicherheitselemente verwendet. Bild 3.3 zeigt die Auswirkung der unterschiedlichen Imperfektionsannahmen auf die aufnehmbare Belastung einer Stütze nach 90 Minuten ETK-Brandbeanspruchung in Abhängigkeit von der Stützenlänge. Dieses Verfahren ist nur auf normalkraftbeanspruchte Bauteile übertragbar. Für Stützen ergibt sich, abhängig von der Schlankheit, ein unterschiedliches Sicherheitsniveau. Bild 3.4 zeigt den Verlauf des Sicherheitsbeiwerts  $\gamma_t$  in Abhängigkeit von der Stützenlänge am Beispiel einer Verbundstütze aus einem betongefüllten Hohlprofil. Die aufnehmbare Belastung der Verbundstütze nach 90 Minuten ETK-Brandeinwirkung bei Vorverformungen entsprechend der Bemessungsnorm DIN 18 806 Teil 1 ( $f = 1/500$ ) wurde rechnerisch ermittelt. Die Division der Versagenszeiten der Stütze mit abgeminderter Vorverformung ( $f = 1/2000$ ), die durch die Nachrechnung der Brandversuche belegt werden konnte, bei der vorgenannten Belastung durch die Feuerwiderstandsdauer 90 Minuten ergeben die schlankheitsabhängigen Sicherheitsbeiwerte  $\gamma_t$ . Versagt die Stütze infolge Überschreitung der Querschnittstragfähigkeit, so wird das erforderliche Sicherheitsniveau infolge des fehlenden Einflusses aus Theorie 2. Ordnung nicht erreicht. Bei sehr schlanken Stützen hat die Vorverformung der Stützen kaum Einfluß auf die Tragfähigkeit, wie Bild 3.3 zeigt. Daher wird das erforderliche Vorhaltemaß an Feuerwiderstandsdauer auch hier unterschritten. Nur im mittleren Schlankheitsbereich ergeben sich bei Variation der Imperfektionsannahmen deutlich unterschiedliche Tragfähigkeiten und damit auch Feuerwiderstandsdauern.

Im internationalen Rahmen gibt es von PETERSON/WITTEVEEN /4/ Aktivitäten, das Brandverhalten von Stahlbauteilen rechnerisch zu beurteilen. Bei Anwendung von vereinfachten Rechenverfahren ergaben sich jedoch systematische Abweichungen zwischen den Versuchs- und den Rechenergebnissen. Da der Grundsatz verfolgt wird, daß Rechnung und Versuch zu gleichen Ergebnissen führen sollen, schlagen PETERSON/WITTEVEEN vor, die Übereinstimmung dadurch zu erhalten, daß die Belastung der Prüfkörper bei der rechnerischen Ermittlung der Feuerwiderstandsdauer mit einem Faktor  $\kappa < 1$ . abgemindert wird.



**Bild 3.4:** Sicherheitsbeiwert  $\gamma_t$  der Feuerwiderstandsdauer bei Verwendung der Imperfektionsannahme der Bemessungsvorschrift DIN 18 806 Teil 1 am Beispiel einer Verbundstütze aus einem betongefüllten Hohlprofil

$$\text{vorh } S = \kappa \cdot R / \gamma \quad (3.6)$$

Die Abweichungen zwischen den Versuchs- und Rechenergebnissen ergeben sich aus folgenden Ursachen:

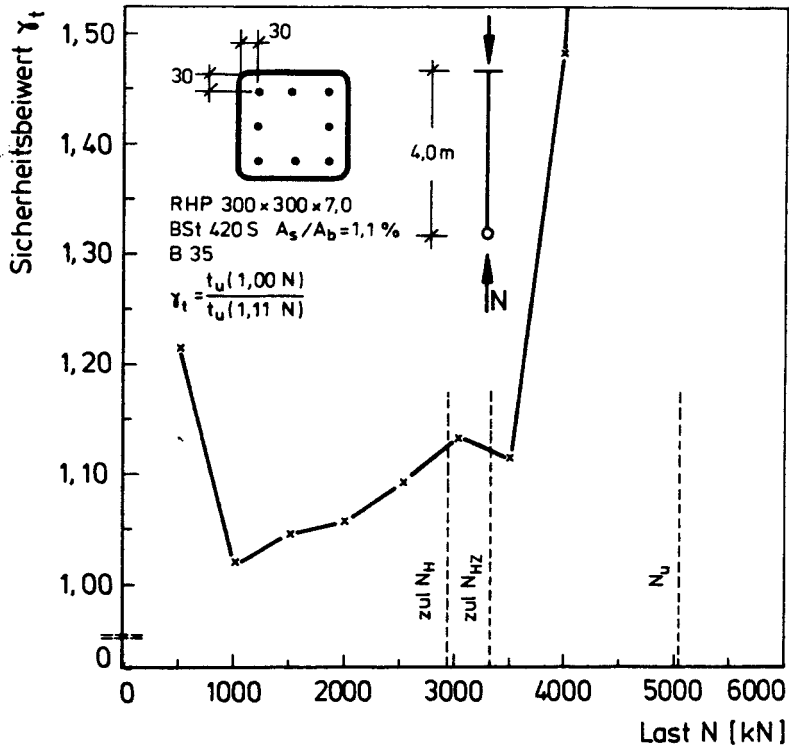
- Die Imperfektionsannahmen beim rechnerischen Nachweis und den tatsächlich vorliegenden geometrischen Abweichungen und Eigenspannungen der Stahlprofile unterscheiden sich voneinander.



- Die Prüfkörper sind in der Regel nicht über ihre gesamte Länge beflammt, da die Pressen und die Auflagerpunkte vor Erwärmung geschützt werden müssen. In älteren Prüfföfen wie dem der Bundesanstalt für Materialprüfung in Berlin oder dem der Fire Research Station in Borehamwood, Großbritannien, beträgt die beflammete Stützenlänge nur etwa 83 % der Gesamtlänge. In neueren Prüfföfen wie dem des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig konnte der Anteil der beflammeten Stützenlänge durch geeignete Maßnahmen wie die Kühlung der Belastungseinrichtung und die Einleitung der Lasten durch reibungsfrei gelagerte Distanzstücke bis auf 95 % gesteigert werden. Der sich aus der nur teilweisen Beflammung ergebende Temperaturgradient längs der Prüfkörperachse wird bei der Berechnung mit vereinfachten Verfahren vernachlässigt. Daher ergeben sich bei der Rechnung kürzere Feuerwiderstandszeiten als bei den Versuchen.
  
- Die Erwartungswerte der Stahlfestigkeit sind größer als die Mindestwerte. Diese Mindestwerte werden im Ausland der Lastermittlung bei der Brandprüfung und bei der Berechnung zugrundegelegt. Deshalb ergeben die Berechnungen, die unter der Annahme der Mindestwerte der Festigkeit durchgeführt wurden, in der Regel (vorh  $\beta_S > \beta_S$ ) geringere Feuerwiderstandsdauern als die Versuche.

Der Faktor  $\kappa$  ist abhängig von der Art des Bauteils und den Lagerungsbedingungen. Für statisch bestimmt gelagerte Stahlstützen beträgt er z. B. 0,85. Die in /4/ angesprochenen vereinfachten Rechenverfahren für brandbeanspruchte Stahlstützen basieren auf der elementaren Plastizitätstheorie und greifen auf die Europäischen Knickspannungskurven zurück. Deshalb können Effekte infolge abweichender geometrischer Größen oder infolge ungleichmäßiger thermischer Beanspruchung nicht berücksichtigt werden. Bei Verwendung strenger Verfahren sind keine Korrekturbeiwerte erforderlich, da die genannten Effekte rechnerisch erfaßbar sind. Die Berücksichtigung der Abweichung zwischen Mindest- und Erwartungswert der Stahlfestigkeit folgt aus der Praxis der brandschutztechnischen Beurteilung im Ausland. Eine Bewertung der Versuchsergebnisse im Hinblick auf die aktuellen Materialdaten wird dort in der Regel nicht vorgenommen. Eine Abmilderung der Belastung bei der rechnerischen Ermittlung der Feuerwider-

standsdauer darf bei Wahrung des brandschutztechnischen Sicherheitsniveaus in der Bundesrepublik Deutschland folglich nicht vorgenommen werden.



**Bild 3.5:** Sicherheitsbeiwert  $\gamma_t$  der Feuerwiderstandsdauer bei Verwendung des Sicherheitsbeiwerts  $\gamma_f = 1,11$  auf die Auflast am Beispiel einer Verbundstütze aus einem betongefüllten Hohlprofil

Der Vorschlag von PETERSON/WITTEVEEN, die Anpassung des Sicherheitsniveaus des rechnerischen Nachweises an das der Prüfung nach DIN 4102 Teil 2 nicht über die Zielgröße Feuerwiderstandsdauer, sondern über die Einflußgröße Last vorzunehmen, ist international /13/ aufgegriffen worden. Erhöht man mit dem Sicherheitsbeiwert  $\gamma_t$  die Belastung

$S_d$  in dem vorgegebenen Maße ( $\gamma_f = 1,11$ ), so ergibt sich ein Sicherheitsbeiwert  $\gamma_t$ , bezogen auf die Feuerwiderstandsdauer, der abhängig vom Lastausnutzungsgrad der Stütze ist.

$$\gamma_t = \frac{t_u(\gamma_f \cdot N)}{t_u(N)} \quad (3.7)$$

Diese Abhängigkeit ist in Bild 3.5 dargestellt. Hierzu wurden Vergleichsrechnungen an einer Verbundstütze aus einem betongefüllten Hohlprofil unter einfacher und  $\gamma_f$ -facher Last durchgeführt. Die ermittelten Feuerwiderstandszeiten wurden aufeinander bezogen und ergaben den Sicherheitsbeiwert  $\gamma_t$  der Zielgröße Feuerwiderstandsdauer. Aus Bild 3.5 wird deutlich, daß in dem betrachteten Fall ein Sicherheitsbeiwert  $\gamma_f$  ergibt, der stark abhängig von der Belastung ist. Bei sehr hoher und sehr niedriger Lastausnutzung ergibt sich bezogen auf die Feuerwiderstandsdauer ein vergleichsweise hoher Sicherheitsbeiwert. Im Bereich baupraktischer Lastausnutzungen besteht nach Bild 3.6 ein nahezu linearer Zusammenhang zwischen Auflast und Feuerwiderstandsdauer, so daß sich bei 1,11-facher Belastung etwa die 1/1,11-fache Feuerwiderstandsdauer ergibt.

### 3.3 Zusammenfassung und Wertung

Der Nachweis der Feuerwiderstandsdauer durch Berechnung ist nach DIN 4102 Teil 2 nicht vorgesehen. In zunehmendem Maße werden aber Rechenverfahren zur Ermittlung des Brandwiderstands tragender Bauteile veröffentlicht. Es sind sowohl aufwendige analytische Verfahren als auch Näherungslösungen. Die Eignung solcher Verfahren muß durch einen Vergleich zwischen Rechen- und Versuchsergebnissen nachgewiesen werden. Problematisch sind Extrapolationen über den durch die Prüfeinrichtungen beschränkten Bereich der Versuchserfahrung hinaus. Hier verdienen die analytischen Verfahren mehr Vertrauen, da ihre Basisrechenwerte in Anlehnung an baustoffkundliche Untersuchungen formuliert werden. Ein solches analytisches Rechenverfahren, das Programmsystem STABA-F, wird im Anhang vorgestellt. Die Eignung des Verfahrens wurde durch Nachrechnung von Brandversuchen an Stützen nachgewiesen.

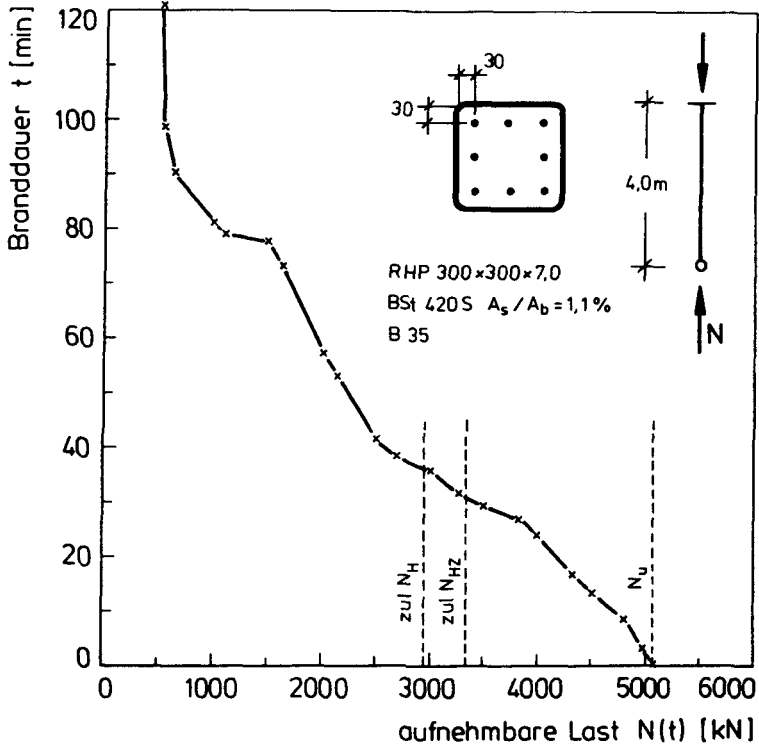


Bild 3.6: Aufnehmbare Last  $N(t)$  einer Verbundstütze aus einem beton-gefüllten Hohlprofil in Abhängigkeit von der Branddauer  $t$

Die Problematik des rechnerischen Nachweises der Feuerwiderstandsdauer von tragenden Bauteilen liegt darin, daß noch wenig Kenntnis über die Formulierung von Rechengrundlagen und die Größe des anzustrebenden Sicherheitsniveaus vorliegt. Nachweise durch Berechnungen sollen das Verhalten von Bauteilen im Brandfall nicht systematisch günstiger oder ungünstiger beurteilen als Brandprüfungen nach DIN 4102 Teil 2. Aus diesem Grunde ist es erforderlich, das Sicherheitsniveau der Rechnung durch Sicherheitselemente demjenigen der Prüfungen anzugleichen. Dort wird zur Klassifizierung das ungünstigste Ergebnis aus zwei gleichartigen Prüfungen herangezogen. Es wird vorgeschlagen, bei rechnerischen Nachweisen ein Vorhaltemaß an

Feuerwiderstandsdauer vorzusehen, das sowohl modellbedingte Abweichungen als auch einen Sicherheitsabstand zur geforderten Feuerwiderstandsdauer beinhaltet. Dieses Vorgehen entspricht dem Vorschlag des Normenausschusses DIN 4102, die zweite Brandprüfung fortfallen zu lassen, wenn die erste die geforderte Feuerwiderstandsdauer  $t_F$  um ein gewisses Vorhaltemaß überschritten hat. Durch die Angabe von Sicherheitselementen  $\gamma_t$  oder  $\Delta t_u$  direkt auf die Zielgröße des brandschutztechnischen Nachweises die Feuerwiderstandsdauer wird vermieden, daß sich infolge von nichtlinearen Abhängigkeiten zwischen den mit Sicherheitselementen beaufschlagten Einflußparametern wie Imperfektionsannahmen oder Belastung und der Zielgröße ein uneinheitliches Sicherheitsniveau ergibt.

## 4 Praxismgerechte Lagerungsbedingungen brandbeanspruchter Stützen

### 4.1 Brandprüfungen bei Lagerungsbedingungen nach DIN 4102

DIN 4102 Teil 2 schreibt vor, Bauteile bei "praxismgerechtem Einbau und praxismgerechter Ausführung" auf ihr Brandverhalten zu prüfen. Was hinsichtlich der Lagerungsbedingungen als praxismgerecht zu verstehen ist, wird nicht bauwerksbezogen ermittelt, sondern für die unterschiedlichen Bauteile und Bauweisen in Kommentaren zur DIN 4102 definiert /9, 17, 21/. Diese Lagerungsbedingungen werden im folgenden als standardisiert bezeichnet.

#### 4.1.1 Stahlstützen

Stahl erwärmt sich aufgrund seiner hohen Wärmeleitfähigkeit sehr schnell und homogen. In üblichen Walzprofilen treten im Querschnitt deshalb nur geringe Temperaturdifferenzen auf. Ungeschützte Stahlkonstruktionen erreichen nur bei sehr großer Massigkeit oder sehr geringer Lastausnutzung Feuerwiderstandszeiten von mehr als 30 Minuten. Um die Anforderungen der Feuerwiderstandsklassen >F 30 zu erfüllen, müssen Stahlstützen in der Regel bekleidet oder beschichtet werden. Durch diese Maßnahme wird die Erwärmung und damit der Tragfähigkeitsverlust verzögert. Prüfungen an bekleideten Stahlstützen nach DIN 4102 Teil 2 einschließlich des Löschwasserversuchs bei Feuerwiderstandsklassen  $\geq F 90$  beurteilen also in erster Linie den Wärmedurchgang, das Haftvermögen und die mechanische Beanspruchbarkeit des Beschichtungs- oder Bekleidungsmaterials auf Stahl. In DIN 4102 Teil 4 sind nur wenige klassifizierte Bekleidungen für Stahlstützen aufgeführt, für die ein Nachweis entsprechend DIN 4102 Teil 2 nicht mehr geführt zu werden braucht. Bei diesen Festlegungen wurde das Erreichen einer kritischen Temperatur  $\text{crit } T$  als Versagenskriterium angenommen. Diese bezeichnet die Temperatur, bei der die temperaturabhängige Streckgrenze des Stahles  $\sigma_s(T)$  auf die im Bauteil im Gebrauchszustand vorhandene Stahlspannung  $\sigma$  abgesunken ist. In DIN 4102 Teil 4 wird  $\text{crit } T = 500 \text{ }^\circ\text{C}$  für Baustahl bei voller zulässiger Beanspruchung angegeben. Bei dieser Betrachtungsweise werden Einflüsse aus Verformungen, die vom Abfall des Elastizitätsmoduls ab-

hängen, und Spannungumlagerungen innerhalb der Querschnitte während der Brandeinwirkung nicht berücksichtigt.

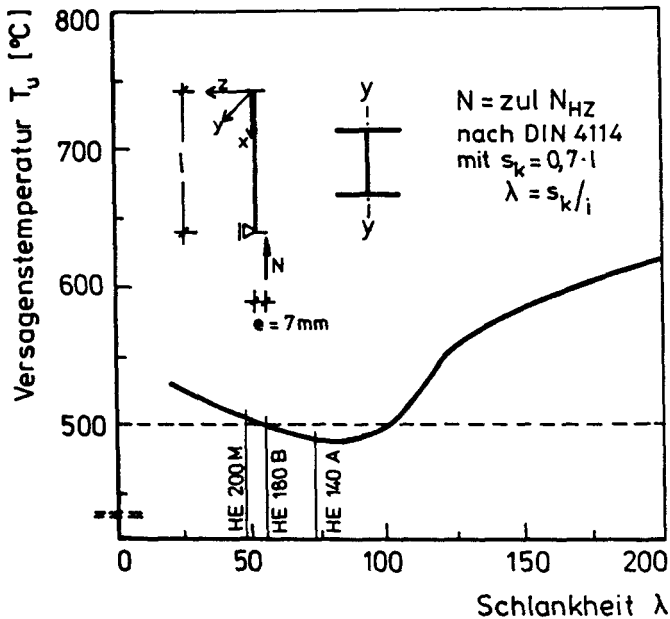


Bild 4.1: Abhängigkeit der Versagenstemperatur von der Schlankheit bei Stahlstützen aus I-Profilen nach /21/

Zur Beurteilung des Brandverhaltens beschichteter oder bekleideter Stahlstützen wird für die Bemessung und die Prüfung der Euler-Fall 3 (einseitig eingespannt, einseitig gelenkig gelagert) vorgeschrieben /21/. Bei den Prüfungen beschränkte man sich auf wenige ausgewählte Stützen. Grenzen wurden hier vor allen Dingen durch die Abmessungen der vorhandenen Prüfeinrichtungen gesetzt. Die Stützenlänge wurde einheitlich auf  $l = 3,70 \text{ m}$  festgesetzt. Um die Einflüsse der herstellungs- und einbaubedingten Imperfektionen zu überdecken, wird eine planmäßige Lastausmitte von  $e = 1/500 = 7 \text{ mm}$  vorgesehen. Die Abhängigkeit der Versagenstemperatur  $T_u$  von der Stützenschlankheit  $\lambda$

ist in Bild 4.1 dargestellt. Entsprechend den standardisierten Lagerungsbedingungen der Prüfstützen gilt für die Schlankheit  $\lambda = 0,7 \text{ l/i}$ . Dabei wurden die zulässigen Lasten der Stützen entsprechend dem Lastfall HZ der DIN 4114 ermittelt. Wird die in Vorbereitung befindliche Bemessungsnorm für Stabilitätsfälle im Stahlbau, DIN 18 800 Teil 2, bauaufsichtlich eingeführt und damit auch Grundlage der brandschutztechnischen Beurteilung, so ergibt sich für Stahlstützen eine andere Abhängigkeit  $T_u = f(\lambda)$ .

Die Erwärmung der Stahlprofile hängt bei vorgegebener, zeitabhängiger Temperaturbeanspruchung von der Art und Dicke des Bekleidungs- oder Beschichtungsmaterials und vom sogenannten U/A-Faktor ab, der das Verhältnis des Innenumfangs der beflamnten Bekleidung zur Fläche des Profils bezeichnet. Da die Zielgröße der Brandprüfungen nach DIN 4102 Teil 2 die Versagenszeit  $t_u$  und nicht die Versagenstemperatur  $T_u$  ist, werden die in Tabelle 4.1 genannten Stahlprofile, die unterschiedliche U/A-Faktoren haben, geprüft, wenn sich die Ergebnisse der Prüfungen auf das Spektrum der praxisüblichen U/A-Faktoren /8/ beziehen sollen. Für diese Standard-Prüfstützen ergeben sich bei voller, nach DIN 4114 zulässiger Gebrauchslast Versagenstemperaturen von etwa  $500 \text{ }^\circ\text{C}$  /21/. Die Stützen sind jeweils so zu prüfen, daß die schwache Achse (z-z-Profilachse) die planmäßige Biegeachse ist.

Profil	U/A-Faktor /m <sup>-1</sup> /	Schlankheit $\lambda$	Versagenstemperatur $T_u$ in der Stützenmitte /°C/
HE 140 A	174	74	490
HE 180 B	110	57	500
HE 200 M	65	49	505

Tabelle 4.1: Versagenstemperaturen der Prüfstützen bei Prüfung nach DIN 4102 Teil 2 /21/



Die Versagenstemperaturen von Stahlstützen mit einer Schlankheit  $60 < \text{vorh } \lambda < 100$  sinken auf etwa  $T_u = 480 \text{ }^\circ\text{C}$  und steigen im Schlankheitsbereich  $\text{vorh } \lambda < 60$  auf etwa  $T_u = 530 \text{ }^\circ\text{C}$  und im Bereich  $\text{vorh } \lambda > 100$  bis auf  $T_u = 615 \text{ }^\circ\text{C}$ . Für Stützen, die in die Feuerwiderstandsklasse F 90 eingestuft werden, ergibt sich bei einer mittleren Aufheizgeschwindigkeit  $\bar{c} = (500 - 20)/90 = 5,3 \text{ K/min}$  im mittleren Schlankheitsbereich eine um etwa  $\Delta t = -4 \text{ min}$  auf der unsicheren Seite liegende, in Bereichen geringer Schlankheit eine um etwa  $\Delta t = +6 \text{ min}$  und in Bereichen großer Schlankheit eine um etwa  $\Delta t = +22 \text{ min}$  höhere Feuerwiderstandsdauer. Die Formulierung einer kritischen Temperatur als Versagenkriterium von Stützen im gesamten, baupraktisch interessierenden Schlankheitsbereich ist aus dieser Sicht nicht gerechtfertigt. Die auftretenden Abweichungen von den Ergebnissen der Standardstützen ( $T_u = 500 \text{ }^\circ\text{C}$ ) der Normprüfung werden aber zugunsten einer Vereinheitlichung der Prüfpraxis in Kauf genommen.

#### 4.1.2 Stahlbetonstützen

Für Stahlbetonstützen wird der Begriff "praxisgerechte Lagerung" so ausgelegt, daß die Bemessung der Stützen und die Brandprüfung mit beidseitig gelenkiger Lagerung entsprechend dem Euler-Fall 2 durchgeführt werden. Stahlbetonstützen können in der Regel nach den Angaben der DIN 4102 Teil 4 für Brandschutzanforderungen dimensioniert werden. In dieser Norm sind Angaben über Mindestquerschnittsabmessungen und einen zugehörigen Mindestachsabstand der Längsbewehrung von der Betonoberfläche festgelegt. Werden diese Werte eingehalten, so können die Stützen ohne weiteren Nachweis unter ihrer vollen Gebrauchslast nach DIN 1045 in die entsprechenden Feuerwiderstandsklassen eingestuft werden. Diese Beurteilung geht auf maßgebende Einflußparameter, die das Brandverhalten von Stahlbetonstützen bestimmen - Schlankheit, Bewehrungsgehalt, Bewehrungsanordnung, Beton- und Stahlgüte, Lastausmitte - nicht ein. Die brandschutztechnische Dimensionierung der Stützen nach DIN 4102 Teil 4 beruht im wesentlichen auf Versuchen, die in den Jahren 1936 bis 1966 bei der Bundesanstalt für Materialprüfung in Berlin und der Fire Research Station in Borehamwood, Großbritannien, durchgeführt wurden. Sie wurden nur punktuell durch neue Forschungsergebnisse ergänzt /9/. Bei der Durchfüh-

Die Ergebnisse dieser Brandversuche wichen von den angenommenen Prüfbedingungen ab. Während der Versuche wurden beide Stützenenden vollflächig aufgelagert. Baustatisch ist diese Lagerung als gelenkig anzusehen, da keine planmäßigen Biegemomente übertragen werden können. Im Sinne einer prüftechnischen Bewertung waren die Endauflager der Stützen aber rotationsbehindert und nicht eindeutig definiert gelagert. Die Stützen wurden auch nicht auf ihrer vollen Länge beflammt. Hinzu kommt, daß die seinerzeit zulässige Last der Stützen nicht derjenigen der jetzt gültigen DIN 1045 entsprach.

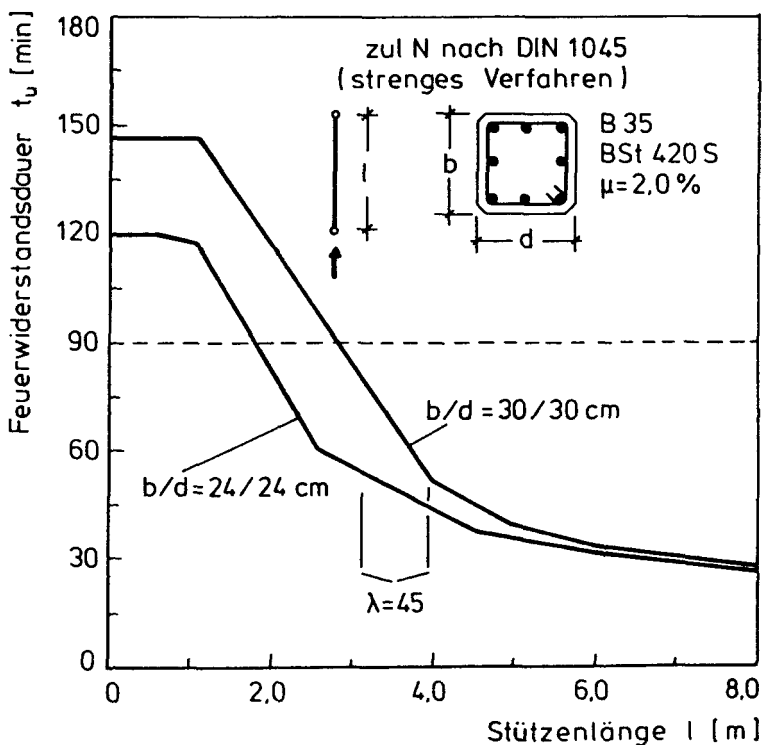


Bild 4.2: Rechnerische Versagenszeiten von feuerbeständigen Stahlbetonstützen (DIN 4102 Teil 4) bei beidseitig gelenkiger, frei drehbarer Lagerung

Die Auswirkungen der Klassifizierung von Stahlbetonstützen aufgrund dieser unscharfen Prüfbedingungen wurden rechnerisch mit dem im Anhang beschriebenen Programmsystem STABA-F /19/ untersucht und sind in Bild 4.2 dargestellt. Die Stützen sind standardisiert praxisingerecht an beiden Enden frei drehbar gelagert und mit ihrer vollen, nach DIN 1045 zulässigen Gebrauchslast belastet. Die Darstellung der Abhängigkeit der Feuerwiderstandsdauer  $t_u$  von Stahlbetonstützen, die entsprechend den Anforderungen der Feuerwiderstandsklasse F 90 und den daraus folgenden Angaben der DIN 4102 Teil 4 Abschnitt 3.14.2 dimensioniert sind, von der Stützenlänge  $l$  zeigt, daß sie schon bei hochbauüblichen Stützenlängen nicht mehr die an sie gestellten brandschutztechnischen Anforderungen erfüllen. Die rechnerisch ermittelten Feuerwiderstandszeiten sinken mit zunehmender Schlankheit auf Werte deutlich unter 90 Minuten. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen konnten experimentell bestätigt werden /5/.

#### 4.1.3 Verbundstützen

Für Verbundstützen sind "praxisingerechte Lagerungsbedingungen" noch nicht definiert worden. In einem Forschungsvorhaben /16/, in dem das Brandverhalten von Verbundstützen erstmalig systematisch untersucht wurde, belastete man die Stützen mit den zulässigen Lasten, die nach DIN 18 806 Teil 1 entsprechend den Lagerungsbedingungen des Euler-Falls 2 ermittelt wurden, und prüfte sie gemäß den Bedingungen des Euler-Falls 3. Durch diese, sich begünstigend auf das Brandverhalten auswirkende Maßnahme, sollten Einspannungen der brandbeanspruchten Stützen in nicht vom Brand betroffene Bauwerksteile berücksichtigt werden.

Wäre man nicht von der für Stahl- und Stahlbetonstützen üblichen Prüfpraxis abgewichen und hätte nicht im Brandfall günstigere Lagerungsbedingungen als die standardisierten angenommen, so hätte sich ein Paradoxon ergeben. Belastet man Verbundstützen aus vollständig einbetonierten Stahlprofilen oder aus betongefüllten Hohlprofilen nur mit den zulässigen Lasten des Stahlbetonteils, der nach DIN 1045 und DIN 4102 Teil 4 für die Feuerwiderstandsklasse F 90 ermittelt wird, also ohne den Profilstahl in seiner Tragfähigkeit zu

berücksichtigen, und prüft sie mit der ermittelten Last bei Lagerungsbedingungen entsprechend Euler-Fall 2, so ergeben sich deutlich geringere Versagenszeiten als 90 Minuten (Tabelle 4.2). Es ist schwer verständlich und überhaupt nicht erklärlich, daß sich durch die Zulage eines geschützten und daher bis zu hohen Brandeinwirkungszeiten tragfähigen Stahlprofils oder eines als Strahlungsschutzschirm und zusätzliche Umschnürung wirkenden Hohlprofils die Feuerwiderstandszeiten von Stahlbetonstützen bei sonst gleicher Querschnittsausbildung verringern. Der Grund für diesen Widerspruch ist in der in Kapitel 4.1.2 angesprochenen Fehlinterpretation der Lagerungsbedingungen der Versuche zu sehen, die den Bemessungsregeln für feuerbeständige Stahlbetonstützen in DIN 4102 Teil 4 zugrundeliegen.

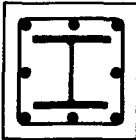
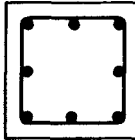
1	2	3
		
Belastung	aus Spalte 3	DIN 1045 (Euler-Fall 2)
brandschutztechn. Nachweis nach	DIN 4102 Teil 2	DIN 4102 Teil 4
Lagerungs- bedingungen im Brandfall	Euler-Fall 2	Euler-Fall 3/4
Klassifizierung	< F 90	F 90

Tabelle 4.2: "Erhöhung" des Feuerwiderstands einer Verbundstütze durch Vernachlässigung des Stahlprofils

#### 4.1.4 Holzstützen

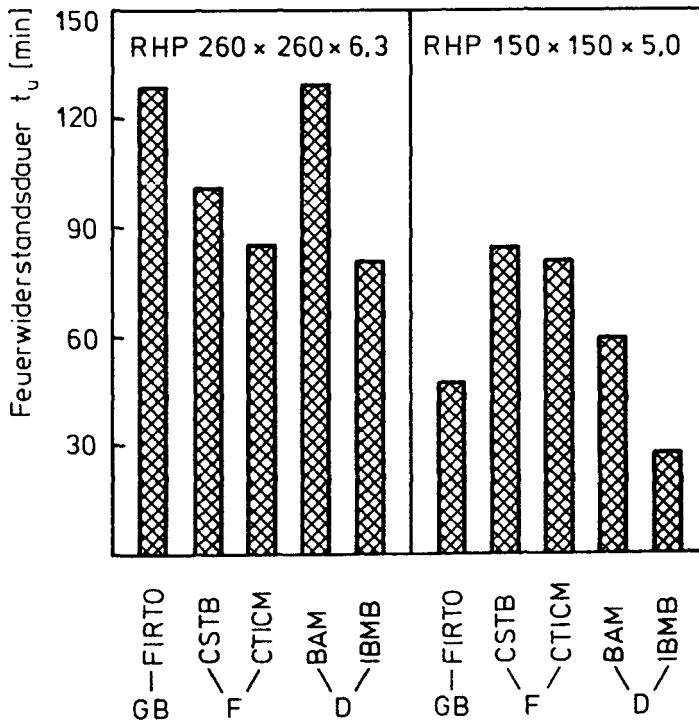
Nach DIN 4102 Teil 4 können Holzstützen, die konstruktiv an beiden Enden vollflächig, z. B. mit ihrer Aufstandsfläche, mit den anschließenden Bauteilen verbunden sind und unverschieblich gehalten sind, brandschutztechnisch beurteilt werden, als ob sie nach Euler-Fall 3 oder 4 gelagert sind /17/. Ein solcher Anschluß ist baupraktisch gelenkig, da planmäßig keine Biegemomente übertragen werden können. Die Bemessung der Stützen bei Raumtemperatur kann entsprechend den Lagerungsbedingungen des Euler-Falls 2 erfolgt sein. Dieses Vorgehen berücksichtigt statisch nicht in Ansatz gebrachte Einspannungen in die die Stütze umgebenden Gebäudeteile.

#### 4.1.5 Brandschutztechnische Beurteilung von Stützen in internationalen Vorschriften und Empfehlungen

Ein internationaler Vergleich der Brandprüfstände für Stützen zeigte, daß für die Reproduktion von Prüfergebnissen in Brandversuchen eine eindeutige Definition der Lagerungsbedingungen von Stützen erforderlich ist. Bei dieser Untersuchung wurden in zwei Serien jeweils untereinander identische Verbundstützen aus unbewehrten, betongefüllten Hohlprofilen unter nominell gleichen Bedingungen geprüft. Die Versuche wurden in den Stützenprüfständen der Prüfanstalten

- Fire Insurers' Research and Testing Organisation (FIRTO) in Borehamwood (GB),
- Centre Scientifique et Technique du Batiment (CSTB) in Paris (F),
- Association Feu-Expériences UTI-CTICM, in Maizieres-lé-Metz (F),
- Bundesanstalt für Materialprüfung (BAM) in Berlin (D) und
- Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz (IBMB) in Braunschweig (D)

durchgeführt. Die Ergebnisse dieser Prüfungen sind im Bild 4.3 dargestellt.



**Bild 4.3:** Vergleich der Versagenszeiten von brandbeanspruchten Verbundstützen aus betongefüllten Hohlprofilen bei Prüfung in verschiedenen Stützenprüfständen

Es war vorgesehen, die Stützen (1. Prüfserie: RHP 260x260x6,3 und 2. Prüfserie RHP 150x150x5,0) innerhalb einer Serie mit jeweils gleicher mittlerer Belastung und bei Lagerungsbedingungen gemäß Euler-Fall 3 (einseitig eingespannt, einseitig gelenkig gelagert) zu prüfen. Die Ergebnisse der Brandprüfungen sind im Bild 4.3 dargestellt. Innerhalb der ersten Prüfserie wurde im Stützenbrandhaus des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz in Braunschweig mit 81 Minuten die geringste, im Stützenbrandhaus der Bundesanstalt

für Materialprüfung in Berlin die längste Feuerwiderstandsdauer mit 134 Minuten ermittelt. Für die brandschutztechnische Beurteilung bedeutet dies einen Unterschied von zwei Feuerwiderstandsklassen, von F 60 zu F 120. Eine genaue Untersuchung der Prüfbedingungen der ersten Prüfserie in den verschiedenen Brandhäusern ergab folgende Unterschiede bei der Durchführung der Versuche:

- Die gelenkige Lagerung der Stützen wurde auf unterschiedliche Weise realisiert. In Braunschweig wurde z. B. eine Konstruktion gewählt, die aus einem Stahlhalbrund mit einem Radius von 45 mm und einer entsprechenden Nut bestand. In dieser Konstruktion entstehen bei Verdrehung nur geringe Reibverluste infolge des Gleitens des Halbrunds in der Nut. Desweiteren ist, wie Bild 4.4 zeigt, die Lasteinleitung während des Verdrehvorganges durch einseitiges Anlegen des Halbrunds an nur eine der seitlichen Kanten der Nut nicht eindeutig definiert. In anderen Prüfanstalten wie z. B. in Borehamwood wurde das gelenkige Stützenende auf einer Betonhalbkugel mit einem Radius von etwa 50 cm befestigt, die in einer Betonhalbschale lagerte. In diesem Fall war die freie Rotation der Endquerschnitte wirksam behindert. Im Grenzfall, bei einer mit zunehmender Branddauer schlanker werdenden Stütze, wird die Verdrehung vollständig verhindert. Es liegen dann die Lagerungsbedingungen der vollen Einspannung vor. Eine Bewertung der Lagerungsbedingungen der Stützen in den einzelnen Brandhäusern ist in der zweiten Spalte der Tabelle 4.3 vorgenommen worden.
- Ein besonderes Problem bei Brandprüfungen ist es, die Belastungseinrichtung vor Erwärmung zu schützen. Bei älteren Prüfeinrichtungen geschieht das häufig dadurch, daß größere Bereiche, bis etwa 15 % der Stützenlänge, nicht beflammt werden. Die Ausnahme bildet in dieser Hinsicht das Stützenbrandhaus in Braunschweig. Hier gelang es, durch geeignete Maßnahmen wie Wasserkühlung der Kraftmeßdosen und eine Lasteinleitung über nahezu reibungsfrei gelagerte Distanzstücke ein Maximum an Stützenlänge, ca. 95 %, der Beflammung auszusetzen.

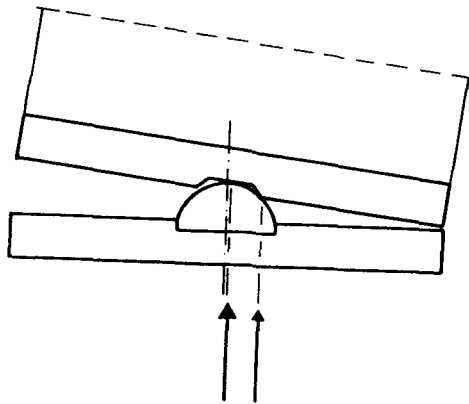


Bild 4.4: Gelenkige Lagerkonstruktion von Stützen im Prüfstand des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz in Braunschweig

Um den Einfluß dieser unterschiedlichen Prüfbedingungen zu untersuchen, wurde eine numerische Analyse mit dem im Anhang beschriebenen Programmsystem STABA-F vorgenommen. In einer ersten Rechnung wurde eine Stütze angenommen, die einseitig gelenkig gelagert und einseitig eingespannt war. Die Beflammung wurde auf der gesamten Stützenlänge gleichmäßig angenommen. Es ergab sich eine Feuerwiderstandsdauer von 68 Minuten. In einer zweiten Rechnung wurde das zweite Stützenende ebenfalls eingespannt. Die Feuerwiderstandsdauer stieg unter dieser Annahme von 68 auf 107 Minuten. Im nächsten Schritt wurde zusätzlich die beflamte Länge der Prüfkörper auf 83 % der Gesamtlänge reduziert. Die Feuerwiderstandsdauer verlängerte sich noch einmal um 26 auf nun 133 Minuten. Es läßt sich daraus schließen, daß die in Berlin bei der BAM und in Borehamwood bei FIRTO geprüften Stützen Lagerungsbedingungen hatten, die etwa denen des Euler-Falls 4, beidseitige Einspannung, entsprachen. Die vergleichsweise geringen Feuerwiderstandszeiten der Stützen in den Prüfanstalten in Maizieres-lé-Metz (CTICM) und in Braunschweig (IBMB) lassen auf die nahezu freie Drehbarkeit des gelenkigen Lagers schließen.



Es sei hier nur angemerkt, daß in der zweiten Prüfserie die gelenkigen Auflager in den Prüfanstalten in Berlin (BAM) und in Borehamwood (FIRTO) mit einem Rollenlager ( $d = 25 \text{ mm}$ ) versehen wurden. Die in dieser Prüfserie in diesen Prüfanstalten ermittelten Feuerwiderstandszeiten wichen infolgedessen nicht mehr nennenswert von den Ergebnissen in den anderen Prüfanstalten ab.

International hat sich bei der Beurteilung des Brandverhaltens von Stahlbeton- und Stahlstützen die Auffassung durchgesetzt, daß die umgebenden, nicht vom Brand betroffenen Bauteile die brandbeanspruchten und zunehmend ihre Steifigkeit verlierenden Stützen während eines Brandes mehr und mehr einspannen /11, 14/. Die infolge der nicht eindeutig definierten Lagerungsbedingungen erreichte Verbesserung des Brandverhaltens wird international bei der Beurteilung des Bauteils Stütze bewußt in Kauf genommen und nicht als Sicherheitslücke verstanden. Statisch gesehen ist die Lagerung einer Stütze dann als gelenkig anzusehen, wenn ihr Anschluß an die sie umgebenden Bauteile nicht für die planmäßige Aufnahme vom Biegemomenten vorgesehen ist. Das ist z. B. im Stahlbetonbau bei der monolithischen Verbindung von Träger und Stütze ohne Anschlußbewehrung oder der vollflächigen Auflagerung von Trägern auf Stützen im Fertigteilbau der Fall. Bei dem Anschluß von Trägern an Stützen über Laschen oder Knaggen im Stahlbau und Verbundbau wird die planmäßige Übertragung von Momenten in der Regel ebenfalls nicht nachgewiesen. Tatsächlich wirken sich solche Lagerungsbedingungen aber besonders dann wie Einspannungen aus, wenn die Stützen unter Brandbeanspruchung zunehmend ihre Steifigkeit verlieren. Die unterschiedlichen Lagerungsbedingungen einer Stütze bei Raumtemperatur und bei Brandeinwirkung gelten als Prüfung unter baupraktischen Bedingungen.

1	2	3	4	5	6	7
	Euler - Fall	[kN]	[m]	[m]	[ % ]	[min]
Versuch	FIRTO	770	3,62	3,00	83	133
	CSTB	800	3,63	3,05	84	101
	CTICM	800	3,63	3,00	83	86
	BAM	800	3,63	3,00	83	134
	IBMB	800	3,66	3,48	95	81
Rechnung	3	800	3,60	3,60	100	68
	4					107
		770		3,00	83	133
						134

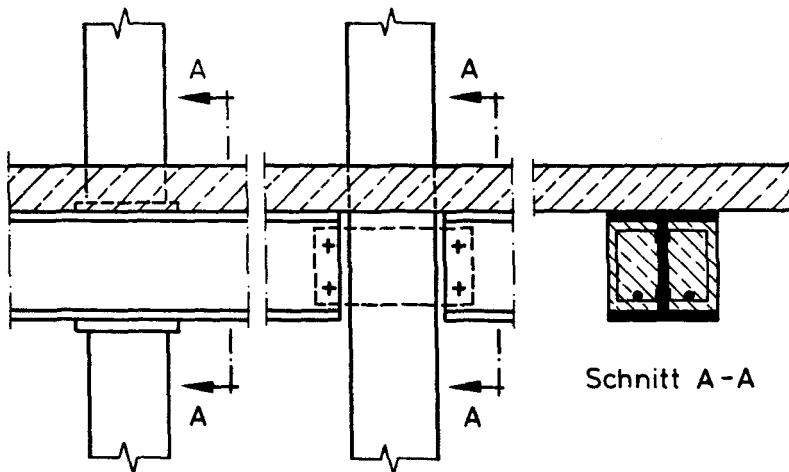
**Tabelle 4.3:** Darstellung der Versuchsergebnisse von Brandprüfungen an Verbundstützen aus betongefüllten Hohlprofilen RHP 260x260x6,3 in verschiedenen Brandprüfständen und die rechnerische Deutung der unterschiedlichen Feuerwiderstandszeiten

## 4.2 Brandprüfungen bei praxismgerechten Lagerungsbedingungen

### 4.2.1 Tragverhalten von Stützen in ausgesteiften Hochbauten

#### 4.2.1.1 Tragverhalten bei Raumtemperatur

Der überwiegende Anteil der Hochbauten ist in horizontaler Richtung ausgesteift. Die auftretenden horizontalen Kräfte werden über die Deckenscheiben in Kerne oder Verbände geleitet. Die Anschlüsse zwischen den vertikalen Traggliedern, den Stützen, und den horizontalen Traggliedern, den Deckenträgern oder Unterzügen, werden dann in der Regel statisch als gelenkig angesehen.



**Bild 4.5:** Typische Stützen/Riegel-Anschlüsse im Stahl- und Verbundbau

Im Stahl- und Verbundbau sind folgende Verbindungen zwischen Stützen und Riegeln besonders verbreitet.

1. Die Deckenträger oder Unterzüge laufen über den Stützen durch. Die Stützen unterhalb und oberhalb der Deckenträger werden konstruktiv über Kopfplatten mit dem Träger verbunden (Bild 4.5a).
2. Die Deckenträger werden über Laschen an die Stützen angeschlossen. Die Einspannung, die durch den Laschenanschluß entsteht, wird i. a. vernachlässigt (Bild 4.5b).

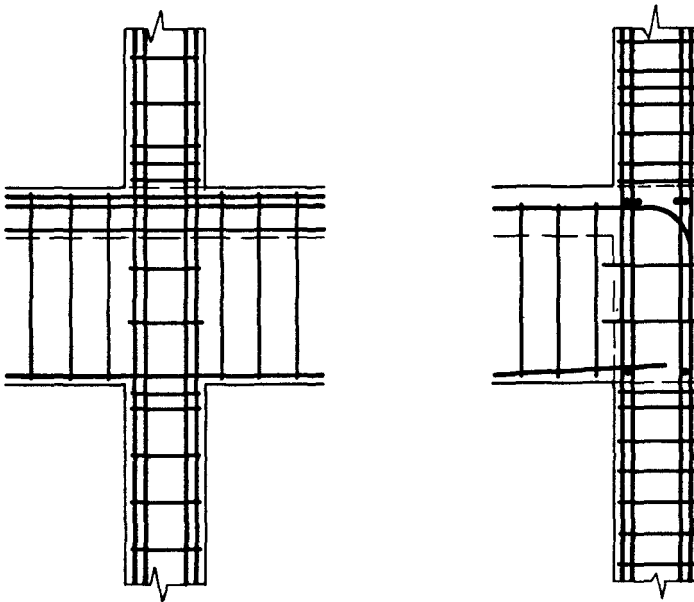


Bild 4.6: Typische Stützen/Riegel-Verbindungen im Stahlbetonbau

Im Stahlbetonbau werden in ausgesteiften Bauwerken für Innenstützen, die mit Stahlbetonbalken oder -platten biegefest verbunden sind, die Biegemomente aus Rahmenwirkung im allgemeinen vernachlässigt. Statisch gesehen ist die Lagerung einer Stütze dann als gelenkig anzusehen, wenn ihr Anschluß an die sie umgebenden Bauteile nicht für die planmäßige Aufnahme vom Biegemomenten vorgesehen ist. Das ist z. B. im Stahlbetonbau bei der monolithischen Verbindung von Träger und Stütze ohne Anschlußbewehrung der Fall. Die Stützenbewehrung läuft

durch den Knotenbereich durch (Bild 4.6a). Im Fertigteilbau werden die Träger oft nur vollflächig auf den Stützen aufgelagert. Randstützen sind dagegen nach DIN 1045 Abschnitt 15.4.2 stets in biegefechter Verbindung mit den horizontalen Bauteilen auszubilden (Bild 4.6b).

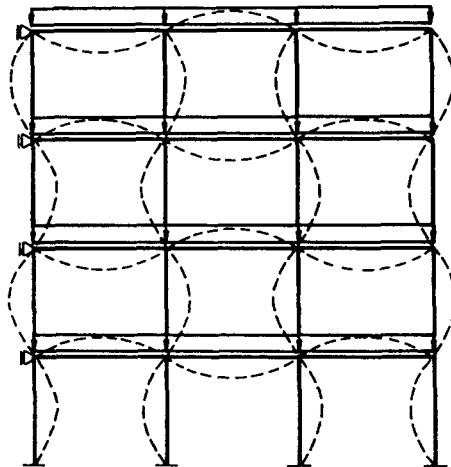


Bild 4.7: Knickfigur der Stützen in ausgesteiften Hochbauten bei Raumtemperatur

Bei der Bemessung der Stützen bei Raumtemperatur wird davon ausgegangen, daß Grenzzustände der Tragfähigkeit nicht nur in einzelnen Bauteilen eintreten, sondern daß die Gesamtkonstruktion versagt. Der Riegelwiderstand, der die Knicklänge der Stützen abmindert, wird in der Regel vernachlässigt. Im Versagenszustand bildet sich die Knickfigur der Stützen dann so aus, daß, wie in Bild 4.7 dargestellt, die volle Geschoßhöhe der Knicklänge entspricht.

Der Bemessung der Stützen bei Raumtemperatur in horizontal ausgesteiften Tragwerken liegen also folgende Annahmen zugrunde:

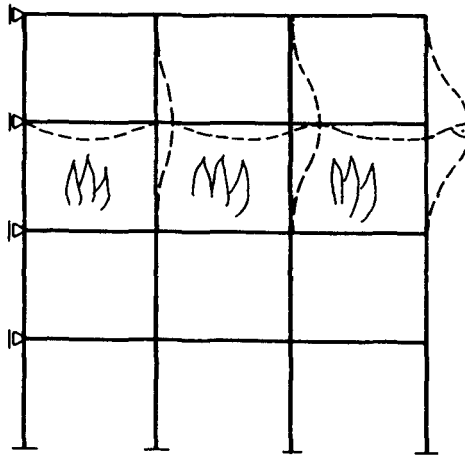
- Die Knicklänge der Stützen ist die volle Geschoßhöhe.
- Die Stützen sind am Kopf - und Fußpunkt gelenkig gelagert.
- Planmäßige Endexzentrizitäten treten nur dann auf, wenn Träger einseitig angeschlossen werden oder wenn bei beidseitigem Trägeranschluß ungleiche Querkräfte angreifen.

#### 4.2.1.2 Tragverhalten bei Brandeinwirkung

Durch eine brandschutztechnisch sinnvolle Konzeption des Gesamtgebäudes wird verhindert, daß die maximale Brandbeanspruchung vor der geforderten Feuerwiderstandsdauer gleichzeitig in mehreren Geschossen des Gebäudes auftritt. Das gleichzeitige Entstehen von Bränden in benachbarten Geschossen wird praktisch ausgeschlossen, wenn durch feuerbeständige Decken ohne Öffnungen geschoßweise die in der Vornorm DIN 18 230 Teil 1 (Baulicher Brandschutz im Industriebau) genannten "Brandbekämpfungsabschnitte" entstehen. Ein Versagen der Gesamtkonstruktion wird durch die Abschottung der Einwirkung Brand verhindert. Brandbeanspruchte Bauteile können sich infolgedessen in anschließende, nicht vom Brand betroffene Bauteile einspannen. Erst als Folge des Versagens primärer Tragglieder kann es zu weiteren Einstürzen kommen. Der Anforderung des Personenschutzes ist aber damit genüge getan, wenn der Zusammenbruch der Konstruktion erst nach der geforderten Feuerwiderstandsdauer eintritt.

Unter Brandeinwirkung dehnt sich die Deckenkonstruktion oberhalb eines Brandherdes infolge der Erwärmung aus. Die Entfestigung der Baustoffe Stahl und Beton bei höheren Temperaturen und die Temperaturdifferenz zwischen Deckenober- und -unterkante führen zusätzlich zu anwachsenden Durchbiegungen der Decke. Diese Durchbiegungen mindern die Ausdehnung infolge der Sehnenverkürzung mit fortschreitender Branddauer ab. Die Deckenkonstruktion unterhalb eines Brandherdes erwärmt sich nicht entsprechend. Sie ist schon wegen der Ventilationsverhältnisse im Brandraum thermisch weniger beansprucht und durch Bodenbeläge und herabfallendes Material zusätzlich geschützt. Es ergeben sich folglich nur Verformungen der Decken, die sich oberhalb des vom Brand betroffenen Geschosses befinden.

Stützen in brennenden Gebäuden sind also neben der thermischen Beanspruchung auch Verformungen ihrer Kopfpunkte ausgesetzt. Unterstellt man im ungünstigsten Fall den Brand eines ganzen Geschosses, so bilden sich Deckenverschiebungen aus, die von einem Bewegungsnullpunkt (Kern, Aussteifung, Grenze eines Brandabschnitts) aus anwachsen. Stützen, an die beidseitig ein Riegel angeschlossen ist (Innenstützen), erfahren vornehmlich Kopfverschiebungen. Stützen, an die nur einseitig ein Riegel angeschlossen ist (Randstützen), erfahren zusätzlich noch Stützenkopfverdrehungen. In Bild 4.8 sind die Verformungen der brandbeanspruchten Bauteile eines ausgesteiften Gebäudes bei Vollbrand eines Geschosses schematisch dargestellt.



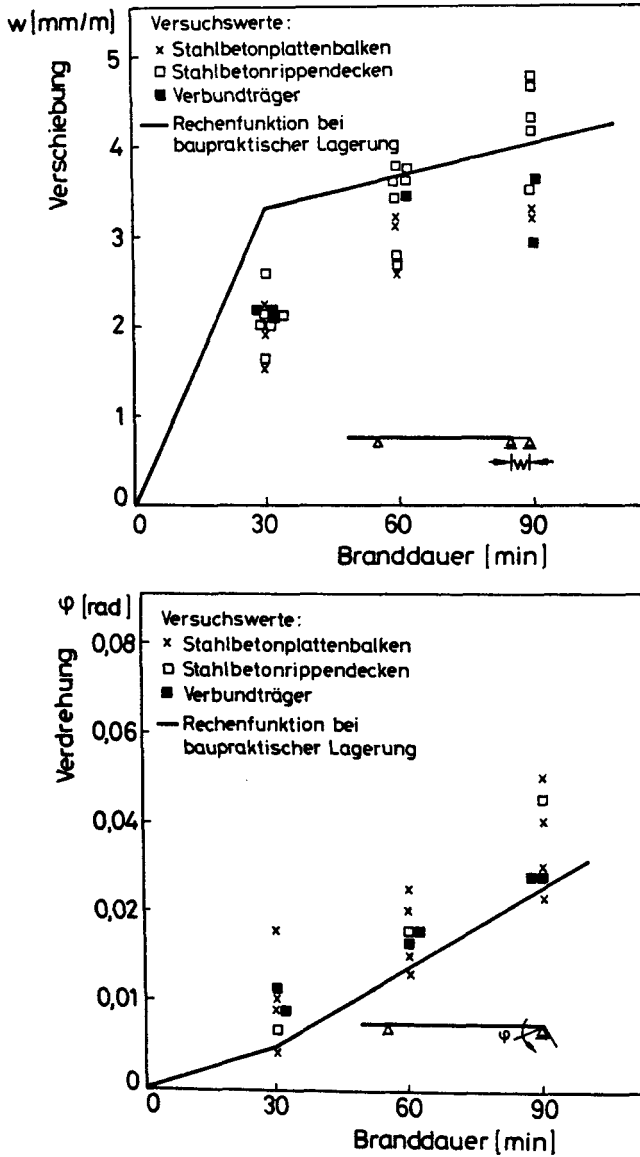
**Bild 4.8:** Verformungen der Stützen in einem ausgesteiften Hochbau bei Vollbrand eines Geschosses

Um die Größe der zu erwartenden Verformungen beurteilen zu können, wurden Brandversuche an Stahlbeton- und Verbund-Deckenträgern ausgewertet /23/. Die untersuchten Stahlbeton-Deckenträger waren Zweifeldsysteme, die Verbund-Deckenträger Einfeldsysteme. Die Endauflager waren jeweils frei drehbar gelagert. Die gemessenen Auflagerver-

schiebungen pro Meter beflammer Balkenlänge und die Auflagerverdrehungen sind nach 30, 60 und 90 Minuten Branddauer in Bild 4.9 dargestellt.

In einem Bauwerk verhindern die nicht vom Brand betroffenen Bauteile der Gesamtkonstruktion die freie Rotation der Balkenaufleger. Die Durchbiegungen der Deckenträger werden dadurch verringert. Es werden im Bauwerk also größere Auflagerverschiebungen und geringere Auflagerverdrehungen auftreten, als die beschriebenen Versuche an Deckenträgern ergeben hatten. Die zu erwartenden Verformungen von vorgegebenen, unterschiedlichen F 90-Deckenkonstruktionen wurden mit dem im Anhang beschriebenen Programmsystem STABA-F ermittelt. Bei der Berechnung der Verformungen der Deckensysteme wurde der versteifende Einfluß der nicht vom Brand betroffenen Gebäudeteile vereinfachend durch Drehfedern über den Auflagern berücksichtigt. Der Verlauf der rechnerisch ermittelten Verformungen während der Branddauer wurde abschnittsweise linearisiert. Die Rechenwerte der Auflagerverformungen sind in Bild 4.9 und in Tabelle 4.5 dargestellt. Die Stützenkopferschiebungen nahmen bis zur 30. Minute Branddauer stark zu, danach reduzierte sich die Verformungsgeschwindigkeit infolge zunehmender Deckendurchbiegung und geringerer Temperaturzunahme bis zum Versuchsende deutlich. Die Stützenkopfverdrehungen nahmen bis zur 30. Minute Branddauer nur leicht zu. Danach wurden die Stützenköpfe infolge abnehmender Steifigkeit der brandbeanspruchten Riegel bis zum Versuchsende stärker verdreht.





**Bild 4.9:** Meß- und Rechenwerte der Auflagerverformungen von Biegetragwerken

Zur Ermittlung der Gesamtverformungen eines Deckensystems wurde vorausgesetzt, daß der Brand das Geschoß vom Bewegungsruhepunkt bis zu einer Randstütze vollständig erfaßt hatte. Dabei wurde die in DIN 1045 Abschnitt 14.4.2 gegebene Empfehlung berücksichtigt, nach der in Gebäuden mit erhöhter Brandgefahr Dehnfugen im Abstand  $a = 30$  m mit einer Fugenweite von  $b = a/1200$  angeordnet werden sollen. In diesen Fugen kann ein Teil der Verformungen der Deckensysteme zwängungsfrei aufgenommen werden. Die Unterteilung eines Gebäudes durch Brandwände in Brandabschnitte - Abstand der Brandwände nach den Landesbauordnungen maximal 40 m - bedeutet außerdem eine Begrenzung der Brandausbreitung während der geforderten Feuerwiderstandsdauer. Ein Abstand der Stütze von einem Bewegungsruhepunkt von 30 m stellt also eine auf der sicheren Seite liegende Abschätzung dar, bei der unter Brandbeanspruchung sehr große Zwängungen der Stützen auftreten.

Zur Ermittlung der absoluten Größe der Stützenkopfverformungen wurden die Stützenabstände hochbauüblich mit 7,5 m gewählt. Die experimentellen Untersuchungen wurden mit drei unterschiedlichen Rechenwerten der Stützenkopfverformungen durchgeführt:

1. Eine Innenstütze befindet sich etwa 15,0 m vom Bewegungsruhepunkt entfernt ( $v_1$ ).
2. Eine Innenstütze befindet sich etwa 22,5 m vom Bewegungsruhepunkt entfernt ( $v_2$ ).
3. Eine Randstütze befindet sich etwa 30,0 m vom Bewegungsruhepunkt entfernt ( $v_3$ ).

In Tabelle 4.4 sind die Rechenwerte der Verformungsgeschwindigkeiten der Stützenköpfe angegeben.

	Verschiebungsgeschw.		Verdrehungsgeschw.	
	0. - 30.min	ab 30.min	0. - 30.min	ab 30.min
	mm / min		rad / min	
$v_1$	1.66	0.20	0.00000	0.00000
$v_2$	2.50	0.30	0.00000	0.00000
$v_3$	3.25	0.39	-0.00015	-0.00035

**Tabelle 4.4:** Rechenwerte der Geschwindigkeiten der Stützenkopfverformungen im Bauwerk

Die Größe der Stützenkopfverschiebungen und -verdrehungen zu bestimmten Brandeinwirkungszeiten sind in Tabelle 4.5 und Bild 4.10 angegeben.

	Branddauer					
	30 min	60 min	90 min	120 min		
$v_1$	Verschiebung	50.0	56.0	62.0	68.0	mm
	Verdrehung	0.00	0.00	0.00	0.00	rad
$v_2$	Verschiebung	75.0	84.0	93.0	102.0	mm
	Verdrehung	0.00	0.00	0.00	0.00	rad
$v_3$	Verschiebung	97.5	109.0	121.0	132.5	mm
	Verdrehung	-0.0045	-0.0150	-0.0255	-0.0360	rad

**Tabelle 4.5:** Rechenwerte der Verformungen der Stützenköpfe im Bauwerk

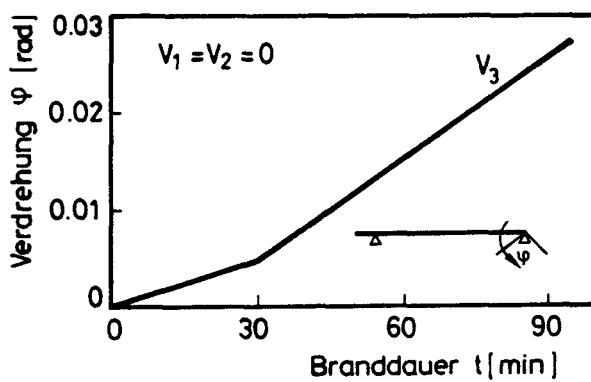
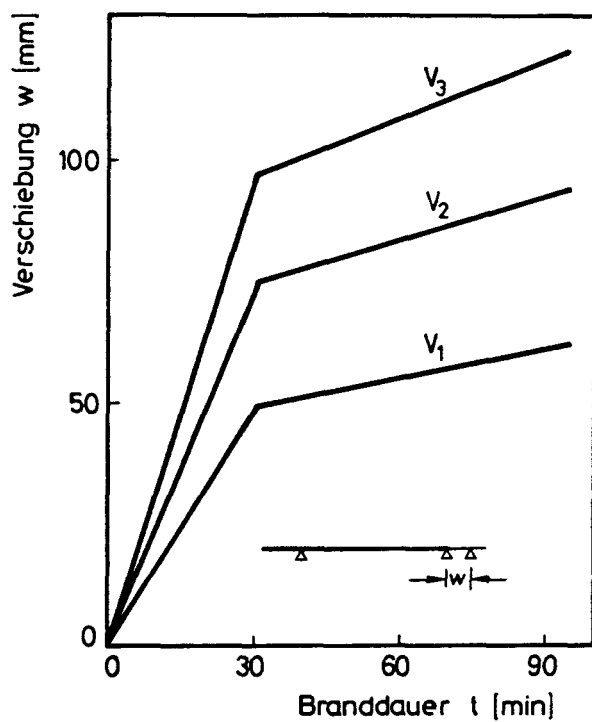


Bild 4.10: Rechenwerte der Verformungen der Stützenköpfe im Bauwerk

#### 4.2.2 Entwicklung einer Versuchskonzeption zur Prüfung von Stützen unter praxisgerechten Lagerungsbedingungen

Durch die Verschiebungen und Durchbiegungen der Deckenkonstruktion bei Brandeinwirkung ergeben sich Zwangbeanspruchungen der Stützen. Die brandbeanspruchten Deckenbereiche können dabei sehr ausgedehnt sein, so daß große Verformungen entstehen. Aufgrund der Konstruktion des Stützen- und Rahmenprüfstands des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig war es nicht möglich, die Stützenköpfe direkt zu verschieben. Versuche an einhäufigen Rahmenkonstruktionen können das Brandverhalten von Stützen bei großen Deckenverschiebungen - brandbeanspruchte Deckenkonstruktionen mit bis zu 30 m Länge - infolge der Beschränkung der Riegelängen nicht wiedergeben. Aus diesem Grund wurde eine dem Bauwerksverhalten der Stützen statisch gleichwertige Versuchsanordnung entwickelt.

Der Zwang aus der Verschiebung des Stützenkopfes wurde durch den Zwang aus der gegenseitigen Verdrehung der Stützenendquerschnitte ersetzt. Durch zusätzliche Verdrehung des Stützenkopfes gegenüber dem Stützenfuß konnte das Verformungsverhalten von Randstützen simuliert werden. Bild 4.11 zeigt eine schematische Darstellung der Versuchskörper und der Stützen im Bauwerk während der Brandeinwirkung.

Die Versuchskörper, "Z-Stützen" nach Bild 4.12, bestanden aus der Stütze und hatten am Kopf- und Fußende je einen Kragarm, die die Riegel der Deckenkonstruktionen oberhalb und unterhalb des vom Brand betroffenen Geschosses darstellten. Die Stützenlänge  $l$  ist der Abstand der Schwerpunkte der oberen und unteren Stützen/Riegel-Verbindungen und entspricht damit der Geschoßhöhe im Bauwerk. Die Verdrehungen der Stützenendquerschnitte  $\psi_1$  und  $\psi_2$  wurden über Kragarme an den Stützenendquerschnitten durch verformungsgesteuerte Pressen aufgebracht. Da die Schwerpunkte der Stützen/Riegel-Verbindungen in bestimmten Abständen  $l_i$  von den Einleitungspunkten der zentrischen Belastung entfernt waren, erfuhren die Stützenköpfe in den Versuchen außer Verdrehungen  $\psi_i$  auch Verschiebungen  $w_i$ .

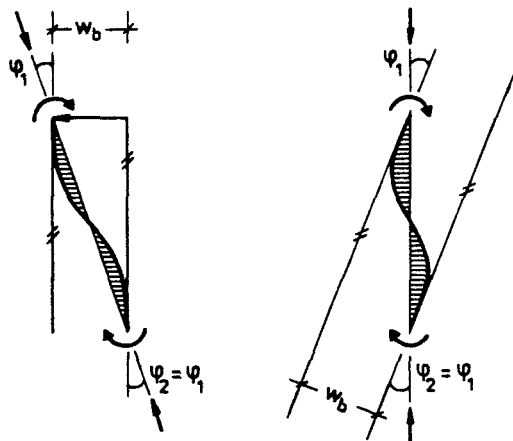
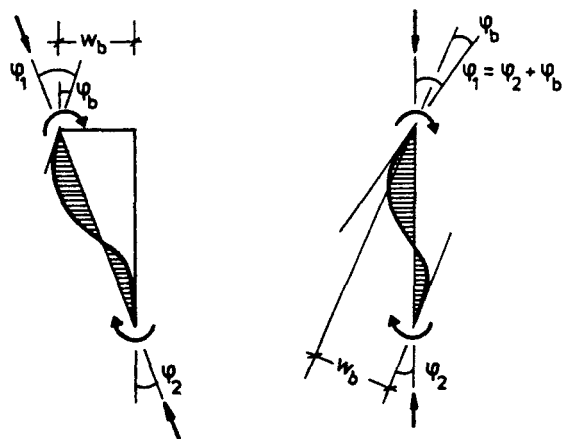
InnenstützenRandstützenBauwerkVersuch

Bild 4.11: Darstellung der Verformungen  
- Stütze im Bauwerk und im Versuch -

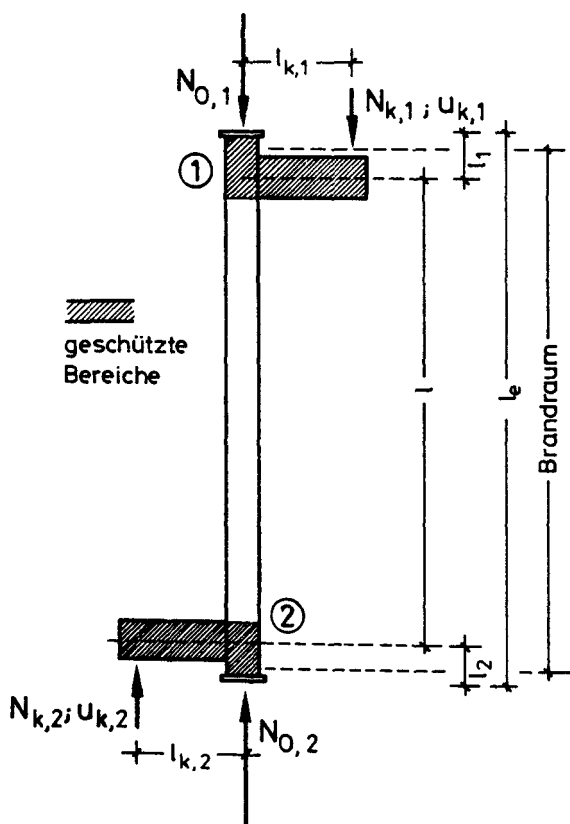
Die Verschiebungen und Verdrehungen der Endquerschnitte der Versuchskörper ergeben sich aus den Verformungen  $w_b$  und  $\varphi_b$  der Stützen im Bauwerk entsprechend den Gleichungen 4.1 bis 4.4 und Bild 4.13:

$$\varphi_1 = -w_b / l - \varphi_b \quad (4.1)$$

$$\varphi_2 = -w_b / l \quad (4.2)$$

$$w_1 = +\varphi_1 \cdot l_1 \quad (4.3)$$

$$w_2 = -\varphi_2 \cdot l_2 \quad (4.4)$$



**Bild 4.12:** Darstellung der Versuchskörperausbildung

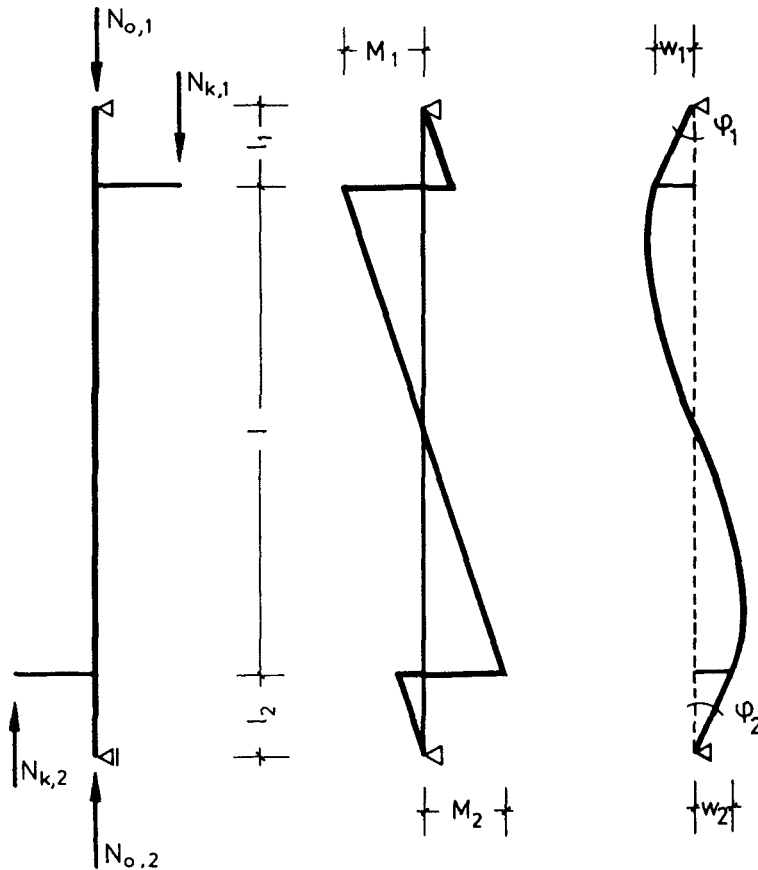


Bild 4.13: Schematische Darstellung der Verformungen der Versuchskörper und der Ermittlung der Zwangsmomente

$$N = N_{0,2} + N_{k,2} = \text{const} \quad (4.5)$$

ist die Längskraftbeanspruchung der Stützen. Die zeitabhängigen Zwangbeanspruchungen der Stützen infolge der Stützenkopfverformungen ergeben sich zu:



$$M_1 = -(N_{k,2} \cdot l_{k,2} + N_{k,1} \cdot l_{k,1}) \cdot l_1/l_e + N_{k,1} \cdot l_{k,1} + N_{0,1} \cdot w_1 \quad (4.6)$$

$$M_2 = +(N_{k,2} \cdot l_{k,2} + N_{k,1} \cdot l_{k,1}) \cdot l_2/l_e - N_{k,2} \cdot l_{k,2} + N_{0,2} \cdot w_2 \quad (4.7)$$

Diese Momente stellen die Zwangbeanspruchung der Stützen im Bauwerk dar, die durch die Stützenkopfverformungen während der Brandeinwirkung hervorgerufen werden.

#### 4.2.3 Versuchsprogramm

Die Untersuchungen wurden an zwei unterschiedlichen Verbundstützenarten, an Stahlbetonstützen und an mit Vermiculite-Platten bekleideten Stahlstützen vorgenommen:

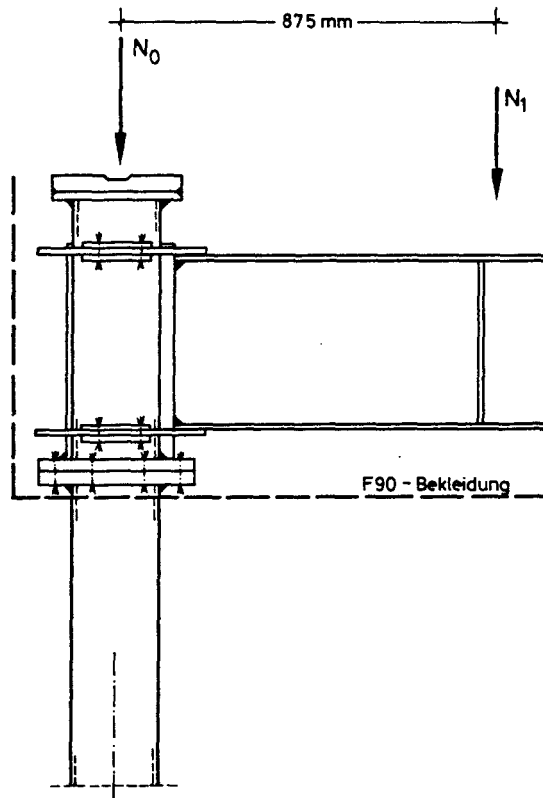
- Verbundstützen aus betongefüllten Hohlprofilen,
- Verbundstützen aus vollständig einbetonierten Stahlprofilen,
- Stahlbetonstützen und
- bekleidete Stahlstützen.

Aufgrund der Einbaulänge und der Ausbildung der Versuchskörper ergaben sich die Abstände der Schwerpunkte der Stützen/Riegel-Verbindungen zu 3,90 m oder 4,90 m. Diese Maße entsprechen den Geschoßhöhen im Bauwerk.

Die Ausbildung der Versuchskörper wurde so gewählt, daß sich Vergleiche mit Versuchen, die mit definierten Lagerungsbedingungen durchgeführt worden waren, herstellen ließen /5, 15, 16/. Auf diese Weise konnten die Auswirkungen eines praxisgerechten Stützen/Riegel-Anschlusses auf das Brandverhalten der Stützen quantitativ beurteilt werden.

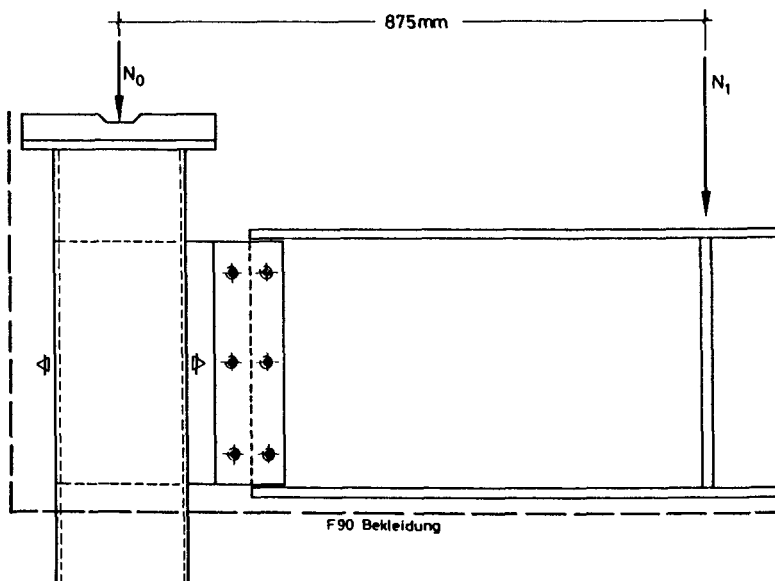
Die Verbundstützen wurden mit zwei unterschiedlichen Knotenpunktausbildungen geprüft.

Typ A: Dieser Anschluß entspricht der Konzeption eines biegesteifen Anschlusses /2/. Der Riegel wurde mit einer Stirnplatte versehen, die auf eine Kopfplatte aufgelegt wurde. Über diese Kopfplatten wurden die Stützen geschobweise miteinander verbunden. Zwei Stahlringe umschlossen die Stütze und die auskragende Stirnplatte unterhalb und oberhalb des Riegels. Auf diese Weise konnte das Moment im Riegel über die Zugkraft im oberen Ring in die Stütze geleitet werden. Der Vorteil dieses Anschlusses für die Versuchsdurchführung lag darin, daß er wiederverwendbar und leicht zu montieren war.



**Bild 4.14:** Anschlußkonstruktion Stütze/Riegel: Typ A  
biegesteifer Anschluß nach /2/

Typ B: Dieser Anschluß ist eine momentenfreie Stützen/Riegel-Verbindung /6, 10/. Er besteht nur aus einer Stegplatte, die mit dem Steg des Riegels verschraubt wurde. Bei den betongefüllten Hohlprofilen wurde die Lasche durch das Profil durchgesteckt und mit den Wandungen verschweißt. Bei den einbetonierten Stahlprofilen wurde die Lasche je nach planmäßiger Biegerichtung mit dem Profilsteg oder -flansch verschweißt.



**Bild 4.15:** Anschlußkonstruktion Stütze/Riegel: Typ B  
momentenfreier Anschluß nach /6, 10/

Die Ausbildung der Knotenpunkte der bekleideten Stahlstützen wurde momentenfrei, wie in Bild 4.15 dargestellt, gewählt.

Der Anschluß der Stahlbetonbalken an die Stützen wurde monolithisch ausgebildet. Bei den Innenstützen kreuzten sich die Bewehrungsstäbe der Balken und der Stützen. Bei den Randstützen wurden Stäbe aus den Stützen in die Balken geführt, um die von DIN 1045 Abschnitt 15.4.2 geforderte, biege feste Verbindung zwischen den horizontalen und den vertikalen Traggliedern zu bilden.

Weitere Einzelheiten zu der Ausbildung der Versuchskörper sind /23, 25/ zu entnehmen.

### 4.3 Interpretation der Versuchsergebnisse

#### 4.3.1 Beschreibung der Versuche

Vor Beginn der Brandversuche wurde die zentrische Versuchslast  $N_{0,2}$  schrittweise aufgebracht. Die Pressen auf den Kragarmen waren zu diesem Zeitpunkt kräftefrei. Ausgangspunkt für die Kraft- und Verformungsmessung zum Zeitpunkt  $t = 0$  war der unter zentrischer Last verformte Versuchskörper. Es wurden also zu Versuchsbeginn planmäßig keine Momente in die Stützen eingetragen. Mit Brandbeginn wurden die Kragarme an den Stützen durch die Pressenkräfte  $N_{k,i}$  entsprechend der Vorgabe zeitabhängig verformungsgesteuert verdreht. Die Längsdehnung der Versuchskörper, die Ist-Verformung der Kragarme und die auftretenden Kräfte der Pressen auf den Kragarmen wurden während der Branddauer kontinuierlich gemessen. Da die Pressen auf den Kragarmen manuell gesteuert wurden, ergab sich kein stetiger Kraftverlauf. Die horizontalen Verformungen der Stützen wurden optisch durch Kathetometer gemessen.

In den Bildern 4.16 und 4.17 ist der Verlauf der Zwangmomente während der Branddauer am Beispiel einer Verbundstütze und einer Stahlbetonstütze dargestellt. Beide Stützen wurden Zwangbeanspruchungen ausgesetzt, die denen von Innenstützen entsprechen.

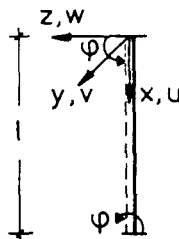
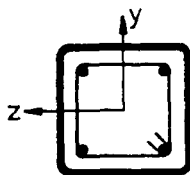
RHP 200x200x6,3

St 37

B 35

$A_s/A_b = 2,1\%$

$N_x = -680 \text{ kN} \pm 0,49 \cdot z_{ul} \text{ N}$



Stützenlänge  $l = 3.90 \text{ m}$

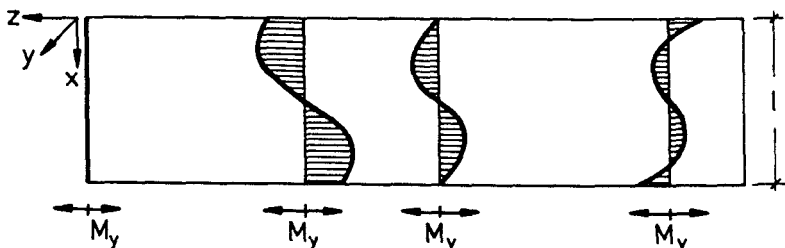
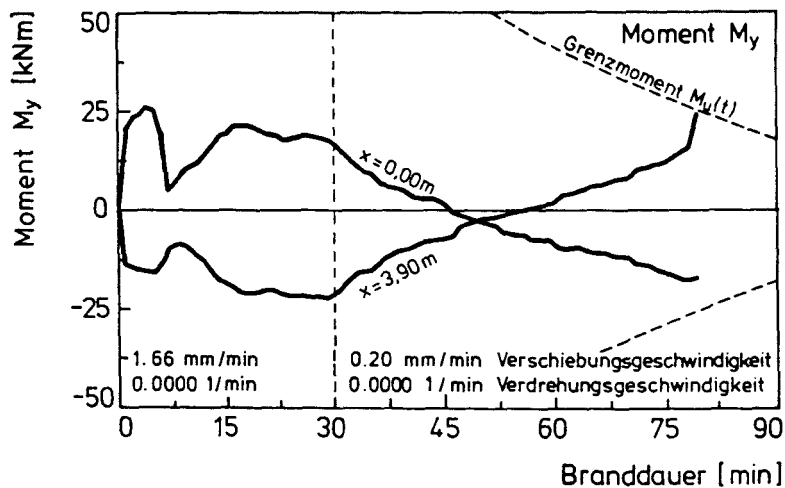
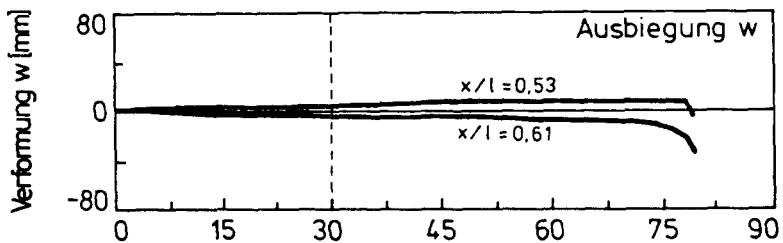


Bild 4.16: Entwicklung der Zwangmomente einer Verbundstütze infolge der Deckenverschiebung bei Brandeinwirkung

Aus Bild 4.16 ist der starke Anstieg der Zwangmomente des betongefüllten Hohlprofils infolge der großen Zwängung der Stützenenden zu Beginn der Brandbeanspruchung zu ersehen. Der sich aufgrund der schnellen Erwärmung stärker ausdehnende, außenliegende Stahl des betongefüllten Hohlprofils übernahm dabei einen immer größeren Anteil der Längskraft. Nach einer Branddauer von etwa 7 Minuten erreichte das Stahlrohr den Fließzustand und beulte aus. Die sich daraus ergebende Reduzierung der Steifigkeit führte zu einer schlagartigen Abnahme der Zwangmomente. Die Längskraft lagerte sich vollständig auf den Betonkern um. Die Zwangmomente wuchsen nach der Reduzierung infolge der Zunahme der Stützenkopfverschiebung bis zur 30. Minute Branddauer. Danach verringerte sich die Verschiebungsgeschwindigkeit. Dadurch und durch die zunehmende, temperaturbedingte Steifigkeitsabminderung der Stütze nahmen die Zwangmomente ab. Bis zur 60. Minute Branddauer hatten sie sich vollständig abgebaut und wechselten das Vorzeichen. Aus den zwängenden waren stützende Momente geworden, die die zunehmende horizontale Stützenverformung behinderten. Nach etwa 75 Minuten nahmen die Ausbiegungen der Stütze aber doch verstärkt zu. Die Stütze versagte durch Gleichgewichtsverlust infolge Steifigkeitsabminderung.

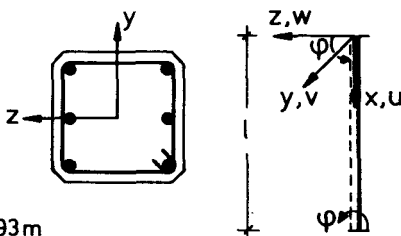
In Bild 4.17 sind der Verlauf der Verformungen und der Zwangmomente einer Stahlbetonstütze während der Branddauer dargestellt. In den ersten 30 Minuten Branddauer nahmen die Zwangmomente wegen der großen Verschiebung stark zu. Dabei war das Kopfmoment der Stütze etwas kleiner als das Fußmoment, da im unteren Bereich des Stützenbrandhauses etwas geringere Temperaturen herrschten. Durch die geringere Verschiebungsgeschwindigkeit und die temperaturbedingte Steifigkeitsabnahme der Stütze verringerten sich die Zwangmomente nach mehr als 30 Minuten Brandeinwirkung. Ab der 60. Minute Branddauer verliefen die Zwangmomente nahezu konstant. Die horizontalen Verformungen nahmen nur unwesentlich zu. Die Stütze versagte ohne Vorankündigung durch zunehmende Verformungen. Der Bruch trat in der Nähe des unteren Anschlußbereichs auf. Ein Vergleich mit dem rechnerisch ermittelten Grenzmoment  $M_U(t)$  der betreffenden Stütze zeigt, daß zum Versagenszeitpunkt im unteren Stützenanschnitt dieses Moment erreicht war. Die Stütze versagte durch Überschreiten der Grenzschnittgrößen  $N_U(t)$  und  $M_U(t)$  im Bereich der größten Zwangbeanspruchung.

$b/d = 30/30 \text{ cm}$

B 25

$A_s/A_b = 2,1 \%$

$N_x = -1056 \text{ kN} \pm 0,78 \cdot z \text{ ul N}$



Stützenlänge  $l = 3.93 \text{ m}$

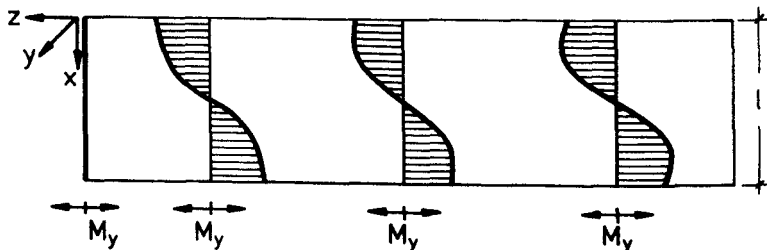
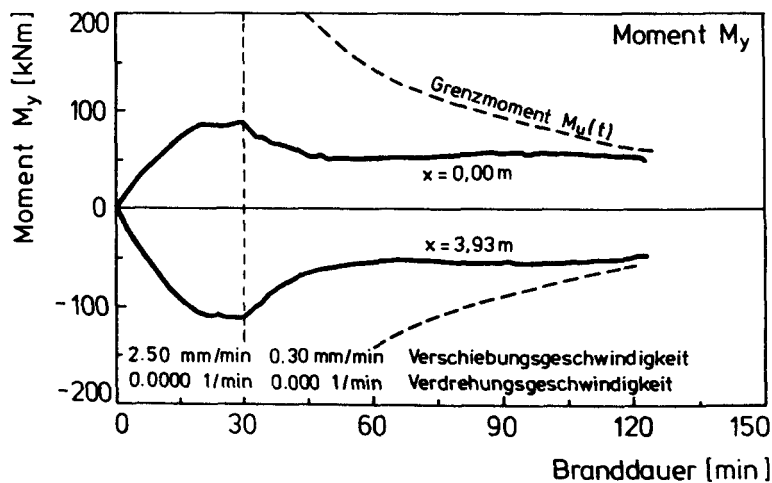
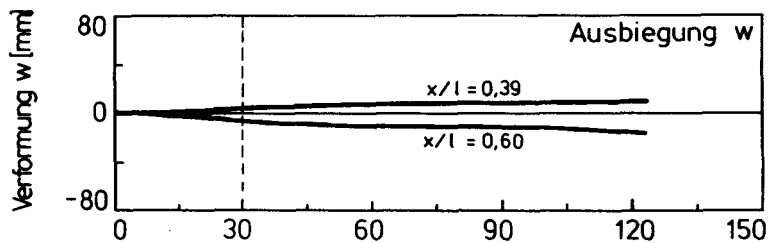
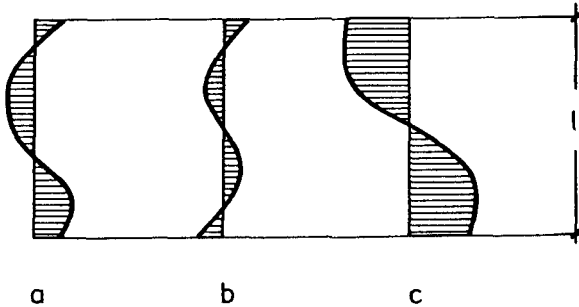


Bild 4.17: Entwicklung der Zwangmomente in einer Stahlbetonstütze infolge der Deckenverschiebung bei Brandeinwirkung

### 4.3.2 Analyse der Versagensursachen

#### Verbund- und Stahlstützen

Alle untersuchten Verbundstützen und Stahlstützen versagten durch Gleichgewichtsverlust infolge Steifigkeitsabminderung. Die Zwangsmomente bauten sich gegen Versuchsende zunehmend ab, das Versagen kündigte sich durch Zunahme der horizontalen Verformungen an. Der schematische Verlauf der Zwangmomente über die Stützenlänge nach fortgeschrittener Branddauer ist in Bild 4.18a und b schematisch dargestellt.



- a und b: Versagen durch Gleichgewichtsverlust  
 infolge Steifigkeitsabminderung  
 c : Versagen infolge Überschreiten der Grenzschnittgrößen

Bild 4.18: Schematischer Verlauf der Momente aus Zwang und Theorie  
 2. Ordnung nach fortgeschrittener Branddauer

Es bildeten sich stabile Gleichgewichtszustände mit zwei oder drei Momentennullpunkten aus. Dieses stabile Tragverhalten läßt sich nicht dadurch erklären, daß aufgrund der antisymmetrischen s-förmigen Verformung der Stütze höhere Eigenformen der Stabknickung erreicht wurden. Solche Gleichgewichtslagen sind instabil. Durch kleinste Störungen der Antimetrie tritt Versagen ein. QUAST /22/ erklärt das



Zustandekommen stabiler Gleichgewichtszustände von Stützen mit drei Momentennullpunkten damit, daß die Behinderung der Rotation schlanker brandbeanspruchter Stützen bei abnehmender Steifigkeit zu Entlastungen in den Knotenbereichen der Stützen führen. Die Stützen, die sich horizontal verformen wollen, werden durch die Riegel an der Rotation ihrer Endquerschnitte gehindert. Bild 4.19 zeigt schematisch den Ablauf der Entlastung. Vom Zeitpunkt  $t_1$  bis zum Zeitpunkt  $t_2$  verringert sich die Krümmung  $k_{t_1}$  auf  $k_{t_2}$ . Während dieser Zeit verändert sich der Verlauf der Moment/Krümmungs-Beziehung aber auch infolge der Brandeinwirkung. Durch die temperaturbedingte Entfestigung der Baustoffe verringert sich die Steifigkeit der Querschnitte mit zunehmender Branddauer. Das Auftreten durchschlagender Momentenlinien entsprechend Bild 4.18a und 4.18b kann nach QUAST nur dadurch erklärt werden, daß die Entlastung nicht elastisch, sondern plastisch mit bleibender Krümmung erfolgt. Gesicherte Erkenntnisse zum Verformungsverhalten von Stahl und Beton bei mechanischer Entlastung und zunehmender Temperaturbeanspruchung fehlen, so daß sich die Beschreibung des Phänomens auf diese schematische Darstellung beschränkt.

Die angesprochene Entlastung mit bleibender Verformung bei brandbeanspruchten Bauteilen ist nicht auf die hier beschriebene Versuchsdurchführung beschränkt. Bei allen Bauteilen mit nichtlinearer Querschnittsteifigkeit treten bei statisch unbestimmter Lagerung während der Brandbeanspruchung Schnittgrößenumlagerungen auf. Diese Umlagerungen hängen von der unterschiedlichen, verformungsabhängigen Steifigkeit in den einzelnen Querschnitten ab. Die Berechnung solcher Bauteile, z. B. eingespannter Stützen, erfolgte trotzdem mit dem im Anhang beschriebenen Programmsystem STABA-F, dessen Anwendung sich auf nichtlinear-elastisches Materialverhalten beschränkt. Bei der Ermittlung der Verformungen und der Feuerwiderstandsdauer von Stützen mit definierten Lagerungsbedingungen wirkt sich diese Vernachlässigung offensichtlich nicht entscheidend aus, wie die Nachrechnung der Versuche zeigt. Die Entlastung von Querschnittsteilen mit bleibender Verformung führt in diesen Fällen nur in beschränktem Maße zu einer das Tragverhalten beeinflussenden Schnittgrößenumlagerung. Materialentlastungen, die sich aus den Spannungsumlagerungen innerhalb eines thermisch instationär belasteten Querschnitts ergeben, sind durch die Formulierung der Rechenwerte der Materialgesetze

in STABA-F näherungsweise berücksichtigt.

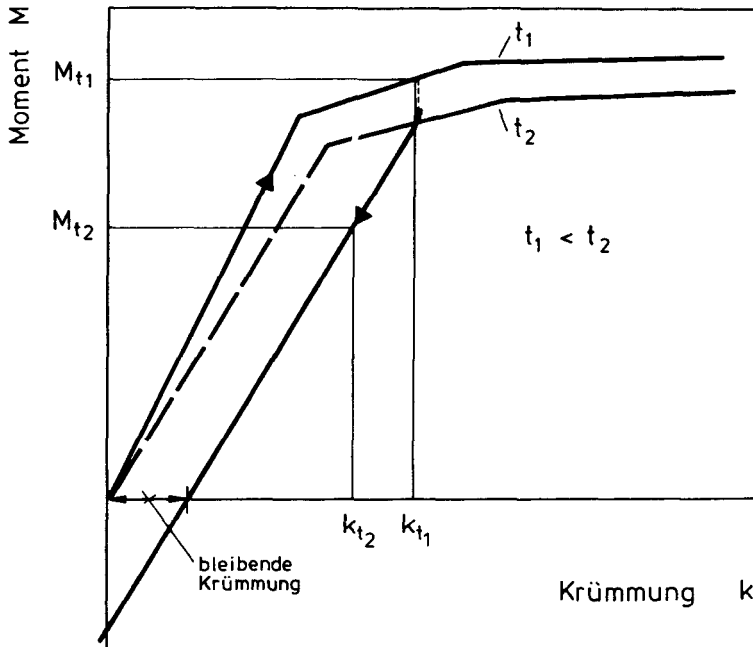


Bild 4.19: Rechnerische Moment/Krümmungs-Beziehung mit abnehmenden Steifigkeiten und rechnerischem Entlastungspfad nach /22/

### Stahlbetonstützen

Alle untersuchten Stahlbetonstützen versagten infolge Überschreitung der Grenzschnittgrößen  $N_u(t)$  und  $M_u(t)$ . Das Versagen erfolgte jeweils ohne Vorankündigung. Die horizontalen Verformungen nehmen gegen Versuchsende nicht zu. Der Verlauf der Zwangmomente über die Stützenlänge entspricht Bild 4.18c. Die Abnahme der Zwangbeanspruchung während der Branddauer geht nicht auf eine verformungsbedingte Entlastung der Querschnitte, sondern ausschließlich auf die temperaturabhängige Reduzierung der Steifigkeit zurück.

### 4.3.3 Bewertung der Versuchsergebnisse

Die zunehmende Einspannung der weicher werdenden Stützen in die umgebenden Bauteile führte zu einer Rotationsbehinderung ihrer Endquerschnitte. Der Einfluß unterschiedlich steifer Anschlußtypen - sehr steif und momentenfrei - auf das Tragverhalten von Verbundstützen im Brandfall wurde untersucht. Aus den Bildern 4.20 und 4.21 und den Tabellen 4.6 und 4.7 ist zu entnehmen, daß sich die unterschiedliche Steifigkeit der Anschlüsse nicht auf die Versagenszeiten der Stützen auswirkte. Ein Unterschied ließ sich nur in der Entwicklung der Zwangsmomente erkennen. Der steifere Anschluß führte bei Brandbeginn zu höheren Zwangsmomenten. Mit abnehmender Steifigkeit der Stütze näherten sich die Zwangsmomente wieder an.

Anschluß Bild 4.14 , 4.15	Verformung $v_i$	Lastausnutzung $N_o / \text{zul } N_H$	Versagenszeit $t_u$ /min/
A	1	0.49	79
B	1	0.49	80
A	2	0.49	71
B	2	0.40	79

zul  $N_H$  nach strengem Verfahren nach DIN 18 806 Teil 1

Tabelle 4.6: Einfluß der Steifigkeit des Anschlusses an eine Verbundstütze aus einem betongefüllten Hohlprofil RHP 200x200x6,3

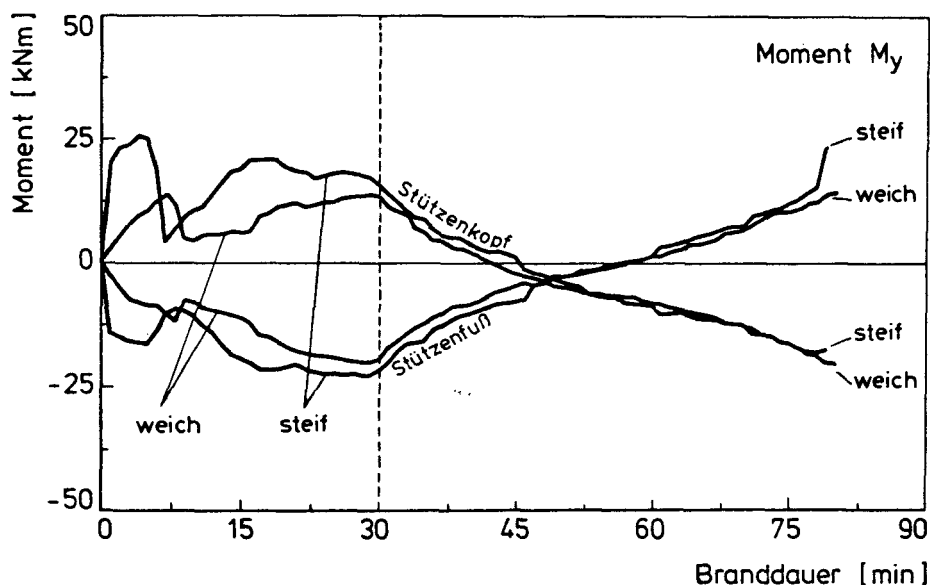
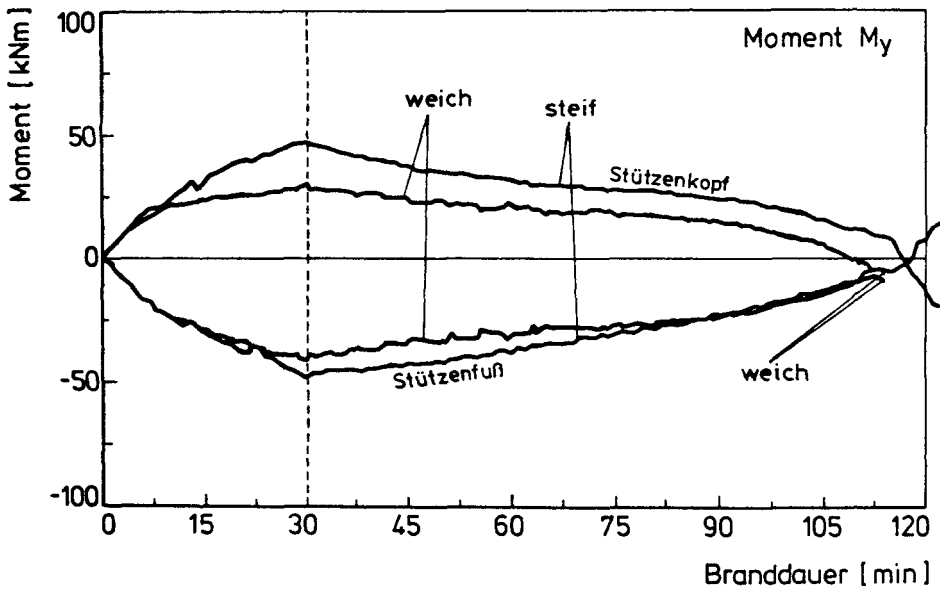


Bild 4.20: Zwangmomentenverlauf von Verbundstützen aus betongefüllten Hohlprofilen RHP 200x200x6,3 bei unterschiedlicher Steifigkeit der Stützen/Riegel-Anschlüsse

Anschluß Bild 4.14 , 4.15	Verformung $v_i$	Lastausnutzung $N_o / \text{zul } N_H$	Versagenszeit $t_u$ /min/
A	1	0.89	120
B	1	0.99	111
A	2	0.90	122
B	2	0,92	113

zul  $N_H$  nach strengem Verfahren nach DIN 18 806 Teil 1

Tabelle 4.7: Einfluß der Steifigkeit des Anschlusses an eine Verbundstütze aus einem vollständig einbetonierten Stahlprofil HE 120 M



**Bild 4.21:** Zwangmomentenverlauf von Verbundstützen aus vollständig einbetonierten Stahlprofilen bei unterschiedlicher Steifigkeit der Stützen/Riegel-Anschlüsse

Die zur Knickfigur des Euler-Falls 4 antimetrische s-förmige Vorverformung der Stütze, die sich infolge der Deckenverschiebung ausbildet, kann sich auf das Tragverhalten nicht ungünstig auswirken. Dieser Einfluß der Vorverformung ist bei Randstützen, wie Bild 4.22 zeigt, nicht so ausgeprägt.

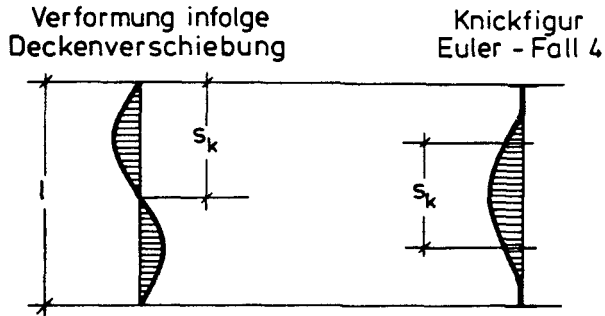
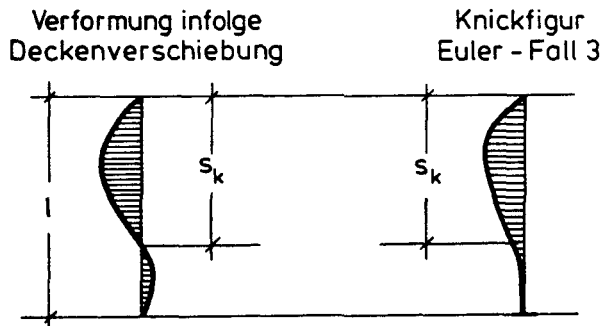
InnenstützenRandstützen

Bild 4.22: Biegelinien von brandbeanspruchten Stützen im Bauwerk und im Versuch infolge von Verformungen der Deckenkonstruktion

Die zur Knickfigur des Euler-Falls 4 antisymmetrische Form ist bei Innenstützen allerdings auch nur theoretisch vorhanden. Ungleichmäßige Beflammung über die Stützenlängsachse, ungleiche Feldweiten der angeschlossenen Träger oder ungleiche Lastverteilung führen zu Störungen der Antimetrie.

Eine Bewertung der Versuchsergebnisse an Stützen bei praxismgerechter Lagerung kann durch einen Vergleich mit Versuchen bei definierten Lagerungsbedingungen erfolgen.

### Verbund- und Stahlstützen

In den Tabellen 4.8 bis 4.12 sind die Versagenszeiten von Verbund- und Stahlstützen bei definierten /16/ und bei praxismgerechten Lagerungsbedingungen /23/ gegenübergestellt. Die Stützenlängen betragen dabei zwischen 3,70 m und 4,20 m.

### Versuche mit definierten Lagerungsbedingungen

Lagerung Euler-Fall	Lastausnutzung $N_o / \text{zul } N_H$	Einbaulänge $l$ /m/	Exzentrizität $e_o$ /mm/	Versagenszeit $t_u$ /min/
3	0,54	4,20	26	64

### Versuche mit praxismgerechten Lagerungsbedingungen

Verformung $v_i$	Lastausnutzung $N_o / \text{zul } N_H$	Einbaulänge $l$ /m/	Versagenszeit $t_u$ /min/
1	0,58	3,90	62
1	0,52	3,90	74
3	0,54	3,90	60

zul  $N_H$  nach strengem Verfahren nach DIN 18 806 Teil 1

Tabelle 4.8: Vergleich der Ergebnisse von Brandversuchen an Verbundstützen aus betongefüllten Hohlprofilen RHP 260x260x7,1

Versuche mit definierten Lagerungsbedingungen

Lagerung Euler-Fall	Lastausnutzung $N_0/zul N_H$	Einbaulänge $l$ /m/	Exzentrizität $e_0$ /mm/	Versagenszeit $t_u$ /min/
3	0,46	4,20	5	61
3	0,43	4,20	5	59
3	0,45	4,20	20	63
3	0,46	4,20	50	58
4	0,42	4,20	0	79

Versuche mit praxismgerechten Lagerungsbedingungen

Verformung $v_i$	Lastausnutzung $N_0/zul N_H$	Einbaulänge $l$ /m/	Versagenszeit $t_u$ /min/
1	0,49	3,90	79
1	0,49	3,90	80
2	0,49	3,90	71
2	0,40	3,90	79
3	0,51	3,90	57
3	0,50	4,90	72

$zul N_H$  nach strengem Verfahren nach DIN 18 806 Teil 1

Tabelle 4.9: Vergleich der Ergebnisse von Brandversuchen an Verbundstützen aus betongefüllten Hohlprofilen RHP 200x200x6,3

Die untersuchten Stahl- und Verbundstützen versagten alle durch Gleichgewichtsverlust infolge Steifigkeitsabminderung. Die Zwangsschnittgrößen bauten sich gegen Versuchsende ab, wechselten wegen der Rotationsbehinderung der Endquerschnitte sogar das Vorzeichen. Die das Tragverhalten im Normalfall beeinträchtigenden Auswirkungen der Zwängung - ungünstige Schnittgrößenkombination  $N, M$  - hatten im Versa-



genzustand keinen Einfluß mehr.

Versuche mit definierten Lagerungsbedingungen

Lagerung Euler-Fall	Lastausnutzung $N_o/zul N_H$	Einbaulänge l /m/	Exzentrizität $e_o$ /mm/	Versagenszeit $t_u$ /min/
3	0,91	4,20	5	100
3	0,97	4,20	5	92

Versuche mit praxismgerechten Lagerungsbedingungen

Verformung $v_i$	Lastausnutzung $N_o/zul N_H$	Einbaulänge l /m/	Versagenszeit $t_u$ /min/
2	0,89	3,90	132
3	0,92	3,90	93

zul  $N_H$  nach strengem Verfahren nach DIN 18 806 Teil 1

Tabelle 4.10: Vergleich der Ergebnisse von Brandversuchen an Verbundstützen aus vollständig einbetonierten Stahlprofilen HE 200 B

Durch die Verformungen  $v_1$  und  $v_2$  wird das Brandverhalten von Innenstützen, durch die Verformung  $v_3$  das Brandverhalten von Randstützen dargestellt. Da Randstützen außer der Kopfverschiebung noch eine Kopfverdrehung erfahren, haben sie bei sonst gleichen Bedingungen naturgemäß geringere Feuerwiderstandzeiten. Die Versagenszeiten der Innenstützen sind nahezu unabhängig von der Größe der aufgebrachtten Kopfverschiebung.

Versuche mit definierten Lagerungsbedingungen

Lagerung Euler-Fall	Lastausnutzung $N_0/zul N_H$	Einbaulänge $l$ /m/	Exzentrizität $e_0$ /mm/	Versagenszeit $t_u$ /min/
3	0,94	4,20	5	81

Versuche mit praxismgerechten Lagerungsbedingungen

Verformung $v_i$	Lastausnutzung $N_0/zul N_H$	Einbaulänge $l$ /m/	Versagenszeit $t_u$ /min/
1	0,89	3,90	120
1	0,99	3,90	111
2	0,90	3,90	122
2	0,92	3,90	113
3	1,00	3,90	91

zul  $N_H$  nach strengem Verfahren nach DIN 18 806 Teil 1

Tabelle 4.11: Vergleich der Ergebnisse von Brandversuchen an Verbundstützen aus vollständig einbetonierten Stahlprofilen HE 120 M

Der Vergleich der Versagenszeiten der Versuche mit definierten Lagerungsbedingungen und der mit praxismgerechten Lagerungsbedingungen zeigt, daß sich brandbeanspruchte Verbund- und Stahlstützen im Bauwerk bei praxisüblichen Querschnittsabmessungen und Einbaulängen als Innenstützen wie beidseitig eingespannt (Euler-Fall 4) und als Randstützen wie einseitig gelenkig gelagert, einseitig eingespannt (Euler-Fall 3) verhalten.

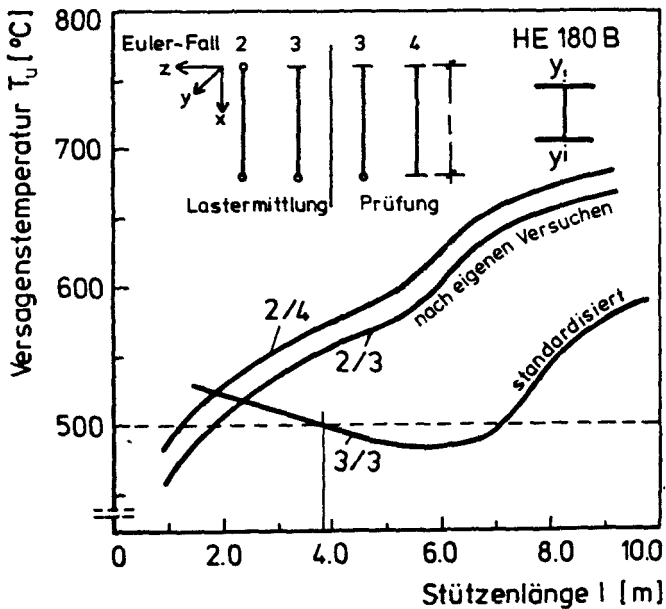
Verformung $v_i$	Lastausnutzung $N_o$ /zul $N_{HZ}$	Einbaulänge $l$  /m/	Versagenstemperatur $T_u$			
			Z-Stütze Versuch	E-F 2	E-F 3	E-F 4
1	0,88	3,90	580	478	566	588
2	1,03	3,90	582	414	554	584
3	0,86	3,90	600	522	588	606
3	1,00	3,90	501	398	554	588

zul  $N_{HZ}$  nach dem  $\omega$ -Verfahren der DIN 4114

Tabelle 4.12: Vergleich der Ergebnisse von Brandversuchen an bekleideten Stahlstützen HE 200 B mit praxisgerechten Lagerungsbedingungen und Berechnungen nach /15/ mit definierten Lagerungsbedingungen

Zur Beurteilung des Brandverhaltens von bekleideten Stahlstützen wird für die Bemessung und Prüfung der Euler-Fall 3 (einseitig eingespannt, einseitig gelenkig gelagert) vorgeschrieben /21/. Man einigte sich bei der Prüfung nach DIN 4102 Teil 2 auf drei Stahlprofile und eine Prüfkörperlänge von  $l = 3,70$  m. Um die Einflüsse von herstellungs- und einbaubedingten Imperfektionen zu überdecken, wird eine planmäßige Lastausmitte von  $e = 1/500 = 7$  mm vorgesehen. Bei der Ermittlung der Prüflast werden die vorhandenen Lagerungsbedingungen und Exzentrizitäten berücksichtigt. Die Bemessung der Stützen in ausgesteiften Bauwerken bei Raumtemperatur erfolgt dagegen in der Regel unter der Annahme beidseitig gelenkiger Lagerung und zentrischer Belastung. Im Brandfall spannen sich die Stützen infolge abnehmender Steifigkeit zunehmend in die umgebenden, kälteren Bauwerksbereiche ein. In Bild 4.23 ist der Einfluß der unterschiedlichen Lagerungsbedingungen bei gleicher Einbaulänge der Stützen dargestellt. Die Stützen, die mit den standardisierten praxisgerechten Lagerungsbedingungen geprüft wurden, sind infolge geringerer Knicklänge bei Raumtemperatur ( $s_{\chi} = 0,7$ ) im Bereich größerer Schlankheiten höher belastet. Die Versagenstemperaturen der unter praxisgerechten Lagerungs-

bedingungen geprüften Stützen liegen bei größeren Schlankheiten deshalb bis zu  $120^{\circ}\text{C}$  über denen, die unter standardisierten Lagerungsbedingungen geprüft werden. Im niedrigeren Schlankheitsbereich wirkt sich bei der Ermittlung der zulässigen Last nach DIN 4114 die Reduzierung der Tragfähigkeit infolge exzentrischer Belastung stärker aus als die Erhöhung durch die geringere Knicklänge. Infolge der geringeren Belastung ergeben sich im geringeren Schlankheitsbereich für die Stützen mit standardisierten Lagerungsbedingungen bis zu  $50^{\circ}\text{C}$  höhere Versagenstemperaturen als bei Stützen mit praxisingerechter Lagerung.



**Bild 4.23:** Vergleich der Versagenszeiten von Stahlstützen HE 180 B bei praxisingerechter Lagerung

- standardisiert nach /21/ (3/3)
- nach eigenen Versuchen (2/3 und 2/4)

Versuche mit definierten Lagerungsbedingungen

Lagerung Euler-Fall	Lastausnutzung $N_0$ /zul N	Einbaulänge l /m/	Exzentrizität $e_0$ /mm/	Versagenszeit $t_u$ /min/
2	0,74	3,76	30	86
2	1,11	4,70	10	57
2	0,68	4,76	15	85
2	0,68	4,76	30	69
2	0,68	4,76	30	80
2	0,75	4,76	30	63
3	0,78	3,80	30	111
3	0,87	3,80	50	125
3	0,68	4,76	15	160
2*	0,62	4,76	+~30	135

\* gegensinnige Lastexzentrizität mit s-förmiger Biegelinie

Versuche mit praxisgerechten Lagerungsbedingungen

Verformung $v_i$	Lastausnutzung $N_0$ /zul N	Einbaulänge l /m/	Versagenszeit $t_u$ /min/
1	0,79	3,93	138
2	0,78	3,93	123
3	0,83	3,93	79
3	0,76	4,93	104

zul N nach strengem Verfahren nach DIN 1045

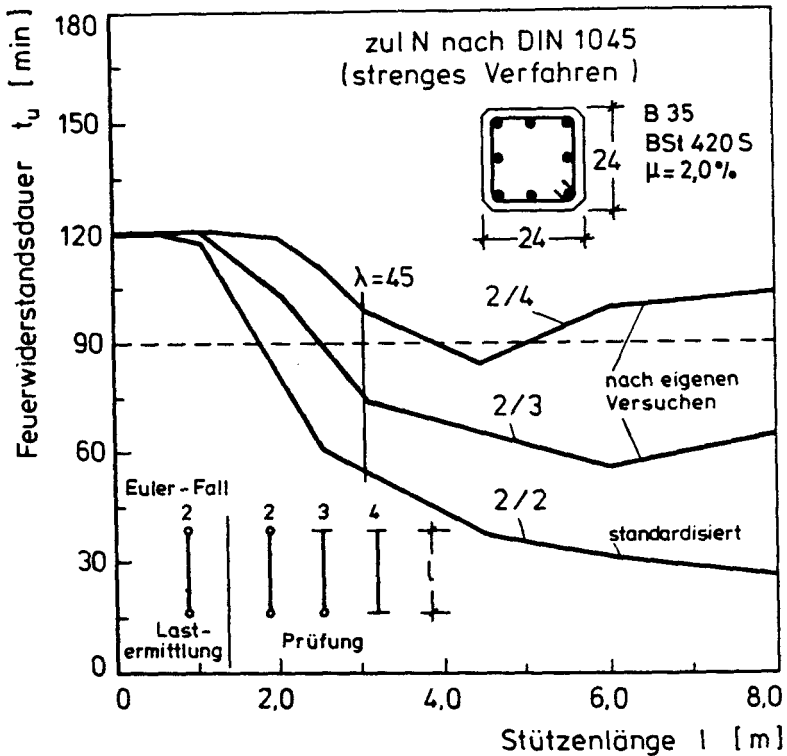
Tabelle 4.13: Vergleich der Ergebnisse von Brandversuchen an Stahlbetonstützen 30/30 cm mit 2 % Bewehrungsgehalt

### Stahlbetonstützen

Ein Vergleich der Versagenszeiten von Stahlbetonstützen bei definierten /5/ und bei praxismgerechten Lagerungsbedingungen /25/ ist in Tabelle 4.13 angegeben. Stahlbetonstützen mit praxisüblichen Querschnittsabmessungen,  $b/d = 30/30$  cm, und hochbauüblichen Längen, 3,70 m bis 4,90 m, versagten mit praxismgerechten Lagerungsbedingungen durch Überschreiten der Grenzschnittgrößen  $N_u(t)$  und  $M_u(t)$  im Anschlußbereich. Die Größe des Verschiebungswegs hat dann naturgemäß Einfluß auf die Versagenszeit. Die Grenzschnittgrößen werden bei größeren Verschiebungswegen schon bei einer geringeren Branddauer erreicht. Stahlbetonstützen dieser Querschnittsabmessungen und Einbaulängen versagten bei Versuchen mit definierten Lagerungsbedingungen ebenfalls durch Überschreiten der Grenzschnittgrößen im am stärksten beanspruchten Querschnitt auf der freien Stützenlänge.

Die Versagenszeiten der Stützen, die unter praxismgerechten Lagerungsbedingungen geprüft wurden, liegen auch bei großen Verschiebungswegen deutlich über denen der Versuche, die für beidseitig gelenkige Lagerung bemessen und unter diesen Bedingungen geprüft werden. Praxisgerechte Lagerungsbedingungen führen zu einer Erhöhung des Feuerwiderstands für Stahlbetonstützen. Auch für Stahlbetonstützen gilt, daß die Beurteilung von Innenstützen im Brandfall mit beidseitiger Einspannung (Euler-Fall 4) und für Randstützen mit einseitig gelenkiger Lagerung und einseitiger Einspannung (Euler-Fall 3) der Endauflager vorgenommen werden kann.

Aus den Bildern 4.24 und 4.25 wird deutlich, daß Stahlbetonstützen, die nach DIN 4102 Teil 4 für die Anforderungen der Feuerwiderstandsklasse F 90 dimensioniert wurden, nur dann diesen Anforderungen genügen, wenn die günstigeren, praxismgerechten Lagerungsbedingungen im Brandfall berücksichtigt wurden. Nahezu uneingeschränkt erreichen auch dann nur Innenstützen Feuerwiderstandszeiten von mehr als 90 Minuten. Die Versagenszeiten von Randstützen unterschreiten schon im baupraktischen Bereich der Stützenlänge die untere Klassengrenze der Feuerwiderstandsklasse F 90.

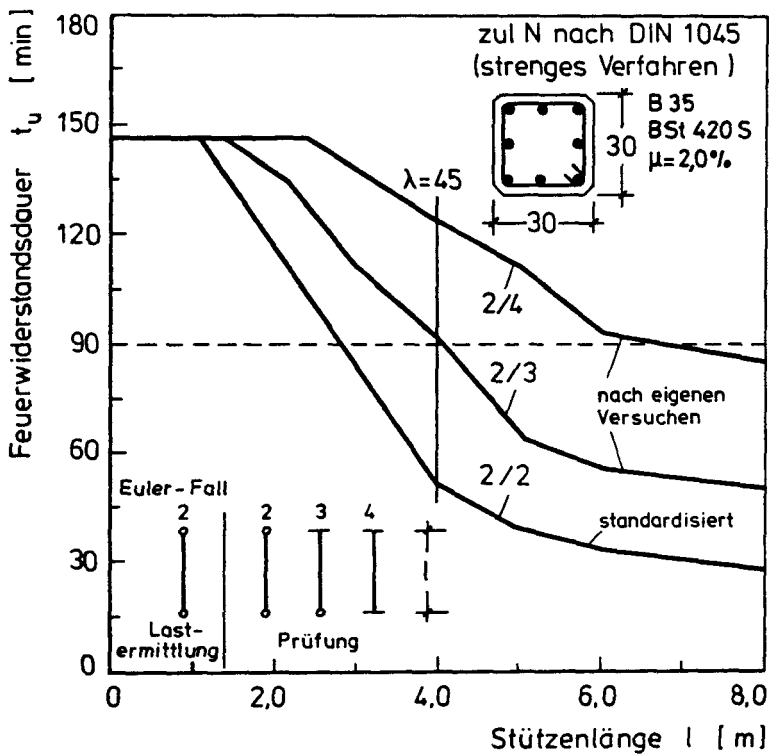


**Bild 4.24:** Vergleich der Versagenszeiten von Stahlbetonstützen 24/24 cm bei praxismgerechten Lagerungsbedingungen  
 - standardisiert nach dem Kommentar zur DIN 4102 /9/  
 - nach eigenen Versuchen

#### 4.4 Zusammenfassung und Wertung

DIN 4102 Teil 2 schreibt vor, tragende Bauteile bei praxismgerechter Ausführung und praxismgerechtem Einbau auf ihr Brandverhalten zu prüfen. Diese Vorschrift wird für Stahlstützen so ausgelegt, daß für die Ermittlung der zulässigen Last und für die Brandprüfung Lagerungsbedingungen entsprechend Euler-Fall 3, einseitig eingespannt und einseitig gelenkig gelagert, vorgeschrieben werden /21/. Bei der Beurteilung von Stahlbetonstützen wird entsprechend der Euler-Fall 2,

beidseitig gelenkig gelagert, zugrundegelegt /9/. Für Holzstützen erlaubt dagegen DIN 4102 Teil 4 eine Beurteilung des Brandverhaltens nach Euler-Fall 3 oder 4, wenn die Stützen an den Enden jeweils mit ihrer gesamten Querschnittsfläche vollflächig mit anschließenden Bauteilen verbunden sind /17/. Die Bemessung der Stützen bei Raumtemperatur kann für Lagerungsbedingungen entsprechend dem Euler-Fall 2 erfolgt sein.



**Bild 4.25:** Vergleich der Versagenszeiten von Stahlbetonstützen 30/30 cm bei praxisgerechten Lagerungsbedingungen

- standardisiert nach dem Kommentar zur DIN 4102 /9/
- nach eigenen Versuchen



International hat sich auch bei der Beurteilung des Brandverhaltens von Stahlbeton- und Stahlstützen die Auffassung durchgesetzt, daß die umgebenden, nicht vom Brand betroffenen Bauteile die brandbeanspruchten und allmählich ihre Steifigkeit verlierenden Stützen während eines Brandes zunehmend einspannen /11, 14/. Die dadurch erreichte Verbesserung des Brandverhaltens wird bei der brandschutztechnischen Beurteilung des Bauteils Stütze berücksichtigt und nicht als Sicherheitslücke empfunden.

Zur Klärung des Tragverhaltens von Stützen in ausgesteiften Hochbauten und zur Ermittlung ihrer praxisingerechten Lagerungsbedingungen bei Brandbeanspruchung wurden Versuche an sogenannten "Z-Stützen" durchgeführt. Während eines Brandes in einem Gebäude verformt sich die oberhalb eines Brandraums gelegene Deckenkonstruktion. Die thermische Dehnung bewirkt, bei im Bauteil von unten nach oben abnehmenden Temperaturen, eine Verlängerung und eine Durchbiegung der Decke. Mit fortschreitender Branddauer vergrößert sich die Durchbiegung infolge der temperaturbedingten Materialentfestigung. Die Stützen erfahren also im Bauwerk außer der Brandbeanspruchung auch noch eine Zwangbeanspruchung durch die während des Brandes auftretenden Stützenkopferschiebungen und -verdrehungen. Diese Beanspruchung wurde durch eine neu entwickelte, statisch gleichwertige Versuchsanordnung ersetzt.

Es wurden drei unterschiedliche zeitabhängige Verformungen der Stützen unterstellt. Die Unterschiede ergaben sich einmal aus der Entfernung der Stützen von einem Bewegungsruhepunkt zum anderen aus ihrer Lage im Bauwerk. Innenstützen erfahren vornehmlich Kopferschiebungen, Randstützen zusätzlich noch nennenswerte Kopferverdrehungen.

Die Untersuchungen wurden an Verbundstützen aus betongefüllten Hohlprofilen, Verbundstützen aus vollständig einbetonierten Stahlprofilen, an Stahlbetonstützen und an mit Vermiculite-Platten bekleideten Stahlstützen vorgenommen.

Für die Verbundstützen wurden zwei unterschiedliche Stützen/Riegel-Verbindungen untersucht:



Typ A: Dieser Anschluß entspricht der Konzeption einer biegesteifen Stützen/Riegel-Verbindung.

Typ B: Dieser Anschluß ist eine momentenfreie Stützen/Riegel-Verbindung.

Die Knotenpunktsausbildung der bekleideten Stahlstützen wurde momentenfrei gewählt. Die unterschiedlichen Ausführungsarten der Stützen/Riegel-Verbindung bei Verbundstützen ergaben hinsichtlich der erreichten Feuerwiderstandszeiten keine Unterschiede. Die einspannende Wirkung eines statisch gelenkig angenommenen Laschenanschlusses reicht demnach aus, im Brandfall zu einer starren Einspannung der Stützen in die sie umgebenden kälteren, steiferen Bauteile zu führen.

Der Anschluß der Stahlbetonbalken an die Stützen wurde monolithisch ausgebildet. Bei den Innenstützen kreuzten sich die Bewehrungsstäbe der Balken und der Stützen. Bei den Randstützen wurden Stäbe aus den Stützen in die Balken geführt, um entsprechend DIN 1045 Abschnitt 15.4.2 eine biege feste Verbindung zwischen den horizontalen und den vertikalen Traggliedern zu bilden.

Die Bemessung der Stützen in ausgesteiften Bauwerken bei Raumtemperatur erfolgt in der Regel unter der Annahme beidseitig gelenkiger Lagerung. Nur Stahlbetonstützen sind als Randstützen nach DIN 1045 so zu bemessen, daß sie als Rahmenstiele in biege fester Verbindung mit horizontalen Bauteilen wirken.

Die geprüften Verbund- und Stahlstützen versagten alle durch Gleichgewichtsverlust infolge Steifigkeitsabminderung, die Stahlbetonstützen durch Überschreiten der Grenzschnittgrößen im maximal durch Zwang und planmäßige Normalkraft beanspruchten Querschnitt. Die Ergebnisse der durchgeführten Versuche haben gezeigt, daß für Stützen bei Brandbeanspruchung günstigere Lagerungsbedingungen vorliegen, als für die Bemessung bei Raumtemperatur angenommen wird, da die Feuerwiderstandszeiten der Versuche bei praxisgerechter Lagerung deutlich höher waren als diejenigen bei beidseitig gelenkiger Lagerung. Für Stützen in ausgesteiften Hochbauten wird bei Raumtemperatur üblicherweise die Geschoßhöhe als Knicklänge angenommen. Die Bemessung der Stützen er-

folgt in der Regel unter der Annahme beidseitig gelenkiger Lagerung. Im Brandfall führt die größere Steifigkeit der umliegenden, nicht vom Brand betroffenen Bauteile zu einer Einspannung der Stützen. Zieht man Vergleiche mit den Versagenszeiten von unter definierten Lagerungsbedingungen geprüften Stützen, so kann empfohlen werden, für die brandschutztechnische Beurteilung:

für Innenstützen: den Euler-Fall 4

(beidseitig eingespannt)

und

für Randstützen: den Euler-Fall 3

(einseitig gelenkig gelagert, einseitig eingespannt)

anzunehmen, wenn beide Stützenenden in ihrer freien Rotation behindert werden. Dies ist in ausgesteiften Hochbauten mit Ausnahme des obersten Geschosses der Fall. Dort ist nur das untere Stützenende vollständig rotationsbehindert. Der beflamte Riegel des obersten Geschosses stellt keine vollständige Drehbehinderung des Stützenkopfes dar. Deshalb kann für die brandschutztechnische Beurteilung von Stützen im obersten Geschoß eines Gebäudes empfohlen werden

für Innenstützen und Randstützen: den Euler-Fall 3

(einseitig gelenkig gelagert, einseitig eingespannt)

anzunehmen. Statisch gesehen ist die Lagerung einer Stütze dann als gelenkig anzusehen, wenn ihr Anschluß an die sie umgebenden Bauteile nicht für die planmäßige Aufnahme vom Biegemomenten vorgesehen ist. Das ist z. B. im Stahlbetonbau bei der monolithischen Verbindung von Träger und Stütze ohne Anschlußbewehrung oder der vollflächigen Auflagerung von Trägern auf Stützen im Fertigteilbau der Fall. Bei dem Anschluß von Trägern an Stützen über Laschen oder Knaggen im Stahlbau und Verbundbau wird die planmäßige Übertragung von Momenten in der Regel ebenfalls nicht nachgewiesen. Tatsächlich wirken sich solche Lagerungsbedingungen aber besonders dann wie Einspannungen aus, wenn die Stützen unter Brandbeanspruchung zunehmend ihre Steifigkeit verlieren. Diese, das Brandverhalten günstig beeinflussenden Lagerungsbedingungen entsprechen, ohne es direkt zu benennen, der brandschutztechnischen Beurteilung von Stahlbetonstützen nach

DIN 4102 Teil 4. Bei Annahme der standardisierten praxisgerechten Lagerungsbedingungen (Euler-Fall 2) wäre für Stahlbetonstützen eine ausreichende Sicherheit im Brandfall nicht gegeben. Die brandschutztechnische Dimensionierung der Stützen nach DIN 4102 Teil 4 beruht im wesentlichen auf Versuchen, die in den Jahren 1936 bis 1966 bei der Bundesanstalt für Materialprüfung in Berlin und der Fire Research Station in Borehamwood, Großbritannien, durchgeführt wurden. Bei der Durchführung dieser Brandversuche wich man von den heute unterstellten Prüfbedingungen ab. Zum einen entsprach die Belastung nicht der aus der heutigen Sicht der DIN 1045 zulässigen Last, zum anderen waren die Endauflager der Stützen in den genannten Brandhäusern undefiniert rotationsbehindert. Im Ergebnis entspricht die Lagerung der in DIN 4102 klassifizierten Stahlbetonstützen Bedingungen, die zwischen Euler-Fall 3 und Euler-Fall 4 liegen.

Die brandschutztechnische Bemessung kann mit der gleichen Normalkraft/Momenten-Kombination wie die Bemessung bei Raumtemperatur vorgenommen werden. Da sich aber während der Branddauer nennenswerte Zwangsmomente aufbauen, ist für eine brandschutztechnische Beurteilung der Nachweis erforderlich, daß die Aufnahme einer großen exzentrischen Belastung bei Brandbeanspruchung möglich ist.

Die Folgerungen der vorliegenden Untersuchungen sind auf horizontal ausgesteifte Bauwerke anzuwenden. Trotz dieser einschränkenden Bedingungen erfassen die hier untersuchten Fälle dennoch die überwiegende Anzahl der in Hochbauten vorkommenden Stützen.

## 5 Folgerungen für eine praxismgerechte brandschutztechnische Beurteilung von Stützen

In der vorliegenden Arbeit wird ein Konzept zur praxismgerechten brandschutztechnischen Beurteilung von Stützen aus den Baustoffen Stahl und Beton - Stahlstützen, Stahlbetonstützen und Verbundstützen - entwickelt. Der Begriff "praxismgerecht" beinhaltet

- die Festlegung der Prüflast und praxismgerechter Lagerung, um ein einheitliches Sicherheitsniveau für brandbeanspruchte Stützen zu erreichen, und
- die Möglichkeit, einen differenzierten, objektbezogenen brandschutztechnischen Nachweis durch die Anwendung von Rechenverfahren zu erbringen.

Die Vorgabe von Feuerwiderstandsklassen und einer genormten Brandbeanspruchung erzeugt allein keine einheitliche Sicherheit. Wesentliche Auswirkungen auf das Brandverhalten von tragenden Bauteilen haben die Einflußgrößen Last und Lagerungsbedingungen. Die Begriffe "praxismgerechter Einbau" und "praxismgerechte Ausführung" der DIN 4102 Teil 2 wurden nicht bauwerksbezogen ermittelt, sondern durch Kommentare zu DIN 4102 /9, 17, 21/ nachträglich definiert, nachdem das Erfordernis erkannt wurde.

Stahlbetonstützen sind danach mit Lagerungsbedingungen nach dem Euler-Fall 2, beidseitig gelenkige Lagerung, Stahlstützen nach dem Euler-Fall 3, einseitig eingespannt und einseitig gelenkig gelagert, zu prüfen. Die Prüflast ist die auf der Grundlage der gültigen Konstruktionsnorm für die entsprechende Bauweise ermittelte zulässige Last des Bauteils. Dabei sind die Lagerungsbedingungen, die bei der Brandprüfung vorliegen, zu unterstellen. Holzstützen, die an beiden Enden jeweils mit ihrer gesamten Querschnittsfläche vollflächig mit den anschließenden Bauteilen verbunden und deren Enden unverschieblich gelagert sind, können brandschutztechnisch beurteilt werden; als ob sie nach Euler-Fall 3 oder 4 gelagert sind. Die Ermittlung der zulässigen Last erfolgt dabei unter der Annahme beidseitig gelenkiger Lagerung.

Zur Klärung des Tragverhaltens von Stützen in ausgesteiften Hochbauten bei Brandbeanspruchung wurden Versuche an sogenannten "Z-Stützen", bei denen die Verdrehungen der Stützenenden durch Steuerkräfte kontrolliert wurden, durchgeführt. Während eines Brandes in einem Gebäude verformt sich die oberhalb eines Brandraums gelegene Deckenkonstruktion. Die thermische Dehnung bewirkt, bei im Bauteil von unten nach oben abnehmenden Temperaturen, eine Verlängerung und eine Durchbiegung der Decke. Die Stützen erfahren im Bauwerk außer der Brandbeanspruchung auch noch eine Zwangbeanspruchung durch die während des Brandes auftretenden Stützenkopferschiebungen und -verdrehungen. Innenstützen erfahren vornehmlich Kopferschiebungen, Randstützen zusätzlich noch nennenswerte Kopfverdrehungen. Die Zwangbeanspruchung der Stützen im Bauwerk wurde durch eine statisch gleichwertige, kontrollierte Verdrehung der Stützenenden ersetzt.

Die Untersuchungen wurden an zwei unterschiedlichen Verbundstützenarten, an Stahlbetonstützen und an mit Vermiculite-Platten bekleideten Stahlstützen vorgenommen. Die geprüften Verbund- und Stahlstützen versagten alle durch Gleichgewichtsverlust infolge Steifigkeitsverminderung, die Stahlbetonstützen durch Überschreiten der Grenzschnittgrößen im maximal durch Zwang und planmäßiger Normalkraft beanspruchten Querschnitt. Die Versuche haben gezeigt, daß für Stützen bei Brandbeanspruchung günstigere Lagerungsbedingungen vorliegen, als für die Bemessung bei Raumtemperatur angenommen wird. Die Bemessung der Stützen in ausgesteiften Bauwerken bei Raumtemperatur erfolgt in der Regel unter der Annahme beidseitig gelenkiger Lagerung. Nur Stahlbetonstützen sind als Randstützen nach DIN 1045 Abschnitt 15.4.2 so zu bemessen, daß sie als Rahmenstiele in biegefesten Verbindung mit horizontalen Bauteilen wirken. Im Brandfall führt die größere Steifigkeit der umliegenden, nicht vom Brand betroffenen Bauteile zu einer Einspannung der Stützen. Vergleiche mit den Versagenszeiten von Stützen, die unter definierten Lagerungsbedingungen geprüft wurden, ergeben, daß bei der brandschutztechnischen Beurteilung:

für Innenstützen: der Euler-Fall 4  
(beidseitig eingespannt)

und

für Randstützen: der Euler-Fall 3

(einseitig gelenkig gelagert, einseitig eingespannt)

angenommen werden kann, wenn beide Stützenenden in ihrer freien Rotation behindert werden. Dies ist in ausgesteiften Hochbauten mit Ausnahme des obersten Geschosses der Fall. Die Stützen haben bei beidseitiger Rotationsbehinderung eine das Brandverhalten nicht ungünstig beeinflussende s-förmige Biegelinie. Die Stützen im obersten Geschöß eines Gebäudes werden nur an ihrem unteren Auflagerpunkt wirksam an der freien Rotation gehindert. Der beflamnte Riegel des obersten Geschosses stellt keine wirksame Drehbehinderung dar. Deshalb kann für die brandschutztechnische Beurteilung von Stützen im obersten Geschöß eines Gebäudes empfohlen werden

für Innenstützen und Randstützen: den Euler-Fall 3

(einseitig gelenkig gelagert, einseitig eingespannt)

anzunehmen. Statisch gesehen ist die Lagerung einer Stütze dann als gelenkig anzusehen, wenn ihr Anschluß an die sie umgebenden Bauteile nicht für die planmäßige Aufnahme vom Biegemomenten vorgesehen ist. Das ist z. B. im Stahlbetonbau bei der monolithischen Verbindung von Träger und Stütze ohne Anschlußbewehrung oder der vollflächigen Auflagerung von Trägern auf Stützen im Fertigteilbau der Fall. Bei dem Anschluß von Trägern an Stützen über Laschen oder Knaggen im Stahlbau und Verbundbau wird die planmäßige Übertragung von Momenten in der Regel ebenfalls nicht nachgewiesen. Tatsächlich wirken sich solche Lagerungsbedingungen aber besonders dann wie Einspannungen aus, wenn die Stützen unter Brandbeanspruchung zunehmend ihre Steifigkeit verlieren. Diese, das Brandverhalten günstig beeinflussenden Lagerungsbedingungen entsprechen, ohne es direkt zu benennen, der brandschutztechnischen Beurteilung von Stahlbetonstützen nach DIN 4102 Teil 4. Bei Annahme der standardisierten praxismgerechten Lagerungsbedingungen (Euler-Fall 2) wäre für Stahlbetonstützen eine ausreichende Sicherheit im Brandfall nicht gegeben. Die brandschutztechnische Bemessung der Stützen nach DIN 4102 Teil 4 beruht im wesentlichen auf Versuchen, die in den Jahren 1936 bis 1966 bei der Bundesanstalt für Materialprüfung in Berlin und der Fire Research Station in Borehamwood, Großbritannien, durchgeführt wurden. Bei der

Durchführung dieser Brandversuche wich man von den heute unterstellten Prüfbedingungen ab. Im Ergebnis entsprach die Lagerung der klassifizierten Stahlbetonstützen Bedingungen, die zwischen Euler-Fall 3 und Euler-Fall 4 lagen.

International hat sich bei der Beurteilung des Brandverhaltens von Stahlbeton- und Stahlstützen die Auffassung durchgesetzt, daß die umgebenden, nicht vom Brand betroffenen Bauteile die brandbeanspruchten und allmählich ihre Steifigkeit verlierenden Stützen während eines Brandes zunehmend einspannen /11, 14/. Die dadurch erreichte Verbesserung des Brandverhaltens wird bei der brandschutztechnischen Beurteilung des Bauteils Stütze berücksichtigt.

Die Zielgröße der Brandprüfungen, die Feuerwiderstandsdauer  $t_u$ , wird durch die Durchführungsbestimmungen der DIN 4102 Teil 2 in zweifacher Hinsicht bewertet. Einmal wird von zwei gleichartigen Prüfungen das ungünstigere Ergebnis der brandschutztechnischen Beurteilung zugrundegelegt. Diese Bewertung berücksichtigt die statistischen Unsicherheiten der Prüfungen und führt zum Bemessungswert der Feuerwiderstandsdauer. Zum anderen wird die zulässige Last auf den vorliegenden Bauteilwiderstand der Prüfkörper bezogen. Dadurch werden die Prüfergebnisse in ihrem Sicherheitsniveau auf die charakteristischen Kennwerte abgestimmt. Das Ergebnis dieser Bewertung ist der konventionelle Bemessungswert der Feuerwiderstandsdauer.

Beim brandschutztechnischen Nachweis eines Bauwerks muß jedes Bauteil unter der sich aus der statischen Berechnung ergebenden Belastung (Einwirkung) der geforderten Feuerwiderstandsklasse entsprechen. Nach den derzeit gültigen Vorschriften ist dieser Nachweis für Stahlbetonbauteile wegen des von der Bemessungssituation unabhängigen Sicherheitsbeiwerts eindeutig zu führen. Bei Stahl- und Verbundbauteilen werden die Lastfälle H und HZ unterschieden. Aufgrund der Wahrscheinlichkeit des Auftretens kurzzeitiger Belastungen in Verbindung mit Brandfällen und der für Stützen in der Regel maßgebenden Beanspruchung wird für brandschutztechnische Nachweise der Lastfall H empfohlen.



Die Möglichkeit, einen differenzierten, objektbezogenen brandschutztechnischen Nachweis zu führen, wird aus wirtschaftlichen Erwägungen gewünscht. Umfangreiche experimentelle Untersuchungen zum Brandverhalten von Bauteilen haben parallel in den letzten Jahren zu verstärkten Bemühungen auf rechnerisch/theoretischem Gebiet geführt. Ein Vorschlag, den brandschutztechnischen Nachweis auf dem von DIN 4102 Teil 2 vorgegebenen Sicherheitsniveau rechnerisch durchzuführen, wird unter Verwendung des im Anhang beschriebenen Programmsystems STABA-F /19/ beschrieben. Die Eignung dieses Verfahrens zur Ermittlung des Brandverhaltens von Stützen wurde durch Nachrechnung von Brandversuchen an Stützen bewiesen.

Der Nachweis der Feuerwiderstandsdauer durch Berechnung ist nach DIN 4102 nicht vorgesehen. Die Problematik des rechnerischen Nachweises der Feuerwiderstandsdauer von tragenden Bauteilen liegt weniger im Mißtrauen Rechenergebnissen gegenüber, sondern darin, daß wenig Kenntnis über die Formulierung von Rechengrundlagen und das anzustrebende Sicherheitsniveau vorliegt. Nachweise durch Berechnungen sollen das Verhalten von Bauteilen im Brandfall nicht systematisch günstiger beurteilen als Brandprüfungen nach DIN 4102 Teil 2. Aus diesem Grunde ist es erforderlich, durch Sicherheitselemente oder -beiwerte das Sicherheitsniveau der Rechnung auf jenes der DIN 4102 Teil 2 anzuheben, in der zur Klassifizierung das ungünstigste Ergebnis aus zwei gleichartigen Prüfungen herangezogen wird. Es wird vorgeschlagen, bei rechnerischen Nachweisen ein Vorhaltemaß an Feuerwiderstandsdauer vorzusehen, das sowohl modellbedingte Abweichungen als auch einen Sicherheitsabstand zur geforderten Feuerwiderstandsdauer beinhaltet. Dieses Vorgehen entspricht dem Vorschlag des Normenausschusses DIN 4102, die zweite Brandprüfung fortfallen zu lassen, wenn die erste die geforderte Feuerwiderstandsdauer  $t_F$  um ein gewisses Vorhaltemaß  $\Delta t_u$  überschritten hat. Durch die Angabe von Sicherheitselementen  $\Delta t_u$  oder  $\gamma_t$  direkt auf die Zielgröße des brandschutztechnischen Nachweises wird vermieden, daß sich infolge der nichtlinearen Abhängigkeit der Feuerwiderstandsdauer  $t_u$  von mit Sicherheitselementen beaufschlagten Einflußgrößen wie Belastung oder Lastexzentrizität ein uneinheitliches Sicherheitsniveau ergibt.

6 Literaturverzeichnis

- /1/ Rényi, A.: Wahrscheinlichkeitsrechnung. VEB Deutscher Verlag der Wissenschaften, Berlin, 1966.
- /2/ Roik, K.; Bürkner, K.-E.: Untersuchungen neuer typisierbarer Elementverbindungen für den Stahl- und Stahl-Beton-Verbundbau. Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Lehrstuhl II, Ruhruniversität Bochum, Bericht Nr. 7804, 1978.
- /3/ Meyer-Ottens, C.: DIN 4102 - Nationale und Internationale Aspekte. Bauphysik Nr. 1, 1979.
- /4/ Pettersson, O.; Witteveen, J.: On the Fire Resistance of Structural Steel Elements Derived from Standard Fire Tests or by Calculation, Fire Safety Journal 2, 1979/80.
- /5/ Haß, R.; Klingsch, W.; Walter, R.: Brandversuche an Stahlbetonstützen - Versuchsergebnisse und numerische Analyse. Sonderforschungsbereich 148 'Brandverhalten von Bauteilen', Arbeitsberichte 1975 - 1977 und 1978 - 1980, Technische Universität Braunschweig.
- /6/ Roik, K.; Bode, H.; Breit, M.: Momentfreie Anschlüsse an einbetonierte Stahlprofilstützen. Studiengesellschaft für Anwendungstechnik von Eisen und Stahl e. V., Düsseldorf, Projekt 53, 1980.
- /7/ DIN Deutsches Institut für Normung e. V.: Grundlagen zur Festlegung von Sicherheitsanforderungen für bauliche Anlagen, Beuth-Verlag GmbH, Berlin-Köln, 1981.
- /8/ Meyer-Ottens, C: DIN 4102 Teil 2 und ergänzende Bestimmungen mit Erläuterungen und Beispielen aus DIN 4102 Teil 4. Schriftenreihe Brandschutz im Bauwesen, Heft 22 Teil I, Erich Schmidt Verlag, Berlin, 1981.

- / 9/ Kordina, K.; Meyer-Ottens, C.: Beton-Brandschutz-Handbuch. Betonverlag GmbH, Düsseldorf, 1981.
- /10/ Roik, K.; Breit, M.: Momentenfreier Anschluß an betongefüllte Hohlprofilstützen - Experimentelle Untersuchungen. Studiengesellschaft für Anwendungstechnik von Stahl und Eisen e. V., Düsseldorf, Projekt 52, 1981.
- /11/ Preliminary Draft of an Appendix to the CEB-FIP Model Code. Design of Concrete Structures for Fire Resistance, Comité Euro-International du Béton (Bulletin d'Information), 1982.
- /12/ Bub, H.; Hosser, D.; Kersken-Bradley, M.; Schneider, U.: Eine Auslegungssystematik für den baulichen Brandschutz. Schriftenreihe Brandschutz im Bauwesen, Heft 4, Erich Schmidt Verlag, Berlin, 1983.
- /13/ CIB W14 Workshop: Structural Fire Safety: A Conceptual Approach Towards a Probability Based Design Guide on Structural Fire Safety. Workshop Report, 1983.
- /14/ EKS-Technical Committee 3 - Fire Safety of Steel Structures: European Recommendations for the Fire Safety of Steel Structures, Elsevier Scientific Publishing Company, Amsterdam, 1983.
- /15/ Hoffend, F.: Das Brandverhalten von Stahlstützen - Versuche und Berechnung. Sonderforschungsbereich 148 "Brandverhalten von Bauteilen", Arbeitsberichte 1975 - 1977, 1978 - 1980, 1981 - 1983, Technische Universität Braunschweig.
- /16/ Kordina, K.; Klingsch, W.: Brandverhalten von Stahlstützen im Verbund mit Beton und von massiven Stahlstützen ohne Beton. Studiengesellschaft für Anwendungstechnik von Eisen und Stahl e. V., Düsseldorf, Projekt 35, und Europäische Gemeinschaft für Kohle und Stahl (Nr. 7210 SA 1/108), 1983.

- /17/ Kordina, K.; Meyer-Ottens, C.: Holz-Brandschutz-Handbuch. Deutsche Gesellschaft für Holzforschung e. V., München, 1983.
- /18/ Schleich, J.B.: Une nouvelle technologie dans la construction en acier résistant au feu, Revue RILEM, Matériaux et Constructions 17, 1984.
- /19/ Quast, U.; Haß, R.; Rudolph, K.: STABA-F: Berechnung des Trag- und Verformungsverhaltens von einachsig gespannten Bauteilen unter Feuerangriff. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1984.
- /20/ Hoffend, F.: Calculation of Critical Temperatures of Fire-Exposed Steel Columns. ECCS-3/4 (G), 1984.
- /21/ Hoffend, F.; Kordina, K.; Meyer-Ottens, C.: Neue Prüfvorschriften für Stahlstützen bei Brandprüfungen nach DIN 4102 Teil 2. DIN-Mitteilungen 63, Nr. 3, 1984.
- /22/ Quast, U.: Zur Auswirkung der Riegelverbindung auf das Stabilitätsverhalten brandbeanspruchter Verbundstützen. Festschrift Roik, Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Ruhruniversität Bochum, Mitteilung Nr. 84-3, 1984.
- /23/ Haß, R.; Quast, U.: Brandverhalten von Verbundstützen mit Berücksichtigung der unterschiedlichen Stützen/Riegel-Verbindungen. Projekt BMFT -Förderkennziffer BAU 6004 / Studiengesellschaft P 86 - Akt. 2.2, 1985.
- /24/ Quast, U.; Rudolph, K.: Traglasten für Verbundstützen zugehörig zu Feuerwiderstandsklassen nach DIN 4102. Projekt BMFT - Förderkennziffer BAU 6004 / Studiengesellschaft P 86 - Akt. 2.3, 1985.
- /25/ Haß, R.: Brandverhalten von Stahlbeton- und Stahlstützen mit Berücksichtigung praxismgerechter Stützen/Riegel-Verbindungen. Sonderforschungsbereich 148 "Brandverhalten von Bauteilen", Technische Universität Braunschweig, in Vorbereitung.

Normen und Vorschriften

- DIN 488 "Betonstahl"  
Teil 1: "Sorten, Eigenschaften, Kennzeichen", Ausgabe September 1984
- DIN 1045 "Beton und Stahlbeton: Bemessung und Ausführung", Ausgabe Dezember 1978
- DIN 1052 "Holzbauwerke, Berechnung und Ausführung", Ausgabe Oktober 1969
- DIN 1048 "Prüfverfahren für Beton"  
Teil 1: "Frischbeton, Festbeton gesondert hergestellter Probekörper", Ausgabe Dezember 1978
- DIN 4102 "Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen"  
Teil 2: "Bauteile: Begriffe, Anforderungen und Prüfungen", Ausgabe September 1977  
Teil 4: "Zusammenstellung und Anwendung klassifizierter Baustoffe, Bauteile und Sonderbauteile", Ausgabe März 1981.
- DIN 4114 "Stahlbau: Stabilitätsfälle (Knickung, Kippung, Beulung), Berechnungsgrundlagen", Ausgabe Juli 1952 mit dem Ergänzungserlaß von 1973
- DIN 17 100 "Allgemeine Baustähle (Gütenorm)", Ausgabe Januar 1980
- DIN 18 230 "Baulicher Brandschutz in Industriebau", Vornorm  
Teil 1: "Rechnerisch erforderliche Feuerwiderstandsdauer", Ausgabe November 1982
- DIN 18 800 "Stahlbauten"  
Teil 1: "Bemessung und Konstruktion", Ausgabe März 1981

- DIN 18 801 "Stahlhochbau: Bemessung, Konstruktion, Herstellung",  
Ausgabe September 1983
- DIN 18 806 "Verbundkonstruktionen"  
Teil 1: "Verbundstützen", Ausgabe März 1984
- DIN 50 145 "Prüfung metallischer Werkstoffe: Zugversuch", Ausgabe  
Mai 1975
- EUROCODE Nr. 1 "Gemeinsame einheitliche Regeln für verschiedene  
Bauarten und Baustoffe", Ausgabe 1984
- EUROCODE Nr. 2 "Gemeinsame einheitliche Regeln für Beton-, Stahlbe-  
ton- und Spannbetonbauten", Ausgabe 1984
- EUROCODE Nr. 3 "Gemeinsame einheitliche Regeln für Stahlbauten", Aus-  
gabe 1984
- EUROCODE Nr. 4 "Gemeinsame einheitliche Regeln für Verbundkonstruk-  
tionen aus Stahl und Beton", Erster Entwurf 1984



A N H A N G





STABA-F:

Ein Programmsystem zur Berechnung des Trag- und Verformungsverhaltens  
einachsig gespannter, tragender Bauteile unter Feuerangriff

Inhaltsverzeichnis

	Seite
1 Allgemeines.....	A1
2 Ermittlung der instationären Temperaturfelder.....	A2
3 Ermittlung der Moment/Krümmungs-Beziehungen.....	A8
4 Ermittlung der Zustandsgrößen.....	A14
5 Anwendung des Rechenverfahrens.....	A18
6 Literaturverzeichnis.....	A47

## A II

FormelzeichenHauptzeichen

## Geometrische Größen

A	Fläche
b	Breite
c	Betondeckung der Bewehrung
d	Dicke
e	Exzentrizität
h	Höhe
k	Krümmung
l	Länge
s	Wanddicke
u, v, w	Verschiebungskordinaten
x, y, z	Koordinaten
$\epsilon$	Dehnung
$\varphi$	Verdrehung
$\mu$	geometrisches Bewehrungsverhältnis $A_s/A_b$

## Kraftgrößen

M	Moment
N	Längskraft
Q	Querkraft
R	Bauteilwiderstand
$\sigma$	Spannung

## Baustoffe

$c_p$	spezifische Wärmekapazität
$\beta$	Festigkeit
$\lambda$	Wärmeleitfähigkeit

## AIII

## Sonstige Größen

B	Biegesteifigkeit
T	Temperatur
c	Aufheizgeschwindigkeit
s	Standardabweichung
t	Zeit
$\bar{x}$	Mittelwert
$\alpha$	Wärmeübergangszahl
$\epsilon$	Emissionszahl
$\gamma$	Sicherheitsbeiwert
$\nu$	Sicherheitsbeiwert

Nebenzeichen

## Geometrische Größen

x,y,z	Koordinatenachsen
1,2,3	feste Orte oder Zeitpunkte

## Kraftgrößen

H	Hauptlast
Z	Zusatzlast

## Baustoffe

C	Zylinder
R	Rechenwert
S	Streckgrenze
W	Würfel
b	Beton
s	Betonstahl
st	Baustahl

AIV

Sonstige Größen

0	Ausgangszustand
bü	Bügel betreffend
t	Zeit
th	thermisch
u	die Versagensgrenze betreffend
v	ungewollt

Abkürzungen

ETK	Einheitstemperaturkurve
cal	rechnerisch
exp	experimentell
max	maximal
min	minimal
vorh	vorhanden

## 1 Allgemeines

Das Programmsystem STABA-F /11/ - STAbförmige BAuteile im Fever - ermittelt die Zustandsgrößen

- Biegemoment  $M_y$ , Querkraft  $Q_z$ , Verformung  $w$  und Stabneigung  $\varphi$  -

einachsig gespannter Bauteile bei vorgegebener thermischer und statischer Beanspruchung.

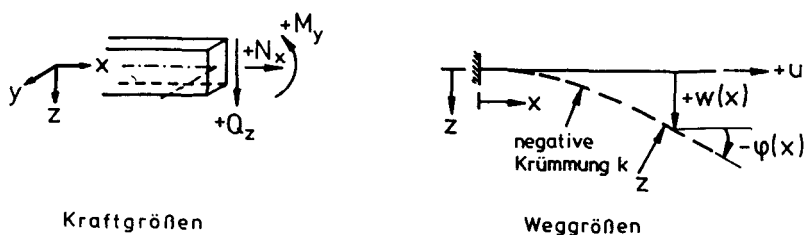


Bild 1: Zustandsgrößen eines Stabes

Mit seiner Hilfe können Lösungen für zwei Probleme des baulichen Brandschutzes gegeben werden:

- Ermittlung des Gleichgewichts- und Verformungszustands eines Bauteils zu beliebig vorgebbaren Zeitpunkten  $t_i$  bei vorgegebenem Temperatur/Zeit-Verlauf der Bauteilumgebung, Belastung und Lagerungsbedingungen:

Hiermit wird eine Brandprüfung rechnerisch simuliert. Die Zustandsgrößen der Bauteile werden in Zeitschritten  $\Delta t$  ermittelt. Bauteilversagen liegt vor, wenn die Grenzschnittgrößen eines Querschnitts überschritten werden (Querschnittversagen) oder wenn kein stabiler Gleichgewichtszustand mehr möglich ist (Stabilitätsversagen).

## A2

- Ermittlung des Bauteilwiderstands  $R(t)$  eines Bauteils mit einer Temperaturverteilung  $T(y,z)$  im Querschnitt infolge eines vorgegebenen Temperatur/Zeit-Verlaufs der Bauteilumgebung:  
Zum Zwecke einer brandschutztechnischen Bemessung kann die von einem Bauteil maximal aufnehmbare Belastung ( $N_u, M_u$ ) bei vorgegebenem Temperatur/Zeit-Verlauf der Bauteilumgebung und vorgegebener Brandeinwirkungszeit ermittelt werden. Die Lösung dieser Aufgabe kann experimentell nur bedingt erfolgen.

Das Programmsystem besteht aus drei unabhängigen Programmteilen:

- Ermittlung der instationären Temperaturfelder  $T(y,z)$  in beliebigen Bauteilquerschnitten bei vorgegebenem Temperatur/Zeit-Verlauf der Bauteilumgebung,
- Ermittlung der von der Längskraft  $N_x$  abhängigen, nichtlinearen Beziehung zwischen Biegemoment  $M_y$  und Krümmung  $k_z$  für Bauteilquerschnitte mit vorgegebenem Temperaturzustand  $T(y,z)$  und
- Ermittlung der Zustandsgrößen der Bauteile nach Theorie 2. Ordnung für beliebig gelagerte Stäbe bei vorgegebenen Moment/Krümmungs-Beziehungen der Stabpunkte bei Teilung des Bauteils in Abschnitte  $\Delta x$ .

Wegen des großen Rechenaufwands ist die numerische Lösung der angesprochenen Probleme befriedigend nur programmgesteuert möglich.

## 2 Ermittlung der instationären Temperaturfelder

Die Temperaturen der Bauteilquerschnitte werden in einem vorgegebenen Elementraster mit einem Verfahren nach der Methode Finiter Elemente in Verbindung mit einem Integrationsverfahren für Zeitschritte ermittelt /1/. Das Elementraster ist der vorgegebenen Querschnittsgeometrie anzupassen. Der nichtstetige Verlauf der die Erwärmung beeinflussenden Materialkennwerte Wärmeleitfähigkeit, spezifische Wärmekapazität und spezifische Dichte (Bild 3, 4 und 5) und die Zusammensetzung der Bauteilquerschnitte aus verschiedenen Materialien mit sehr unter-

schiedlichen thermischen Eigenschaften erfordern die Diskretisierung der Querschnitte in eine sehr große Anzahl von Elementen (etwa 400 - 700 pro Querschnitt). Vorhandene Symmetrien sollten, wie in Bild 2 dargestellt, zur Reduzierung des Rechenaufwands so weit wie möglich ausgenutzt werden.

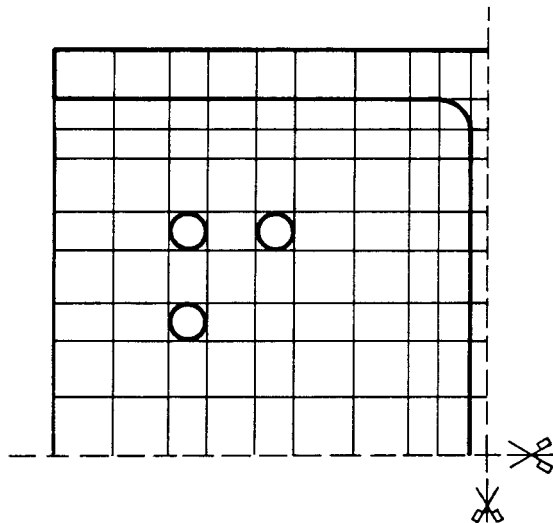


Bild 2: Aufteilung eines Querschnitts in Elemente zur Ermittlung des instationären Temperaturfelds

Die Wärmeleitung wird für den zweidimensionalen Fall mit der Gleichung von Fourier beschrieben:

$$\frac{\partial T}{\partial t} = -\frac{\lambda}{c_p \cdot g} \cdot \left( \frac{\partial^2 T}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial z^2} \right) \quad (1)$$

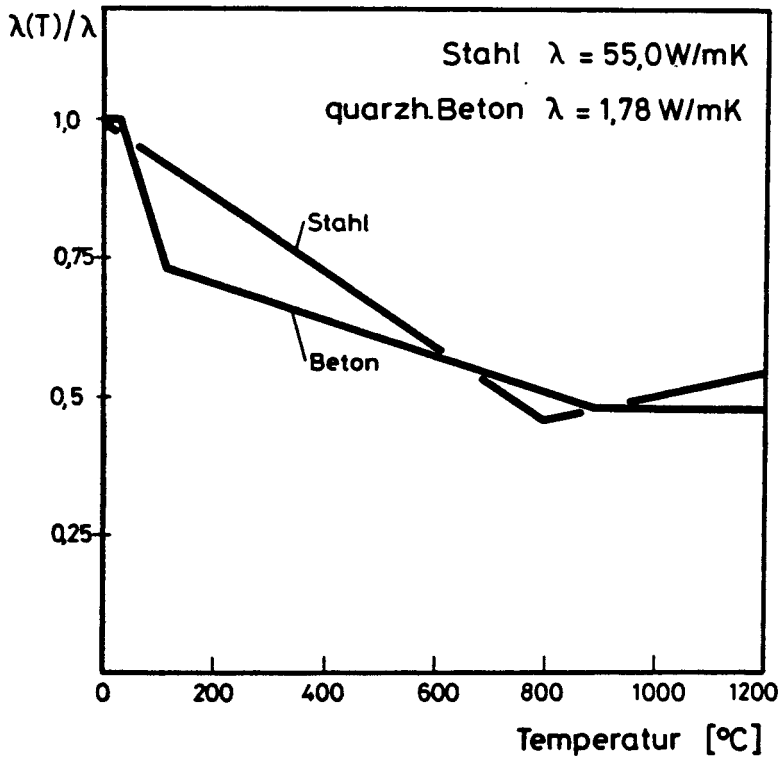
Sie ist exakt nur für homogene und isotrope Stoffe gültig. Bei Anwendung des Verfahrens auf Bauteile mit Querschnitten aus Stahl und Beton werden einige Vereinfachungen unerlässlich:



- Wasser verdampft, sobald die Siedetemperatur erreicht ist.
- Wasserdampfbewegungen werden nicht erfaßt.
- Der Energieverbrauch für das Verdampfen von Wasser und sonstige energieverzehrende Vorgänge werden vereinfacht durch geeignete Wahl des Rechenwerts für die spezifische Wärmekapazität des Betons im Temperaturbereich 100 - 200 °C berücksichtigt (Bild 4).
- Beton wird bezüglich seiner thermischen Materialeigenschaften als homogener Baustoff angesehen. Das heterogene Gefüge sowie Kapillarporen und Risse werden nur pauschal erfaßt.
- Querschnittselemente des gewählten Rasters, deren Fläche von mehr als einem Material gebildet werden, erhalten entsprechend den jeweiligen Flächenanteilen gewichtete Materialeigenschaften. Diese Vereinfachung beschränkt sich, wie Bild 2 zeigt, auf Elemente in Bereichen, in denen sich Betonstähle und die Ausrundungen der Baustähle befinden. Die Abweichung von der exakten Zuweisung der jeweils gesamten Elementfläche zu einem Baustoff ist gering.

Da sich die Rechenwerte der Wärmeleitfähigkeit  $\lambda(T)$ , der spezifischen Wärmekapazität  $c_p(T)$  und der spezifischen Dichte  $\rho(T)$  für die Baustoffe Stahl und Beton bedeutend in Abhängigkeit von der Temperatur verändern und weil unstetige Verläufe definiert werden (Bild 3, 4 und 5), müssen die Zeitschritte  $\Delta t$  zur Ermittlung der Temperatur mit 2,5 - 5 min genügend klein gewählt werden.

Der in Bild 4 dargestellte, temperaturabhängige Rechenwert der spezifischen Wärmekapazität berücksichtigt den Energieverbrauch durch das Verdampfen des physikalisch gebundenen Porenwassers. Da dies kein reversibler Vorgang ist, gilt die in Bild 4 angegebene Definition nur für mit der Zeit zunehmende Temperaturverläufe.



**Bild 3:** Rechenwerte der temperaturabhängigen Wärmeleitzahl von Stahl und quarzhaltigem Beton

Die Wärmeübergangsbedingungen an der Grenzschicht Bauteilumgebung/ Bauteiloberfläche sind u. a. abhängig

- vom Werkstoff an der freien Oberfläche,
- von der Art der Beflammung,
- von der Brandraumgeometrie,
- von der Beschaffenheit der Brandraumauskleidung und
- von den Ventilationsverhältnissen im Brandraum.

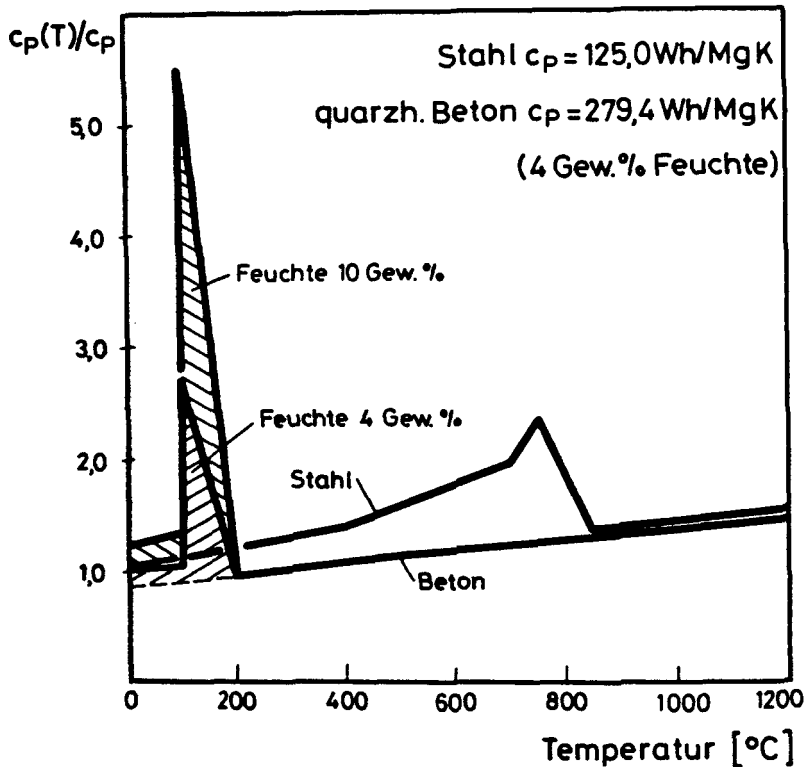


Bild 4: Rechenwerte der temperaturabhängigen spezifischen Wärmekapazität von Stahl und quarzhaltigem Beton

Die Rückrechnung umfangreicher Temperaturmessungen im Stützenbrandhaus des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig haben ergeben, daß bei Versuchen gute Übereinstimmung zwischen gemessenen und berechneten Bauteiltemperaturen erzielt werden kann, wenn die in Tabelle 1 genannten Werte für die Wärmeübergangszahl  $\alpha$  und das Emissionsverhältnis  $\epsilon$  angenommen werden.

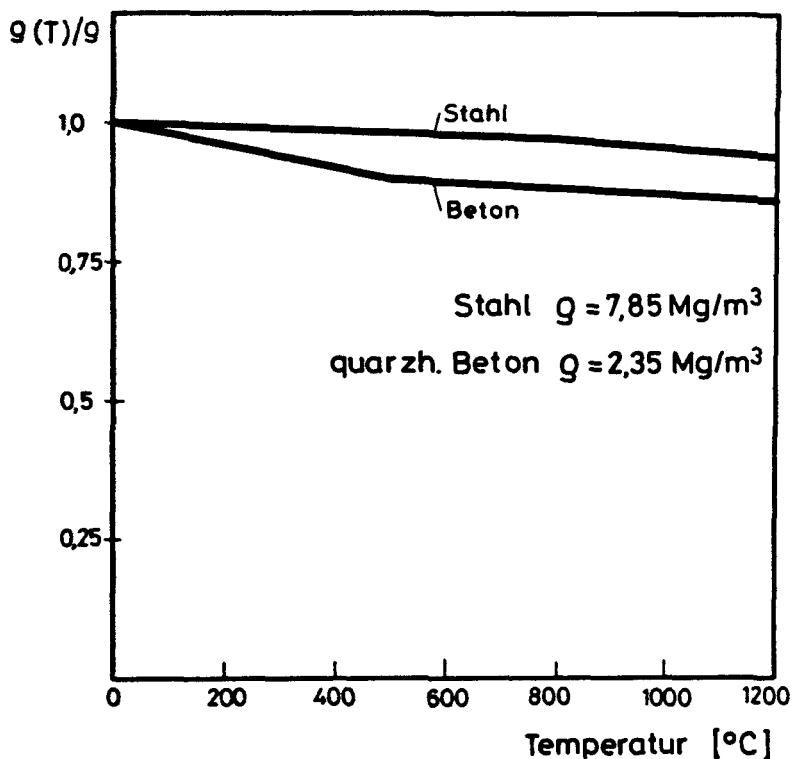


Bild 5: Rechenwerte der temperaturabhängigen spezifischen Dichte von Stahl und quarzhaltigem Beton

		$\alpha$	$\epsilon$
		$[\text{W/m}^2 \cdot \text{K}]$	
beflammte	Beton	23 - 25	0,3 - 0,6
Oberfläche	Stahl	25	0,5 - 0,8

Tabelle 1: Rechenwerte der Wärmeübergangszahl  $\alpha$  und der Emissionszahl  $\epsilon$

Die Strahlungsabsorption und die Emission eines schwarzen Körpers beträgt  $\epsilon = 1$ , die eines weißen Körpers  $\epsilon = 0$ . Mit der Wärmeübergangszahl  $\alpha$  wird der Wärmestrom vom Heißgas des Brandraums zur Bauteiloberfläche beschrieben. Je größer die Werte für  $\alpha$  und  $\epsilon$  sind, desto höhere Temperaturen ergeben sich an der Bauteiloberfläche.

### 3 Ermittlung der Moment/Krümmungs-Beziehungen

Durch die Festlegung der Beziehung zwischen Querschnittskrümmung  $k_z$  und Biegemoment  $M_y$  bei vorgegebener Normalkraft  $N_x$  ist auch die beanspruchungsabhängige Querschnittsteifigkeit  $B$  festgelegt /8/.

$$B = \frac{\Delta M_y}{\Delta k_z} \quad (2)$$

Der Zusammenhang zwischen Krümmung  $k_z$ , Biegemoment  $M_y$  und Längskraft  $N_x$  wird mit folgenden, vereinfachenden Annahmen ermittelt:

- Es gilt die Bernoulli-Naviersche Hypothese vom Ebenbleiben der Querschnitte.
- Es herrscht voller Verbund zwischen Beton und Stahl.
- Die temperaturabhängigen Spannungs/Dehnungs-Beziehungen von Beton und Stahl sind nichtlinear-elastisch definiert. Die Querschnittselemente werden ohne bleibende Dehnung entlastet.

Zur Ermittlung der von der Längskraft abhängigen Moment/Krümmungs-Beziehung wird das Elementraster, das der Ermittlung der Temperaturen im Querschnitt zugrundelag, übernommen. Aus den vorgegebenen Elementtemperaturen  $T(y,z)$  eines Querschnitts lassen sich die thermischen Dehnungen  $\epsilon_{th}(y,z,T)$  ermitteln. Hierzu wird der temperaturabhängige Verlauf der thermischen Dehnungen für Stahl und Beton, wie in Bild 6 dargestellt, angenommen.

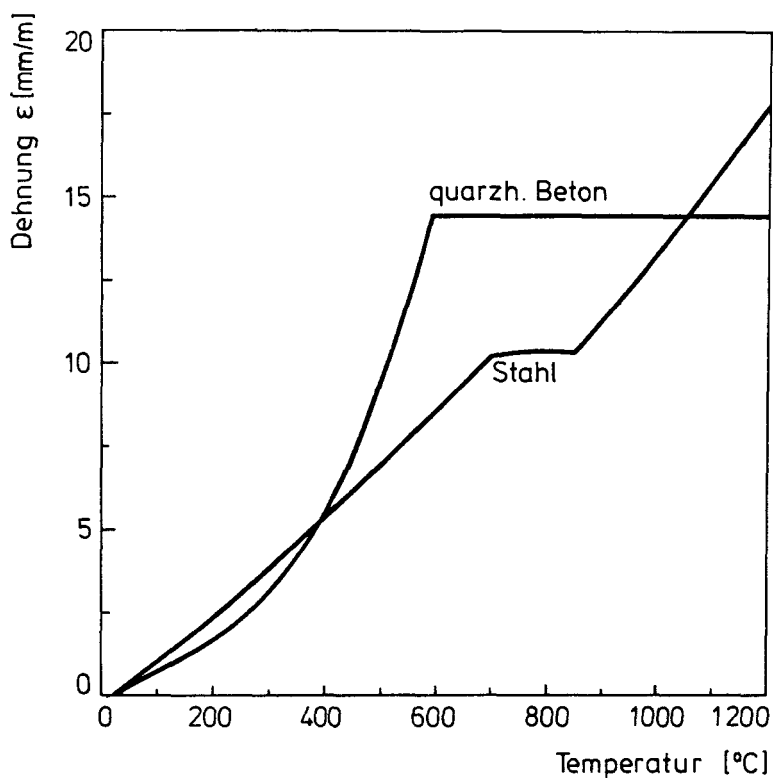


Bild 6: Rechenwerte der thermischen Dehnungen für Stahl und quarzhaltigen Beton

Bei Vorgabe der Krümmung  $k_z$  ergibt sich aufgrund der Bernoulli-Naivierschen Hypothese die Verträglichkeitsbedingung:

$$\epsilon_g(y, z, T) = \epsilon_0 + k_z \cdot z - \epsilon_{th}(y, z, T) \quad (3)$$

( $\epsilon_0$  : Dehnung im Punkt (0/0))

A10

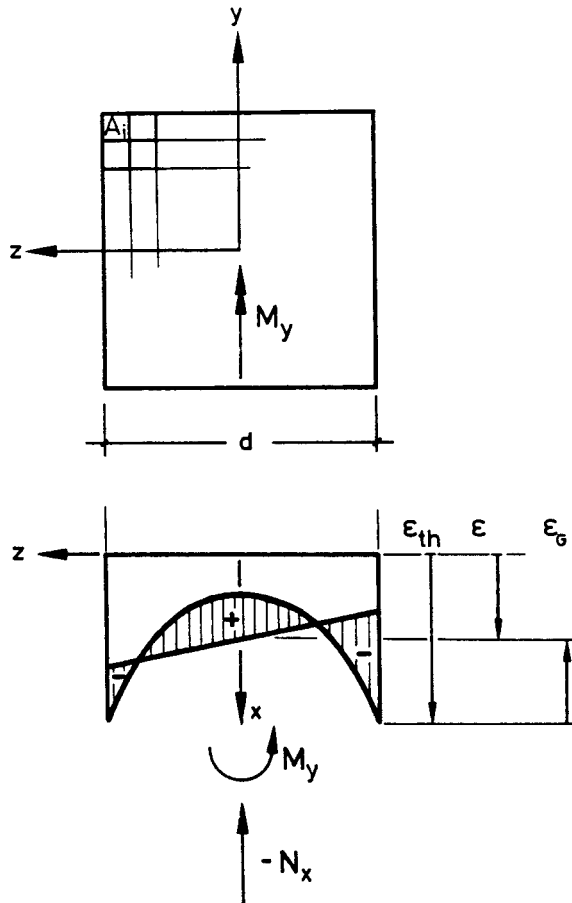


Bild 7: Ermittlung der spannungserzeugenden Dehnungen

Die Dehnung  $\epsilon_0$  im Querschnittsmittelpunkt wird iterativ so ermittelt, daß die Einzelkräfte der  $n$  Elemente und die vorgegebene Längskraft  $N_x$  die Gleichgewichtsbedingung erfüllen.

$$\sum_i^n A_i \cdot g_i(y, z, T) = N_x \quad (4)$$

Die spannungserzeugenden Dehnungen  $\epsilon_g(y,z,T)$  sind über die in den Bildern 8 bis 11 dargestellten temperaturabhängigen Spannungs/Dehnungs-Beziehungen mit den Spannungen  $\sigma$  verknüpft.

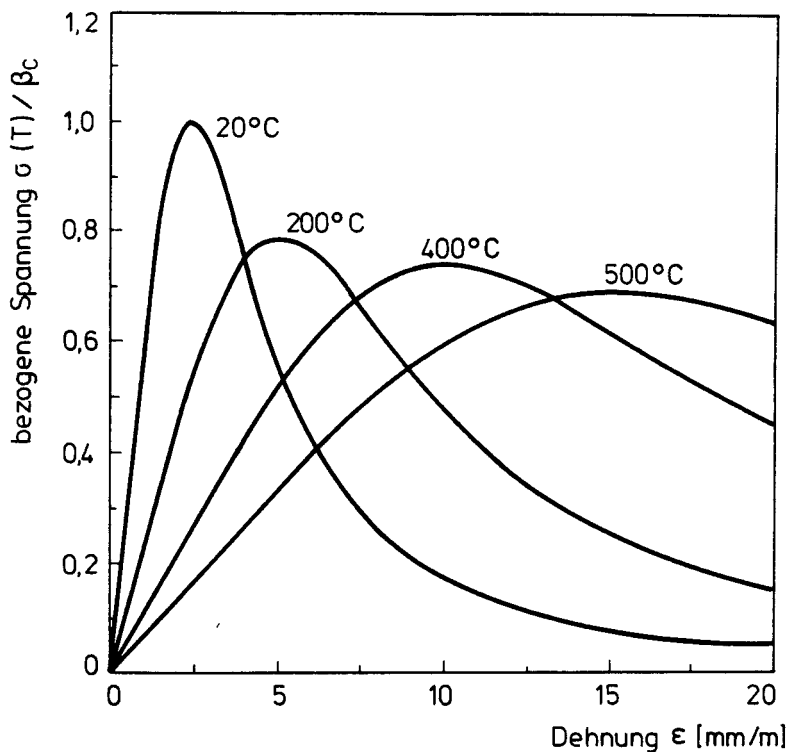


Bild 8: Temperaturabhängige Spannungs/Dehnungs-Beziehung für quarzhaltigen Beton /2/

Die Summation

$$\sum_1^n A_i \cdot \sigma_i(y, z, T) \cdot z_i = M_y \quad (5)$$

ergibt bei Vorgabe der Längskraft  $N_x$ , der Krümmung  $k_z$  und des Temperaturzustands  $T(y,z)$  das aufnehmbare Moment  $M_y$ . Die vollständige Moment/Krümmungs-Beziehung erhält man punktweise für jeweils vorgege-



bene Krümmungen  $k_z$ .

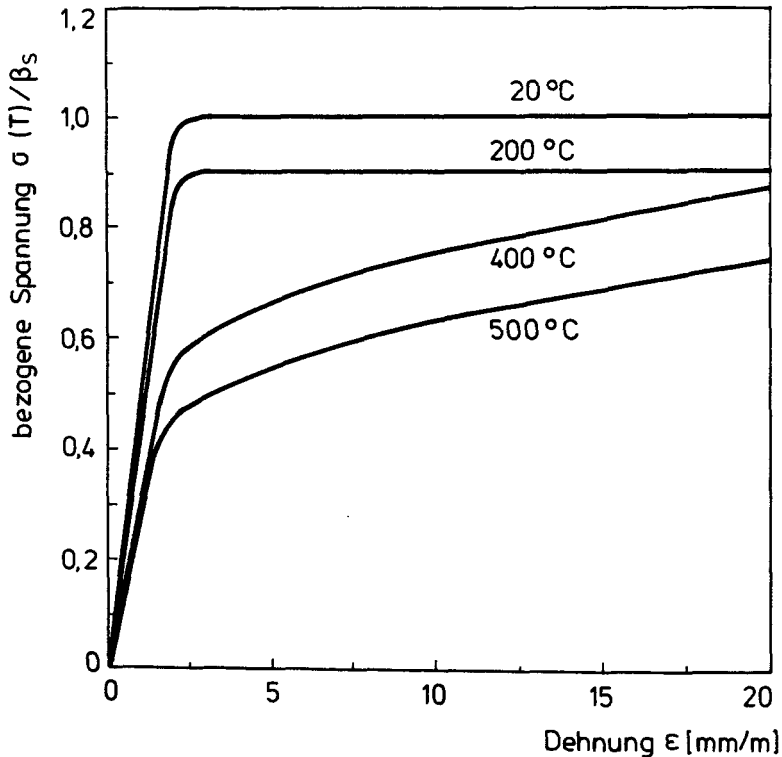


Bild 9: Temperaturabhängige Spannungs/Dehnungs-Beziehung für warmgewalzten Betonstahl BSt 420 S /5/

Die Spannungs/Dehnungs-Beziehungen für den Beton und die Betonstähle wurden aus Warmkriechversuchen abgeleitet /2, 5/. Dabei wurden Materialproben unter konstanter Belastung bei vorgegebener Aufheizgeschwindigkeit  $c$  kontinuierlich erwärmt. Die Spannungs/Dehnungs-Beziehungen für Baustahl ergaben sich aus Untersuchungen an Versuchskörpern mit Bauteilabmessungen /10/. Eine Variation der Aufheizgeschwindigkeiten

für Stahl im Bereich von 1,0 K/min bis 25 K/min und  
für Beton im Bereich von 0,5 K/min bis 10 K/min

hatte auf die Ergebnisse der Warmkriechuntersuchungen nur geringen Einfluß und wurde deshalb bei der Formulierung der Spannungs/Dehnungs-Beziehungen vernachlässigt.

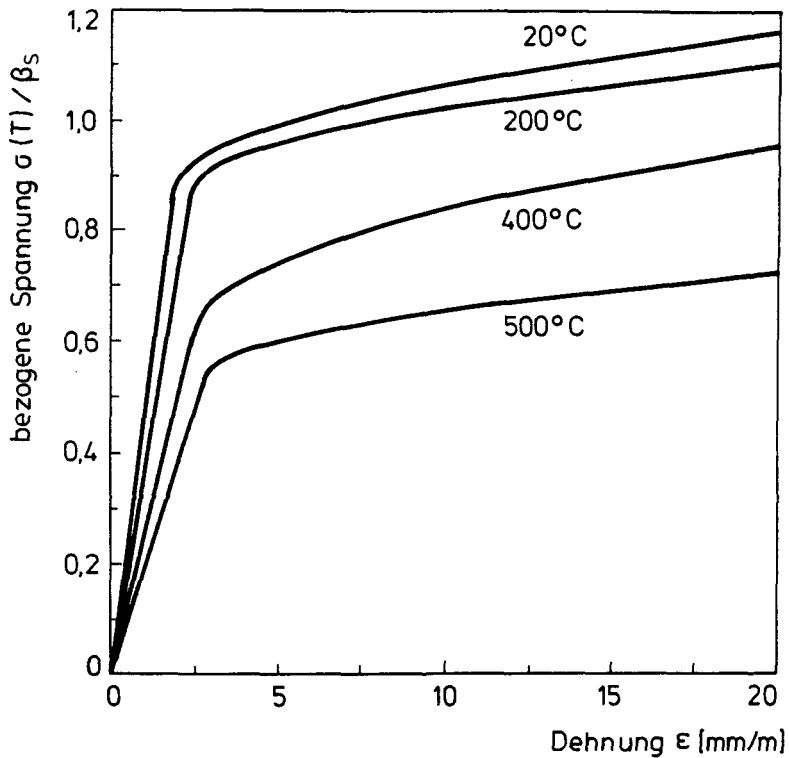


Bild 10: Temperaturabhängige Spannungs/Dehnungs-Beziehung für kaltverformten Betonstahl BSt 420 S /5/

Die Spannungs/Dehnungs-Beziehungen sind abschnittsweise als Funktionen  $\sigma = \sum_i a_i \cdot \epsilon^i$  verschlüsselt. Die Faktoren  $a_i$  sind jeweils temperaturabhängig definiert.

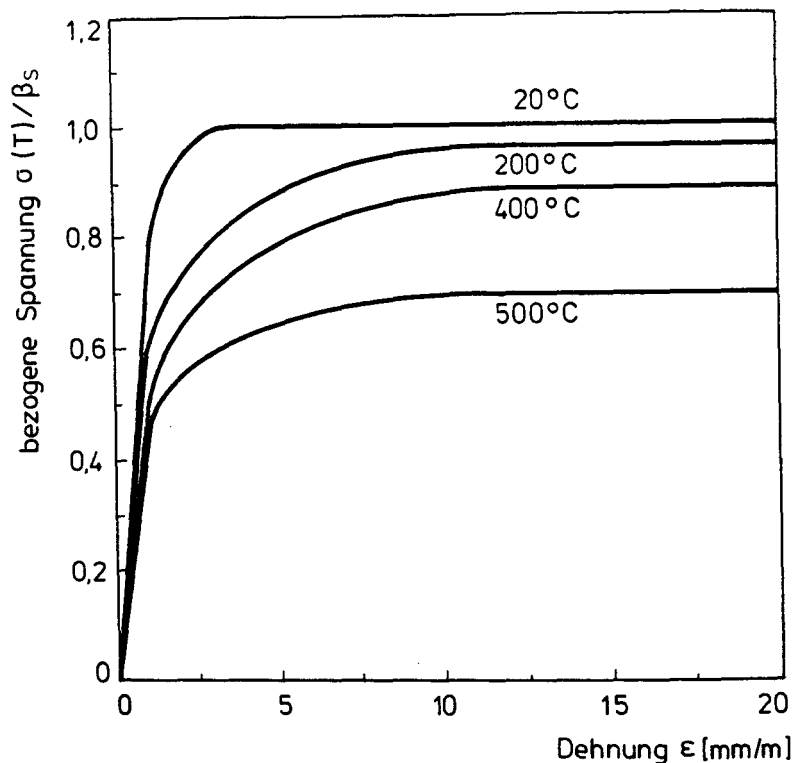


Bild 11: Temperaturabhängige Spannungs/Dehnungs-Beziehung für Bau-  
stahl St 37 und St 52 /10/

#### 4 Ermittlung der Zustandsgrößen

Eine zutreffende Beurteilung des Trag- und Verformungsverhaltens von Bauteilen hat den Einfluß von mechanischen (nichtlineares Materialverhalten, Aufreißen des Querschnitts) und geometrischen (Theorie 2. Ordnung) Nichtlinearitäten zu berücksichtigen. Zur Ermittlung der Zustandsgrößen - Biegemoment  $M_y$ , Querkraft  $Q_z$ , Verformung  $w$  und Stabneigung  $\varphi$  - wird das Reduktionsverfahren in Verbindung mit Übertragungsbedingungen angewendet /8/.

Die beiden zunächst unbekanntesten Zustandsgrößen am Stabanfang (Tabelle 2) müssen iterativ so bestimmt werden, daß die Verträglichkeit am Stabende erreicht wird. Die Festlegung der Steifigkeit als Gradient der abschnittsweise linearen Moment/Krümmungs-Beziehung ergibt einen stabilen und rasch konvergierenden Rechenalgorithmus. Für Traglastuntersuchungen sind keine Steigerungen der Beanspruchung in hinreichend kleinen Inkrementen erforderlich. Dies gilt auch, wenn abschnittsweise große Rotationen, vergleichbar mit Fließgelenken, auftreten.

	unbekannte Zustandsgrößen
freie Lagerung	$\varphi, w$
gelenkige Lagerung	$Q, \varphi$
starre Einspannung	$M, Q$
gefederte Verschiebung	$\varphi, w$ Verknüpfung $Q = c \cdot w$
gefederte Verdrehung	$Q, \varphi$ Verknüpfung $M = C \cdot \varphi$

Tabelle 2: Unbekannte Zustandsgrößen am Stabanfang bei vorgegebenen Lagerungsbedingungen

Wird der Verlauf der Krümmungen im Stababschnitt  $\Delta x$  geradlinig angenommen, so ergibt sich für die Differenz der Verformungen zweier benachbarter Stabpunkte  $i$  und  $j$

$$\Delta z = -\varphi_i \cdot \Delta x - (2 \cdot k_{z,i} + k_{z,j}) \cdot \frac{\Delta x^2}{6} \quad (6)$$

Am unbelasteten Stabelement ergibt sich die Gleichgewichtsbedingung nach Theorie 2. Ordnung

$$M_{y,j} = M_{y,i} + Q_{z,i} \cdot \Delta x - N_{x,i} \cdot \Delta z \quad (7)$$

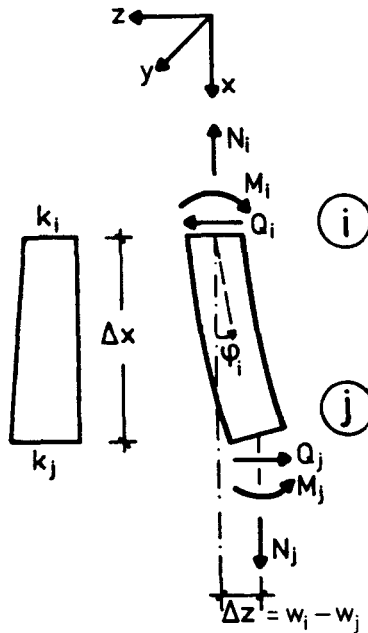


Bild 12: Zustandsgrößen am unbelasteten Stabelement

Durch Einsetzen der Gleichung (6) in Gleichung (7) ergibt sich eine Verknüpfung des Momentes  $M_y$  und der Krümmung  $k_z$  im Punkte j.

$$M_{y,i} = M_{y,j} + \Delta x \cdot [Q_{z,i} + N_{x,j} \cdot (\varphi_i + \frac{\Delta x}{6} \cdot (2 \cdot k_{z,i} + k_{z,j}))] \quad (8)$$

Die Zustandsgrößen  $M_y$  und  $k_z$  sind über vorgegebene Moment/Krümmungs-Beziehung miteinander verknüpft. Solche Beziehungen können entsprechend Bild 13 abschnittsweise linearisiert werden. Auf diese Weise läßt sich das Moment  $M_y$  im Punkt j direkt aus dem Moment  $M_y$  im Punkt i ermitteln. Im Punkt j ist durch das Moment  $M_y$  die Krümmung  $k_z$  und mit ihr die Stabneigung  $\varphi$  und die Verschiebung  $w$  bestimmt. Nach /8/ gelten die Rekursionsformeln (9) bis (12):

$$M_{y,j} = \frac{M_{y,i} + \Delta x [Q_{z,i} + N_{x,i} (\varphi_i + \frac{\Delta x}{6} (2k_{z,i} + k_{z,o}))]}{1 - N_{x,i} \frac{\Delta x^2}{6}} \quad (9)$$

$$k_{z,j} = k_{z,o} + \frac{M_{y,j}}{B} \quad (10)$$

$$w_j = w_i - \Delta x \left[ \varphi_i + \frac{\Delta x}{6} (2k_{z,i} + k_{z,j}) \right] \quad (11)$$

$$\varphi_j = \varphi_i + \frac{\Delta x}{6} (k_{z,i} + k_{z,j}) \quad (12)$$

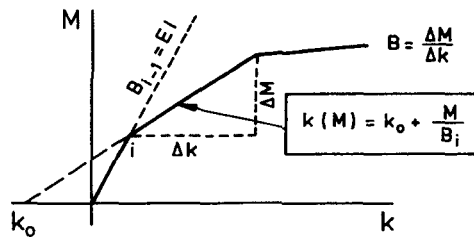


Bild 13: Abschnittsweise linearisierte Moment/Krümmungs-Beziehung

Für jeden Stabpunkt  $i$  kann eine eigene Moment/Krümmungs-Beziehung vorgegeben werden. Dies kann aus folgenden Gründen erforderlich sein:

- Es liegen unterschiedliche Querschnittsformen längs der Bauteilachse vor.
- Die Erwärmung der Querschnitte längs der Bauteilachse ist unterschiedlich.
- Die Längskraft im Bauteil ist veränderlich.

Belastungen werden als Einzelgrößen in den Stabpunkten angesetzt. Vorverformungen des Stabes können ersatzweise als zusätzliche Lastausmitten oder als spannungslose, über der Stützenlänge konstante Stabvorkrümmung  $k_v$  nach Bild 14 berücksichtigt werden. Die statische Lagerung des Bauteils ist beliebig vorgebar.

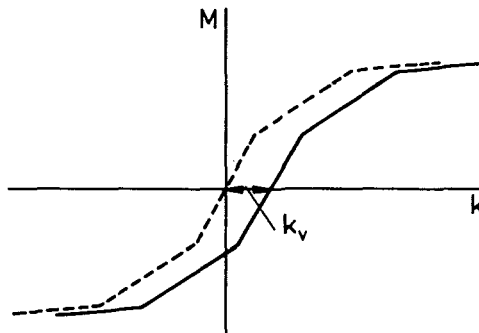


Bild 14: Vorgabe einer spannungslosen Stabvorkrümmung  $k_v$

Der Traglastzustand kann durch Überschreiten der Bruchschnittgrößen -  $M_u$ ,  $N_u$  - oder durch Stabilitätsversagen erreicht werden. Ein Versagen infolge des Verlustes der Gesamtstabilität liegt vor, wenn das Verfahren nicht konvergiert oder wenn ein überkritischer Gleichgewichtszustand gefunden worden ist. Im überkritischen Zustand wird die Determinante, die aus den Differenzen am Stabende einer ersten Berechnung und zweier dazu parallel durchgeführten Berechnungen gebildet wird, kleiner oder gleich Null.

### 5 Anwendung des Rechenverfahrens

Voraussetzung für die Anwendung von Rechenverfahren zur Ermittlung des Brandverhaltens tragender Bauteile ist der Nachweis ihrer Eignung durch Nachrechnung durchgeführter Versuche. Insgesamt wurden mit dem Programmsystem STABA-F etwa 250 Brandversuche an Stützen unterschiedlicher Querschnittsausbildung nachgerechnet. Im einzelnen waren dies

- unbleidete und bekleidete Stahlwalzprofilstützen /6/ (Bild 15 a und b),
- vollwandige Stahlprofilstützen /7/ (Bild 15 c und d),
- Verbundstützen aus vollständig einbetonierten Stahlprofilen /7/ (Bild 15 e),

- Verbundstützen aus betongefüllten Hohlprofilen /3, 7/ (Bild 15 f und g),
- Verbundstützen aus Stahlprofilen mit ausbetonierten Seitenteilen (Kammern) /4, 9/ (Bild 15 h) und
- Stahlbetonstützen /4/ (Bild 15 j).

Die Stützen waren während der Brandversuche statisch definiert gelagert. Ihre Längsdehnung wurde nicht behindert.

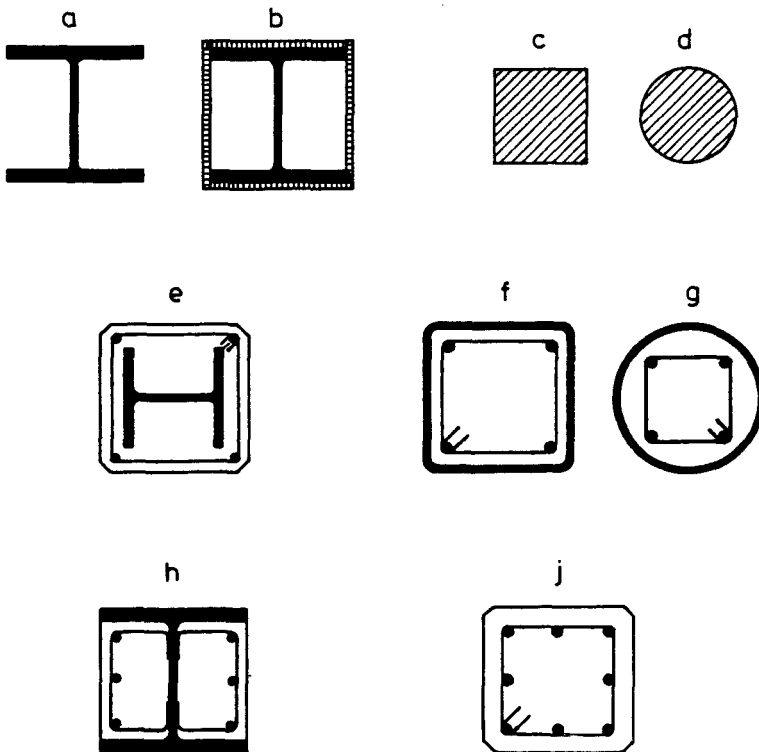


Bild 15: Querschnittsausbildung untersuchter Stützen



Die wichtigsten Kenndaten der Versuchskörper und die Ergebnisse der Brandversuche sind in den Tabellen 3 bis 12 dargestellt. Die Ergebnisse der Brandversuche an Stahlstützen aus gewalzten I-Profilen sind Teil einer eigenen Forschungsarbeit /6/ und werden im Rahmen dieser Arbeit nicht aufgeführt.

Die in den Tabellen 3 bis 12 angegebenen zulässigen Lasten  $N$  wurden entsprechend den gültigen Konstruktionsnormen ermittelt. Die Bemessung der vollwandigen Stahlprofile erfolgte nach einem strengen Verfahren mit Hilfe der Fließgelenktheorie. Als Sicherheitsbeiwert wurde entsprechend der bauaufsichtlich anerkannten DIN 4114  $\gamma = 1,71$  für den Lastfall H gewählt. Zusätzliche Ausmitten des Lastangriffs oder Vorkrümmungen der Stabachse, die baupraktisch unvermeidbare Mängel erfassen, wurden nicht angenommen. Sie sollen nach DIN 4114 geeignet angenommen werden, Angaben zu ihrer Größe werden aber nicht gemacht. Zur Bemessung der Verbundstützen und der Stahlbetonstützen wurden strenge Verfahren gewählt. Dabei wurden die Angaben der jeweiligen Konstruktionsnormen beachtet. Die zulässigen Lasten der Verbundstützen wurden entsprechend dem Lastfall H ( $\gamma = 1,7$  nach DIN 18 806 Teil 1) ermittelt. Die Knicksicherheit der Stahlbetonstützen wurde unter 1,75-fachen Gebrauchslasten nachgewiesen. Die zulässigen Schnittgrößen nach DIN 1045 Abschnitt 17.2.1 und 17.2.2 am unverformten System durften unter Gebrauchslasten nicht überschritten werden.

## A21

Nr.	b/d	Herstellungsart	$\beta_S$	l	$e_0$	zul N
	/mm/		/N/mm <sup>2</sup> /	/m/	/mm/	/kN/
01	180/180	geschmiedet	257	3.70	-5	-2681
02	180/180	geschmiedet	257	3.70	-5	-2681
03	180/180	geschmiedet	257	3.70	-30	-1994
04	180/180	gewalzt, spannungsarm gegläht	175	3.70	-5	-2089
05	180/180	gewalzt, normalisiert	226	3.70	-5	-2476
06	180/180	geschmiedet	257	3.70	-90	-1274
07	∅ 180	geschmiedet	257	3.70	-30	-1321
08	180/180	geschmiedet	257	5.20	-30	-1452
09	∅ 400	geschmiedet	257	5.20	-180	-5624
10	300/300	geschmiedet	257	5.20	-150	-3898
11	180/180	geschmiedet	257	3.70	0	-2896

**Tabelle 3:** Mechanische und geometrische Kenndaten der Versuchskörper  
Stützen aus vollwandigen Stahlprofilen //

Nr.	l	$e_0$	$N_0$	$N_0$ /zul N	Lagerung	$t_u$	
	/m/	/mm/	/kN/		Euler-Fall	exp	cal
						/min/	
01	3.70	-5	-2700	1.01	2	36	31
02	3.70	-5	-2700	1.01	2	37	34
03	3.70	-30	-2000	1.00	2	36	31
04	3.70	-5	-2700	1.29	2	28	30
05	3.70	-5	-2700	1.09	2	33	37
06	3.70	-90	-1288	1.01	2	34	33
07	3.70	-30	-1335	1.01	2	36	31
08	5.20	-30	-1457	1.00	2	24	30
09	5.20	-180	-3665	0.65	2	66	72
10	5.20	-150	-3956	1.01	2	40	41
11	3.70	0	-2941	1.02	3	40	42

**Tabelle 4:** Ergebnisse der Brandversuche an Stützen aus vollwandigen Stahlprofilen //

Nr.	Profil			Baustahl			Bewehrung			Betonstahl		Beton			
	b/d/c /mm/	HE		R <sub>eH</sub> /N/mm <sup>2</sup> /	R <sub>m</sub>	n	ϕ	u	R <sub>eH</sub> /N/mm <sup>2</sup> /	R <sub>m</sub>	σ <sub>st,t</sub> /N/mm <sup>2</sup> /	σ <sub>R</sub>	l	e <sub>0</sub> /mm/	zul N /kN/
01	300/300/ 50	200 B		348	-	4	12K	0.6	470	-	35	21	4.20	-50	-1390
02	350/350/ 75	200 B		348	-	4	12K	0.4	470	-	35	21	4.20	-58.3	-1495
03	400/400/100	200 B		348	-	4	12K	0.3	470	-	35	21	4.20	-66.7	-1449
04	300/300/ 50	200 B		391	-	4	12K	0.6	470	-	43	26	4.20	-5	-2199
05	300/300/ 50	200 B		391	-	4	12K	0.6	470	-	43	26	4.20	-150	-935
06	286/300/ 50	180 M		322	-	4	12K	0.6	470	-	43	26	4.20	-50	-1642
07	226/240/ 50	120 M		401	-	4	12K	1.0	470	-	43	26	4.20	-40	-688
08	240/226/ 50	120 M		401	-	4	12K	1.0	470	-	43	26	4.20	-40	-1016
09	280/280/ 40	200 B		389	-	4	12K	0.6	429	-	57	34	4.20	-5	-2244
10	300/300/ 50	200 B		368	-	4	20U	1.5	435	-	53	32	4.20	-5	-2546
11	300/300/ 50	200 B		360	-	4	28U	3.0	410	-	53	32	4.20	-5	-2736
12	300/300/ 50	200 B		377	-	4	12K	0.6	429	-	57	34	5.70	-5	-1968
13	300/300/ 50	200 B		325	-	4	12K	0.6	429	-	67	40	4.20	-5	-2447
14	300/300/ 50	200 B		374	-	4	12K	0.6	429	-	38	23	4.20	0	-2122
15	368/390/ 40	280 M		353	-	4	12K	0.6	429	-	53	32	5.70	-5	-5028
16	200/200/ 50	100 B		379	-	4	12K	1.2	429	-	38	23	4.20	-5	-352
17	186/200/ 40	100 M		459	-	4	12K	1.4	429	-	57	34	4.20	-5	-669
18	280/280/ 40	200 B		380	-	4	12K	0.6	429	-	38	23	4.20	-5	-1837
19	300/300/ 50	200 B		347	-	4	12K	0.6	429	-	53	32	4.20	-5	-2339

**Tabelle 5:** Mechanische und geometrische Kenndaten der Versuchskörper  
Verbundstützen aus vollständig einbetonierten Stahlprofilen //7/

Nr.	l	e <sub>o</sub>	N <sub>o</sub>	N <sub>o</sub> /zul N	Lagerung	t <sub>u</sub>		Bemerkungen
						exp	cal	
	/m/	/mm/	/kN/		Euler-Fall	/min/		
01	4.20	-50	-1157	0.83	3	134	130	
02	4.20	-58.3	-1477	0.99	3	163	180	
03	4.20	-66.7	-1887	1.30	3	171	185	
04	4.20	-5	-2303	1.05	3	112	115	
05	4.20	-151	-646	0.69	3	157	150	
06	4.20	-50	-1263	0.78	3	180	175	
07	4.20	-40	-642	0.93	3	117	125	
08	4.20	-40	-963	0.95	3	140	136	Biegung um die starke Achse
09	4.20	-5	-2036	0.91	3	100	105	
10	4.20	-5	-2313	0.91	3	113	116	
11	4.20	-5	-2615	0.96	3	97	110	
12	5.70	-5	-1691	0.86	3	91	95	
13	4.20	-5	-2540	1.04	3	103	104	
14	4.20	0	-2035	0.96	4	185	170	
15	5.70	-5	-3690	0.73	3	144	150	
16	4.20	-5	-340	0.97	3	105	115	
17	4.20	-5	-632	0.94	3	81	90	
18	4.20	-5	-1782	0.97	3	92	91	nach dynam. Beanspruchung
19	4.20	-5	-2181	0.93	2	88	105	

**Tabelle 6:** Ergebnisse der Brandversuche an Verbundstützen aus vollständig einbetonierten Stahlprofilen //

## A24

Nr.	Profil	Baustahl		Bewehrung			Betonstahl		Beton		l	e <sub>0</sub>	zul N	
	b/d/s /mm/	R <sub>eH</sub>	R <sub>m</sub>	n	ϕ	u	R <sub>eH</sub>	R <sub>m</sub>	D <sub>w,t</sub>	D <sub>R</sub>				/mm <sup>2</sup> /
01	200/200/ 6.3	277	-	4	18	2.9	475K	772	44	31	4.20	-20	-952	
02	200/200/ 6.3	277	-	4	18	2.9	475K	772	44	31	4.20	-50	-680	
03	200/200/12.5	234	-	4	18	3.3	475K	772	44	31	4.20	-20	-1312	
04	200/200/12.5	234	-	4	18	3.3	475K	772	44	31	4.20	-50	-942	
05	200/200/ 6.3	291	-	4	18	2.9	475K	772	41	29	4.20	-5	-1160	
06	200/200/ 6.3	291	-	4	18	2.9	475K	772	41	29	4.20	-100	-447	
07	260/260/ 7.1	292	-	4	18	1.7	475K	772	50	35	4.20	-26	-1703	
08	300/300/ 7.0	352	-	4	18	1.2	475K	772	50	35	4.20	-30	-2195	
09	200/200/ 6.3	300	-	4	18	2.9	475K	772	52	37	3.70	-20	-1080	
10	300/300/ 7.0	342	-	4	18	1.2	475K	772	50	35	5.20	-30	-2041	
11	ϕ 273/ 5.0	348	-	4	18	1.9	475K	772	50	35	4.20	-27	-1119	
12	200/200/ 6.3	253	-	4	10	0.9	456K	756	52	37	4.20	-20	-918	
13	200/200/ 6.3	279	-	0			-	-	52	37	4.20	-20	-875	
14	200/200/ 6.3	265	-	4	18	2.9	475K	772	72	50	3.70	-20	-1140	
15	200/200/ 6.3	337	-	4	18	2.9	475K	772	52	37	4.20	0	-1386	
16	200/200/ 6.3	274	-	4	18	2.9	475K	772	52	37	4.20	-5	-1263	
17	200/200/ 6.3	281	-	4	18	2.9	469K	771	33	23	3.70	-20	-937	
18	200/200/ 6.3	279	-	4	10	1.9	456K	756	33	23	4.20	-20	-885	
				2	22		484U	763						
19	220/220/ 6.3	287	-	4	18	2.4	469K	771	33	23	4.20	-22	-1040	
20	220/220/ 6.3	282	-	6	20	4.4	498K	780	33	23	4.20	-22	-1167	
21	260/260/ 7.1	292	-	6	22	3.8	484K	776	33	23	4.20	-26	-1621	
22	300/300/ 7.0	344	-	6	25	3.6	462K	746	33	23	4.20	-30	-2182	
23	160/160/ 6.3	305	-	0					48	34	5.80	0	-526	
24	180/180/ 6.3	273	-	0					48	34	5.80	0	-727	
25	200/200/ 6.3	335	-	0					48	34	5.80	0	-952	
26	220/220/ 6.3	244	-	0					48	34	5.80	0	-1195	
27	220/220/ 6.3	244	-	0					48	34	5.80	0	-1195	
28	220/220/ 6.3	244	-	0					48	34	5.80	0	-1195	
29	260/260/ 7.1	317	-	0					48	34	5.80	0	-1806	
30	o/168.3/ 4.0	291	-	0					48	34	5.80	0	-311	
31	ϕ 219.1/ 4.5	384	-	0					48	34	5.80	0	-710	
32	140/140/ 3.6	388	-	4	8	1.1	462K*	-	64	45	3.60	0	-549	
33	160/160/ 6.3	387	-	4	16	3.7	462K*	-	46	32	3.60	0	-918	
34	160/160/ 6.3	379	-	4	16	3.7	462K*	-	48	33	3.60	0	-931	
35	200/200/ 5.0	378	-	8	10	1.7	462K*	-	45	31	3.60	0	-1190	
36	225/225/ 3.6	360	-	8	10	1.3	462K*	-	56	39	3.60	0	-1500	
37	225/225/ 3.6	300	-	8	12	1.6	462K*	-	55	38	3.60	0	-1509	
38	260/260/ 6.3	370	-	8	14	2.0	462K*	-	45	32	3.60	0	-2138	
39	260/260/ 6.3	370	-	8	10	1.0	462K*	-	47	33	3.60	0	-2061	
40	300/300/ 7.0	331	-	8	20	3.1	462K*	-	38	27	3.60	0	-2844	
41	300/300/ 7.0	331	-	8	20	3.1	462K*	-	38	27	3.60	0	-2834	
42	300/300/ 7.0	331	-	8	20	3.1	462K*	-	38	26	3.60	0	-2834	
43	350/350/10.0	326	-	8	19	2.1	462K*	-	43	30	3.60	0	-4180	

\* In /3/ gibt es keine Angaben über die mechanischen Kennwerte des Betonstahls. Die angegebene Streckgrenze wurde nach Rücksprache mit Herrn Grimault angenommen.

Tabellc 7. Mechanische und geometrische Kenndaten der Versuchskörper  
Verbundstützen aus betongefüllten Hohlprofilen //

## A25

Nr.	l	e <sub>0</sub>	N <sub>0</sub>	N <sub>0</sub> /zul N	Lagerung	t <sub>u</sub>		Versuchsstand
						exp	cal	
	/m/	/mm/	/kN/		Euler-Fall	/min/		
01	4.20	-20	-429	0.45	3	63	55	IBMB
02	4.20	-50	-315	0.46	3	58	64	IBMB
03	4.20	-20	-609	0.46	3	39	38	IBMB
04	4.20	-50	-453	0.48	3	34	40	IBMB
05	4.20	-5	-534	0.46	3	61	67	IBMB
06	4.20	-100	-210	0.47	3	79	75	IBMB
07	4.20	-26	-1234	0.72	3	37	42	IBMB
08	4.20	-30	-997	0.45	3	90	87	IBMB
09	3.70	-20	-646	0.60	3	39	54	IBMB
10	5.20	-30	-633	0.37	3	92	91	IBMB
11	4.20	-27	-692	0.62	3	56	61	IBMB
12	4.20	-20	-548	0.60	3	23	18	IBMB
13	4.20	-20	-397	0.45	3	22	27	IBMB
14	3.70	-20	-646	0.57	3	56	57	IBMB
15	4.20	0	-587	0.42	4	79	83	IBMB
16	4.20	-5	-547	0.43	3	59	61	IBMB
17	3.70	-20	-294	0.31	3	82	77	IBMB
18	4.20	-20	-419	0.47	3	66	63	IBMB
19	4.20	-22	-375	0.36	3	68	73	IBMB
20	4.20	-22	-421	0.36	3	88	88	IBMB
21	4.20	-26	-869	0.54	3	64	70	IBMB
22	4.20	-30	-1507	0.69	3	56	68	IBMB
23	5.80	0	-100	0.19	4	68	88	IBMB
24	5.80	0	-200	0.28	4	42	46	IBMB
25	5.80	0	-300	0.32	4	52	42	IBMB
26	5.80	0	-490	0.41	2	16	24	IBMB
27	5.80	0	-800	0.67	3	15	21	IBMB
28	5.80	0	-800	0.67	4	34	27	IBMB
29	5.80	0	-1000	0.55	4	51	37	IBMB
30	5.80	0	-100	0.32	4	40	60	IBMB
31	5.80	0	-300	0.42	4	39	38	IBMB
32	3.60	0	-410	0.75	4	46	29	CSTB
33	3.60	0	-830	0.90	4	35	32	CSTB
34	3.60	0	-830	0.89	4	35	33	CSTB
35	3.60	0	-500	0.42	4	83	85	CTICM
36	3.60	0	-1050	0.70	4	92	74	CSTB
37	3.60	0	-560	0.37	4	127	110	CTICM
38	3.60	0	-1500	0.70	4	109	92	CTICM
39	3.60	0	-1500	0.73	4	62	80	CTICM
40	3.60	0	-1830	0.64	4	136	123	CTICM
41	3.60	0	-2570	0.90	4	57	86	CTICM
42	3.60	0	-1100	0.39	4	192	174	CTICM
43	3.60	0	-4560	1.09	4	51	52	FIRTO

FIRTO: Fire Insurers' Research and Testing Organisation in Borehamwood (GB)

CSTB: Centre Scientifique et Technique du Batiment in Paris (F)

CTICM: Association Feu-Expériences UTI-CTICM, in Maizieres-lé-Metz (F)

BAM: Bundesanstalt für Materialprüfung in Berlin (D)

Tabelle 8: Ergebnisse der Brandversuche an Verbundstützen aus betongefüllten Hohlprofilen //

Nr.	h/b /mm/	Profil	Baustahl		Bewehrung			Betonstahl		Beton		l /m/	e <sub>0</sub> /mm/	zul N /kN/
			R <sub>eH</sub> /N/mm <sup>2</sup> /	R <sub>m</sub>	n	∅	u	R <sub>eH</sub> /N/mm <sup>2</sup> /	R <sub>m</sub>	B <sub>W.t</sub> /N/mm <sup>2</sup> /	B <sub>R</sub>			
01	352/373	HBP 14x14.5x89	229	326	4	24	1.58	505U	599	46	28	3.80	0	-4268
02	352/373	HBP 14x14.5x89	229	326	4	24	1.58	505U	599	46	28	3.80	0	-4268
03	230/240	HP 240 x 57	229	326	4	25	4.09	505U	599	42	25	3.80	0	-1588
04	230/240	HP 240 x 57	229	326	4	25	4.09	505U	599	42	25	3.80	0	-1588
05	290/300	HP 300 x 86	229	326	4	25	2.58	505U	599	42	25	3.80	0	-2555
06	290/300	HP 300 x 86	229	326	4	25	2.58	505U	599	42	25	3.80	0	-2555
07	300/305	HP 300 x122	229	326	0					42	25	3.73	-5	-2637
08	300/305	HP 300 x122	229	326	4	25	2.58	505U	599	42	25	3.73	-5	-3077
09	305/310	HP 300Sx150	229	326	4	25	2.60	505U	599	42	25	3.73	-155	-2023
10	305/310	HP 300Sx150	229	326	4	25	2.60	505U	599	42	25	3.73	-50	-2837
11	315/315	HP 300Sx202	229	326	4	25	2.67	505U	599	42	25	3.73	-50	-3566
12	315/315	HP 300Sx202	229	326	4	25	2.67	505U	599	42	25	3.73	-5	-4412
13	360/375	HBP 14x14.5x117	229	326	4	25	1.74	505U	599	42	25	3.80	0	-4711
14	360/375	HBP 14x14.5x117	229	326	4	25	1.74	505U	599	42	25	3.80	0	-4711
15	200/200	HE 200 B	286	479	4	14	1.91	522U	620	53	32	3.68	-5	-1296
16	299/306	HP 310 x 79	403	535	8	18	2.50	508U	606	53	32	5.71	-5	-2560
17	299/306	HP 310 x 79	341	442	8	18	2.50	508U	606	53	32	5.71	-5	-2442
18	301/300	HE 320 AA	368	502	8	18	2.91	508U	606	53	32	3.68	-5	-3205
					4	10		531U	607					
19	301/300	HE 320 AA	368	502	8	16	2.38	480U	578	53	32	3.68	-5	-3131
					4	10		531U	607					
20	368/391	HD 400x400x187	294	397	12	18	2.54	460U	601	62	37	3.68	-98	-4451
21	368/391	HD 400x400x187	289	398	12	18	2.54	476U	610	62	37	5.65	-98	-3655

**Tabelle 9: Mechanische und geometrische Kenndaten der Versuchskörper  
Verbundstützen aus Stahlprofilen mit ausbetonierten Seitenteilen /4, 9/**

## A27

Nr.	l	e <sub>0</sub>	N <sub>0</sub>	N <sub>0</sub> /zul N	Lagerung	t <sub>u</sub>		Bemerkungen
						exp	cal	
	/m/	/mm/	/kN/		Euler-Fall	/min/		
01	3.80	0	-2200	0.52	3	141	129	
02	3.80	0	-3000	0.70	3	112	103	
03	3.80	0	-700	0.44	3	82	90	
04	3.80	0	-600	0.38	3	99	97	
05	3.80	0	-1600	0.63	3	68	76	
06	3.80	0	-1250	0.49	3	87	98	Abplatzungen
07	3.73	-5	-1220	0.46	3	71	68	
08	3.73	-5	-1500	0.49	3	107	98	
09	3.73	-155	-1250	0.62	3	70	66	starke Achse
10	3.73	-50	-1750	0.62	3	80	72	starke Achse
11	3.73	-50	-2110	0.59	3	80	74	
12	3.73	-5	-3420	0.78	3	39	51	
13	3.80	0	-3250	0.69	3	50	92	starke Abplatzungen
14	3.80	0	-2800	0.59	3	91	104	geringe Abplatzungen
15	3.68	-5	-310	0.24	3	68	77	
16	5.71	-5	-700	0.27	2	115	108	geringe Abplatzungen
17	5.71	-5	-700	0.29	2	116	109	
18	3.68	-5	-2090	0.65	3	86	103	Abplatzungen
19	3.68	-5	-1600	0.51	3	102	115	Abplatzungen
20	3.74	-98	-1356	0.30	2	136	113	
21	5.71	-98	-900	0.25	2	120	108	Abplatzungen

Tabelle 10: Ergebnisse der Brandversuche an Verbundstützen aus Stahlprofilen mit ausbetonierten Seitenteilen /4, 9/



## A28

Nr.	b/d/c <sub>bü</sub>	Bewehrung			Betonstahl		Beton		l	e <sub>0</sub>	zul N
		n	ϕ	u	R <sub>eh</sub>	R <sub>m</sub>	ρ <sub>W,t</sub>	ρ <sub>R</sub>			
	/cm/	/mm/	/%/		/N/mm <sup>2</sup> /		/N/mm <sup>2</sup> /	/m/	/mm/	/kN/	
01	30/30/2	6	20U	2.1	487	792	29	20	3.76	-30	-960
02	30/30/2	6	20U	2.1	487	792	29	20	3.76	0	-1234
03	30/30/2	6	20U	2.1	487	792	29	20	3.76	0	-1234
04	30/30/2	6	20U	2.1	487	792	29	20	4.76	-30	-862
05	30/30/2	6	20U	2.1	487	792	29	20	4.76	0	-1136
06	30/30/2	6	20U	2.1	487	792	29	20	5.76	-30	-738
07	30/30/2	6	20U	2.1	487	792	29	20	5.76	0	-987
08	20/20/2	4	20U	3.1	487	792	29	20	3.76	0	-515
09	20/20/2	4	20U	3.1	487	792	29	20	3.76	0	-515
10	20/20/2	4	20U	3.1	487	792	29	20	4.76	0	-392
11	30/30/2	6	20U	2.1	462	759	37	24	4.76	-30	-951
12	30/30/2	6	20U	2.1	462	759	37	24	4.76	-30	-951
13	30/30/2	6	20U	2.1	462	759	37	24	4.76	-15	-1094
14	20/20/2	4	20U	3.1	462	759	37	24	4.76	-10	-365
15	20/20/2	4	20U	3.1	462	759	37	24	4.76	-20	-319
16	30/30/2	6	20U	2.1	462	759	37	24	4.76	-90	-606
17	30/30/2	6	20U	2.1	462	759	37	24	4.76	-150	-436
18	20/20/2	4	20U	3.1	462	759	37	24	4.76	-60	-223
19	20/20/2	4	20U	3.1	418	668	37	24	4.76	-100	-164
20	30/30/2	6	20U	2.1	458	734	40	25	3.80	-30	-1085
21	30/30/2	6	20U	2.1	418	668	40	25	3.80	-50	-895
22	30/30/2	6	20U	2.1	425	656	43	26	4.76	-600	-89
23	30/30/2	10	25U	5.5	436	748	44	26	4.76	-15	-1638
24	30/30/2	10	25U	5.5	440	725	43	26	4.76	-150	-757
25	20/20/2	4	20U	3.1	443	727	39	24	5.76	-10	-271
26	30/30/2	6	20U	2.1	433	577	37	24	4.76	-15	-1076
27	30/30/2	6	20U	2.1	544	662	52	29	4.76	-150	-496
28	30/30/2	6	20U	2.1	499	687	38	24	4.76	+15	-1111
29	30/30/2	6	20U	2.1	449	578	46	28	4.76	+30	-1046
30	30/30/2	6	20U	2.1	404	668	46	28	4.76	-5	-1296
31	30/30/2	6	20U	2.1	452	683	51	29	3.76	-5	-1504
32	30/40/2	6	20U	1.6	451	717	53	29	3.70	-50	-1252
33	30/30/2	20	20U	7.0	472	729	43	26	3.76	0	-2292
34	30/30/2	20	20U	7.0	472	729	43	26	3.76	-50	-1478
35	30/30/2	20	20U	7.0	483	735	42	26	3.76	0	-2292
36	30/30/2	20	20U	7.0	483	735	42	26	3.76	-50	-1492
37	30/30/2	6	20U	2.1	505	783	42	26	4.70	-5	-1299
38	30/30/2	6	14U	1.0	503	770	38	24	4.70	-10	-984
39	30/30/2	6	20U	2.1	526	728	38	24	4.70	-10	-1183
40	30/30/2	6	14U	1.0	503	570	38	24	4.70	-150	-284
41	30/30/2	6	20U	2.1	526	728	38	24	4.70	-150	-462
42	20/20/1.5	6	14U	2.3	480	627	50	29	5.71	-100	-127
43	20/20/1.5	6	14U	2.3	477	631	50	29	5.71	-10	-280
44	20/20/1.5	6	14U	2.3	480	628	50	29	5.71	-50	-180
45	20/20/1.5	6	14U	2.3	482	629	50	29	5.71	-10	-280
46	20/20/1.5	6	14U	2.3	485	625	50	29	5.71	-50	-180
47	20/20/1.5	6	14U	2.3	478	628	50	29	5.71	-10	-280

**Tabelle 11: Mechanische und geometrische Kenndaten der Versuchskörper  
Stahlbetonstützen /4/**

## A29

Nr.	l	e <sub>0</sub>	N <sub>0</sub>	N <sub>0</sub> /zul N	Lagerung	t <sub>u</sub>		Bemerkungen
						exp	cal	
	/m/	/mm/	/kN/		Euler-Fall	/min/		
01	3.76	-30	-710	0.74	2	86	97	
02	3.76	0	-930	0.75	2	84	79	Eckabplatzung
03	3.76	0	-930	0.75	2	138	79	
04	4.76	-30	-650	0.75	2	63	66	Eckabplatzung
05	4.76	0	-880	0.77	2	108	63	
06	5.76	-30	-600	0.81	2	61	58	
07	5.76	0	-800	0.81	2	58	54	
08	3.76	0	-420	0.82	2	58	59	
09	3.76	0	-420	0.82	2	66	59	
10	4.76	0	-340	0.87	2	48	45	
11	4.76	-30	-650	0.68	2	80	70	
12	4.76	-30	-650	0.68	2	69	70	Eckabplatzung
13	4.76	-15	-740	0.68	2	85	70	
14	4.76	-10	-280	0.77	2	49	49	
15	4.76	-20	-240	0.75	2	36	52	Abplatzung
16	4.76	-90	-460	0.76	2	75	68	Eckabplatzung
17	4.76	-150	-362	0.83	2	65	64	Eckabplatzung
18	4.76	-60	-170	0.76	2	49	53	
19	4.76	-100	-130	0.61	2	53	52	
20	3.80	-30	-845	0.78	3	111	122	
21	3.80	-50	-780	0.87	3	125	119	
22	4.76	-600	-90	1.01	2	83	75	
23	4.76	-15	-970	0.59	2	114	119	
24	4.76	-150	-505	0.67	2	114	109	
25	5.76	-10	-208	0.77	2	40	48	
26	4.76	-15	-735	0.68	3	160	119	
27	4.76	-150	-355	0.72	3	89	80	Eckabplatzung
28	4.76	+15	-735	0.66	2	93	99	gegensinnige Exzentrizität
29	4.76	+30	-645	0.62	2	135	107	gegensinnige Exzentrizität
30	4.76	-5	-1224	0.94	2	48	48	
31	3.76	-5	-1695	1.13	2	57	56	Abplatzung
32	3.70	-50	-1430	1.14	3	107	114	
33	3.76	0	-1802	0.78	2	123	101	
34	3.76	-50	-1185	0.80	2	94	94	
35	3.76	0	-1802	0.77	2	125	103	
36	3.76	-50	-1185	0.79	2	49	96	
37	4.70	-5	-1548	1.19	2	38	38	
38	4.70	-10	-970	0.99	2	55	44	
39	4.70	-10	-1308	1.11	2	57	44	
40	4.70	-150	-280	0.99	2	49	40	
41	4.70	-150	-465	1.01	2	50	53	
42	5.71	-100	-140	1.10	2	31	27	
43	5.71	-10	-245	0.88	2	40	38	
44	5.71	-50	-172	0.96	2	35	31	
45	5.71	-10	-175	0.63	2	49	49	
46	5.71	-50	-122	0.68	2	52	49	
47	5.71	-10	-128	0.46	2	72	64	

Tabelle 12: Ergebnisse der Brandversuche an Stahlbetonstützen /4/

Für die Nachrechnung der Versuche wurden folgende Kennwerte der verwendeten Baustoffe bei Raumtemperatur zugrundegelegt.

- Als Rechenwert der Betonfestigkeit  $\beta_R$  wurde die mittlere Zylinderfestigkeit zum Versuchszeitpunkt  $\bar{\beta}_C = 0,85 \cdot \bar{\beta}_{W,t}$  angenommen. Ein Mitwirken des Betons auf Zug wurde nicht berücksichtigt.
- Als Streckgrenze aller Bewehrungsstähle wurden die Mittelwerte der verwendeten Stähle eines Versuchskörpers angenommen.
- Baustähle werden aufgrund ihrer gemessenen oberen Streckgrenze vorh  $R_{eH}$  nach DIN 17 100 klassifiziert. Der geforderte Mindestwert der oberen Streckgrenze  $R_{eH}$  liegt abhängig von der Probendicke unterhalb des Rechenwerts der Streckgrenze  $\beta_S$  nach DIN 18 800 Teil 1. Um den aktuellen Wert der Streckgrenze vorh  $\beta_S$  zu erhalten, wurde zu dem Rechenwert der Streckgrenze  $\beta_S$  die Differenz der gemessenen oberen Streckgrenze vorh  $R_{eH}$  und dem Mindestwert der oberen Streckgrenze  $R_{eH}$  nach DIN 17 100 addiert:  

$$\text{vorh } \beta_S = \beta_S + (\text{vorh } R_{eH} - R_{eH}).$$

Für die Werte der Querschnittsabmessungen wurden die Sollwerte angenommen. Bei der Herstellung von Stahlbeton- und Verbundbauteilen wird in der Regel nur die Betondeckung der Bügel als Schalmaß angegeben. Die Sollwerte der statischen Höhe der Querschnitte und des Achsabstands der Längsbewehrung wird i. a. unter Annahme der Nenn-durchmesser der Bewehrungsseisen ermittelt. Der tatsächlich vorliegende Achsabstand der Längsbewehrung ist allerdings erfahrungsgemäß durch die Rippen der Eisen und die Biegeradien der Bügel planmäßig etwa 5 mm größer als dieser Sollwert. Bei der Nachrechnung der Versuche wurde daher von einem Achsabstand der Längsbewehrung von

$$u = c_{b\ddot{u}} + d_{b\ddot{u}} + 0,5 d_s + 5 \text{ mm}$$

ausgegangen. Betonabplatzungen während der Versuche wurden rechnerisch nicht erfaßt. In diesen Fällen weichen die Rechenergebnisse systematisch von den Versuchsergebnissen ab.

Bei der Nachrechnung der zentrisch geprüften Stützen wurde eine spannungslose, parabelförmige Vorverformung mit dem Scheitelwert  $f = 1/2000$  angenommen. Bei den exzentrisch belasteten Stützen wurde

keine zusätzliche Exzentrizität oder Vorverformung angenommen. Bestimmte Abweichungen der Istwerte der Prüfkörper von den Nenngrößen können sich positiv wie negativ auf die Tragfähigkeit von Stützen auswirken. Dies gilt z. B. für die Betondeckungsmaße oder die Bauteilabmessungen. Andere Imperfektionen wie Eigenspannungszustände und Fehlstellen beeinträchtigen ausschließlich die Tragfähigkeit. Werden sie bei der Berechnung vernachlässigt, so führt dies zu systematischen Abweichungen der Rechenergebnisse von den Versuchsergebnissen.

Alle Berechnungen wurden unter der Annahme idealer Lagerungsbedingungen, gelenkig oder eingespannt, durchgeführt. Reibverluste in den Lagern, undefinierte Lasteinleitungen oder mögliche Verdrehungen in den eingespannten Auflagern wurden nicht berücksichtigt. Die Versuchskörper wurden auf der gesamten Stützenlänge als gleichmäßig beflammt angesehen.

Die Bilder 16 bis 21 zeigen einen Vergleich der gemessenen ( $\exp t_u$ ) und berechneten Versagenszeiten ( $\text{cal } t_u$ ) der einzelnen Stütztypen und aller untersuchten Stützen und die statistische Verteilung der Quotienten  $\text{cal } t_u / \exp t_u$ . In Tabelle 13 sind die statistischen Kenndaten noch einmal dargestellt.

In Fällen, in denen Betonabplatzungen auftraten (Verbundstützen aus Stahlprofilen mit ausbetonierten Seitenteilen und Stahlbetonstützen), wurde die Versagenszeit rechnerisch in der Regel überschätzt. Der Quotient  $\text{cal } t_u / \exp t_u$  ist in diesen Fällen planmäßig größer als 1. Bei planmäßig mittig belasteten Stützen ergaben die Brandversuche an gleichartigen Prüfkörpern Versuchsergebnisse mit starken Streuungen. Die in Tabelle 11 und 12 beschriebenen Stahlbetonstützen mit den lfd. Nummern 02 und 03 ergaben bei Prüfung unter gleichartigen Bedingungen Versagenszeiten von 84 min bzw 138 min. Die Berechnung ergab in diesem Fall  $t_u = 79$  min. Der Quotient  $\text{cal } t_u / \exp t_u$  ist in diesen Fällen häufig nennenswert kleiner als 1, d. h., die Rechnung liefert einen unteren Grenzwert.

Kleinstwert	$x_{\min} = 0,861$	Größtwert	$x_{\max} = 1,503$
Mittelwert	$\bar{x} = 1,007$	Standardabweichung	$s = 0,126$
Anzahl der Versuche	$n = 11$		

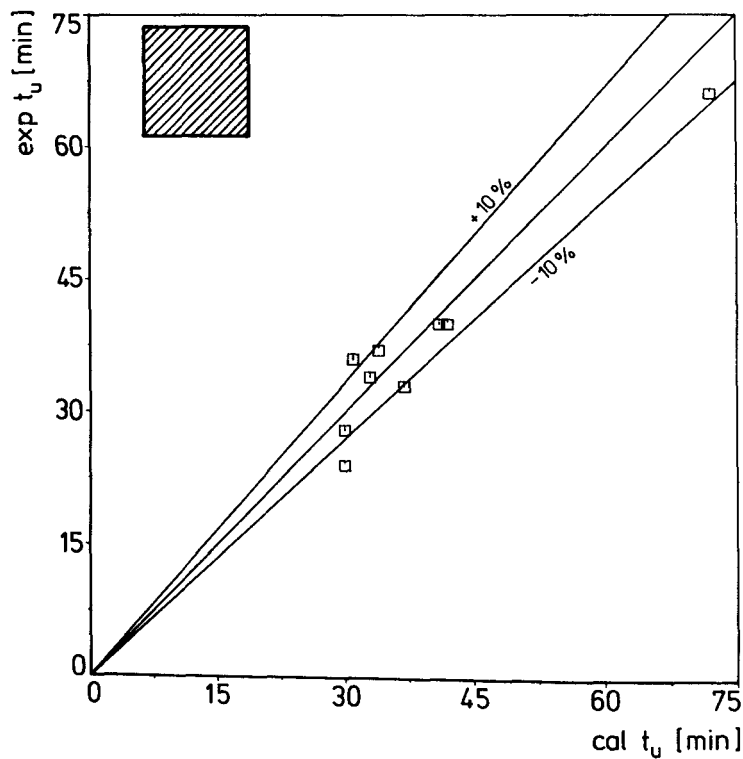
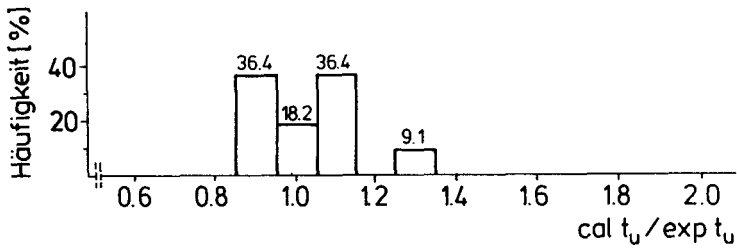


Bild 16: Vergleich der gemessenen ( $\text{exp } t_u$ ) und der berechneten ( $\text{cal } t_u$ ) Versagenszeiten von vollwandigen Stahlprofilstützen

Kleinstwert  $x_{\min} = 0,919$       Größtwert  $x_{\max} = 1,182$   
 Mittelwert  $\bar{x} = 1,040$       Standardabweichung  $s = 0,068$   
 Anzahl der Versuche  $n = 19$

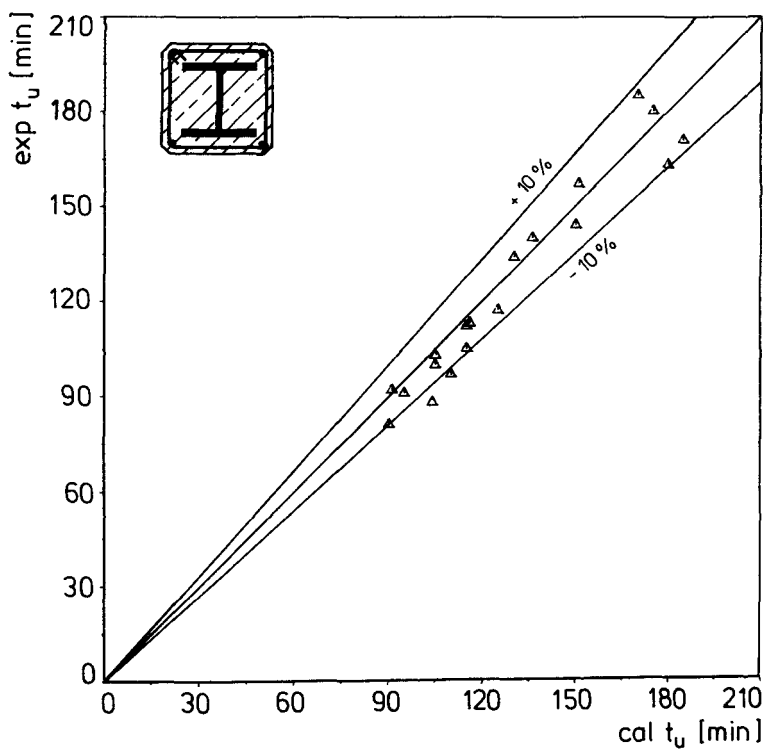
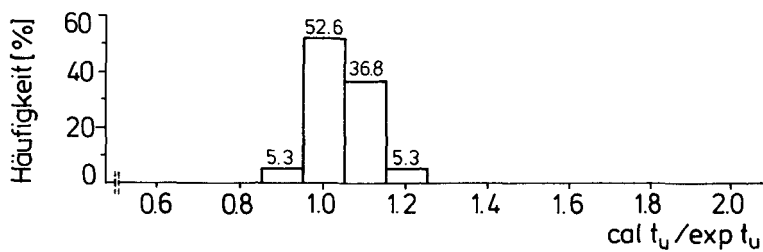


Bild 17: Vergleich der gemessenen ( $\text{exp } t_u$ ) und der berechneten ( $\text{cal } t_u$ ) Versagenszeiten von Verbundstützen aus vollständig einbetonierten Stahlprofilen

Kleinstwert  $x_{\min} = 0,630$       Größtwert  $x_{\max} = 1,509$   
 Mittelwert  $\bar{x} = 1,042$       Standardabweichung  $s = 0,210$   
 Anzahl der Versuche  $n = 43$

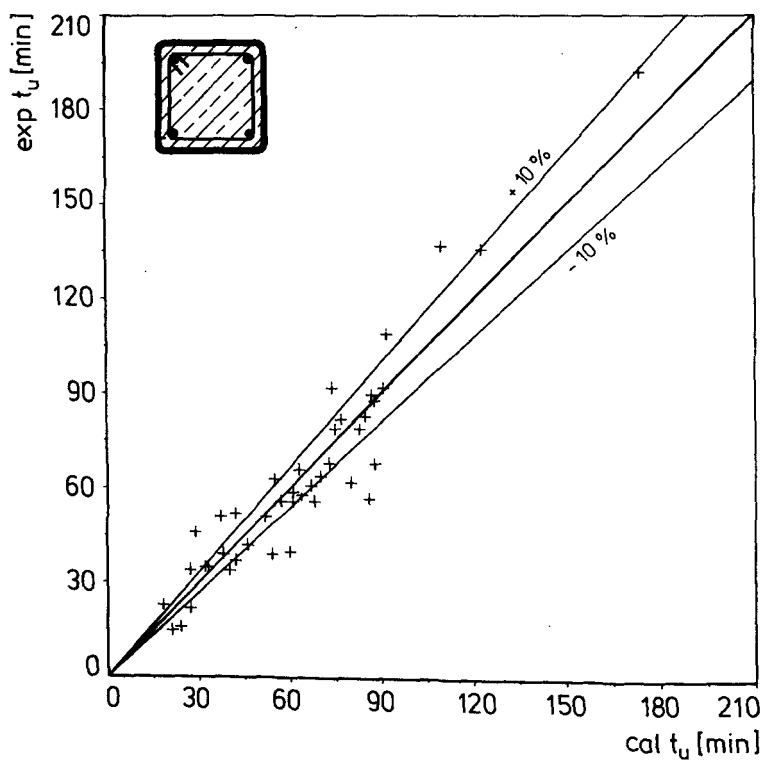
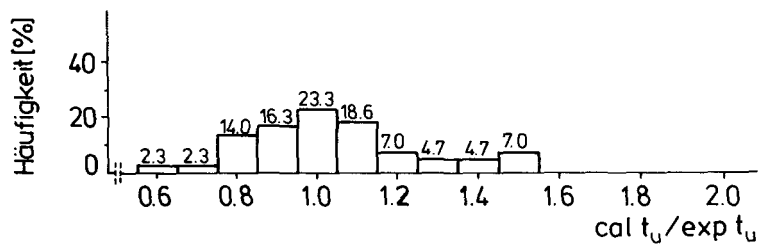


Bild 18: Vergleich der gemessenen ( $\text{exp } t_u$ ) und der berechneten ( $\text{cal } t_u$ ) Versagenszeiten von Verbundstützen aus betongefüllten Hohlprofilen

Kleinstwert  $x_{\min} = 0,831$       Größtwert  $x_{\max} = 1,840$   
 Mittelwert  $\bar{x} = 1,055$       Standardabweichung  $s = 0,219$   
 Anzahl der Versuche  $n = 21$

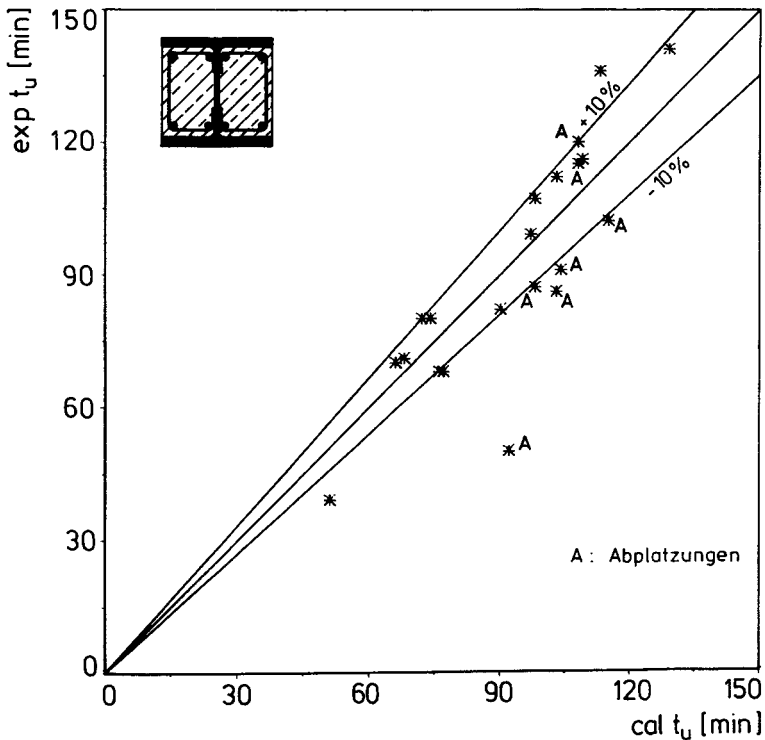
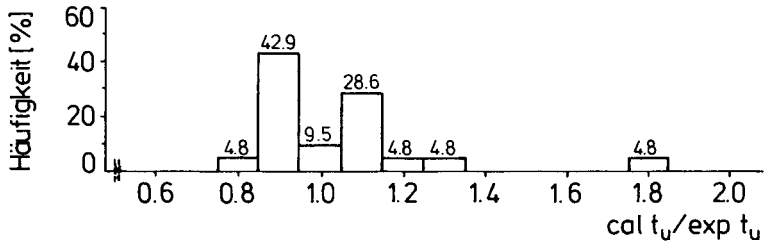


Bild 19: Vergleich der gemessenen (exp  $t_u$ ) und der berechneten (cal  $t_u$ ) Versagenszeiten von Verbundstützen aus Stahlprofilen mit ausbetonierten Seitenteilen



Kleinstwert  $x_{\min} = 0,572$       Größtwert  $x_{\max} = 1,959$   
 Mittelwert  $\bar{x} = 0,966$       Standardabweichung  $s = 0,207$   
 Anzahl der Versuche  $n = 47$

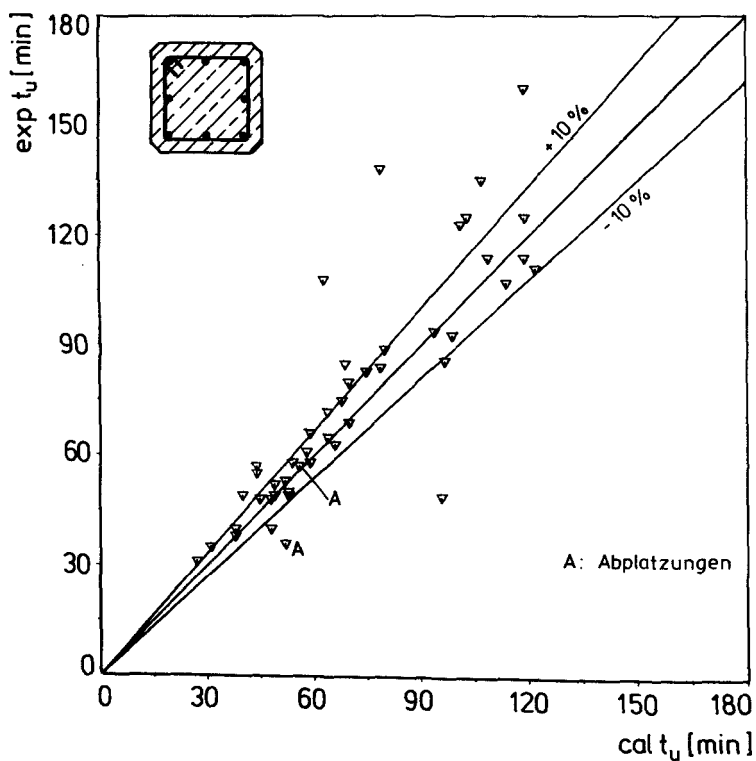
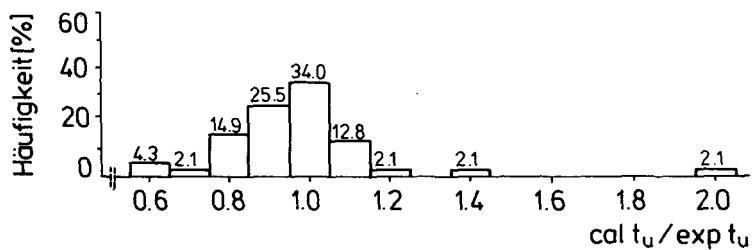


Bild 20: Vergleich der gemessenen ( $\text{exp } t_u$ ) und der berechneten ( $\text{cal } t_u$ ) Versagenszeiten von Stahlbetonstützen

Kleinstwert	$x_{\min} = 0,573$	Größtwert	$x_{\max} = 1,959$
Mittelwert	$\bar{x} = 1,016$	Standardabweichung	$s = 0,193$
Anzahl der Versuche	$n = 141$		

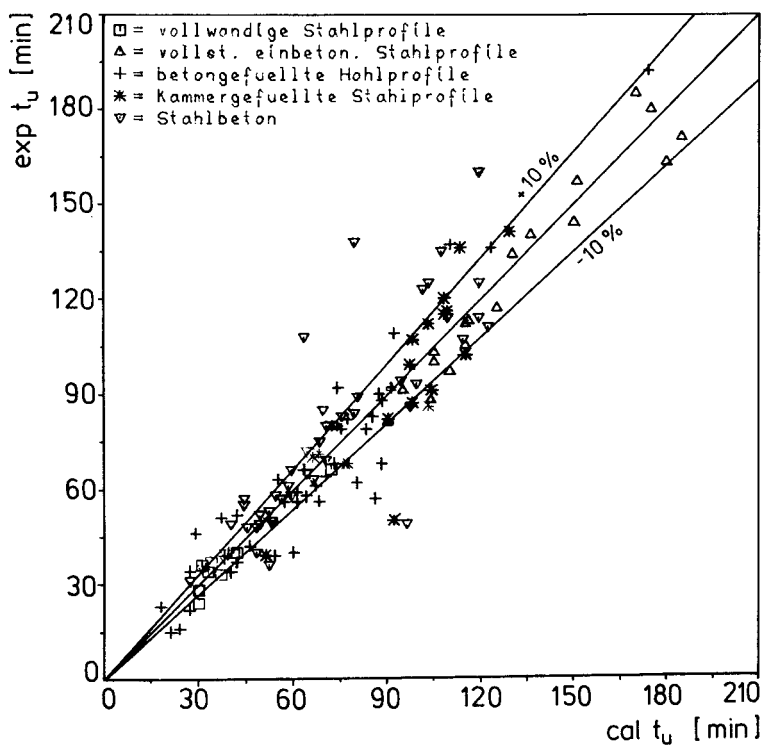
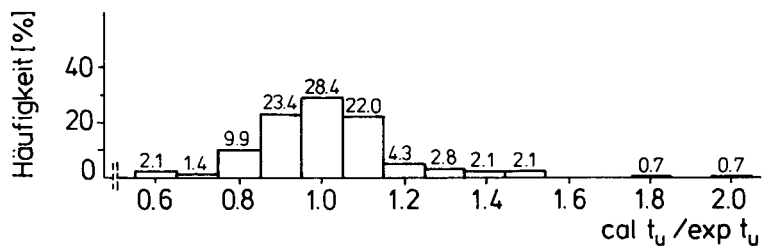


Bild 21: Vergleich der gemessenen ( $\text{exp } t_u$ ) und der berechneten ( $\text{cal } t_u$ ) Versagenszeiten aller untersuchter Stützen

Stützen aus	Mittelwert $\bar{x}$	Standardabw. s	Anzahl n
vollwandigen Stahlprofilen	1,007	0,126	11
vollst. einbeton. Stahlprofilen	1,040	0,068	19
betongefüllten Hohlprofilen	1,042	0,210	43
kammergefüllten Stahlprofilen	1,055	0,219	21
Stahlbeton	0,966	0,207	47
alle Stützen	1,016	0,193	141

Tabelle 13: Statistische Kennwerte für die Verteilung des Quotienten  $\text{cal } t_u / \text{exp } t_u$  der untersuchten Stützen

Im folgenden ist beispielhaft die Nachrechnung des in Tabelle 6 unter der laufenden Nummer 21 angegebenen Brandversuchs beschrieben. Es handelt sich hierbei um eine Verbundstütze aus einem Stahlprofil mit ausbetonierten Seitenteilen.

Profil: HD 400x400x187  
St 37-2  $R_{eH} = 289 \text{ N/mm}^2$

Bewehrung: 12  $\emptyset 18$   $100 \cdot A_s / A_b = 2,54$   
BSt 420 S  $R_{eH} = 476 \text{ N/mm}^2$

Beton : Normalbeton B 45 mit vorwiegend quarzhaltigem Zuschlag  
 $\beta_{w,t} = 62 \text{ N/mm}^2$

Stützenlänge  $l = 5,71 \text{ m}$   
beidseitig gelenkige Lagerung

Belastung  $N_0 = -900 \text{ kN}$

Exzentrizität  $e_0 = -98 \text{ mm}$  gleichsinnig an beiden Stützenenden

Rechenwerte der Wärmeleitzahlen  $\alpha$

Beton  $23 \text{ W/m}^2\cdot\text{K}$

Stahl  $25 \text{ W/m}^2\cdot\text{K}$

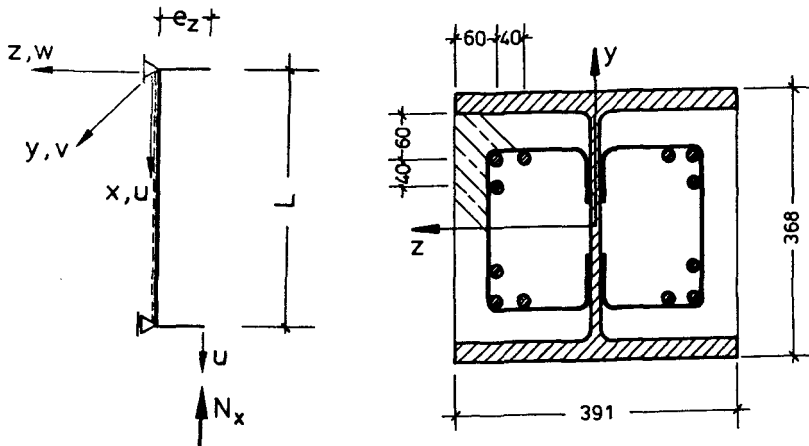
Rechenwerte der Emissionsverhältnisse  $\varepsilon$

Beton  $0,4$

Stahl  $0,6$

Rechenwert der Betonfeuchte  $4 \%$

Die Stütze versagte im Brandversuch nach  $\text{exp } t_u = 120 \text{ min.}$  Die Nachrechnung mit dem Programmsystem STABA-F ergab demgegenüber eine Versagenszeit  $\text{cal } t_u = 108 \text{ min.}$  Damit beträgt in diesem Fall der Quotient  $\text{cal } t_u / \text{exp } t_u = 0,90.$



**Bild 22:** Statisches System und Querschnitt der untersuchten Verbundstütze

A40

## Bauteiltemperaturen: Stahlprofil

HD 400×400×187  
mit ausbetonierten Seitenteilen

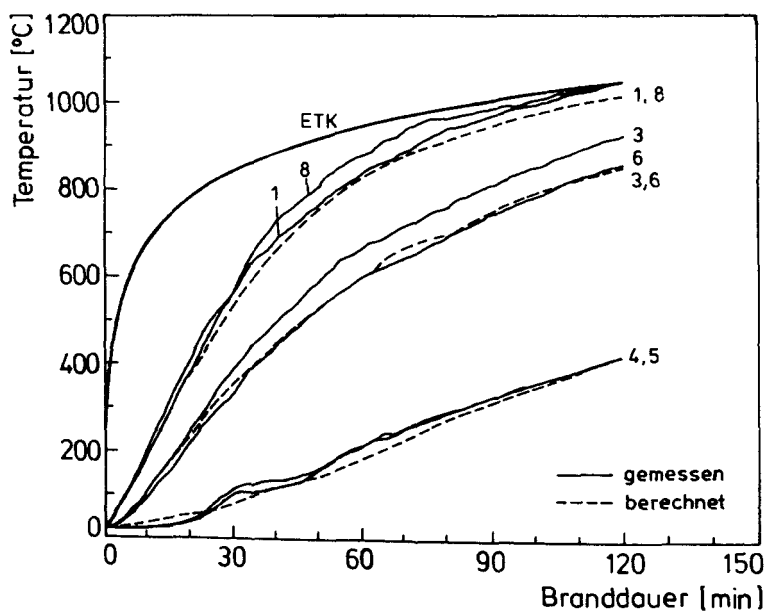
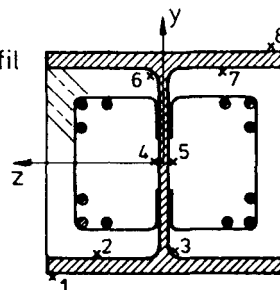


Bild 23: Vergleich gemessener und berechneter Bauteiltemperaturen

A 41

Bauteiltemperaturen: Bewehrung  
HD 400 × 400 × 187  
mit ausbetonierten Seitenteilen

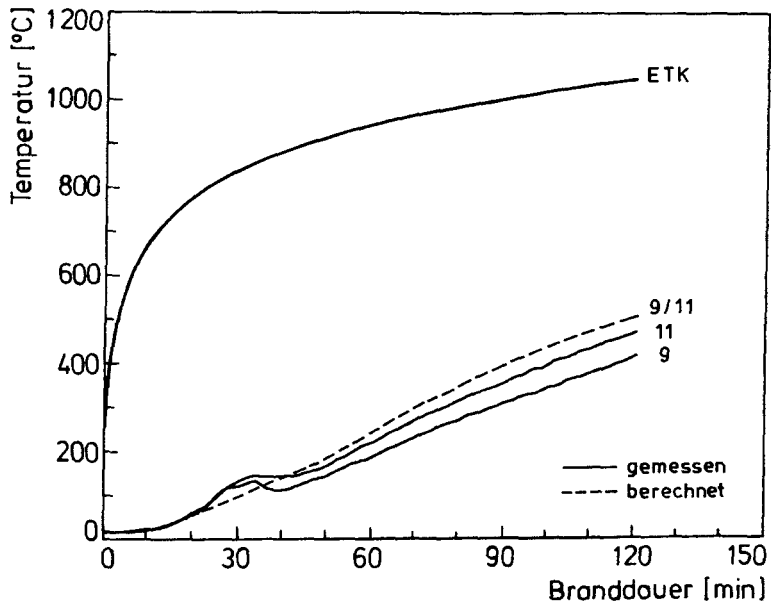
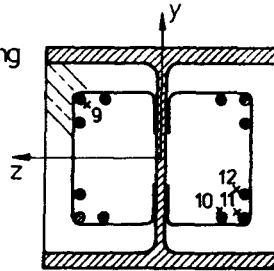


Bild 24: Vergleich gemessener und berechneter Bauteiltemperaturen

Bauteiltemperaturen: Beton

HD 400×400×187  
mit ausbetonierten Seitenteilen

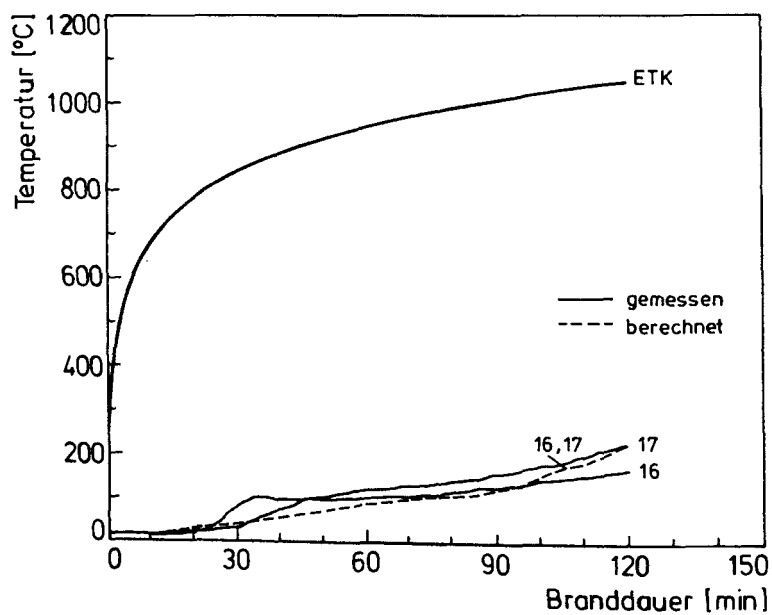
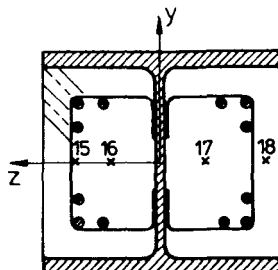
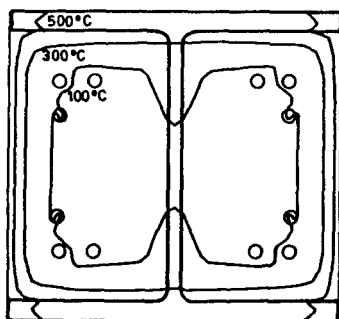
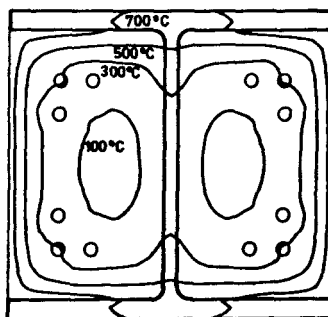


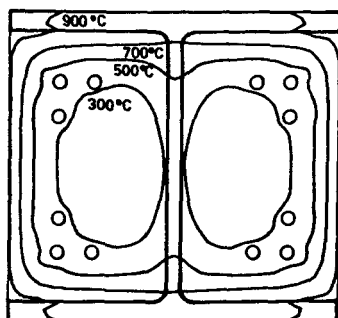
Bild 25: Vergleich gemessener und berechneter Bauteiltemperaturen



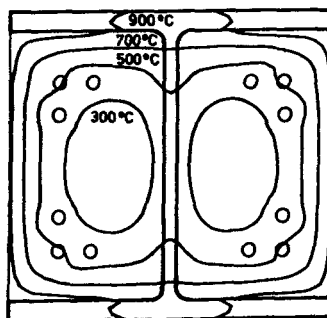
Branddauer 30 min



Branddauer 60 min



Branddauer 90 min



Branddauer 108 min

**Bild 26:** Berechnete Isothermen im Verbundstützenquerschnitt nach vorgegebener Temperatureinwirkung (ETK nach DIN 4102 Teil 2)



Verformungen der Stütze  
 HD 400 x 400 x 187  
 mit ausbetonierten Seitenteilen

$N_x = -900 \text{ kN}$   
 $e_z = -98 \text{ mm}$   
 $L = 5,71 \text{ m}$   
 $\text{cal } t_u = 108 \text{ min}$   
 $\text{exp } t_u = 120 \text{ min}$

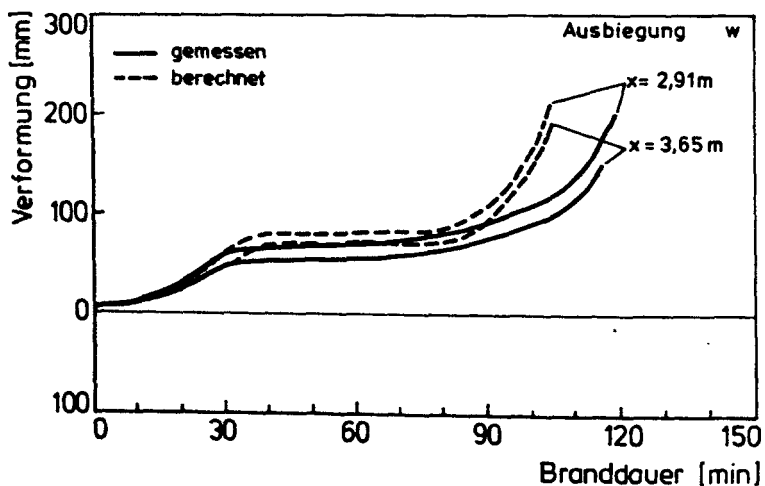
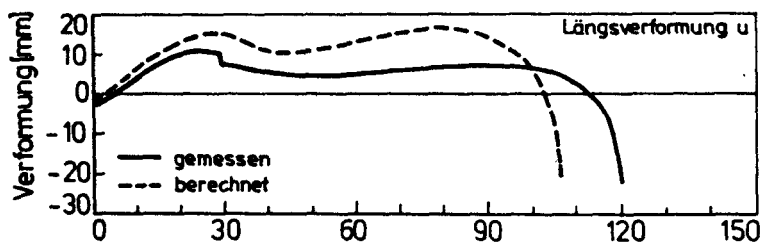
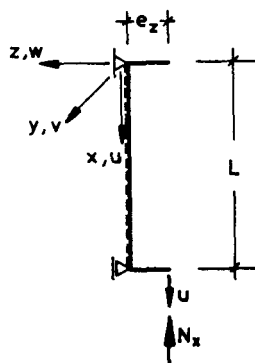


Bild 27: Vergleich gemessener und berechneter Bauteilverformungen

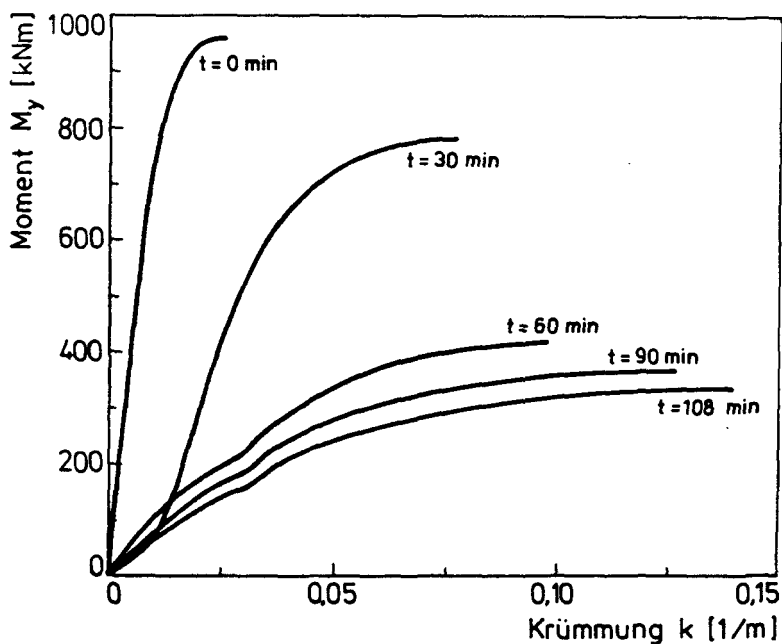


Bild 28: Berechnete Moment/Krümmungsbeziehungen des Verbundstützenquerschnitts nach vorgegebener Brandeinwirkungszeit (ETK nach DIN 4102 Teil 2)

Bei kleinen Krümmungen ist die Steifigkeit nach einer Brandeinwirkungszeit von 30 min geringer als nach längerer Brandeinwirkung. Grund hierfür ist, daß infolge des steilen Temperaturanstiegs zu Beginn der Branddauer äußere Bereiche des Stützenquerschnitts sehr stark erwärmt werden, innere Bereiche aber noch vergleichsweise kalt bleiben. Werden die spannungserzeugenden Dehnungen unter Beachtung der Verträglichkeits- und der Gleichgewichtsbedingung ermittelt, so lagert sich bei geringer Druckbeanspruchung infolge des Temperaturgradienten die Last auf die äußeren Bereiche des Querschnitts um, die temperaturbedingt stark an Steifigkeit eingebüßt haben. Erst bei größeren Verkrümmungen werden die Kernbereiche mit noch großer Tragfähigkeit und Steifigkeit für die Lastabtragung aktiviert. Nach län-

geren Brandeinwirkungszeiten sind die äußeren Bereiche schon bei geringeren Krümmungen nicht mehr in der Lage, die Last abzutragen, so daß die steiferen Kernbereiche aktiviert werden müssen.

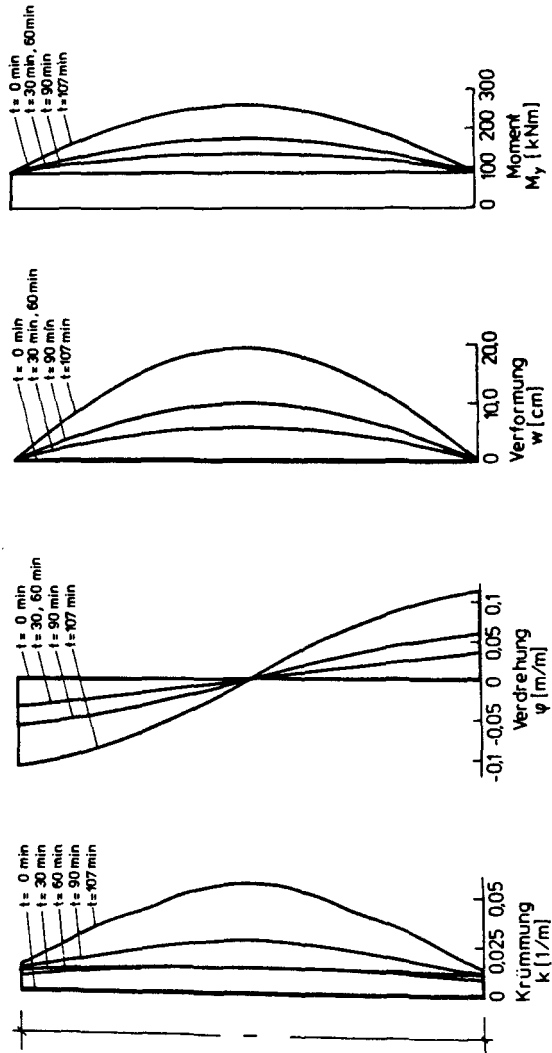


Bild 29: Berechnete Zustandsgrößen  $k_z$ ,  $\varphi$ ,  $w$  und  $M_y$  des Verbundstützenquerschnitts nach vorgegebener Brandeinwirkungszeit (ETK nach DIN 4102 Teil 2)

6 Literaturverzeichnis

- / 1/ Becker, J.; Bizri, H.; Bresler, B.: FIRES-T. A Computer Program for the Fire Response of Structures - Thermal. Report No. UCB FRG 74-1, University of California, 1974.
- / 2/ Schneider, U.; Diederichs, U.; Weiß, R.: Hochttemperaturverhalten von Festbeton. Sonderforschungsbereich 148 "Brandverhalten von Bauteilen", Arbeitsbericht 1975 - 1977, Technische Universität Braunschweig.
- / 3/ Grandjean, G.; Grimault, J.P.; Petit, L.: Détermination de la durée au feu des profils creux remplis de béton. Forschungsbericht Cométube, Paris, CIDECT 15 B/80-10 und Europäische Gemeinschaft für Kohle und Stahl (Nr. 7210 SA 3/302), 1980.
- / 4/ Haß, R.; Klingsch, W.; Walter, R.: Brandversuche an Stahlbetonstützen und Verbundstützen - Versuchsergebnisse und numerische Analyse. Sonderforschungsbereich 148 "Brandverhalten von Bauteilen", Arbeitsberichte 1975 - 1977, 1978 - 1980 und 1984 - 1986, Technische Universität Braunschweig.
- / 5/ Ruge, J.; Winkelmann, O.: Verformungsverhalten von Bau-, Beton- und Spannstählen bei hohen Temperaturen. Sonderforschungsbereich 148 "Brandverhalten von Bauteilen", Arbeitsbericht 1978 - 1980, Technische Universität Braunschweig.
- / 6/ Hoffend, F.: Das Brandverhalten von Stahlstützen - Versuche und Berechnung. Sonderforschungsbereich 148 "Brandverhalten von Bauteilen", Arbeitsberichte 1975 - 1977, 1978 - 1980, 1981 - 1983, Technische Universität Braunschweig.
- / 7/ Kordina, K.; Klingsch, W.: Brandverhalten von Stahlstützen im Verbund mit Beton und von massiven Stahlstützen ohne Beton. Studiengesellschaft für Anwendungstechnik von Eisen und Stahl e. V., Düsseldorf, Projekt 35, und Europäische Gemeinschaft für Kohle und Stahl (Nr. 7210 SA 1/108), 1983.

- / 8/ Kordina, K.; Quast, U.: Bemessung von schlanken Bauteilen - Knicksicherheitsnachweis. Betonkalender 1983, Verlag W. Ernst u. Sohn, Berlin-München.
- / 9/ Schleich, J.B.: Une nouvelle technologie dans la construction en acier résistant au feu, Revue RILEM, Matériaux et Constructions 17, 1984.
- /10/ Hoffend, F.: Calculation of Critical Temperatures of Fire-Exposed Steel Columns. ECCS-3/4 (G), 1984.
- /11/ Quast, U.; Haß, R.; Rudolph, K.: STABA-F: Berechnung des Trag- und Verformungsverhaltens von einachsig gespannten Bauteilen unter Feuerangriff. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1984.

#### Normen und Vorschriften

- DIN 1045 "Beton und Stahlbeton: Bemessung und Ausführung", Ausgabe Dezember 1978
- DIN 4102 "Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen"  
Teil 2: "Bauteile: Begriffe, Anforderungen und Prüfungen", Ausgabe September 1977
- DIN 4114 "Stahlbau: Stabilitätsfälle (Knickung, Kippung, Beulung), Berechnungsgrundlagen", Ausgabe Juli 1952 mit dem Ergänzungserlaß von 1973
- DIN 18 800 "Stahlbauten"  
Teil 1: "Bemessung und Konstruktion", Ausgabe März 1981
- DIN 18 806 "Verbundkonstruktionen"  
Teil 1: "Verbundstützen", Ausgabe März 1984





In der Schriftenreihe des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, die im Selbstverlag herausgegeben wird, sind bisher erschienen: (ISSN 0178-5796)

- Heft 1: Über das Verdunstungsverhalten und den Nachweis öligler Holzschutzmittel (Dissertation). (1962)  
von Rolf Deters -vergriffen-
- Heft 2: Das Verhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen unter Feuerangriff. (1963)  
von Karl Kordina -vergriffen-
- Heft 3: Zur Stabilitätsfrage des Zweigelenkbogens mit biegeweichem Zugband und schlaffen Hängestangen (Diss.) (1963).  
von Josef Eibl -vergriffen-
- Heft 4: Ein Verfahren zur Bestimmung des Vorspannverlustes infolge Schlupf in der Verankerung. Zur Frage der Temperaturbeanspruchung von kreiszylindrischen Stahlbetonsilos. (1964)  
von Karl Kordina und Josef Eibl -vergriffen-
- Heft 5: Über den Schalungsdruck von Frischbeton (Diss.). (1964)  
von Helmut Ertingshausen
- Heft 6: Transportphänomene in Betonporen (Diss.). (1966)  
von Nils Valerian Waubke
- Heft 7: Ein Beitrag zur rechnerischen Bemessung von brandbeanspruchten balkenartigen Stahlbetonbauteilen. (Diss.) (1967).  
von Herbert Ehm -vergriffen-
- Heft 8: Möglichkeiten der Bestimmung der kritischen Last von Stab- und Flächentragwerken mit Hilfe ihrer Eigenfrequenz (Diss.). (1967)  
von Joachim Steinert -vergriffen-
- Heft 9: Untersuchungen an dämmschichtbildenden Feuerschutzmitteln (Diss.). (1967)  
von Axel Lämmke -vergriffen-
- Heft 10: Beitrag zur Frage der Kippstabilität aufgehängter Balkenträger und gerader, flächenartiger Träger (Diss.) (1968).  
von Kamal Fouad Rafla -vergriffen-
- Heft 11: Die Traglast von offenen, kreisförmigen Stahlbetonquerschnitten - Brazier-Effekt - (Diss.). (1968)  
von György Iványi -vergriffen-
- Heft 12: Brandverhalten verschiedener Bauplatten aus Baustoffen der Klassen A und B, insbesondere aus Baustoffen der Klasse A 2. (1969)  
von Claus Meyer-Ottens -vergriffen-



- Heft 13: Zum Tragverhalten von kreisförmigen Doppelsilos unter Berücksichtigung der Eigensteifigkeit des Füllgutes. (Diss.) (1969).  
von Günther Fuchs -vergriffen-
- Heft 14: Wände aus Holz und Holzwerkstoffen unter Feuerangriff. (1970)  
von Claus Meyer-Ottens -vergriffen-
- Heft 15: Beurteilung von Bauwerksfestigkeiten an Hand von Betongütemürfeln und -bohrproben (Diss.). (1970)  
von Ralf Lewandowski -vergriffen-
- Heft 16: Untersuchungen zur Frage der Rissesicherung von leichten Trennwänden aus Gips-Wandbauplatten. (Diss.) (1970).  
von Fritz Joachim Neubauer -vergriffen-
- Heft 17: Brandverhalten von Bauteilen aus dampfgehärtetem Gasbeton. (1970)  
von Claus Meyer-Ottens und Karl Kordina
- Heft 18: Die Stahlblech-Holz-Nagelverbindung und ihre Anwendung - Grundlagen und Bemessungsvorschläge -. (Diss.) (1971).  
von Wilfried Bödeker
- Heft 19: Bauaufsichtliche Brandschutzvorschriften - Beispiele für ihre Erfüllung bei Wänden, Brandwänden und Decken -. (1971)  
von Claus Meyer-Ottens -vergriffen-
- Heft 20: Das Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonbrückenpfeilern mit Rollenlagern (Diss.). (1972)  
von Kurt Liermann
- Heft 21: Zum Trag- und Verformungsverhalten ebener Stockwerksrahmen aus Stahlbeton. (Diss.) (1972).  
von Béla Jankó
- Heft 22: Zur Frage des Spannungsrißkorrosionsverhaltens kohlenstoffarmer Betonstähle in Nitratlösungen unter Berücksichtigung praxisnaher Verhältnisse (Diss.). (1972)  
von Ulf Nürnberger
- Heft 23: Zur Frage der Abplatzungen an Betonbauteilen aus Normalbeton bei Brandbeanspruchung. (Diss.) (1972).  
von Claus Meyer-Ottens -vergriffen-
- Heft 24: Über die Steinkohlenflugasche und ihre Wirkung auf die Eigenschaften von Leichtbeton mit geschlossenem Gefüge im frischen und festen Zustand (Diss.). (1973)  
von Hassan Taha El-Arousy

- Heft 25: Mechanismen der Spannungskorrosion von Spannstählen im Hinblick auf ihr Verhalten in Spannbetonkonstruktionen (Diss.). (1973)  
von Günter Rieche
- Heft 26: Beitrag zur rechnerischen Ermittlung von Zwangsschnittgrößen unter Berücksichtigung des wirklichen Verformungsverhaltens des Stahlbetons (Diss.). (1974)  
von Eckhard Tennstedt
- Heft 27: Zur Kinetik festigkeitsmindernder Reaktionen in Normalbetonen bei hohen Temperaturen (Diss.) (1973).  
von Ulrich Schneider -vergriffen-
- Heft 28: Ein dreiparametrisches, komplexes Ultraschall-Prüfverfahren für die zerstörungsfreie Materialprüfung im Bauwesen (Diss.). (1974)  
von Jürgen Neisecke -vergriffen-
- Heft 29: Traglastermittlung an Stahlbeton-Druckgliedern. (1974)  
von Karl Kordina, Peter Maack und Olaf Hjorth
- Heft 30: Berücksichtigung der Torsionssteifigkeit von Randbalken bei Stahlbetondecken. (1974)  
von Josef Eibl und György Iványi -vergriffen-
- Heft 31: Stabilitätsnachweise von Rahmensystemen im Stahlbetonbau. (1974)  
von Karl Kordina und Béla Jankó
- Heft 32: Ein Beitrag zur Frage der Festigkeiten und des Verbundverhaltens von Stahl und Beton bei hohen Beanspruchungsgeschwindigkeiten (Diss.) (1976).  
von Olaf Hjorth -vergriffen-
- Heft 33: Traglastberechnung instationär thermisch belasteter Stahlbetondruckglieder mittels zwei- und dreidimensionaler Diskretisierung. (Diss.) (1976).  
von Wolfram Klingsch -vergriffen-
- Heft 34: Thermische Zerstörung natürlicher Zuschlagstoffe im Beton (Diss.). (1977)  
von Farid Djamous -vergriffen-
- Heft 35: Zur Frage des Trag- und Verformungsverhaltens ebener Stahlbetonrahmen im Brandfall (Diss.). (1977)  
von Ataman Haksever -vergriffen-
- Heft 36: Ein Beitrag zur Traglastermittlung von vierseitig gelagerten Stahlbetonwänden (Diss.) (1977).  
von Karl-Heinz Storkebaum
- Heft 37: Zur thermischen Beanspruchung von Außenstützen im Brandfall (Diss.). (1977)  
von Rolf Bechtold

- Heft 38: Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit von Kiesbeton aus dem Wassereindringverhalten. (1978)  
von Joachim Steinert
- Heft 39: Ein haufwerkstheoretisches Modell der Restfestigkeit geschädigter Betone (Diss.) (1978).  
von Rolf Weiß
- Heft 40: Zum Schwingkriechen von Beton (Diss.). (1978)  
von Willi Alda
- Heft 41: Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbalken mit rechteckigem Querschnitt unter kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion (Diss.). (1979)  
von Manfred Teutsch
- Heft 42: Ein Beitrag zur Frage des Kriechens und der Relaxation von Beton unter hohen Temperaturen. (Habil.-Schr.)(1979).  
von Ulrich Schneider -vergriffen-
- Heft 43: Veröffentlichungen 1967 - 1979.(1979).
- Heft 44: Druckmessungen in Silozellen mit einer neu entwickelten Sonde. (1979)  
von Karl Kordina und Helmut Fröning
- Heft 45: Ein Beitrag zur Zuverlässigkeit frei gelagerter Stahlbetonstützen unter genormter Brandeinwirkung. (Diss.) (1980).  
von Volker Henke -vergriffen-
- Heft 46: Wärmebilanzrechnungen für Brandräume mit unterschiedlichen Randbedingungen (Teil I). (1981)  
von Ulrich Schneider und Aysen Haksever -vergriffen-
- Heft 47: Partiiell brandbeanspruchte Stahlbetondecken - Berechnung des inneren Zwanges mit einem Scheibenmodell - (Diss.). (1981)  
von Robert Walter
- Heft 48: Zum Verformungsverhalten gerissener Stahlbetonbalken unter Einschluß der Mitwirkung des Betons auf Zug in Abhängigkeit von Last und Zeit (Diss.). (1981)  
von Björn Svensvik
- Heft 49: Veröffentlichungen 1967 - 1981.(1981).
- Heft 50: Die Steifigkeit und das Verformungsverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbalken unter kombinierter Beanspruchung aus Torsion, Biegemoment, Querkraft und Axialkraft. (1982)  
von Surendra K. Ojha
- Heft 51: Zusammenstellung und Anwendung Bayes'scher Verfahren bei der Stichprobenbeurteilung. (1982)  
von Volker Henke

- Heft 52: Stahlbetonstützen mit Rechteckquerschnitten bei natürlichen Bränden (Habil.-Schr.TU Istanbul). (1982)  
von Ataman Haksever
- Heft 53: Untersuchung des Reiß- und Verformungsverhaltens segmentärer Spannbetonbauteile (Diss.). (1982)  
von Viggo Weber
- Heft 54: Zur Tragfähigkeit von Verklebungen zwischen Baustahl und Beton - Geklebte Bewehrung -. (Diss.) (1982).  
von Ernst-Holger Ranisch -vergriffen-
- Heft 55: Zum Einfluß tiefer Temperaturen auf Festigkeit und Verformung von Beton. (Diss.) (1982).  
von Günter Wiedemann -vergriffen-
- Heft 56: Ein geometrisch und physikalisch nichtlineares Rechenmodell zur optimalen Biegebemessung ebener Stahlbetonrahmen(Diss.)(1982).  
von Reiner Timm
- Heft 57: Untersuchungen über den Verbund zwischen Stahl und Beton bei hohen Temperaturen (Diss.). (1983)  
von Ulrich Diederichs
- Heft 58: Wärmebilanzrechnungen in Verbindung mit Versuchen in Brandräumen (Teil II). (1983)  
von Ulrich Schneider
- Heft 59: Wärmebilanzrechnungen in Brandräumen unter Berücksichtigung der Mehrzonenmodellbildung (Teil III). (1983)  
von Reinhold Dobbernack und Ulrich Schneider
- Heft 60: Verbesserungen und Erweiterungen von Ultraschallprüfverfahren zur zerstörungsfreien Fehlstellen- und Qualitätskontrolle von Betonbauteilen (Diss.). (1983)  
von Wolfgang Hillger
- Heft 61: Zur Wirklichkeitsnähe der Lastannahmen in Silovorschriften für Zellen aus Stahlbeton und Spannbeton. (Diss.)(1984).  
von Franz Blume
- Heft 62: Das Durchstanzen von Platten aus Stahlbeton - Tragverhalten, Berechnung, Bemessung - (Diss.). (1984)  
von Diedrich Nölting
- Heft 63: Tragverhalten von Stahlbetonplatten im baupraktischen Einbauzustand bei Brandbeanspruchung (Diss.). (1985)  
von Jürgen Wesche
- Heft 64: Untersuchungen zur Technologie des Gleitschalungsbaus (Diss.). (1985)  
von Siegfried Droese

- Heft 65: Forschungsarbeiten 1978 -1983. (1984)
- Heft 66: Einfluß der Verbundart auf die Grenztragfähigkeit von Spannbetonhalken. (Diss.)(1985).  
von Josef Hegger
- Heft 67: Zum Tragverhalten von Verankerungen für hochfeste Stäbe aus Glasfaserverbundwerkstoff als Bewehrung im Spannbetonbau (Diss.). (1985)  
von Bernhard Kepp
- Heft 68: Zum Einfluß hoher Temperaturen auf das Verbundverhalten von einbetonierten Bewehrungsstäben (Diss.). (1985)  
von Helmut Sager
- Heft 69: Zur praxisierechten brandschutztechnischen Beurteilung von Stützen aus Stahl und Beton (Diss.). (1986)  
von Rüdiger Haß
- Heft 70: 17. Forschungskolloquium des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton. März 1986. Kurzfassungen der Beiträge. (1986).
- Heft 71: Versuche zur Festigkeit und Verformung von Beton unter zweiaxialer Beanspruchung und hohen Temperaturen. (Diss.) (1986).  
von Christian Ehm
- Heft 72: Zum Riß- und Verformungsverhalten von stahlfaserverstärkten Stahlbetonstäben unter Längszug. (Diss.). (1986).  
von Kurt Hartwich
- Heft 75: Fachseminar Neue Bemessungsregeln durch Änderung der Stahlbeton- und Spannbetonvorschriften DIN 1045, DIN 4227. Kurzfassungen der Beiträge. (1986).

