

Bemessung von Tragsystemen mehrgeschossiger Gebäude in Stahlbauweise für realistische Brandbeanspruchung

Vom Fachbereich Bauingenieurwesen
der Technischen Universität Carolo-Wilhelmina
zu Braunschweig

zur Erlangung des Grades eines
Doktor-Ingenieurs (Dr.-Ing.)

genehmigte

D i s s e r t a t i o n

von

Dipl.-Ing. Jochen Zehfuß
aus Braunschweig

Eingereicht am: 06.02.2004

Mündliche Prüfung am: 11.06.2004

Berichterstatter: Univ.-Prof. Dr.-Ing. D. Hosser

Berichterstatter: Univ.-Prof. Dr.-Ing. P. Schaumann

VORWORT

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit am Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz (iBMB) der Technischen Universität Braunschweig. Ein Teil der Arbeit basiert auf den Ergebnissen des von der Stiftung Industrieforschung geförderten Forschungsvorhabens „Theoretische und experimentelle Untersuchungen zum erforderlichen Brandschutz mehrgeschossiger Gebäude in Stahlbauweise“.

Mein besonderer Dank gilt Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. D. Hosser, der diese Arbeit durch seine fachliche Unterstützung, Ideengebung und Betreuung in besonderer Weise förderte und die Berichterstattung übernahm.

Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. P. Schaumann (Universität Hannover) danke ich für die Übernahme des Korreferats sowie die kritische Durchsicht der Arbeit.

Ein Dank gebührt auch Univ.-Prof. Dr.-Ing. U. Peil, der den Vorsitz der Prüfungskommission übernahm und Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. T. Ummenhofer für die Beteiligung an der Prüfung.

Durch die Unterstützung der Fa. Goldbeck Bau, Bielefeld, die mir dankenswerterweise Unterlagen und Pläne zur Verfügung stellte, wurde die Anwendung der in der vorliegenden Arbeit durchgeführten numerischen Berechnungen auf praxismgerechte Konstruktionen ermöglicht.

Bei den Mitarbeiterinnen und Mitarbeitern des Fachgebiets möchte ich mich für die stets gute Zusammenarbeit bedanken. Aus diesem Kreis will ich besonders Herrn Dr.-Ing. E. Richter für seinen fachlichen Rat und seine ausdauernde Diskussionsbereitschaft sowie meine Hiwine Stephanie Haß für ihre starke Unterstützung, vor allem in der Schlussphase der Arbeit, hervorheben. Für das mühsame Korrekturlesen des Manuskriptes danke ich meinen Freunden Fabian Kirsch und Matthias Schallert sowie den Kollegen Olaf Riese, Karen Paliga und Karl Wolf.

Bei meinen Eltern, meiner Schwester Inka, meiner Lebensgefährtin Karen Nolden und meinen Freunden bedanke ich mich für all ihre Liebe und Geduld. Ohne ihr Verständnis und ihren Glauben an mich wären mir die nächtlichen Stunden im Institut in der Endphase der Arbeit erheblich schwerer gefallen.

Braunschweig, im August 2004

Jochen Zehfuß

ABSTRACT

The current basis of requirements regarding fire-protection in building codes in Germany and most other countries of the world is the ISO 834 temperature-time curve. It is supposed to cover all boundary conditions concerning fire load, ventilation and construction on the safe side. Because of this simplified design basis and the design of single components isolated of the overall structure, excessive requirements may partially result. These requirements can lead to a disadvantage of the steel construction compared to solid constructions. Consequently, steel structures usually have to be protected.

A fire safety design that considers the actual boundary conditions has to take into account the load-bearing and deformation behaviour of structural elements embedded in the entire structure. In this dissertation a method is presented that can be used to describe the thermal action of natural fires in multi-storey buildings considering a realistic fire spread. It is shown how the load carrying capacity of multi-storey steel-composite structures can be utilised considering the load redistribution of fire-exposed parts of the structure to non fire-exposed parts. As a result of a so-called risk-oriented fire safety design method, excessive requirements and costs of fire protection materials can be reduced.

On the basis of a defined design fire temperature-time curves of natural fires are determined by heat balance simulations and formulated in simplified equations as so-called real fire curves. The real fire curves are validated by comparison calculations as well as experimental data. In contrast to the ISO 834 temperature-time curve the thermal action of a fire in multi-storey residential and office buildings can be grasped realistically by the real fire curves. The real fire curves enable a simplified method to ascertain the thermal exposures of a natural fire to the structure without applying sophisticated heat balance models. In comparison to existing simplified methods for calculating the temperature-time-curve of a natural fire, the real fire curves offer a lot of advantages: They are based on an internationally accepted approach of the rate of heat release, they consider the actual ventilation conditions and the modification of the boundary conditions (breakage of glass, compartmentation failure, cell construction, fire fighting) as well.

By numeric simulations on the basis of a validated computer model it is shown, how steel and composite structural systems can be optimised to reduce the forces caused by the axial and flexural restraint in case of a fire. For different fire scenarios the load and deformation behaviour of a module-like building system is investigated. It is shown that unprotected steel members can be used if they are embedded in an overall structure and some rules of structural detailing are observed. Therefor a realistic development of the fire considering a successive fire spread has to be taken into account. For structural restoration and repair after a fire building systems with pinned steel connections and prefabricated floor slabs offer advantages. Due to the module-like assembly of the structure steel girders and floor slabs in the affected area can be removed without endangering the stability of the rest of the structure.

INHALT

HÄUFIG VERWENDETE FORMELZEICHEN UND ABKÜRZUNGEN	VII
1 EINLEITUNG	1
1.1 Problemstellung	1
1.2 Zielsetzung	2
2 STAND DER ERKENNTNISSE	6
2.1 Thermische Einwirkungen von Bränden auf Tragwerke	6
2.1.1 Lastfall Brand	6
2.1.2 Einheitstemperaturzeitkurve	9
2.1.3 Temperaturzeitkurven für natürliche Brände	10
2.1.4 Simulation von Bränden	15
2.1.5 Verfahren mit äquivalenter Branddauer	16
2.1.6 Bewertung der vorgestellten Verfahren	18
2.2 Grundlagen für die Berechnung der Tragwerke im Brandfall	20
2.2.1 Hochtemperaturverhalten der Baustoffe	20
2.2.2 Thermische Materialeigenschaften	21
2.2.3 Mechanische Materialeigenschaften	23
2.2.4 Materialeigenschaften für die Abkühlphase	24
2.3 Berechnungsverfahren für die brandschutztechnische Bemessung	25
2.3.1 Allgemeines	25
2.3.2 Thermische Analyse	25
2.3.3 Mechanische Analyse	26
2.4 Trag- und Verformungsverhalten von Einzelbauteilen und Gesamttragwerken im Brandfall	27
2.4.1 Allgemeines	27
2.4.2 Ausbildung von Zwangsschnittgrößen	27
2.4.3 Lastumlagerung durch Deckenplatten	34
2.4.4 Verhalten der Verbindungen	37
2.4.5 Großmaßstäbliche Versuche in Cardington	38

3	REALE BRÄNDE IN MEHRGESCHOSSIGEN GEBÄUDEN	41
3.1	Bemessungs-Brandszenario und Bemessungsbrand	41
3.1.1	Allgemeines	41
3.1.2	Bemessungsbrand und Energiefreisetzungsrates für mehrgeschossige Wohn- und Bürogebäude	42
3.2	Entwicklung von Realbrandkurven	48
3.2.1	Allgemeines	48
3.2.2	Zeitlicher Verlauf	50
3.2.3	Ventilationsgesteuerte Brände	50
3.2.4	Brandlastgesteuerte Brände	51
3.2.5	Qualitativer Verlauf	53
3.3	Flash over	54
3.4	Raumzellenbrände	56
3.5	Validierung der entwickelten Realbrandkurven	59
3.5.1	Allgemeines	59
3.5.2	Vergleichsrechnungen mit einem Wärmebilanzmodell	59
3.5.3	Nachrechnungen von dokumentierten Brandversuchen	61
3.5.4	Validierungsversuch	66
3.6	Zusammenfassung	73
4	TRAGWERKSANALYSE IM BRANDFALL	74
4.1	Rechenmodell	74
4.1.1	Allgemeines	74
4.1.2	Methodik	74
4.1.3	Grundlagen der Wärmeübertragung	76
4.1.4	Strukturmechanische Berechnung	79
4.1.5	Vorgehensweise mit ANSYS	80
4.2	Validierung des Rechenmodells	82
4.2.1	Allgemeines	82
4.2.2	Rechengrundlagen	83
4.2.3	Nachrechnung von Versuchen	87
4.2.4	Zusammenfassung	95
4.3	Versagenskriterien	95

5	BRANDSCHUTZTECHNISCH OPTIMIERTES SYSTEM	98
5.1	Allgemeines	98
5.2	Optimierung der Träger-Stützenanschlüsse	99
5.2.1	Allgemeines	99
5.2.2	Berechnung der Anschlüsse im Brandfall	100
5.3	Trag- und Verformungsverhalten des Gesamttragwerks	108
5.3.1	Randbedingungen	108
5.3.2	Szenario 1 - Beflammter Nebenträger	112
5.3.3	Szenario 2 - Realbrand im Außenfeld	123
5.3.4	Szenario 3 - Realbrand im Eckfeld	128
5.3.5	Szenario 4 - Realbrand im Innenfeld	132
5.3.6	Szenario 5 - Realbrand mit sukzessiver Brandausbreitung	137
5.3.7	Szenario 6 - Vollbrand (ETK) in der gesamten Nutzungseinheit	141
6	EMPFEHLUNGEN FÜR DIE PRAXIS	144
6.1	Allgemeines	144
6.2	Randbedingungen	144
6.2.1	Allgemeines	144
6.2.2	Brandschutzmaßnahmen	145
6.3	Vorbemessung	145
6.4	Wiederinstandsetzung	148
6.5	Fazit	149
7	ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK	151
	LITERATUR	154
	Monographien, Handbücher und Aufsätze	154
	Normen und Richtlinien	161
	ANHANG	
A	GROßMAßSTÄBLICHE VERSUCHE IN CARDINGTON	
B	ABLEITUNG DER WÄRMESTROM-MATRIZEN	
C	TRAG- UND VERFORMUNGSMECHANISMEN IM BRANDFALL	

HÄUFIG VERWENDETE FORMELZEICHEN UND ABKÜRZUNGEN

Soweit im Text nicht anders vermerkt, werden die im Folgenden aufgeführten Formelzeichen und Abkürzungen verwendet.

Große Lateinische Buchstaben

A	Fläche
A_f	Brandfläche
A_t	Gesamtfläche der umfassenden Bauteile mit Öffnungsflächen
A_T	Gesamtfläche der umfassenden Bauteile ohne Öffnungsflächen
A_w	Öffnungsfläche
D	Matrix der Wärmeleitfähigkeit
E	Elastizitätsmodul
F	Kraft
H	Höhe
H_{eff}	effektive Verbrennungswärme
H_u	unterer Heizwert
K	Steifigkeitsmatrix
M	Biegemoment (Schnittgröße)
N	Normalkraft (Schnittgröße)
O	Öffnungsfaktor
P	Zwangkraft
Q	Brandlast
Q_1	Brandlast, die in der Brandentwicklungsphase verbrannt wird
Q_2	Brandlast, die in der Vollbrandphase verbrannt wird
Q_3	Brandlast, die in der Abklingphase verbrannt wird
Q_x	Brandlast bei einer Brandlastdichte von $x \text{ MJ/m}^2$
\dot{Q}	Energiefreisetzungsrate (allgemein)
\dot{Q}_f	Energiefreisetzungsrate beim brandlastgesteuerten Brand
$\dot{Q}_{f,A}$	flächenbezogene Energiefreisetzungsrate
\dot{Q}_{fo}	kritische Energiefreisetzungsrate, bei der flash over eintritt
\dot{Q}_{max}	maximale Energiefreisetzungsrate
$\dot{Q}_{max,f}$	maximale Energiefreisetzungsrate beim brandlastgesteuerten Brand
$\dot{Q}_{max,v}$	maximale Energiefreisetzungsrate beim ventilationsgesteuerten Brand

VIII

\dot{Q}_v	Energiefreisetzungsrage beim ventilationsgesteuerten Brand
SB	Stefan-Boltzmann Konstante
T	Temperatur (allgemein)
T_0	Temperatur zu Brandbeginn
T_1	Temperatur zu dem Zeitpunkt, an dem die Vollbrandphase beginnt
T_2	Temperatur zu dem Zeitpunkt, an dem die Vollbrandphase endet
T_3	Temperatur zu dem Zeitpunkt, an dem die komplette Brandlast verbrannt ist
T_a	Umgebungstemperatur
T_{crit}	kritische Temperatur
T_g	Heißgastemperatur
T_m	Oberflächentemperatur eines Bauteils
V	Volumen

Kleine Lateinische Buchstaben

a	Temperaturleitzahl
b	thermische Eigenschaft der Umfassungsbauteile
b_w	Breite der Öffnung
c_p	spezifische Wärme
e	Lasteinzugsbreite
f	Fließspannung (allgemein)
f_{ck}	charakteristischer Wert der Betondruckfestigkeit
f_{yk}	charakteristischer Wert der effektiven Fließgrenze
h	Höhe
h_w	Höhe der Öffnung
k	Faktor zur Berechnung von Temperaturen brandlastgesteuerter Brände
l	Länge
m_a	Massenstrom in den Brandraum
m_g	Massenstrom aus der Brandraumöffnung
\dot{m}	Abbrandrate
\dot{m}''	flächenspezifische Abbrandrate
q	Brandlastdichte
q_x	Brandlastdichte von x MJ/m ²
q'''	Wärmeerzeugungsrate
t	Zeit

t_0	Zeitpunkt zu Brandbeginn
t_1	Zeitpunkt, an dem die Vollbrandphase beginnt
t_2	Zeitpunkt, an dem die Vollbrandphase endet
t_3	Zeitpunkt, an dem die komplette Brandlast verbrannt ist
t_g	Brandentwicklungszeit
u	Verschiebung
u_{crit}	kritische Durchbiegung
u_x	Verschiebung in x-Richtung
u_y	Verschiebung in y-Richtung
u_z	Verschiebung in z-Richtung
x, y, z	Ortskoordinate

Griechische Buchstaben

α_c	Wärmeübergangskoeffizient
Δl	Längenänderung
ΔQ	Änderung der inneren Energie
Δt	Zeitintervall
ΔT	Änderung der Temperatur
ε	Dehnung (allgemein)
ε_{el}	elastische Dehnung
ε_{pl}	plastische Dehnung
ε_{res}	resultierender Emissionsgrad
ε_{th}	thermische Dehnung
ε_{tot}	spannungserzeugende Dehnung
Θ	Temperatur
λ	Wärmeleitfähigkeit
ρ	Rohdichte
σ	Spannung
χ	Verbrennungseffektivität

Abkürzungen

APDL ANSYS Parametric Design Language

cal rechnerisch

crit kritisch

ETK Einheitstemperaturzeitkurve

exp experimentell

FEM Finite Element Methode

FOK Fußbodenoberkante

GKB Gipskarton-Bauplatte

GKF Gipskarton-Feuerschutzplatte

MBO Musterbauordnung

NAD Nationales Anwendungsdokument

OG Obergurt

OK Oberkante

RBK Realbrandkurve

UG Untergurt

„Wohltätig ist des Feuers Macht, wenn sie der Mensch bezähmt, bewacht.“

Friedrich von Schiller (1759-1805)

1 EINLEITUNG

1.1 Problemstellung

Die Bauordnungen der Länder geben die für alle Bauaufgaben geltenden *Schutzziele* vor, deren Erfüllung für Bauwerke bzw. bauliche Anlagen oberste Priorität haben muss. In den „Allgemeinen Anforderungen“, die in § 3 der Musterbauordnung von 2002 [MBO2002] formuliert sind, werden die allgemeinen Schutzziele benannt:

„Anlagen sind so zu errichten, zu ändern und instand zu halten, dass die öffentliche Sicherheit und Ordnung, insbesondere Leben, Gesundheit und die natürlichen Lebensgrundlagen, nicht gefährdet werden.“

Aus diesen allgemeinen Anforderungen lassen sich weitere detailliertere Schutzzieleforderungen für die Auslegung eines Bauwerks für den Lastfall Brand ableiten, wie z. B. die Vorbeugung der Entstehung eines Brandes, der Ausbreitung von Feuer und Rauch sowie die Ermöglichung der Rettung von Menschen und Tieren oder die Forderung nach der Standsicherheit eines Bauwerks.

Die in den Bauordnungen verankerten Schutzziele werden erfüllt, wenn bei der Auslegung eines Bauwerks für den Lastfall Brand die Vorschriften in den einschlägigen Sonderbauordnungen, Normen und Richtlinien befolgt werden, in denen konkrete materielle Anforderungen z. B. bezüglich der Feuerwiderstandsdauer von Bauteilen und der Brennbarkeit von Baustoffen geregelt werden. Alternativ wird in § 67 der Musterbauordnung von 2002 auch eine an den Schutzziele orientierte brandschutztechnische Bemessung ermöglicht. Dabei wird in einem ganzheitlichen Brandschutzkonzept mit Hilfe von anerkannten Ingenieurmethoden des Brandschutzes nachgewiesen, dass die in der Bauordnung verankerten Schutzziele des Brandschutzes zuverlässig erreicht werden. Diese relativ aufwändige Vorgehensweise wird immer häufiger bei so genannten baulichen Anlagen besonderer Art oder Nutzung angewendet, bei denen die materiellen Anforderungen der Bauordnung entweder nicht oder nicht in vollem Umfang erfüllt werden können, so dass weitergehende Maßnahmen und / oder Nachweise der Brandsicherheit erforderlich werden. Der Vorteil der schutzzieleorientierten brandschutztechnischen Bemessung liegt in der Integration und Interaktion der unterschiedlichen Komponenten des ganzheitlichen Brandschutzkonzepts, wie z. B. der baulichen und anlagentechnischen Maßnahmen, so dass sich bei einer quantifizierbaren Sicherheit wirtschaftliche Potentiale aktivieren lassen.

Die den Brandschutz betreffenden Vorschriften und materiellen Anforderungen an die Bauteile in den Normen und Verordnungen sind in der Regel aus den Ergebnissen von Brandversuchen an Einzelbauteilen nach der *Einheitstemperaturzeitkurve* (ETK) abgeleitet worden. Die ETK soll sämtliche die Entwicklung eines Brandes beeinflussenden Randbedingungen bezüglich Brandlast, Ventilation und Geometrie des Brandraums bzw. -abschnitts auf der sicheren Seite liegend abdecken. Diese pauschalisierende Bemessungsgrundlage kann zu einer unwirtschaftlichen Bemessung von Bauteilen führen. Durch überhöhte und undifferenzierte Anforderungen wird insbesondere die Stahlbauweise und Stahl-Verbundbauweise im Vergleich zu massiven Bauweisen benachteiligt. In großmaßstäblichen Brandversuchen wurde zudem nachgewiesen, dass sich das Trag- und Verformungsverhalten im Brandfall von einem im Gesamttragwerk eingebetteten Bauteil aufgrund von Lastumlagerungsmöglichkeiten und Dehnbehinderungen u. U. von dem Brandverhalten eines im Norm-Brandversuch geprüften Einzelbauteils unterscheidet.

Auf internationaler Ebene finden im baulichen Brandschutz immer stärker Ingenieurmethoden Anwendung, mit denen nachgewiesen werden kann, dass die Schutzziele - abweichend von den in den Normen und Verordnungen vorgegebenen materiellen Anforderungen an die Bauteile – durch alternative Bemessungskonzepte erreicht werden können. Bei einem schutzzielorientierten Brandschutzkonzept kann anhand eines realistischen Brandszenarios die thermische Einwirkung eines *natürlichen Brandes* und das Trag- und Verformungsverhalten der Bauteile im Gesamttragwerk unter Berücksichtigung der tatsächlich vorhandenen Randbedingungen ermittelt werden. Eine Möglichkeit zur risikoorientierten Betrachtung und Beurteilung der Brandgefährdung ist in den deutschen Normen zumindest für die Bemessung von Wohn- und Bürogebäuden zurzeit nicht gegeben. Im Zuge einer risikogerechten Beurteilung der Brandgefährdung und Absenkung von übermäßigen Anforderungen können sich Kosteneinsparungen bei Brandschutzmaterialien wie z. B. Bekleidungen und dämmschichtbildenden Anstrichen ergeben. Der Stahlbauweise könnte unter Ausnutzung ihrer Vorteile (Flexibilität, leichte und filigrane Konstruktion, Recyclefähigkeit) im Wohn- und Bürogebäudehausbau somit ein erweiterter Anwendungsbereich erschlossen werden.

1.2 Zielsetzung

In dieser Arbeit sollen die Grundlagen für eine schutzzielorientierte brandschutztechnische Bemessung mehrgeschossiger Wohn- und Bürogebäude unter Verwendung von Ingenieurmethoden entwickelt und zusammengestellt werden. Eine schutzzielorientierte brandschutztechnische Bemessung von mehrgeschossigen Gebäuden in Stahlbauweise beinhaltet die Berücksichtigung eines natürlichen Brandverlaufs sowie die Ausnutzung von Tragreserven durch Lastumlagerungen von brandbeanspruchten Tragwerksteilen zu nicht-brandbeanspruchten Tragwerksteilen. Es soll aufgezeigt werden, dass für mehrgeschossige Wohn- und Bürogebäude der Gebäudeklasse 4 nach [MBO2002] bei Erfüllung der in den Bauordnungen und Normen gestellten materiellen Anforderungen für die Einhaltung der konkretisierten Schutzziele

- sichere horizontale und vertikale Rettungswege,
- Abtrennung von Nutzungseinheiten und Geschossen,
- Aussteifung des Bauwerks

eine ökonomische Bauweise durch

- ungeschützte Stahlbauteile und
- Reduzierung von Brandschutzmaßnahmen

ermöglicht werden kann.

Um das Ziel einer ökonomischen Bauweise zu erreichen, sollen Bauwerksysteme in Stahlbauweise untersucht und optimiert werden. Die Abwendung der Gefahr für Menschenleben ist das oberste Schutzziel, für das kein Kompromiss im Sinne einer wirtschaftlichen Bauweise eingegangen werden darf. Das bedeutet, dass für die Rettungswege und die Abtrennung von Nutzungseinheiten und Geschossen gegen die Ausbreitung von Feuer und Rauch i. d. R. keine Erleichterungen gegenüber den materiellen Anforderungen der Bauordnung gemacht werden können. Die Ermöglichung eines wirksamen Löschangriffs, wodurch eine Ausbreitung des Brandes in der Vollbrandphase verhindert werden soll, bedingt eine ausreichende Feuerwiderstandsfähigkeit der tragenden Bauteile, damit die Standsicherheit der Konstruktion nicht gefährdet wird. Ungeschützte Stahlbauteile haben im Gegensatz zu massiven Bauteilen eine geringe Feuerwiderstandsfähigkeit. In dieser Arbeit soll gezeigt werden, dass die Ausführung ungeschützter Stahlbauteile dann möglich ist, wenn sie in ein Gesamttragwerk eingebettet und Lastumlagerungen im Tragwerk möglich sind, ohne dass die Standsicherheit und der Raumabschluss verloren gehen.

Zunächst soll der Stand der Erkenntnisse hinsichtlich der Ermittlung der Einwirkungen des Lastfalls Brand aufgezeigt werden, welcher sich durch die Einwirkung hoher Temperaturen auf die Bauteile bzw. das Tragwerk auszeichnet. Durch thermisch induzierte Dehnungen kann es zu großen Verformungen kommen. Werden die Verformungen behindert, entstehen Zwangsspannungen, die zu Zwangkräften und –momenten führen. Eine weitere Folge der Einwirkung hoher Temperaturen ist die Änderung der Materialeigenschaften, die zu einer erheblichen Reduzierung von Steifigkeit und Festigkeit der Baustoffe führt.



Bild 1 Stahltragwerk nach einem Vollbrand (aus [HOS03])

Eine an den Schutzzielen orientierte brandschutztechnische Bemessung muss gewährleisten, dass es, unter Berücksichtigung der Einwirkungen im Brandfall, höchstens zum Ausfall

von Teilsystemen wie z. B. einzelner Träger kommt, die globale Standsicherheit jedoch nicht gefährdet wird (Bild 1). Hierfür ist eine Betrachtung einer realistischen Brandentwicklung erforderlich, welche mit dem in Abschnitt 3 dieser Arbeit beschriebenen Verfahren ermöglicht wird.

Ein wichtiger Aspekt ist die Berücksichtigung der sukzessiven Brandausbreitung bei so genannten Raumzellenbränden, bei denen sich der Brand zunächst in seiner Ursprungszelle entwickelt und sich mit Verzögerung auf benachbarte Raumzellen ausbreitet. Auf der Grundlage eines definierten Bemessungsbrandes sollen Temperaturzeitverläufe natürlicher Brände (Realbrandkurven) in mehrgeschossigen Wohn- und Bürogebäuden in Abhängigkeit der tatsächlich vorhandenen Randbedingungen ermittelt und hinsichtlich ihrer Einflussfaktoren systematisch untersucht werden. Die Realbrandkurven sollen dem in der Praxis tätigen Ingenieur die Möglichkeit geben, die thermischen Einwirkungen eines natürlichen Brandes in mehrgeschossigen Wohn- und Bürogebäuden für die Bauteilauslegung zu berücksichtigen, ohne auf die Anwendung relativ komplizierter Wärmebilanzmodelle angewiesen zu sein.

Mit Hilfe von numerischen Berechnungen sollen mit einem Rechenmodell das Trag- und Verformungsverhalten von Gesamttragwerken in Stahlskelettbauweise mit Verbund-Deckenplatten im Brandfall simuliert und für unterschiedliche Brandszenarien die Lastabtragungsmechanismen untersucht werden. Das Rechenmodell soll durch Nachrechnung von Brandversuchen an Bauteilen und Teiltragwerken validiert werden. Unter Verwendung des Rechenmodells soll aufgezeigt werden, wie Tragsysteme mehrgeschossiger Wohn- und Bürogebäude in Stahlbauweise aus der Sicht des Brandschutzes optimiert werden können.

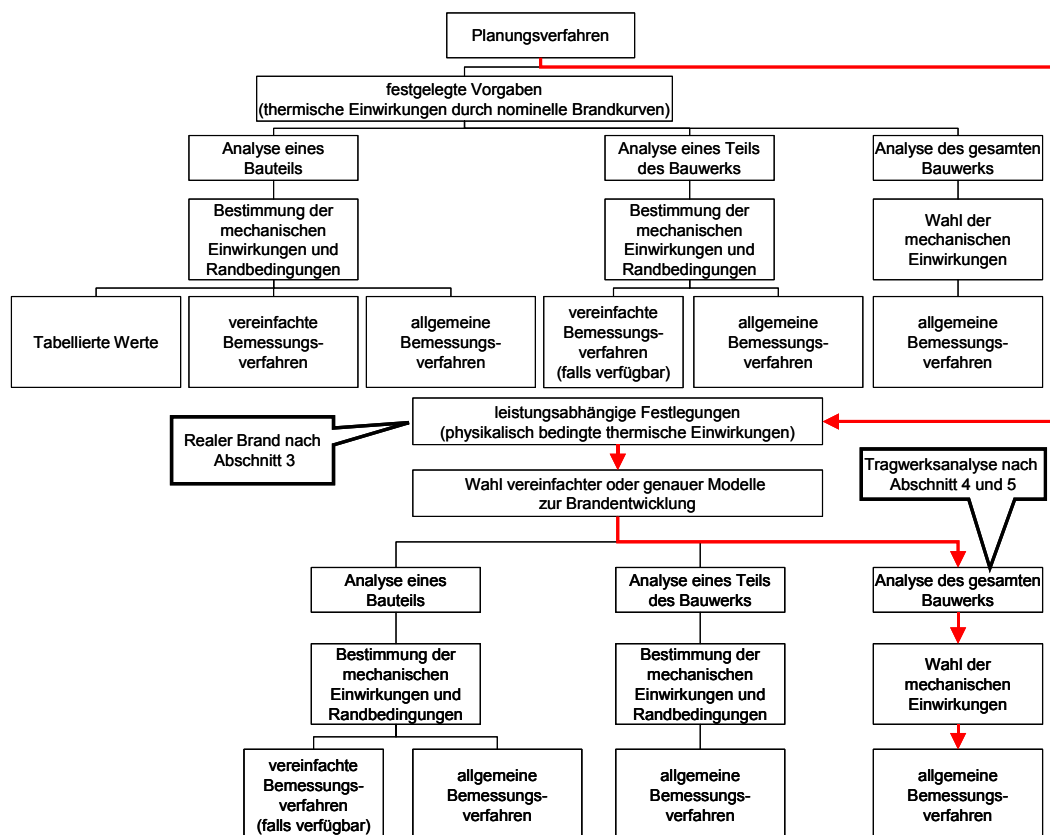


Bild 2 Alternative Bemessungsverfahren nach [EN1991-1-2]

Das Tragsystem derartiger Gebäude besteht aus einem Stahlskelettsystem. Die Stahlbeton-Deckenplatten können über Kopfbolzendübel mit den Stahlträgern kraftschlüssig verbunden werden, so dass sich eine Verbundwirkung einstellt. Die Stahlbeton-Deckenplatten sollen im Brandfall als lastumlagerndes Element ausgenutzt werden. Die Träger haben keine Betondeckung des Stahlquerschnitts, so dass die Bauweise in dieser Arbeit als *Stahlbauweise* bezeichnet wird. Die Ergebnisse der rechnerischen Untersuchungen sollen als Empfehlungen für die Praxis in Form von vereinfachten Bemessungsregeln zusammengefasst und Randbedingungen formuliert werden, unter denen die Ausführung ungeschützter Stahlbauteile, die in ein Gesamttragwerk eingebettet sind, ermöglicht wird und der Aufwand von Brandschutzmaßnahmen auf ein Minimum reduziert werden kann.

Die in dieser Arbeit entwickelten Verfahren sollen als so genannte alternative Bemessungsverfahren auf der Grundlage der EN 1991-1-2 [EN1991-1-2] angewendet werden (Bild 2). Durch eine leistungsabhängige Festlegung der physikalisch bedingten thermischen Einwirkungen unter Berücksichtigung der realen Brandentwicklung (Realbrandkurven) und einer Analyse des gesamten Bauwerks soll in Verbindung mit einem übergreifenden Sicherheitskonzept wie z. B. in [DEH03] eine ökonomische und ästhetische Bauweise unter Verwendung von sichtbarem Stahl ermöglicht werden (Bild 3).



Bild 3 Ausführung ungeschützter Stahlbauteile in einem Bürogebäude (aus [GOB02])

2 STAND DER ERKENNTNISSE

2.1 Thermische Einwirkungen von Bränden auf Tragwerke

2.1.1 Lastfall Brand

Ein *Brand* ist ein stofflicher Umsatz, bei dem Bestandteile des Brandobjekts Energie liefern, die hauptsächlich in Form von Wärme und Licht freigesetzt wird [SCL58]. Brände entstehen in der freien Natur (z. B. durch starke Sonneneinstrahlung, Vulkanausbruch, Erdbeben) oder infolge technischem und / oder menschlichem Fehlverhalten (z. B. durch Kurzschlüsse, Überhitzung technischer Geräte, Brandstiftung). Brände können nach der Art ihrer Erscheinung in *Flammenbrände*, *Glutbrände*, *Glimmbrände* und *Schwelbrände* unterteilt werden.

Der Ablauf eines Brandes kann in Abhängigkeit von der Temperaturentwicklung und der Dauer in mehrere Phasen unterteilt werden [KOR81]. Ein Brand beginnt mit der *Zündphase*. Die *Zündung* eines brennbaren Stoffes kann durch eine Zündquelle erfolgen, es kann aber auch zur *Selbstzündung* kommen. Die Zündung erfolgt in der Regel an einer räumlich begrenzten Stelle, von der sich der Brand ausbreitet. Für die Entstehung eines Brandes müssen im Allgemeinen vier Voraussetzungen erfüllt sein:

- Vorhandensein eines brennbaren Stoffes,
- Vorhandensein von Sauerstoff,
- Ausreichende Zündtemperatur,
- Richtiges *Mischungsverhältnis*.

Bei der Zündung wird der physikalisch-chemische Prozess der Verbrennung in Gang gesetzt. Der brennbare Stoff oxydiert, d. h. er reagiert mit Sauerstoff unter Freisetzung von Energie. Neben einer ausreichenden Zündtemperatur muss auch das richtige Mischungs- bzw. Mengenverhältnis von brennbarem Stoff und Sauerstoff vorliegen, welches bei festen brennbaren Stoffen z. B. durch die Stapeldichte, bei gasförmigen brennbaren Stoffen z. B. durch die Konzentration des Gases beeinflusst wird. Die *Energiefreisetzung* eines Brandes gibt die Menge an Wärme pro Zeiteinheit an, die bei der Reaktion des brennbaren Stoffes mit Sauerstoff frei gesetzt wird. Die Energiefreisetzung wird im hohen Maße durch die herrschenden *Ventilationsbedingungen* und die vorhandenen brennbaren Stoffe bestimmt. Bei Bränden in Gebäuden beeinflussen die Ventilationsöffnungen des *Brandraums* wie z. B. Fenster die Sauerstoffzufuhr des Brandes und die Abfuhr der gasförmigen *Verbrennungsprodukte*. Man unterscheidet *ventilationsgesteuerte Brände*, bei denen die Sauerstoffzufuhr den Brand begrenzt, und *brandlastgesteuerte Brände*, bei denen die *Brandlast*, also die Menge an brennbarem Stoff, den Brand begrenzt.

Auf die Zündphase folgt die *Schwelbrandphase*, bei der sich die Flammen in Abhängigkeit von den räumlichen Gegebenheiten so ausbreiten, dass der *Brandraum* infolge der freiwerdenden Wärme allmählich aufgeheizt wird. In diesen Phasen sind sowohl die *Aufheißgeschwindigkeit*, welche anhand der Steigung des Temperaturzeitverlaufs abgelesen werden kann, als auch die Brandausbreitung noch relativ gering. Zünd- und Schwelbrandphase bilden zusammen den *Entstehungsbrand*.

Der Entstehungsbrand wird vom *voll entwickelten Brand* oder *Vollbrand* durch den so genannten *flash over* oder Feuerübersprung abgegrenzt. Als flash over wird der Zeitpunkt

bezeichnet, an dem alle im Brandraum vorhandenen brennbaren Stoffe plötzlich entzündet werden und die Temperatur im Brandraum sowie die Aufheizgeschwindigkeit schlagartig ansteigen. Der voll entwickelte Brand wird durch bauliche Abtrennungen, die *Umfassungsbauteile* des Brandraums, in seiner Ausbreitung begrenzt. In der Vollbrandphase können in Abhängigkeit von Brandlast und Ventilation Temperaturen von weit über 1000°C entstehen.

Nach Erreichen der Maximaltemperatur im Brandraum setzt die *Abklingphase* ein, bei der die Temperaturen im Brandraum absinken. Die Abkühlung kann dadurch verursacht werden, dass der größte Teil der brennbaren Stoffe bereits verbrannt ist, so dass Ausbreitung und Energiefreisetzung sinken. Die Abkühlphase kann auch durch äußere Eingriffe in den Verbrennungsprozess, also durch Löschvorgänge, eingeleitet werden [KOR81].

Die Dauer der einzelnen Phasen ist von einer Reihe von Faktoren und Randbedingungen abhängig. Die Geometrie des Brandraums, die Ventilationsverhältnisse und die Menge der brennbaren Stoffe beeinflussen die Phasenlänge und die dabei entstehenden Temperaturen. In [KOR81] wird ein idealisierter Verlauf einer Brandraumtemperaturzeitkurve dargestellt, in dem das Prinzip und die Brandphasen deutlich werden (Bild 4). Bei leicht entflammaren Stoffen (z. B. Benzin) kann die Phase der Brandentstehung sehr kurz sein, innerhalb sehr kurzer Zeit kommt es zum voll entwickelten Brand mit sehr großer Aufheizgeschwindigkeit. Nach Erreichen der Maximaltemperatur ist dann eine schnelle Abkühlung möglich. Bei ungenügenden Ventilationsverhältnissen kann beispielsweise die Schwelbrandphase sehr lange andauern und der flash over stark verzögert werden oder überhaupt nicht eintreten.

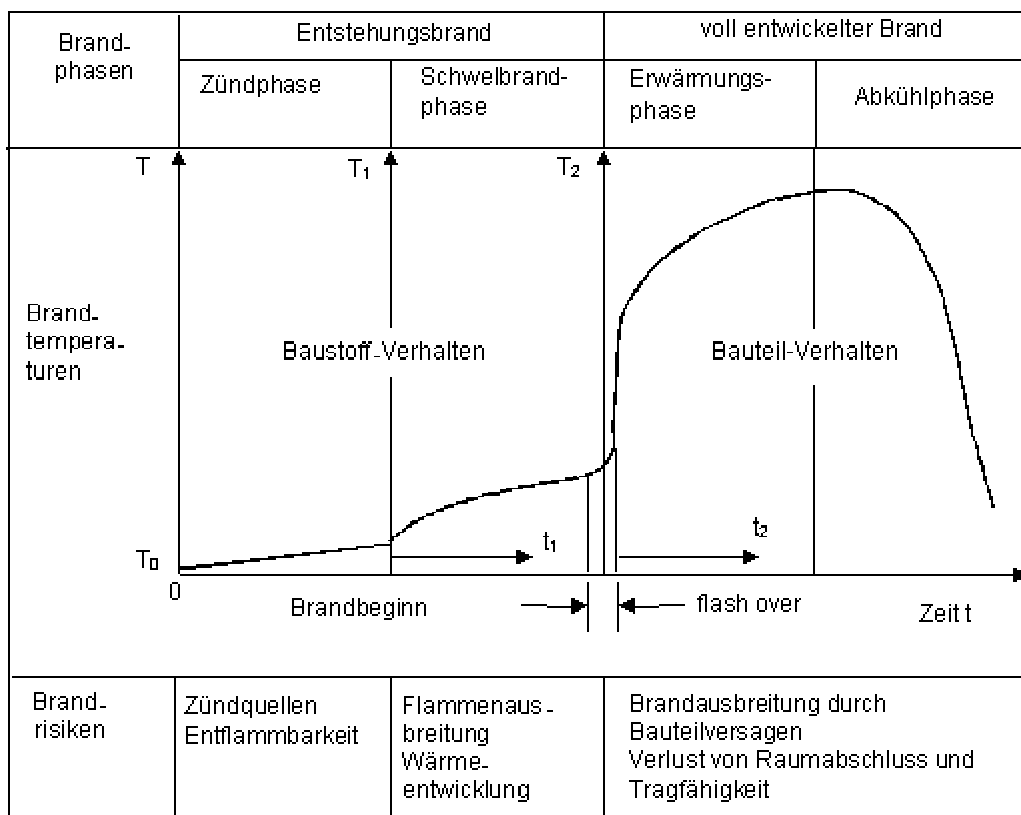


Bild 4 Schematischer Verlauf von Brandphasen und –temperaturen nach [KOR81]

Während der Entstehungsbrand nach der Zündung hauptsächlich durch das *Baustoffverhalten* beeinflusst wird, wird die Folgephase durch die Wärmeentwicklung und Flammenausbreitung bestimmt. In der Schwelbrandphase kommt es zur Bildung von Rauch, der durch seine Reizwirkung und Toxizität eine erhebliche Gefahr für Personen und durch seine Korrosion auslösende Wirkung auch eine Belastung für die Bauteile ist. Die Bildung von Rauch setzt sich im voll entwickelten Brand fort. Hier spielt das *Bauteilverhalten* eine große Rolle. Der Raumabschluss und die Standsicherheit der Konstruktion werden durch die Integrität und Tragfähigkeit der Bauteile sichergestellt. Ein Verlust des Raumabschlusses hat eine unkontrollierte Ausbreitung des Brandes zur Folge. Für die Erfüllung der Schutzziele muss die Tragfähigkeit der Bauteile auch für den voll entwickelten Brand gewährleistet sein.

Der zeitliche Verlauf der Energiefreisetzung eines natürlichen Brandes und der Entstehung von Rauch wird maßgeblich von der Art und Menge der Brandlasten sowie ihrer geometrischen Anordnung und Zusammenstellung beeinflusst [VLF99]. Durch die herrschenden Ventilationsverhältnisse wird die Sauerstoffzufuhr des Brandes gesteuert. Insbesondere die Art der Ventilation (natürlich oder maschinell) sowie die Lage, Größe und Anzahl der Ventilationsöffnungen bzw. Leistung der maschinellen Belüftung bestimmen den Verlauf eines Brandes wesentlich. Die baulichen Gegebenheiten des Brandraums bzw. Brandabschnitts, d. h. Abmessungen und Höhe sowie thermische Eigenschaften der Umfassungsbauteile haben einen großen Einfluss auf die Entwicklung eines Brandes. Die Art und Intensität der Zündquelle sowie ihre Lage im Brandraum und zu anderen Brandlasten beeinflusst den Brand in der Entstehungsphase maßgeblich und ist für den weiteren Brandverlauf von Bedeutung. Der Verlauf eines Brandes kann durch Eingriffe von außen entscheidend beeinflusst werden. Durch abwehrende Löschmaßnahmen der Feuerwehr, aber auch anlagentechnische Löschmaßnahmen (z. B. *Sprinkleranlagen*), lässt sich die Energiefreisetzung eines Brandes eindämmen und der Brand löschen. Mit Hilfe von *Brandmeldeanlagen* kann die Zeit von der Brandentstehung bis zum Beginn der Löschmaßnahmen verkürzt werden. *Rauch- und Wärmeabzüge* dienen dazu, die Abfuhr von Rauch und Wärme zu gewährleisten, womit die Rettung von Menschen, der Schutz der Konstruktion und die Einleitung von Hilfsmaßnahmen der Feuerwehr erleichtert werden.

Der zeitliche Verlauf eines Brandes wird also von einer Vielzahl von Parametern bestimmt, die zum einen von den vorliegenden Gegebenheiten beeinflusst werden und die sich teilweise während eines Brandes z. B. durch Bruch von Fensterglas oder Zerstörung von Trennwänden verändern können. Für die Beurteilung der Tragfähigkeit eines Bauteils oder Tragwerks unter Brandbeanspruchung besteht somit das Problem einen Brandverlauf (*Brandszenario*) zu wählen, für den die Tragfähigkeit untersucht werden soll. Von den Wirkungen eines Brandes hat die Temperatur den größten Einfluss auf das Tragverhalten der Bauteile und des Tragwerks. Aber auch Rauchbildung und damit einhergehende Korrosivität können sich langfristig auf das Tragverhalten von Bauteilen auswirken.

Für die Untersuchung der Tragfähigkeit von Bauteilen bzw. Tragwerken unter Brandeinwirkung wird daher üblicherweise der Temperaturzeitverlauf eines *Bemessungsbrandes* vorgegeben. Zur Schaffung einer einheitlichen Beurteilungsgrundlage wurde in [ISO834] eine *Temperaturzeitkurve* definiert, mit der, unabhängig von Größe und Geometrie des Brandraums, Brandlasten und Ventilationsverhältnissen, der voll entwickelte Brand für die Prüfung der Tragfähigkeit von Bauteilen simuliert werden soll. Diese Temperaturzeitkurve wird in vielen Ländern für Brandprüfungen an Bauteilen herangezogen und ist für Deutschland als so genannte *Einheitstemperaturzeitkurve* (ETK) in DIN 4102-2 [DIN4102-2] festgelegt.

2.1.2 Einheitstemperaturzeitkurve

Bestrebungen, Funktionsverläufe für die zeitliche Temperatursteigerung für Brandversuche zu definieren, gibt es schon seit ungefähr 1930 [BUS35]. Auf der Grundlage zahlreicher systematischer Brandversuche wurde die amerikanische *Standard-Brandversuchskurve* entwickelt, die weitgehend der heutigen ETK entspricht.

Erfahrungen aus Brandberichten der Feuerwehren und Schätzungen von Temperaturen bei großen Bränden sowie vereinzelte Brandversuche in Europa und Amerika am Anfang des 20. Jahrhunderts ließen darauf schließen, dass bei Bränden in Wohn-, Geschäfts- und Bürogebäuden Maximaltemperaturen von bis zu 1100°C im Allgemeinen nicht überschritten wurden. Bei Sondernutzungen, wie z. B. bei gewerblichen Nutzungen mit größeren Anhäufungen brennbarer Stoffe, wurden weit höhere Temperaturen und längere Branddauern festgestellt [BUS35]. Zur Absicherung und Validierung der amerikanischen Standard-Brandversuchskurve wurden Ende der Zwanzigerjahre im Raum Washington Brandversuche mit unterschiedlichen Zündphasen in Wohn- und Bürogebäuden durchgeführt. Die Höchsttemperaturen überstiegen die Standard-Brandversuchskurve bei allen Versuchen nur kurzzeitig und geringfügig. Auffällig war jedoch ein von der Brandlast, die hauptsächlich aus Holzmöbeln, Büchern und Papier bestand, abhängiger steilerer Anstieg der gemessenen Temperaturen und eine relativ lange Abkühlphase nach Erreichen der Maximaltemperatur. Bei einigen Versuchen wurden nach vier Stunden noch Temperaturen von über 500°C gemessen.

Die amerikanische Standard-Brandversuchskurve wurde in England, und geringfügig modifiziert, auch in Schweden und Norwegen eingeführt. In Deutschland wurde nach grundlegenden Brandversuchen [KLO32] eine Bemessungskurve definiert, bei der innerhalb von 60 Minuten 1000°C erreicht wurden und die Temperatur dann bis zur 180. Minute konstant blieb. In der Erstfassung der DIN 4102 aus dem Jahre 1934 und in der Folgefassung vom November 1940 ist jedoch bereits die amerikanische Standard-Brandversuchskurve als ETK zur brandschutztechnischen Auslegung von Bauteilen in die deutsche Normung übernommen worden. Hintergrund dieser Entwicklung war die Erkenntnis, dass der Temperaturverlauf in den ersten 60 Minuten in der Regel den entscheidenden Einfluss auf das Bauteilverhalten ausübt. In Brandversuchen wurden für diesen Zeitraum Temperaturen von 950°C bis 1150°C festgestellt, welche durch die amerikanische Standard-Brandversuchskurve abgedeckt wurden [BUS35].

Um Unterschiede und Zusammenhänge zwischen der ETK und natürlichen Bränden festzustellen, wurden in den sechziger und siebziger Jahren zahlreiche Untersuchungen u. a. in England und Deutschland durchgeführt [BUT67], [BM78]. Als Brandlast wurden Holzkrippen und Mobiliar verwendet und die Ventilation durch Öffnungsflächen wie Fenster und Türen wurde berücksichtigt. Diese Versuche haben gezeigt, dass die Temperaturen bei natürlichen Bränden die ETK zum Teil weit übersteigen können, jedoch nach Erreichen des Temperaturmaximums schnell wieder abklingen, wohingegen die ETK stetig ansteigt (Bild 5). Die ETK kann durch ihren von den brandschutztechnischen Randbedingungen unabhängigen Verlauf zu Überbemessungen führen.

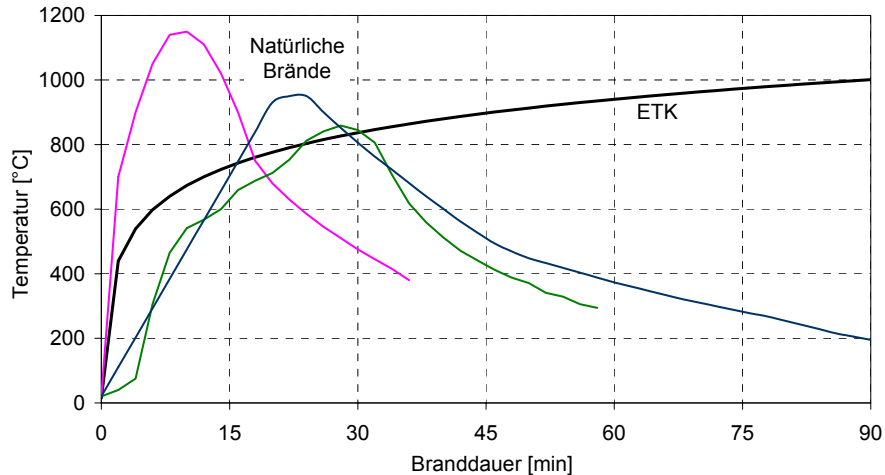


Bild 5 Vergleich des Temperaturzeitverlaufs natürlicher Brände mit der ETK

2.1.3 Temperaturzeitkurven für natürliche Brände

2.1.3.1 Allgemeines

In der Literatur existieren eine Reihe von Ansätzen zur Beschreibung des Temperaturzeitverlaufs eines natürlichen Brandes in einem Brandraum unter Berücksichtigung der tatsächlich vorhandenen Randbedingungen [SFP90]. Magnusson und Thelandersson veröffentlichten 1970 auf vereinfachten Masse- und Energiebilanzen basierende Kurven [MAG70], mit denen in Abhängigkeit von der Brandlastdichte und dem Öffnungsfaktor der Temperaturzeitverlauf im Brandraum aus Tabellen bzw. Diagrammen abgelesen werden kann. Die Kurven sind in Schweden in die Normung eingeflossen und bildeten auch die Grundlage für die parametrischen Temperaturzeitkurven im Eurocode [EN1991-1-2]. In den folgenden Abschnitten werden die verschiedenen in der Literatur veröffentlichten Ansätze vorgestellt.

2.1.3.2 Parametrische Temperaturzeitkurven im Eurocode

Die parametrischen Temperaturzeitkurven in Eurocode 1 Teil 1-2 [EN1991-1-2] sind für die brandschutztechnische Bemessung von kleinen und mittleren Räumen anwendbar, in denen ein Vollbrand unterstellt wird. Neben der Brandlastdichte und dem Öffnungsfaktor gehen die Eigenschaften der Umfassungsbauteile ein. Es gelten folgende Anwendungsgrenzen für das Verfahren:

- Grundfläche des Brandraums bis zu 500 m²,
- Höhe des Brandraums maximal 4,0 m,
- keine Öffnungen in der Decke des Brandraums,
- vollständiger Abbrand der Brandlasten innerhalb des Brandraums,
- überwiegend Zellulosebrandlasten,
- die ermittelte Temperaturverteilung ist gleichförmig im gesamten Brandraum (Ein-Zonenmodell)

Die Temperaturzeitkurven werden durch einen in der Erwärmungsphase bis zur Maximaltemperatur stetig ansteigenden Kurventeil und einen in der Abkühlphase linear abfallenden Kurventeil definiert.

In der Erwärmungsphase wird die Gastemperatur nach Gleichung (1) beschrieben:

$$\Theta_g = 20 + 1325 \cdot (1 - 0,324 \cdot e^{-0,2t^*} - 0,204 \cdot e^{-1,7t^*} - 0,472 \cdot e^{-19t^*}), \quad (1)$$

mit:

Θ_g Gastemperatur im Brandraum bzw. -abschnitt [$^{\circ}\text{C}$],

t^* = $t \cdot \Gamma$,

t Zeit [h],

Γ = $(O/b)^2 / (0,04/1160)^2$ [-]

O Öffnungsfaktor [$\text{m}^{1/2}$],

b thermische Eigenschaft der Umfassungsbauteile [$\text{J}/(\text{m}^2\text{s}^{1/2}\text{K})$].

Für *brandlastgesteuerte Brände* mit einer ausreichenden Sauerstoffversorgung, die eine mittlere Brandausbreitungsgeschwindigkeit haben, wie sie in Wohn- und Bürogebäuden zu erwarten ist, wird das Erreichen der Maximaltemperatur einheitlich nach 20 Minuten angenommen. Bei Brandräumen mit großen Öffnungen und Umfassungsbauteilen mit geringer Temperaturleitfähigkeit liefern die parametrischen Kurven einen extrem schnellen Temperaturabfall, bei Brandräumen mit kleinen Öffnungen und Umfassungsbauteilen mit hoher Temperaturleitfähigkeit hingegen einen extrem langsamen Temperaturabfall [HOS02.1].

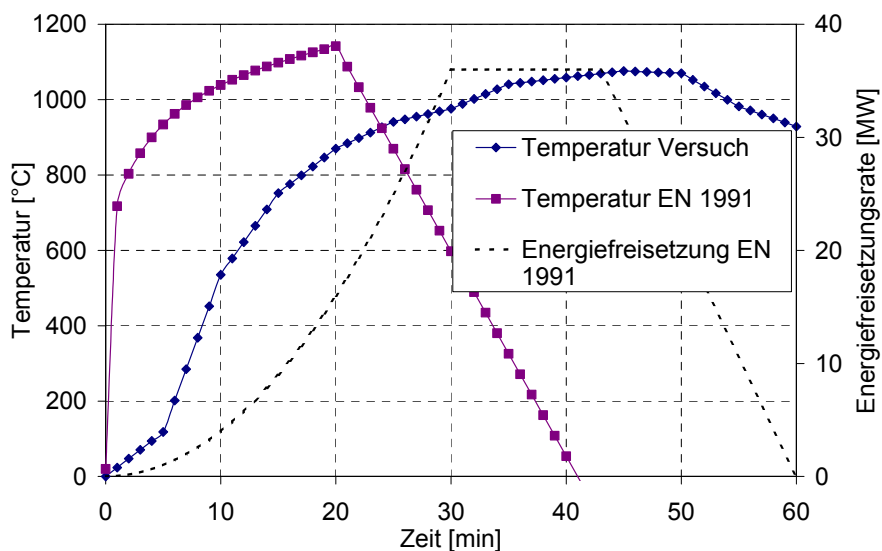


Bild 6 Temperaturzeitverlauf und Energiefreisetzungsrate nach [EN1991-1-2]

In Bild 6 ist der mit Hilfe der parametrischen Kurven in EN 1991-1-2 Anhang A berechnete Temperaturzeitverlauf im Vergleich zur gemessenen Durchschnittstemperatur des in [SCL00] dokumentierten Brandversuchs „BRE2“ dargestellt (vgl. Tabelle 4 in Abschnitt 3.5.3). Bei dem Versuch herrschten brandlastgesteuerte Verhältnisse. Der Vergleich der beiden Temperaturzeitkurven verdeutlicht die erwähnten Ungenauigkeiten der parametrischen Kurven hinsichtlich des Temperaturanstieges und -abfalls. Noch augenscheinlicher ist jedoch die

Diskrepanz des zeitlichen Verlaufs der parametrischen Temperaturzeitkurve und der Energiefreisetzungsrate, die in EN 1991-1-2 Anhang E definiert ist. Das Maximum der Energiefreisetzungsrate wird nach 30 Minuten erreicht, nach 43 Minuten fällt sie wieder ab. Bei Raumbränden wird das Maximum der Temperatur des Brandes bei maximaler Energiefreisetzungsrate zum Zeitpunkt des einsetzenden Abfalls der Energiefreisetzungsrate erreicht. Der Verlauf von parametrischer Temperaturzeitkurve und Energiefreisetzungsrate nach EN 1991-1-2 hat keine zeitliche Kongruenz und ist nicht aufeinander abgestimmt. Mit den parametrischen Temperaturzeitkurven lässt sich daher der zeitliche Verlauf eines natürlichen Brandes nicht realistisch erfassen.

2.1.3.3 Ansatz von Feasey und Buchanan

Feasey und Buchanan haben in [FEA02] eine modifizierte Version der parametrischen Kurven in [EN1991-1-2] vorgestellt, die sie anhand umfangreicher Vergleichsrechnungen von Brandversuchen mit einem Vollbrandmodell abgeleitet haben, wobei Art, Lage und Oberfläche der Brandlast berücksichtigt worden sind. Im Wesentlichen werden in [FEA02] folgende Modifikationen für die parametrischen Temperaturzeitkurven des Eurocodes vorgeschlagen, um eine bessere Abschätzung des Temperaturzeitverlaufs natürlicher Brände zu erreichen:

- Referenzwert der thermischen Eigenschaft der Umfassungsbauteile b von $1160 \text{ J}/(\text{m}^2\text{s}^{1/2}\text{K})$ auf $1900 \text{ J}/(\text{m}^2\text{s}^{1/2}\text{K})$ setzen,
- Verwendung eines modifizierten Terms zur Ermittlung des Temperaturzeitverlaufs in der Abkühlphase

Mit dem Ansatz kann nur der Temperaturzeitverlauf in der Vollbrandphase berechnet werden. Er eignet sich nicht für die Beschreibung der Brandentstehungs- bzw. Brandentwicklungsphase.

2.1.3.4 Ansatz von Barnett

Bei den so genannten BFD-Kurven [BAR02] wird sowohl der Temperaturanstieg als auch -abfall durch eine Exponentialfunktion beschrieben:

$$T = T_a + T_m \cdot e^{-z}, \quad (2)$$

mit:

T	Temperatur [°C],
T_a	Umgebungstemperatur [°C],
T_m	Maximaltemperatur [°C],
z	$= (\ln t - \ln t_m)^2 / s_c$ [-],
t	Zeit [min],
t_m	Zeitpunkt der Maximaltemperatur [min],
s_c	Formfaktor [-].

Im Formfaktor s_c werden zum einen die thermischen Eigenschaften der Umfassungsbauteile und zum anderen die *Abbrandrate* über einen so genannten Pyrolysekoeffizienten vereinfacht berücksichtigt. Das mit Hilfe einer umfangreichen Auswertung experimenteller Daten abgeleitete Verfahren zeichnet sich dadurch aus, dass mit einer Gleichung sowohl Erwärmungsphase als auch Abkühlphase berechnet werden können. Für Brandräume mit größerer Grundfläche ($> 150 \text{ m}^2$) und hohen Brandlasten, bei denen Temperaturen von über 1200°C entstehen können ist das Verfahren nicht abgesichert. Die thermischen Eigenschaften der Umfassungsbauteile werden nur undifferenziert für die zwei Fälle isolierte und nicht-isolierte Brandräume berücksichtigt. Für die Berechnung des Temperaturzeitverlaufs von natürlichen Bränden in Bürogebäuden mit Räumen von mehr als 150 m^2 sowie hohen Brandlasten ist der Ansatz nicht geeignet.

2.1.3.5 Ansatz von Zhongcheng und Mäkeläinen

In [ZHO00] werden parametrische Temperaturzeitkurven vorgestellt, die für kleine und mittlere Brandräume anwendbar sind. Als wesentliche Parameter bei der Ermittlung des Temperaturzeitverlaufs gehen dabei der Öffnungsfaktor, geometrische Randbedingungen und vereinfacht die thermischen Eigenschaften der Umfassungsbauteile ein. Mit diesem Ansatz können sowohl für brandlast- als auch ventilationsgesteuerte Brände Heißgastemperaturen berechnet werden. Die maximale Gastemperatur T_{gm} hängt vom inversen Öffnungsfaktor $1/O$ sowie von der Brandlastdichte ab (Bild 7). Die Dauer des Brandes t und der Zeitpunkt der maximalen Gastemperatur können in Abhängigkeit von der Brandlast und der Abbrandrate bestimmt werden. Der Ansatz [ZHO00] ist aufgrund seiner hauptsächlich experimentellen Ableitung nur für kleine und mittelgroße Räume anwendbar.

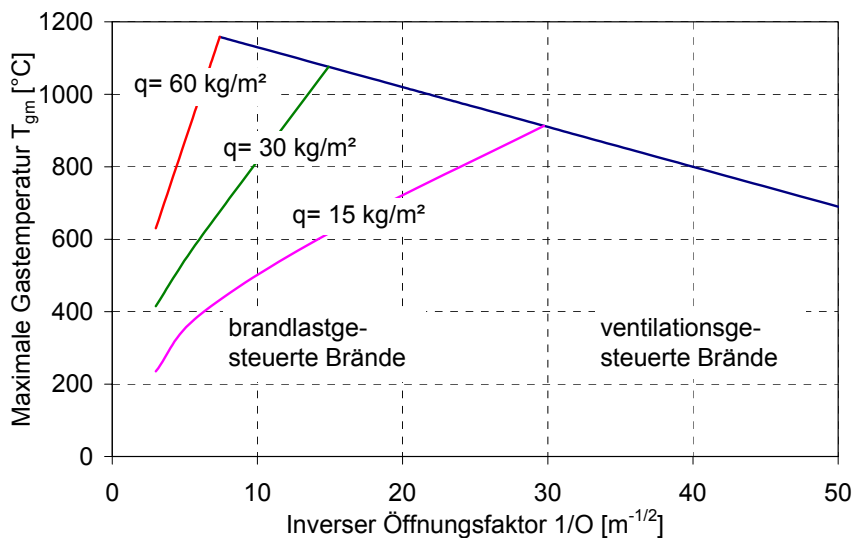


Bild 7 Maximale Gastemperatur in Abhängigkeit vom inversen Öffnungsfaktor $1/O$ und Brandlastdichte q nach [ZHO00]

2.1.3.6 Ansatz von Law

Bei gegebener Brandlast beeinflussen die Fläche der Umfassungsbauteile A_t , die Öffnungsfläche A_w und die Höhe der Öffnungen h_w die Wärmebilanz und somit die Temperaturverteilung im Brandraum. Nach Auswertung umfangreicher Versuchsergebnisse wurden von Law in [LAW83] folgende Zusammenhänge für das Verhältnis

$$\Omega = \frac{(A_t - A_w)}{A_w \sqrt{h_w}} \quad (3)$$

festgestellt.

Für kleine Werte Ω , d. h. hohe Ventilation, erreicht die Energiefreisetzungsrate ein Maximum, der Wärmetransport durch die Öffnungen ist jedoch sehr groß und somit die Raumtemperatur niedrig. Für große Werte von Ω , d. h. niedrige Ventilation, ist der Wärmetransport durch die Öffnungen gering, die Energiefreisetzungsrate bleibt jedoch klein, so dass die Raumtemperatur ebenfalls klein bleibt. Das Maximum der Raumtemperatur T_{\max} muss demnach in einem Bereich liegen, wo die Verhältnisse von Ventilation und Massenstrom nach außen am günstigsten sind, und wird in [LAW83] angegeben mit (Bild 8):

$$T_{\max} = 6000 \frac{(1 - e^{-0,1\Omega})}{\sqrt{\Omega}} \text{ [}^\circ\text{C]} \quad (4)$$

Der Ansatz von Law gilt aufgrund seiner experimentellen Basis nur für ventilationsgesteuerte Brände.

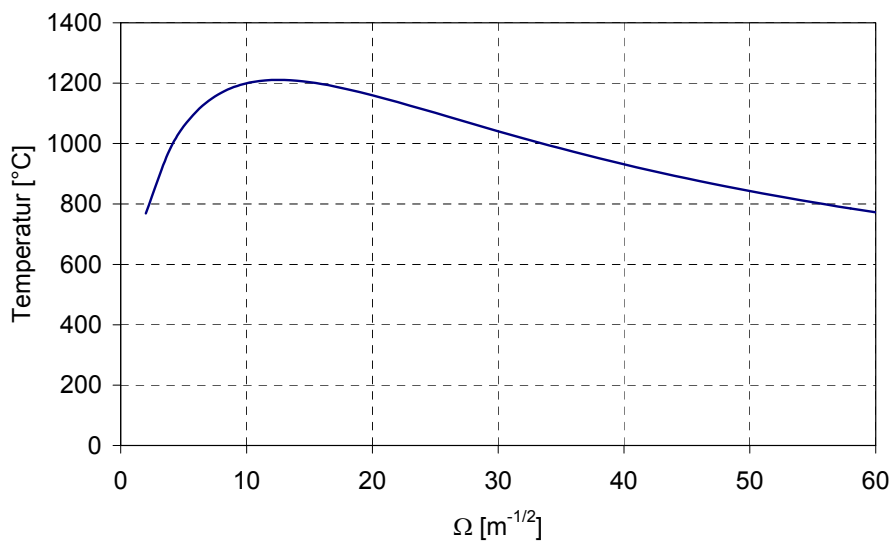


Bild 8 Ansatz für die Bestimmung der Maximaltemperatur in einem Brandraum [LAW83]

2.1.3.7 Ansatz von Babrauskas

Beim Ansatz von Babrauskas [BAB81] wird die Heißgastemperatur T_g mit Hilfe einer Reihe von Faktoren Θ_i berechnet, die jeweils ein physikalisches Phänomen beschreiben:

$$T_g = T_\infty + (1725 - T_\infty) \cdot \Theta_1 \cdot \Theta_2 \cdot \Theta_3 \cdot \Theta_4 \cdot \Theta_5 \quad (5)$$

T_∞ ist dabei die Umgebungstemperatur. Die Faktoren Θ_i dienen dazu, den Einfluss von Verbrennungsstöchiometrie (brandlast- oder ventilationsgesteuerter Brand), thermischer Eigenschaften der Umfassungsbauteile im stationären und transienten Fall, Öffnungen und Verbrennungseffektivität zu erfassen. Der Ansatz [BAB81] erfordert für ein vereinfachtes Verfahren viele Eingabeparameter.

2.1.3.8 Ansatz von McCaffrey, Quintierre und Harkleroad

Der von McCaffrey, Quintierre und Harkleroad in [MCC81] vorgestellte Ansatz liefert Näherungswerte für die Bestimmung von Heißgastemperaturen bei Entstehungsbränden:

$$T_g - T_\infty = 6,85 \cdot \left(\frac{\dot{Q}^2}{A_w \sqrt{h_w} \cdot h_k \cdot A_T} \right)^{1/3}, \quad (6)$$

mit:

- T_g Heißgastemperatur [K]
- T_∞ Umgebungstemperatur [K]
- \dot{Q} Energiefreisetzungsrate [kW]
- A_w Öffnungsfläche [m²]
- h_w Höhe der Öffnungsfläche [m]
- h_k effektiver Wärmetransportkoeffizient [kW/(mK)]
- A_T Gesamtfläche der umfassenden Bauteile ohne Öffnungsflächen [m²]

Dieser Ansatz gilt aufgrund seiner experimentellen Grundlage nur für brandlastgesteuerte Brände in kleinen Räumen, bei denen 600°C nicht überschritten werden.

2.1.4 Simulation von Bränden

Der Verlauf eines natürlichen Brandes kann mit Verfahren auf Grundlage der Wärmebilanztheorie auf rechnerischem Wege ermittelt werden. Neben der Berechnung des Temperaturzeitverlaufs in einem definierten Raum können mit Hilfe der Wärme- und Energiebilanzierung auch die Rauchausbreitung und die Druckverhältnisse in Brandräumen simuliert werden. Voraussetzung ist die Kenntnis der Randbedingungen wie Brandlasten, thermische Eigenschaften der Umfassungsbauteile und Öffnungsflächen [VLF99]. Um die komplexen Phänomene und physikalischen Prozesse eines Brandes zu beschreiben, wurden mathematische Modelle entwickelt.

Bei der Modellierung von Bränden werden vom Modelltyp her unterschieden:

- Vollbrandmodelle
- Zonenmodelle
- CFD-Modelle (Feldmodelle).

Hosser und Siegfried beschreiben in [HOS93] die verschiedenen Modelltypen, deren Anwendungsbereiche und stellen qualitative Vergleiche an. Bei den *Vollbrandmodellen* (Einzonenmodelle) wird voraus gesetzt, dass im Brandraum ein voll entwickelter Brand herrscht

und der Raum gleichmäßig mit heißen Brandgasen gefüllt ist, so dass das gesamte Brandraumvolumen als eine homogene Zone betrachtet werden kann, in der sich eine einheitliche Temperatur einstellt. Mittels einer Energiebilanzierung wird die Rauchgastemperatur berechnet. Da sie die Elemente der Brandentwicklungsphase nicht berücksichtigen, sind die Vollbrandmodelle vor allen Dingen für die Modellierung von Vollbränden nach einem flash over geeignet.

Bei den *Zonenmodellen* (Mehrzonenmodellen) werden Energie- und Massenbilanzen getrennt für verschiedene Zonen berechnet. Dabei wird unterschieden zwischen der oberen Heißgasschicht und der unteren Kaltgasschicht. Der Energieaustausch zwischen den beiden Zonen erfolgt durch den *Plume*, der sich aus aufsteigenden Flammgasen direkt über dem Brandherd bildet. Die Einmischung von Luft in den aufsteigenden Plume wird über *Plume-modelle* bestimmt. Heißgas- und Kaltgasschicht, für die jeweils eine homogene Temperatur ermittelt wird, werden durch eine imaginäre horizontale Trennfläche getrennt, über die kein Massenaustausch stattfindet, abgesehen vom Plumemassenstrom und speziellen Effekten. Mit Mehrzonenmodellen kann auch die Brandentwicklungsphase vor dem flash over modelliert werden [HOS93].

Bei *CFD-Modellen* (computational fluid dynamics) wird der zu modellierende Raum in beliebig viele Kontrollvolumina (Elemente) unterteilt. Grundlage der Modellierung sind die partiellen Differentialgleichungen für die Massen-, Energie- und Impulserhaltung, die unter gegebenen Anfangs- und Randbedingungen gelöst werden. Da eine exakte Lösung der Gleichungen in der Regel nicht möglich ist, wird auf numerische Verfahren zurückgegriffen. Als Ergebnis lassen sich in beliebigen Kontrollvolumina des Brandraumes Temperatur, Geschwindigkeit, Druck und Konzentration von Brandprodukten in Abhängigkeit von der Zeit berechnen. Eine sehr feine Diskretisierung erhöht dabei Rechenzeit und –aufwand. Kleinskalige Phänomene wie z. B. Turbulenzen müssen durch Submodelle berücksichtigt werden, wenn die Diskretisierung des Raumes nicht ausreichend fein ist [HOS93].

Welches Modell sich am besten für die Simulation eines Brandes eignet, ist eine Frage des Anwendungsbereiches, der geforderten Genauigkeit des Ergebnisses, der Rechenzeit und –kapazität. Der Anwendungsbereich von Einzonenmodellen ist auf kleine Räume beschränkt, bei denen sich bei sehr kurzer Brandentwicklungsphase nach dem flash over aufgrund ihrer begrenzten Größe eine homogene Temperaturverteilung im gesamten Raum einstellt. Mit Mehrzonenmodellen lassen sich Brände in kleineren und mittleren Räumen, wie sie üblicherweise im Wohn- und Bürogebäuden vorhanden sind, mit ausreichender Genauigkeit simulieren. Für ausgedehnte Räume, wie z. B. im Industriebau sind Mehrraummodelle geeigneter. Für die Untersuchung lokaler Phänomene und von Bränden bei beliebigen Raumkonfigurationen können aufgrund des Detaillierungsgrades bei der Anwendung mit CFD-Modellen die besten Ergebnisse erwartet werden.

2.1.5 Verfahren mit äquivalenter Branddauer

Beim Verfahren mit äquivalenter Branddauer wird die Brandbeanspruchung eines Bauteils bei einer beliebigen Temperaturbeanspruchung auf diejenige bei einem Normbrand zurückgeführt. In zahlreichen Brandversuchen wurde festgestellt, dass zwischen Brandlast und äquivalenter Branddauer näherungsweise eine lineare Abhängigkeit besteht. Auf diesem Grundsatz basieren z. B. die Nachweisverfahren in EN 1991-1-2 Anhang F [EN1991-1-2], in

DIN 18230-1 [DIN18230-1] und der DAST-Richtlinie 019 [DAST019]. Bei diesen Verfahren wird die äquivalente Branddauer aus dem Produkt von rechnerischer Brandbelastung, Wärmeabzugsfaktor und einem Umrechnungsfaktor in einer einfachen Handrechnung ermittelt. Unter Berücksichtigung von Bewertungs- und Sicherheitsfaktoren wird die äquivalente Branddauer in eine erforderliche Feuerwiderstandsdauer der Bauteile umgerechnet, die den Feuerwiderstandsklassen nach den baustoffbezogenen Eurocodes bzw. der DIN 4102-4 [DIN4102-4] zugeordnet werden kann. Mittelbar wird bei den Verfahren mit äquivalenter Branddauer die ETK als maßgebende Brandbeanspruchung zur Beurteilung des Brandverhaltens von Bauteilen zugrunde gelegt [VLF99]. Die Verfahren mit äquivalenter Branddauer haben sich für die brandschutztechnische Bemessung im Industriebau bewährt und zeichnen sich durch eine relativ einfache Handhabung aus. Im Gegensatz zu dem in Abschnitt 3 vorgestellten Verfahren, bei dem die Brandbeanspruchung der Bauteile durch eine Temperaturzeitkurve realitätsnah beschrieben wird, werden bei den Verfahren mit äquivalenter Branddauer jedoch Vereinfachungen getroffen, die z. T. zu Fehleinschätzungen der Feuerwiderstandsdauer sowohl auf der sicheren als auch auf der unsicheren Seite führen können.

Die Klasseneinteilung der erforderlichen Feuerwiderstandsdauer kann zu Überbemessungen führen. Für eine entsprechend DIN 18230-1 rechnerisch erforderliche Feuerwiderstandsdauer von 31 Minuten muss eine F 60 – Konstruktion gewählt werden. Im Brandversuch nach DIN 4102-2 hat diese Konstruktion u. U. nach 75 Minuten versagt, so dass in diesem Fall eine Überbemessung von 44 Minuten vorliegen würde. Nach DIN 4102-2 geprüften Stahlbauteilen liegt eine *kritische Temperatur* von 500°C zu Grunde, bei der das Bauteil versagt. Eine kritische Temperatur von 500°C entspricht i. d. R. einer vollen Lastausnutzung des Bauteils. Für nicht voll ausgenutzte Bauteile, deren kritische Temperatur über 500°C liegt, wird die Bemessung nach den Verfahren mit äquivalenter Branddauer daher unwirtschaftlich.

Die Verfahren mit äquivalenten Branddauer in EN 1991-1-2 Anhang F und [DAST019] sind im Wesentlichen aus DIN 18230-1 abgeleitet worden, lediglich die Sicherheitsbeiwerte und Zusatzbeiwerte wurden modifiziert. Die DIN 18230-1 ist für die brandschutztechnische Bemessung von Industriegebäuden entwickelt worden. Der Anwendungsbereich der Verfahren in EN 1991-1-2 Anhang F und der DAST-Richtlinie beinhaltet die brandschutztechnische Bemessung von mehrgeschossigen Bürogebäuden. Das Verfahren in DIN 18230-1 basiert auf Brandsimulationsrechnungen von Bränden, die sich in einem großen Raum ausbreiten und in der Regel brandlastgesteuert verlaufen. Dementsprechend bedeutet eine größere Ventilation, die über den so genannten w-Faktor berücksichtigt wird, eine geringere thermische Beanspruchung der Bauteile und somit eine niedrigere äquivalente Branddauer. In kleineren und mittelgroßen Räumen, wie sie in Wohn- und Bürogebäuden vorkommen, sind jedoch auch ventilationsgesteuerte Brände möglich, deren thermische Einwirkungen auf die Bauteile bei Berechnungen nach EN 1991-1-2 Anhang F und [DAST019] unterschätzt werden können.

Ungeschützte Stahlbauteile haben bei gleicher Brandbeanspruchung eine andere äquivalente Branddauer als geschützte Profile. Der Verlauf der Bauteiltemperatur ungeschützter Stahlbauteile nähert sich aufgrund ihrer schnellen Erwärmungsgeschwindigkeit dem Verlauf der Beanspruchungstemperatur relativ schnell an. Bei isolierten Bauteilen, wie geschützten Stahlprofilen oder Stahlbetonbauteilen, erfolgt die Erwärmung im Stahl mit einer deutlichen Verzögerung. In Bild 9 wird die Bestimmung der äquivalenten Branddauer anhand des Vergleichselements nach DIN 18230-2 [DIN18230-2] gezeigt. Hierfür wird eine thermische Analyse nach dem allgemeinen Berechnungsverfahren (Abschnitt 2.3.2) mit [ANS7.1] durchge-

führt. Die Beanspruchungstemperatur des natürlichen Brandes wird durch eine Realbrandkurve (Abschnitt 3) wiedergegeben. Das dreiseitig beflammte Vergleichselement besteht aus einer Stahlgusslegierung mit den Abmessungen 400 mm · 400 mm · 150 mm. Die Temperatur wird in 50 mm Tiefe vom beflammten Bauteilrand bestimmt, so dass die Differenzen der äquivalenten Branddauern für unterschiedliche Baustoffe erheblich gemindert sind [BEU03]. Die äquivalente Branddauer ergibt sich zu 14 Minuten. Liegt die rechnerisch erforderliche Feuerwiderstandsdauer t_F unter 15 min, so werden nach DIN 18230-1 keine Anforderungen an die Feuerwiderstandsfähigkeit der Bauteile gestellt, die Stahlbauteile können ungeschützt ausgeführt werden. Ermittelt man die äquivalente Branddauer anhand eines ungeschützten Stahlprofils (IPE 140), so ist diese für das gleiche Brandszenario eines natürlichen Brandes mit 21 min höher als beim Vergleichselement (Bild 9). Die Temperatur des ungeschützten Stahlprofils erreicht mit über 700°C zudem einen Wert, bei dem die Tragfähigkeit auf weniger als 25 % der Tragfähigkeit bei Raumtemperatur abgesunken ist. Dieser Sachverhalt wird in DIN 18230-1 und [DAST019] nicht erfasst und kann für Bauteile mit geringer Feuerwiderstandsdauer zu Bemessungen auf der unsicheren Seite führen.

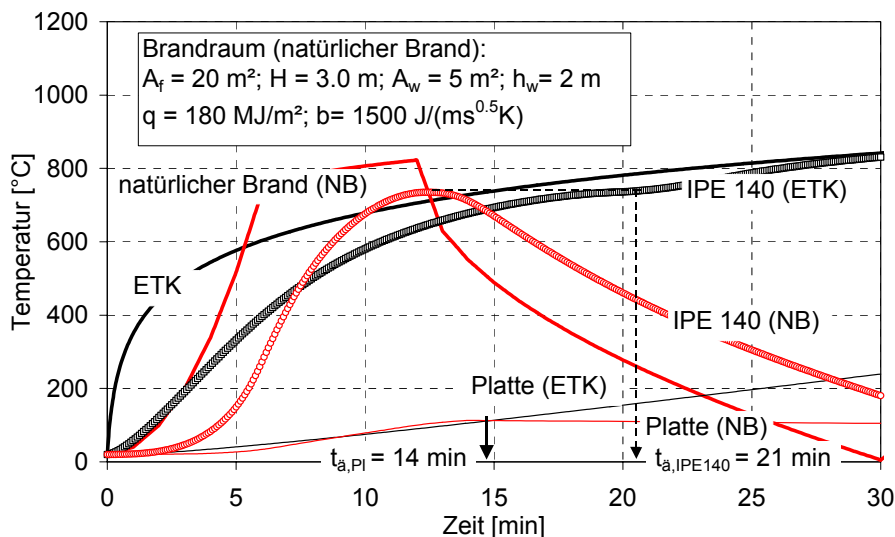


Bild 9 Bestimmung der äquivalenten Branddauer am Vergleichselement und einem ungeschützten Stahlprofil (IPE 140) durch thermische Analyse mit [ANS7.1]

Häufig sind Bürogebäude innerhalb ihrer Brandabschnitte durch leichte Trennwände z. B. in Trockenbauweise in „Raumzellen“ unterteilt, wobei die leichten Trennwände (Zellenwände) zwar in keine Feuerwiderstandsklasse eingeordnet werden können, jedoch die ungehinderte Brandausbreitung verzögern. Dieser Tatsache wird in den Verfahren in [EN1991-1-2] und [DAST019] nicht Rechnung getragen. Die thermischen Eigenschaften der Umfassungsbau­teile werden zudem nur näherungsweise durch einen Umrechnungsfaktor erfasst.

2.1.6 Bewertung der vorgestellten Verfahren

Bei den in mehrgeschossigen Wohn- und Bürogebäuden üblichen kleinen bis mittelgroßen Räumen bilden sich im Verlauf des Brandes Heiß- und Kaltgaszonen. Für die Auslegung der Bauteile ist i. d. R. die Temperatur der oben liegenden Heißgaszone anzusetzen, die gegenüber mittleren Brandraumtemperaturen auf der sicheren Seite liegt.

Mit den in Abschnitt 2.1.3 vorgestellten Ansätzen lässt sich der Temperaturzeitverlauf für natürliche Brände mit vereinfachten Gleichungen bestimmen. Die meisten dieser Ansätze nutzen den Öffnungsfaktor als dominierende Einflussgröße für die Bestimmung der Brandraumtemperatur. Nur der Ansatz von McCaffrey, Quintierre und Harkleroad [MCC81] verwendet die Energiefreisetzungsrates als Eingangsgröße. Dieser Ansatz ist für Entstehungsbrände entwickelt worden, die zu Beginn i. d. R. brandlastgesteuert verlaufen. Die Ansätze in EN 1991-1-2 und von Law [LAW83] sind in erster Linie für ventilationsgesteuerte Brände entwickelt worden, die Brandraumtemperatur lässt sich im Wesentlichen in Abhängigkeit vom Öffnungsfaktor ermitteln. Diese Ansätze liefern jedoch keine Heißgastemperaturen, sondern nur durchschnittliche Raumtemperaturen. Mit dem Ansatz von Zhongcheng und Mäkeläinen [ZHO00] kann in Abhängigkeit vom inversen Öffnungsfaktor und der Brandlastdichte die Heißgastemperatur sowohl für brandlastgesteuerte als auch ventilationsgesteuerte Brände bestimmt werden. Der Ansatz Zhongcheng und Mäkeläinen berücksichtigt bei der Ermittlung der Maximaltemperatur weder die thermischen Eigenschaften der Umfassungsbauteile noch die Energiefreisetzungsrates und ähnelt für ventilationsgesteuerte Brände dem Ansatz von Law. Aufgrund seiner experimentellen Basis kann das Verfahren nur für kleine und mittelgroße Räume angewendet werden. Das Verfahren von Barnett [BAR02] berücksichtigt die thermischen Eigenschaften der Umfassungsbauteile undifferenziert und ist für mittelgroße Räume nicht abgesichert. Mit dem Verfahren von Feasey und Buchanan [FEA02] kann nur der Temperaturzeitverlauf in der Vollbrandphase berechnet werden, die Brandentstehungsphase bleibt unberücksichtigt. Der Ansatz von Babrauskas [BAB81] ist sehr detailliert und hängt von vielen Parametern ab, so dass er für ein vereinfachtes Verfahren unbrauchbar ist. Der Großteil der in Abschnitt 2.1.3 vorgestellten Verfahren ist auf der Grundlage von experimentellen Ergebnissen abgeleitet worden, die teilweise aus der Literatur stammen. Allein aus dieser Tatsache ergibt sich eine Anwendungsbeschränkung. Brandversuche können nur in Brandräumen mit begrenzter Größe und Brandlast durchgeführt werden. Nur bei wenigen Versuchen ist eine Brandausbreitung in benachbarte Räume untersucht worden. Bei einigen Versuchen ist nicht klar, ob gemittelte oder maximale Temperaturen aufgezeichnet wurden. Abbrandraten und Energiefreisetzungsrates sind in vielen Fällen nicht gemessen worden. Der Nullpunkt der Temperaturaufzeichnung ist teilweise nicht mit dem Zündzeitpunkt identisch. Einige Verfahren geben nur den Temperaturzeitverlauf eines Vollbrandes wieder, die Brandentstehungsphase wird außer Acht gelassen oder durch eine Verzögerung („time-shift“) berücksichtigt.

Mit den Brandsimulationsmodellen lassen sich je nach Modelltyp die Brandwirkungen wie Temperaturen, Rauchentwicklung und Druckverteilung detailliert berechnen. Hierfür sind gegenüber den vereinfachten Verfahren ein größerer Rechenaufwand und zumindest Grundkenntnisse des Anwenders bezüglich der Wärmobilanztheorie erforderlich.

Bei den Verfahren mit äquivalenter Branddauer wird die thermische Beanspruchung der Bauteile durch einen natürlichen Brand mittelbar berücksichtigt, indem die Temperaturbeanspruchung auf diejenige bei einem Normbrand zurückgeführt wird. Das vorhandene Brandrisiko und die tatsächlich vorliegenden brandschutztechnischen Randbedingungen können nur näherungsweise berücksichtigt werden.

Eine risikogerechte brandschutztechnische Bemessung mehrgeschossiger Gebäude in Stahlbauweise muss den gesamten Temperaturzeitverlauf des natürlichen Brandes ebenso miteinbeziehen wie das Trag- und Verformungsverhalten des Gesamttragwerks, um Tragreserven zu aktivieren und somit das Tragsystem optimieren zu können. In dieser Arbeit soll

daher ein vereinfachtes Verfahren entwickelt werden, mit dem Heißgastemperaturzeitverläufe von Bränden in mehrgeschossigen Wohn- und Bürogebäuden ermittelt werden können, ohne auf die Anwendung von Wärmebilanzmodellen angewiesen zu sein. Dieses Verfahren soll auf einer den Bemessungsbrand beschreibenden Energiefreisetzungsrates basieren, welche die Phasen eines Brandes realistisch wiedergibt. Die entwickelten Heißgastemperaturzeitverläufe können als thermische Einwirkung eines natürlichen Brandes bei der brand-schutztechnischen Tragwerksanalyse nach den allgemeinen Berechnungsverfahren eingesetzt werden.

2.2 Grundlagen für die Berechnung der Tragwerke im Brandfall

2.2.1 Hochtemperaturverhalten der Baustoffe

Der Lastfall Brand zeichnet sich durch die Einwirkung hoher Temperaturen auf die Bauteile bzw. das Tragwerk aus. Zum einen wird im Brandfall das Tragwerk im Vergleich zum Gebrauchslastfall einer zusätzlichen Belastung ausgesetzt und zum anderen werden die thermischen und mechanischen Eigenschaften der Bauteile beeinflusst. Die Berechnung des Trag- und Verformungsverhaltens des Tragwerks im Brandfall kann daher nicht nach der Elastizitätstheorie erfolgen. Da der Brand ein instationäres Phänomen ist und sich die thermischen Einwirkungen und die Materialeigenschaften der Bauteile zeitlich ändern, muss die Tragwerksanalyse transient erfolgen.

Zu Beginn eines Brandes stellt sich infolge des schnellen Anstiegs der Umgebungstemperatur im Querschnitt brandbeanspruchter Bauteile ein Temperaturgradient mit von außen nach innen abnehmenden Temperaturen ein. Mit der Fortdauer des Brandes und damit zunehmender Aufheizung werden die Temperaturunterschiede zwischen Randbereich und Kern des beflamten Querschnitts allmählich abgebaut. Der instationäre Temperaturzustand bewirkt eine Veränderung der thermischen und mechanischen Eigenschaften der Baustoffe und beeinflusst damit das Trag- und Verformungsverhalten des Bauteils. Die Erwärmung von Querschnittsfasern hat je nach Material ein unterschiedliches Ausdehnungsbestreben zur Folge. Die thermisch induzierten Dehnungen können große Verformungen des beanspruchten Bauteils nach sich ziehen. Diese Verformungen sind im Allgemeinen deutlich größer als die Verformungen aufgrund der Gebrauchslasten. Werden die thermisch induzierten Dehnungen durch die Konstruktion oder umgebende kalte Querschnittsbereiche behindert, entstehen Zwangspannungen, die zu Zwangkräften und –momenten im Bauteil bzw. Tragwerk führen. Die Temperaturabhängigkeit sowohl der thermischen als auch der mechanischen Materialeigenschaften der Bauteile muss bei der Berechnung des Tragwerks berücksichtigt werden. Die thermischen Materialeigenschaften Wärmeleitfähigkeit, Rohdichte und spezifische Wärme beeinflussen die Geschwindigkeit der Erwärmung der brandbeanspruchten Bauteile bzw. Tragwerksteile. Infolge der Erwärmung verändern sich die mechanischen Materialeigenschaften wie z. B. Festigkeit und Steifigkeit. Die Widerstandsfähigkeit eines Bauteils bzw. Tragwerks im Brandfall wird neben der Erwärmungsgeschwindigkeit durch das statische System und in hohem Maße durch die Lastausnutzung, d. h. das Verhältnis von vorhandener Last zur Traglast im Kaltzustand, bestimmt. Der zeitliche Verlauf der Bauteilerwärmung hängt von der Massigkeit des beflamten Querschnitts, also dem Verhältnis der beflamten Oberfläche zum Volumen des Bauteils, den thermischen Eigenschaften der verwendeten Baustoffe und der Intensität des sich entwickelnden Brandes ab.

Eine Voraussetzung für die wirklichkeitsnahe Berechnung der Tragwerke im Brandfall ist die Kenntnis der Brandbeanspruchung in Form des Temperaturzeitverlaufs der Umgebungstemperatur, der Wärmeübergangsbedingungen an den Bauteiloberflächen und des Wärmestroms mit seinen auf Leitung, Konvektion und Strahlung beruhenden Anteilen sowie der temperaturabhängigen Materialeigenschaften der Baustoffe (Bild 10). Sowohl die thermischen Eigenschaften (Dichte, spezifische Wärmekapazität, Wärmeleitfähigkeit und thermische Dehnung) als auch die mechanischen Eigenschaften (Festigkeit, Elastizitätsmodul und Verformungsverhalten) der Baustoffe werden als Stoffgesetze in Form von funktionalen Rechenwerten z. B. in [EC3-1-2] und [EC4-1-2] mathematisch beschrieben. Physikalische und chemische Reaktionen, wie die Rissbildung und chemische Zersetzung der Baustoffe infolge der Temperatureinwirkung, werden durch eine entsprechende Festlegung der Rechenwerte für die Materialeigenschaften miterfasst.

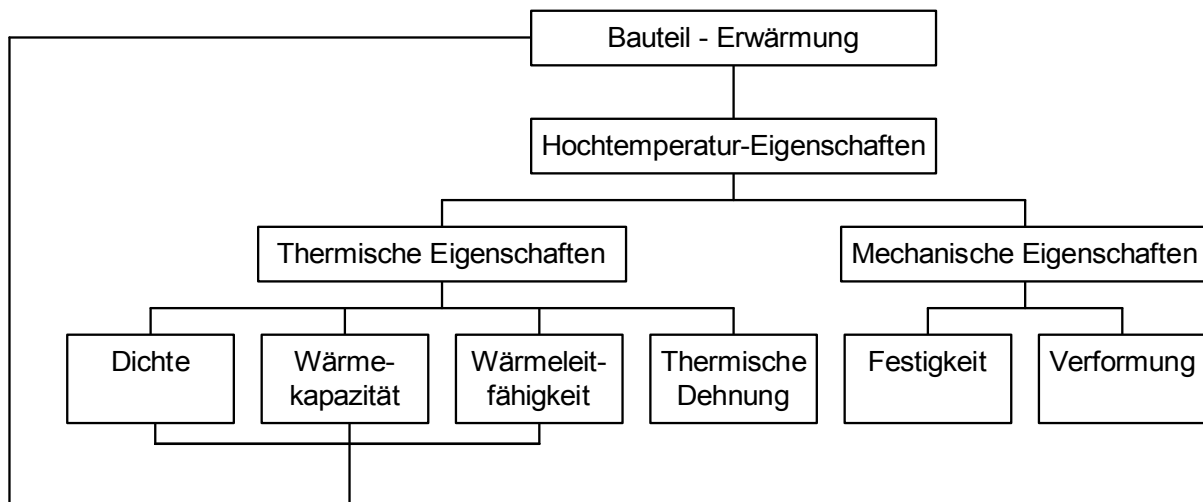


Bild 10 Brandverhalten der Baustoffe aus [HAS89]

2.2.2 Thermische Materialeigenschaften

Die Erwärmung eines Bauteils ist abhängig vom Wärmeübergang am Bauteilrand und der Wärmeströmung im Bauteilinnern. Der durch ein Temperaturgefälle im Bauteil hervorgerufene Wärmestrom wird in seiner Geschwindigkeit von den temperatur- und werkstoffabhängigen Materialeigenschaften Wärmeleitfähigkeit λ [W/(mK)], spezifische Wärme c_p [J/(kgK)] und Rohdichte ρ [kg/m³] beeinflusst. Die temperaturabhängigen thermischen Materialeigenschaften sind für Baustahl in Eurocode 3 Teil 1-2 [EC3-1-2] sowie für Beton und Betonstahl in Eurocode 4 Teil 1-2 [EC4-1-2] als temperaturabhängige Rechenfunktionen angegeben. Die Rechenfunktionen für Baustahl und Beton mit quarzitischem Zuschlag sind, normiert auf die Größen bei Raumtemperatur (20°C), in Bild 11 dargestellt.

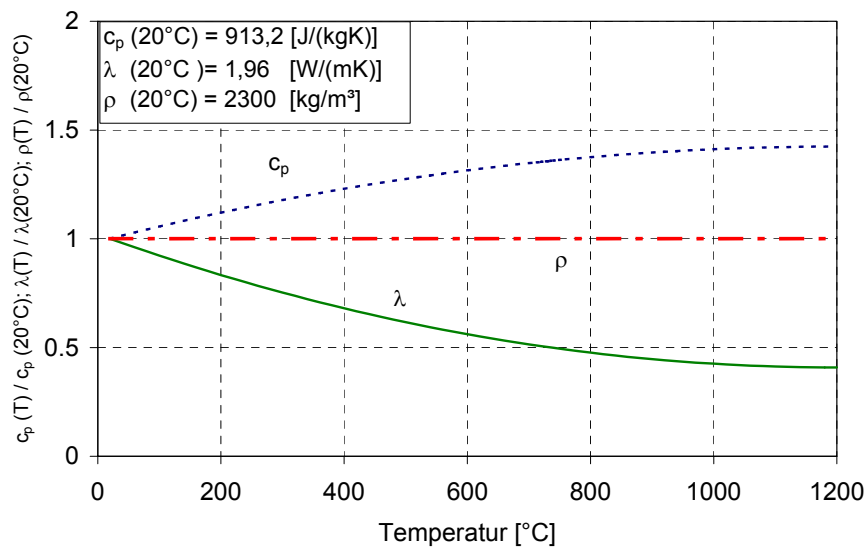
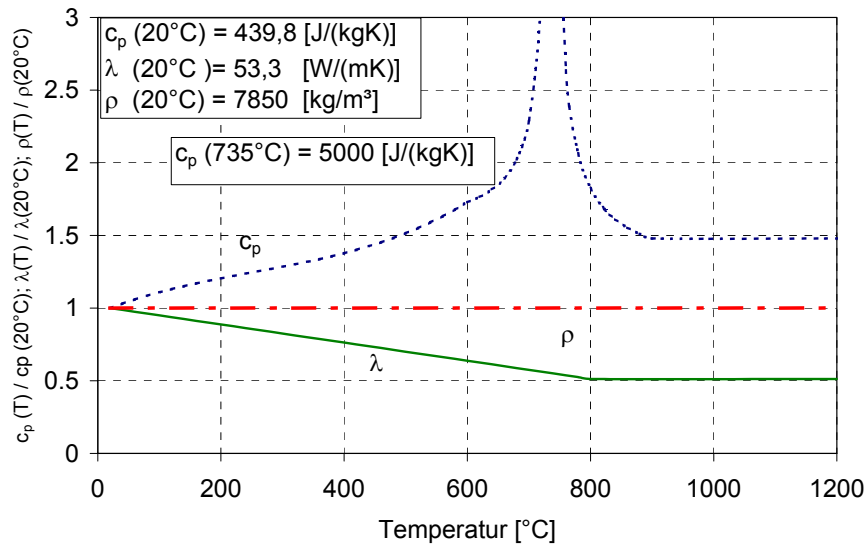


Bild 11 Rechenfunktionen thermischer Materialeigenschaften von Baustahl (oben) nach [EC3-1-2] und von Beton (unten) nach [EC4-1-2]

Bild 12 zeigt den temperaturabhängigen Verlauf der auf die Raumtemperatur bezogenen thermischen Dehnungen $\Delta l/l$ von Stahl und Beton mit quarzitischem Zuschlag aus [EC3-1-2] bzw. [EC4-1-2].

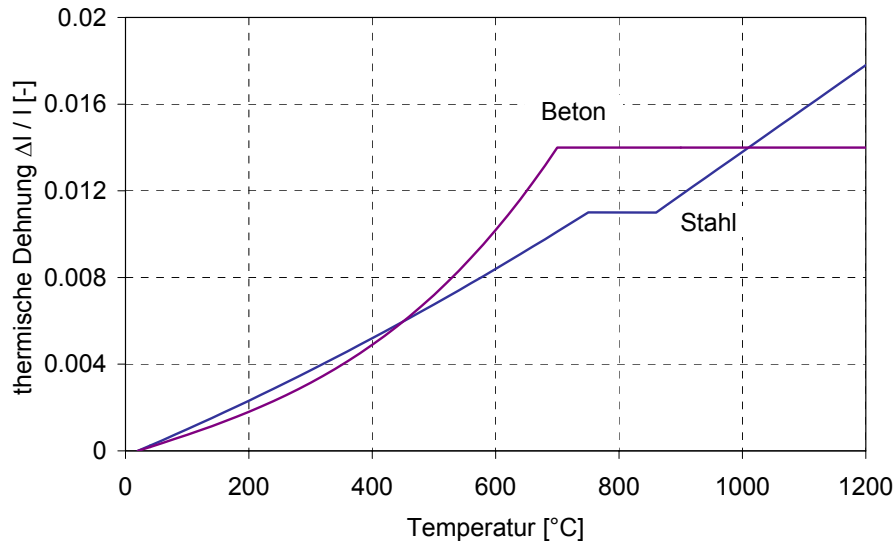


Bild 12 Rechenfunktionen der thermischen Dehnung von Baustahl nach [EC3-1-2] und von Beton nach [EC4-1-2]

2.2.3 Mechanische Materialeigenschaften

Die in Eurocode 3 Teil 1-2 [EC3-1-2] angegebenen Festigkeits- und Verformungseigenschaften von Baustahl bei hohen Temperaturen gelten für Aufheizgeschwindigkeiten zwischen 2 und 50 K/min. Diese Beziehungen können für Zug-, Druck-, Biege- und Schubbeanspruchung verwendet werden. Temperaturabhängige Modellparameter für die effektive Fließspannung, die Proportionalitätsgrenze und den Elastizitätsmodul beschreiben den Verlauf der Spannungs-Dehnungslinien.

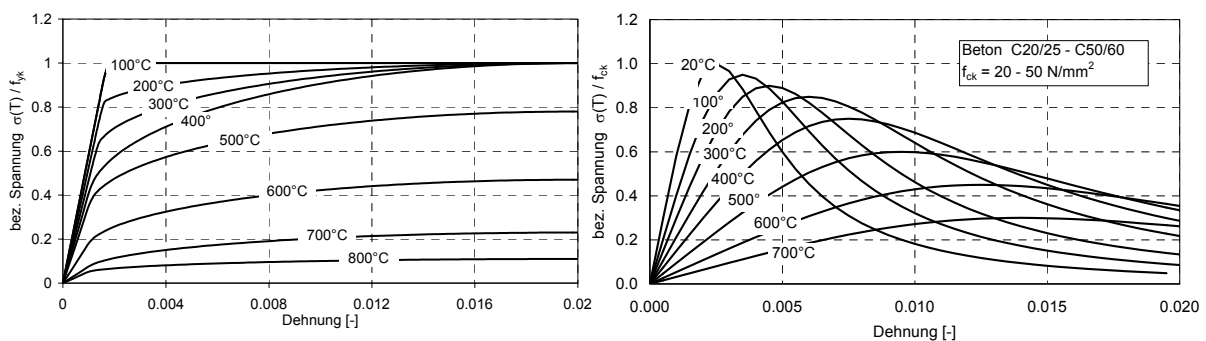


Bild 13 Temperaturabhängige Spannungs-Dehnungslinien von Baustahl S 355 nach [EC3-1-2] (links) und von Beton nach [EC4-1-2] (rechts)

In Eurocode 4 Teil 1-2 [EC4-1-2] sind die temperaturabhängigen Modellparameter für den Verlauf der Spannungs-Dehnungslinien von Beton und Betonstahl in Form von temperaturabhängigen Rechenfunktionen angegeben. Bild 13 zeigt den auf die Werte bei Raumtemperatur (20°C) normierten Verlauf der Rechenfunktionen exemplarisch für Baustahl S 355 und Beton.

2.2.4 Materialeigenschaften für die Abkühlphase

Bei der Untersuchung des Trag- und Verformungsverhaltens von Bauteilen bzw. Tragwerken bei einer natürlichen Brandbeanspruchung muss im Gegensatz zur Normbrandbeanspruchung nach der ETK die Abkühlphase des Brandes berücksichtigt werden. Die in den vorherigen Abschnitten 2.2.2 und 2.2.3 beschriebenen temperaturabhängigen Materialeigenschaften sind aus instationären Kriechversuchen an einaxial belasteten Materialproben unter ständiger Erwärmung abgeleitet worden [RIC87]. Bisher liegen wenig Kenntnisse über das Verformungsverhalten von Baustoffen in der Abkühlphase vor.

Übliche Baustähle aus naturhartem Stahl, die nicht über 700°C erwärmt wurden, gewinnen bei langsamer Abkühlung ihre ursprüngliche Festigkeit zurück. Bei bestimmten Erwärmungstemperaturen können, wie bei der Warmbehandlung von Stahl, bleibende Verfestigungen erzeugt werden. Die Duktilität des Stahls kann durch einen Versprödungseffekt bei der Abkühlung vermindert werden, wodurch die Bruchdehnung reduziert wird. In [RUB85.1] wird von Versuchen berichtet, bei denen an Probekörpern bei einer konstanten Aufheiz- und Abkühlungsgeschwindigkeit Längenänderungen gemessen wurden, aus denen die thermische Dehnung für beide Phasen bestimmt werden konnte. Demnach liegen im Bereich von 300°C-900°C die thermischen Dehnungen in der Aufheizphase etwas höher als in der Abkühlphase. Unterhalb von 300°C war kein Unterschied feststellbar, die thermischen Dehnungen waren bei Abkühlung auf 20°C vollständig zurück gegangen. Mit der Verwendung der in Abschnitt 2.2.2 und 2.2.3 beschriebenen temperaturabhängigen Stahl-Materialeigenschaften scheint auch für die Abkühlphase aufgrund der weitgehenden Reversibilität der thermischen Dehnungen des Stahls die Simulation des Trag- und Verformungsverhaltens von Tragwerken berechnet werden zu können [HAM89], gesicherte Erkenntnisse liegen jedoch derzeit nicht vor.

Tastversuche an Betonproben lassen nach [SCN80] darauf schließen, dass die elastischen Verformungen des Betons im Wesentlichen von der erreichten Maximaltemperatur abhängen und die thermische Dehnung des Betons im Allgemeinen irreversibel ist. Bei hohen Temperaturen treten im Beton Risse auf, die sich in der Abkühlphase nicht mehr schließen können. Nach der Abkühlung auf Normaltemperatur verbleiben durch thermisches Schwinden verursachte bleibende Dehnungen. Nach experimentellen Erfahrungen, die im Rahmen von [DIE87] gemacht wurden, ist davon auszugehen, dass die Festigkeits- und Verformungskennwerte von Beton, in Abhängigkeit vom Belastungsgrad und der Maximaltemperatur, einer irreversiblen Umwandlung unterliegen. Die Resttragfähigkeit des Betons nach dem Erkalten wird durch die Zermürbung der brandbeanspruchten Betonoberfläche insbesondere bei Temperaturen von über 750°C erheblich reduziert. Die in Abschnitt 2.2.2 und 2.2.3 beschriebenen temperaturabhängigen Beton-Materialeigenschaften können aufgrund der Irreversibilität der thermischen Dehnungen von Beton daher nur für die Erwärmungsphase gesichert verwendet werden. Für die Berechnung des Trag- und Verformungsverhaltens von Tragwerken wurden in dieser Arbeit die Materialeigenschaften auch in der Abkühlphase verwendet, da bisher keine abgesicherten Kennwerte vorliegen, die die Irreversibilität der thermischen Dehnungen berücksichtigen. Aus diesem Grunde sind insbesondere für den Beton die nach Erreichen der Maximaltemperatur berechneten Dehnungen und Spannungen nur qualitativ zu deuten.

2.3 Berechnungsverfahren für die brandschutztechnische Bemessung

2.3.1 Allgemeines

Für die brandschutztechnischen Nachweise von Stahlbauteilen nach DIN 4102-4 existieren Bemessungstabellen für Träger und Stützen, die durch Putze bzw. Gipsfaserkartonplatten geschützt sind. Die Bemessungstabellen wurden zum großen Teil auf Grundlage von Ergebnissen aus Brandversuchen und –prüfungen entwickelt. Für die entsprechende Feuerwiderstandsklasse wird in Abhängigkeit der Massigkeit des auszulegenden Bauteils die Mindestdicke der Bekleidung angegeben. Bei Einhalten der Mindestabmessungen wird sichergestellt, dass bei voller Lastausnutzung im Kalten und zusätzlicher Brandbeanspruchung entsprechend der ETK die geforderte Feuerwiderstandsdauer für das Bauteil mit einer Sicherheit größer gleich 1,0 erreicht wird. Der brandschutztechnische Nachweis mit Hilfe von Bemessungstabellen liegt im Allgemeinen stark auf der sicheren Seite. Es handelt sich im Vergleich zu rechnerischen Verfahren um einen konservativen Nachweis.

In den Brandschutzteilen der Eurocodes sind erstmals für Deutschland – neben den Nachweisverfahren mit tabellarischen Daten, die im Wesentlichen auf Ergebnissen aus Brandversuchen basieren – auch rechnerische Nachweisverfahren in Form von vereinfachten und allgemeinen Berechnungsverfahren enthalten, die sich eng an die Bemessung bei Normaltemperatur anlehnen. Mit den vereinfachten Berechnungsverfahren kann auf Temperatur- oder Tragfähigkeitsebene nachgewiesen werden, dass die einwirkende Belastung für die angestrebte Feuerwiderstandsdauer vom Bauteil aufgenommen werden kann. Hierfür können u. a. Vereinfachungen bei der Temperaturermittlung für die Bauteilquerschnitte und bei der Beschreibung des Versagenszustandes im Brandfall getroffen werden. Mit den allgemeinen Berechnungsverfahren kann das tatsächliche Trag- und Verformungsverhalten von Bauteilen bzw. Tragwerken unter Brandbeanspruchung ermittelt werden, wobei mit gegebenem Gastemperaturzeitverlauf in der Umgebung und bekannten Belastungs- und Lagerungsbedingungen ein Brandversuch simuliert werden kann. Die allgemeinen Berechnungsverfahren können für beliebige Brandraumtemperaturzeitkurven verwendet werden, sofern die Materialeigenschaften für den maßgebenden Temperaturbereich bekannt sind. Basierend auf den grundlegenden physikalischen Gesetzen, muss eine zuverlässige Modellierung des zu erwartenden Verhaltens der betrachteten Gesamt- oder Teiltragwerke erfolgen [EC3-1-2]. Das allgemeine Berechnungsverfahren kann in eine thermische Analyse und eine mechanische Analyse unterteilt werden.

2.3.2 Thermische Analyse

Die thermische Analyse dient der Bestimmung der zeitabhängigen Temperaturverteilung in den Bauteilen in Abhängigkeit der umgebenden Raumtemperatur (thermische Einwirkung).

Dabei werden drei Arten der Wärmeübertragung unterschieden:

- Wärmekonvektion: Mitführen von Wärme durch Teilchen in Gasen und Flüssigkeiten
- Wärmestrahlung: Übertragung von Wärme durch Strahlung, ausgehend von den Oberflächen fester Körper
- Wärmeleitung: Unmittelbarer Wärmetausch benachbarter Teilchen in festen, flüssigen und gasförmigen Körpern

Der Wärmeübergang an den Außenrändern beflammer Querschnitte wird durch Konvektion und Wärmestrahlung beeinflusst.

Wärmekonvektion ist nur in Verbindung mit der Bewegung des umgebenden Mediums möglich, indem die Wärme durch die Gasteilchen mitgeführt wird. Sie wird durch die Konvektionszahl α und die Temperaturdifferenz zwischen Medium und Körperwand bestimmt.

Die Erwärmung eines Körpers durch Absorption von Wärmestrahlung hängt von seinem Absorptions- und Emissionsvermögen ab. Die abgegebene oder aufgenommene Wärmemenge ergibt sich aus der Differenz zwischen den Mengen der emittierten und der absorbierten Strahlungsenergie. Die Wärmestrahlung wird durch elektromagnetische Wellen übertragen. Der Wärmeübergang durch Strahlung wird durch den Emissionswert ε beschrieben und hängt u. a. vom Temperaturgefälle zwischen Körperwand und Strahlungsquelle, Werkstoffbeschaffenheit sowie Brandraumgeometrie ab.

Grundlage für die Beschreibung der instationären Wärmeleitung in Festkörpern ist die Fouriersche Differentialgleichung, die in Abschnitt 4.1.3.2 beschrieben wird.

Die thermischen Einwirkungen auf Bauteile werden in [EN1991-1-2] in Abhängigkeit von der Umgebungstemperatur als Wärmestromdichte vorgegeben, die sich aus einem radiativen und einem konvektiven Anteil zusammensetzt. Eine analytische Lösung des Erwärmungsproblems lässt sich nur für Sonderfälle unter stark vereinfachenden Voraussetzungen, wie temperaturunabhängige thermische Stoffeigenschaften und Existenz eines homogenen und isotropen Körpers, für den eindimensionalen Wärmestrom finden. Zur Lösung des instationären Wärmeleitungsproblems stehen verschiedene numerische Methoden wie z. B. die Finite Element Methode (FEM) oder die Methode der Finiten Differenzen zur Verfügung.

2.3.3 Mechanische Analyse

Die mechanische Analyse dient der Berechnung von Dehnungen, Verformungen, Spannungen und Schnittkräften unter mechanischen Lastbedingungen der thermisch belasteten Bauteile und Tragwerke.

Bei der brandschutztechnischen Tragwerksanalyse müssen neben den Lasten im Gebrauchszustand thermische Dehnungen und Zwangkräfte, die sich aus der Erwärmung des Bauteils bzw. Tragwerks ergeben, berücksichtigt werden. Dabei sind Zwangsschnittgrößen und Verformungen in angrenzenden Bauteilen sowie Eigenspannungen aufgrund von unterschiedlichen thermischen Ausdehnungen verschiedener Querschnittsteile bzw. Baustoffe und Eigenspannungen infolge von Temperaturgradienten über den Bauteilquerschnitt zu beachten. In Tragwerken besteht zudem die Möglichkeit der Lastumlagerung von hochbelasteten Bauteilen auf weniger belastete benachbarte Bauteile.

Das berechnete Temperaturfeld hat einen Einfluss auf die mechanische Analyse. Die aufgrund der thermischen Analyse bestimmten thermischen Dehnungen erzeugen Zwangkräfte und können im Lastvektor einer anschließenden mechanischen Analyse berücksichtigt werden. Der Einfluss der Verschiebungen auf die Temperaturverteilung im Bauteilquerschnitt ist von untergeordneter Rolle, so dass die thermische Analyse entkoppelt von der mechanischen Analyse erfolgen kann. Bei der mechanischen Analyse sind die temperaturabhängigen Veränderungen der mechanischen Materialeigenschaften zu berücksichtigen. Die Berechnung des Trag- und Verformungsverhaltens ist unter Einbeziehung geometrischer Nichtlinea-

ritäten durchzuführen, wenn diese Auswirkungen auf das Systemverhalten des Bauteils oder Tragwerks haben. Die bei der mechanischen Analyse berechneten Verformungen müssen auf Konsistenz hinsichtlich des Zusammenwirkens aller Tragwerksteile und deren Standsicherheit überprüft werden. Das bedeutet, dass beispielsweise rechnerisch ermittelte übermäßige Verformungen begrenzt werden müssen, wie z. B. die Durchbiegung einer Decke, die größer als die Stockwerkshöhe ist. Bei der Berechnung von Einzelbauteilen oder Teiltragwerken müssen die Randbedingungen überprüft und konstruktiv erfasst werden mit dem Ziel, ein Versagen aufgrund des Verlustes der Bauteilabstützungen zu vermeiden. Langzeit-Kriechvorgänge können bei der mechanischen Analyse brandbeanspruchter Bauteile und Tragwerke vernachlässigt werden [EC2-1-2].

Nur für Sonderfälle (z. B. statisch bestimmter Balken im elastischen Bereich) gibt es eine analytische Lösung. Zur Berechnung des Trag- und Verformungsverhaltens brandbeanspruchter Bauteile und Tragwerke sind daher numerische Methoden, wie z. B. die FEM, erforderlich.

2.4 Trag- und Verformungsverhalten von Einzelbauteilen und Gesamttragwerken im Brandfall

2.4.1 Allgemeines

Die brandschutztechnische Bemessung wird im Gegensatz zur Kaltbemessung häufig an aus dem Gesamttragwerk herausgelösten Einzelbauteilen wie Stützen und Balken durchgeführt. Das reale Trag- und Verformungsverhalten eines Bauteils innerhalb eines Gesamttragwerks ist jedoch aufgrund der Interaktionen mit der Umgebungsstruktur wesentlich komplexer. Die bei der Brandbeanspruchung im Gesamttragwerk auftretenden Lastumlagerungen, die i. d. R. die Feuerwiderstandsdauer des Tragwerks verlängern, werden dabei genau so wenig berücksichtigt wie die u. U. entstehenden Zwangsschnittgrößen, die negative Folgen für die Feuerwiderstandsdauer des Tragwerks haben können.

Das lokal brandbeanspruchte Gesamttragwerk hat im Allgemeinen eine höhere Feuerwiderstandsdauer als die Einzelbauteile, aus denen es besteht, wenn Lastumlagerungen in nicht vom Brand betroffene Tragwerksteile möglich sind. Voraussetzung hierfür ist, dass die Verbindungen der Einzelbauteile untereinander so ausgelegt sind, dass brandbedingte Zwangskräfte übertragen und Verformungen aufgenommen werden können. Außerdem muss die Aussteifung des Gesamttragwerks über den gesamten Zeitraum der Brandbeanspruchung gewährleistet bleiben [HAS93].

2.4.2 Ausbildung von Zwangsschnittgrößen

2.4.2.1 Allgemeines

Für die Beurteilung des Trag- und Verformungsverhaltens von Gesamttragwerken im Brandfall ist es nicht ausreichend, eine Strukturanalyse analog einer Kalt-Statik mit reduzierten Steifigkeiten und Festigkeiten der Baustoffe durchzuführen. Im Gesamttragwerk entstehen im Brandfall thermisch induzierte Dehnungen und Krümmungen, die im Vergleich zu Gebrauchslastfällen zu großen Verformungen führen können. Wenn die freie Verformbarkeit durch angrenzende kalte Tragwerksteile behindert wird, führt dies zu Zwangsspannungen, die

eine erhebliche Größenordnung haben können. Diese Zwangsspannungen äußern sich in Zwangskräften und Zwangsmomenten, die sich mit den Schnittkräften aus dem Gebrauchslastfall überlagern. Wenn die Bauteilquerschnitte infolge der Erwärmung schnell an Festigkeit und Steifigkeit verlieren und sich plastische Gelenke ausbilden, kann es infolge schnell anwachsender Verformungen zum Tragfähigkeitsverlust kommen. In der Abkühlphase eines Brandes behindern bereits abgekühlte Tragwerksteile die Verkürzung von erwärmten Bauteilen, wodurch hohe Zugspannungen entstehen, die zum Versagen von Anschlüssen führen können.

2.4.2.2 Träger

Das Brandverhalten von Einzelbauteilen wird im Wesentlichen durch drei Faktoren beeinflusst [BS98]:

- Temperaturverteilung im Querschnitt
- Lastausnutzung
- Grad der Dehnbehinderung (Zwängung)

Versagt das Bauteil infolge der thermisch bedingten Reduktion von Steifigkeit und Festigkeit, so müssen die Lasten auf die angrenzenden Bauteile umgelagert werden können, um einen Einsturz des Gesamttragwerks zu verhindern. Der Grad der Lastumlagerung hängt von der Temperatur und der Lastausnutzung der Umgebungsstruktur ab. In Anhang C werden die Trag- und Verformungsmechanismen unterschiedlich gelagerter brandbeanspruchter Träger in Stahl-Verbundbauweise detailliert dargestellt.

Moss hat in [MOS02] das Trag- und Verformungsverhalten unterschiedlich gelagerter Einfeldträger in Stahl- und Stahl-Verbundbauweise bei dreiseitiger Brandbeanspruchung rechnerisch untersucht (Bild 14).

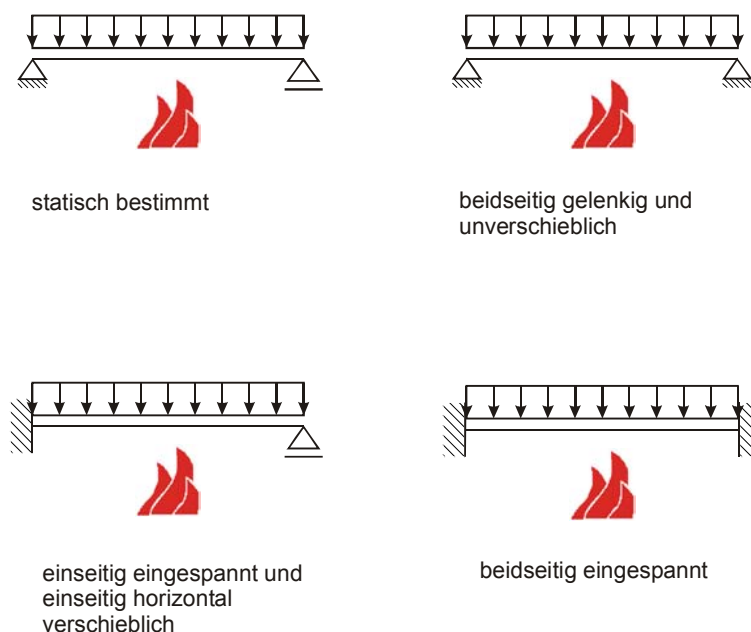


Bild 14 Statische Systeme der untersuchten Träger [MOS02]

Ein statisch bestimmt gelagerter Träger kann sich frei verformen, so dass keine Zwangkräfte entstehen. Das Anwachsen der Durchbiegung ist mit der Reduzierung von Steifigkeit und Festigkeit infolge der Erwärmung gekoppelt. Nachdem sich in Trägermitte ein plastisches Gelenk ausgebildet, wächst die Durchbiegung über alle Grenzen, die Horizontalverformung wird negativ, da das Rollenlager in Richtung des festgehaltenen Auflagers gezogen wird. [MOS02].

Bei einem beidseitig gelenkig und unverschieblich gelagerten Träger baut sich aufgrund der Behinderung der Horizontalverformung eine große Zwangnormalkraft auf. Die Durchbiegung wächst schneller als beim statisch bestimmt gelagerten Träger. Nach Ausbildung eines plastischen Gelenks in Trägermitte entsteht eine Fließgelenkkette. Im gesamten Trägerquerschnitt bilden sich ähnlich einem Seiltragwerk, Zugspannungen aus. Der Träger versagt mit starkem Anstieg der Durchbiegungen [MOS02].

Bei einem einseitig eingespannten und einseitig horizontal verschieblich gelagerten Träger baut sich keine Zwangnormalkraft auf, da sich der Träger horizontal frei verformen kann. Die Durchbiegung steigt nur langsam an. Aufgrund der durch die Einspannung behinderten Verdrehung entwickelt sich ein Zwangmoment, welches das Einspannmoment erhöht und das Feldmoment entlastet. Mit steigender Erwärmung des Trägers wird die Temperaturverteilung im Querschnitt gleichförmiger und dadurch das Zwangmoment kleiner. Die gleichzeitige Reduzierung von Steifigkeit und Festigkeit des Trägers führt zur Ausbildung von plastischen Gelenken im eingespannten Auflager und in Trägermitte. Versagen tritt ein, wenn die Durchbiegung über alle Grenzen wächst [MOS02].

Ein beidseitig eingespannter Träger wird infolge behinderter Ausdehnung und Verdrehung durch thermisch induzierte Zwangnormalkräfte und Zwangmomente belastet. In der Anfangsphase wachsen die Zwangnormalkräfte schnell an. Nach Ausbildung plastischer Gelenke in den Auflagerpunkten steigen die Durchbiegungen und Feldmomente an und die Zwangnormalkräfte fallen langsam ab. Aufgrund der fortschreitenden Erwärmung des Trägers wird die Temperaturverteilung im Querschnitt gleichförmiger, so dass das Zwangmoment abnimmt. Mit fortschreitender Reduzierung von Steifigkeit und Festigkeit bildet sich ein plastisches Gelenk in Trägermitte. Der Träger versagt durch ein Anwachsen der Durchbiegung über alle Grenzen [MOS02].

2.4.2.3 Stützen

Das Trag- und Verformungsverhalten einer Stütze wird bei einem lokal begrenzten Brand durch Zwängungen des umgebenden kalten Tragwerks beeinflusst, indem die freie Längsverformung der Stütze infolge des thermischen Ausdehnbestrebens behindert wird. Durch die Dehnbehinderung entstehen axiale Zwangkräfte, die im Vergleich zu einer ungezwängten Stütze zu einer Verminderung der Versagenstemperatur führen. Bei Erwärmung einer dehnbehinderten Stütze sind die horizontalen Verformungen erheblich größer als bei einer Stütze, deren thermische Ausdehnung nicht behindert wird. Die Effekte aus Theorie 2. Ordnung bewirken, dass stark dehnbehinderte Stützen einer wesentlich größeren Belastung ausgesetzt werden, so dass die Versagenstemperatur eher erreicht wird als bei Stützen, deren thermische Ausdehnung nicht behindert wird [NEV02]. Neves stellt fest, dass eine größere Dehnbehinderung der Stütze zu einer geringeren Versagenstemperatur führt, die sich jedoch bei sehr großen Dehnbehinderungen nicht weiter verringert. Der Anstieg der Zwangkräfte

wird umso steiler, je geringer die Lastausmitte der Stütze ist. Für sehr große Lastausmitten wird die Versagenstemperatur nahezu unabhängig von der Lastausmitte [NEV95].

Neves stellt nach Durchführung numerischer Simulationen in [NEV95] fest, dass die Zwangkraftentwicklung bei zentrisch belasteten Stahlstützen von der Steifigkeit des umgebenden Tragwerks abhängt. Bild 15 zeigt die typische Entwicklung der Zwangkraft einer dehnbehinderten Stütze unter Temperaturbeanspruchung bei steifem und bei weichem umgebenden Tragwerk. Je höher die Steifigkeit des umgebenden Tragwerks ist, desto schneller steigt die Zwangkraft in der Stütze an und desto größer ist ihr Maximum. Wenn der Stahl zu fließen beginnt, stagnieren die Zwangkräfte. Mit sinkender Steifigkeit der Stütze fallen die Zwangkräfte bei weiterer Erwärmung ab, bis die Stütze durch Erreichen der Versagenstemperatur versagt. In Bild 15 wird die Bestimmung der Versagenstemperatur von dehnbehinderten Stützen gezeigt. Der Zeitpunkt, an dem die aufnehmbare Zwangkraft P der Stütze aufgrund der thermisch bedingten Reduzierung von Steifigkeit und Festigkeit auf den Wert P_0 der mechanischen Belastung abgefallen ist, charakterisiert die Versagenstemperatur T_u .

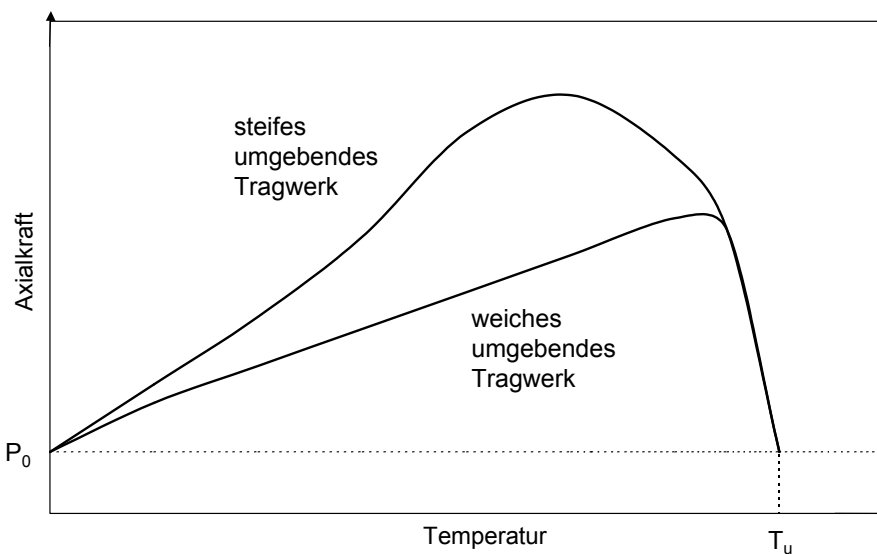


Bild 15 Typische Entwicklung der axialen Zwangkräfte bei dehnbehinderten Stützen bei steifem und weichem umgebenden Tragwerk (aus [NEV95])

Die Versagenstemperatur T_u einer nicht-dehnbehinderten Stütze wird erreicht, wenn das Gleichgewicht zwischen inneren und äußeren Kräften nicht mehr möglich ist. Die äußeren Kräfte entstehen bei nicht-dehnbehinderten Stützen ausschließlich durch die mechanische Belastung, die i. d. R. im Brandfall konstant angenommen wird. Die Erkenntnisse der numerischen Simulationen von Neves wurden von Rodrigues durch experimentelle Untersuchungen an dehnbehinderten Stahlstäben im Kleinmaßstab mit unterschiedlichen Lagerungsbedingungen bestätigt [ROD00]. Für gelenkig gelagerte, zentrisch belastete Stützen wurde ermittelt, dass die Versagenstemperatur umso geringer wird, je höher die Dehnbehinderung ist, und für voll ausgenutzte Stützen mit sehr großer Dehnbehinderung nach Rodrigues bis auf 300°C fallen kann [ROD00]. Die Größenordnung der Dehnbehinderung (Verhältnis der Steifigkeit der betrachteten Stütze zur Steifigkeit des Resttragwerks) liegt in realen Gebäuden im Bereich von 2 % bis 3 % [FRA00]. Die in den Untersuchungen von Neves und Rodrigues betrachteten großen Dehnbehinderungen treten in realen Gebäuden jedoch i. d. R.

nicht auf, so dass die Reduzierung der Versagenstemperatur der Stützen entsprechend geringer ist.

Neves schlägt in [NEV02] ein auf experimentellen und rechnerischen Untersuchungen basierendes vereinfachtes Verfahren vor, mit dem die Reduzierung der Versagenstemperatur dehnbehinderter schlanker Stützen ermittelt werden kann. Wesentliche Einflussgrößen sind, neben der Schlankheit und dem Grad der Dehnbehinderung, die Lastausnutzung der Stütze im Kalten und die Richtung der Knickachse. Die Bestimmung des Grads der Dehnbehinderung einer Stütze, die Teil eines Gesamttragwerks ist, ist häufig schwierig. Franssen stellt in [FRA00] ein Verfahren vor, für das der Grad der Dehnbehinderung der Stütze nicht bekannt sein muss. Für sehr schwach dehnbehinderte Stützen liegt dieses Verfahren auf der sicheren Seite. Für einen hohen Grad der Dehnbehinderung ist die Versagenstemperatur unabhängig vom Grad der Dehnbehinderung. Zunächst wird in dem Verfahren für eine vollständig dehnbehinderte, mechanisch unbelastete Stütze die Entwicklung der Zwangskraft temperaturabhängig berechnet. Die Versagenstemperatur der teilweise dehnbehinderten Stütze ergibt sich dann zu dem Zeitpunkt, bei dem die von der vollständig dehnbehinderten Stütze aufnehmbare Zwangskraft unter die Normalkraft der mechanischen Belastung abfällt (vgl. Bild 15). Nach Erreichen der Versagenstemperatur knickt die Stütze aus. Wenn die Stütze Teil eines Gesamttragwerks ist, kann das Versagen des Gesamttragwerks verhindert werden, wenn Lasten über Unterzüge und Decken auf benachbarte Stützen umgelagert werden können [FRA00].

Hass hat in [HAS86] die Auswirkung von Stützenkopfverschiebungen auf das Trag- und Verformungsverhalten brandbeanspruchter Stützen untersucht. Die Decke oberhalb des Brandraums dehnt sich infolge der Erwärmung aus. Durch die bei fortschreitender Erwärmung stattfindende Reduzierung von Steifigkeit und Festigkeit wachsen die Durchbiegungen der Deckenkonstruktion an, wodurch die Horizontalverformungen zurück gehen. Die Decke unterhalb des Brandraums erwärmt sich vergleichsweise wenig, so dass die Stützen neben ihrer thermischen Beanspruchung und Längsdehnbehinderung durch horizontale Verformungen ihrer Kopfpunkte beeinflusst werden [HAS86]. Zur Klärung des Brandverhaltens von Stützen in ausgesteiften Tragwerken führte Hass Versuche an so genannten „Z-Stützen“ durch, bei denen die Verdrehung der Stützenenden kraftgesteuert kontrolliert wurden. Die Versuche zeigten, dass für Stützen im Brandfall günstigere Lagerungsbedingungen vorherrschen als bei der Kaltbemessung. Im Brandfall führt die größere Steifigkeit der kalten Umgebungsstruktur zu einer Rotationsbehinderung der Stütze an den Auflagerpunkten. Hass folgert daraus, dass bei der brandschutztechnischen Bemessung von Innenstützen eine beidseitig eingespannte Lagerung (Eulerfall 4) und bei Randstützen ebenso wie bei Stützen im obersten Geschoss eine einseitig gelenkige / einseitig eingespannte Lagerung (Eulerfall 3) angenommen werden kann. In [ALI01] veröffentlichte Ergebnisse von Versuchen, bei denen die Auswirkungen der Rotationsbehinderung brandbeanspruchter Stützen untersucht wurden, bestätigen die Erkenntnisse von Hass. Insbesondere bei hohen Lastausnutzungen ist die Versagenstemperatur stark rotationsbehinderter Stützen höher als bei schwach rotationsbehinderten Stützen, da die bezogene Schlankheit der stark rotationsbehinderten Stützen sich derjenigen von Eulerfall 4 annähert. Der Grad der Rotationsbehinderung hat einen relativ geringen Einfluss auf die Größe der Zwangnormalkräfte. Je größer die Lastausnutzung ist, desto geringer bildet sich die axiale Zwangskraft aus.

Aus den Erkenntnissen lässt sich zusammenfassend folgern, dass das Trag- und Verformungsverhalten von Stützen relativ komplex ist und von einer Vielzahl von Parametern wie

Dehnbehinderung, Rotationsbehinderung, Lastausnutzung, Exzentrizität und Schlankheit beeinflusst wird. Eine axiale Dehnbehinderung einer brandbeanspruchten Stütze führt i. d. R. zu einer Verringerung der Versagenstemperatur, während eine Rotationsbehinderung der Stütze günstig wirkt. Welchen Grad der Dehn- und Rotationsbehinderung das kalte Umgebungstragwerk für die betrachtete Einzel-Stütze eines Gesamttragwerks ausübt, ist schwierig zu ermitteln, weil hierfür das Zusammenwirken aller aussteifenden Bauteile berücksichtigt werden muss. Außerdem ist der Grad von Dehnbehinderung und Rotationsbehinderung einer brandbeanspruchten Stütze von der Tragstruktur des Gebäudes, der Lage der Stütze (Geschoss, Innen-/Außenstütze) und vom Brandszenario abhängig. Aus diesen Gründen sollte das reale Trag- und Verformungsverhalten von Stützen in einer Analyse des Gesamttragwerks untersucht werden, bei der die genannten Effekte sowie Lastumlagerungsmöglichkeiten berücksichtigt werden können. Wie großmaßstäbliche Brandversuche in einem mehrgeschossigen Gebäude [BS98] gezeigt haben, muss ein Versagen der Stützen durch Ausknicken oder lokales Beulen verhindert werden, da anderenfalls die darüber liegenden Stockwerke eine Absenkung erfahren und somit die Gebrauchstauglichkeit des Gebäudes gefährdet wird. Ein Tragverlust des Gesamttragwerks ist bei Versagen einer einzelnen Stütze nicht zu befürchten, wenn durch horizontale Tragelemente eine Lastumlagerung auf benachbarte Stützen erfolgen kann.

2.4.2.4 Rahmen

Die thermisch bedingten Verformungen bewirken in Rahmentragwerken im Brandfall bei statisch unbestimmten Systemen Zwangkräfte und beeinflussen die Schnittgrößenverteilung nach Theorie 2. Ordnung [SCA84]. Klingsch und Neves haben in [KLI80] die Ausbildung von Zwangkräften in Stahlrahmen-Tragwerken bei lokalen Bränden rechnerisch untersucht. Für mehrstöckige, mehrfeldrige Stahlrahmen, bei denen ein Rahmenstiel lokal thermisch beansprucht wird, wird das Tragverhalten simuliert. Dabei zeigt sich, dass bei einer höheren Steifigkeit des umgebenden kalten Rahmensystems auch die Zwangnormalkraft im brandbeanspruchten Stiel anwächst und die Rahmensysteme stets durch Tragverlust des Stiels versagen. Die Zwangnormalkraft im Stiel ist stark abhängig von der Dehnbehinderung des Stiels und damit von der Steifigkeit des umgebenden Rahmensystems. Dabei spielt die Anzahl der Stockwerke nach [KLI80] eine wesentlich größere Rolle als die Anzahl der Rahmenfelder. Der Grenzfall der vollständigen Dehnbehinderung führt zu sehr hohen Zwangkräften und sehr niedrigen Feuerwiderstandsdauern.

Verschiedene Belastungsvariationen haben nach [KLI80] bei gleicher Lastausnutzung des brandbeanspruchten Stiels einen vernachlässigbaren Einfluss auf den Versagenszeitpunkt des Stiels und damit des Rahmensystems, da die Systematik der Fließgelenkausbildung im Rahmensystem unverändert bleibt. Anhand eines Zweifeldrahmens wird von Klingsch und Neves das Trag- und Verformungsverhalten des Rahmens für eine Riegelgleichlast und eine Einzellast untersucht, wobei der Mittenstiel die gleiche Lastausnutzung hat und thermisch beansprucht wird. Bei beiden Belastungsvarianten bildet sich zunächst über dem Mittenstiel ein Fließgelenk aus, wodurch die Vertikalverformung des Mittenstiels infolge der thermischen Beanspruchung stark anwächst und nach Plastizierung der Rahmenecken Versagen eintritt.

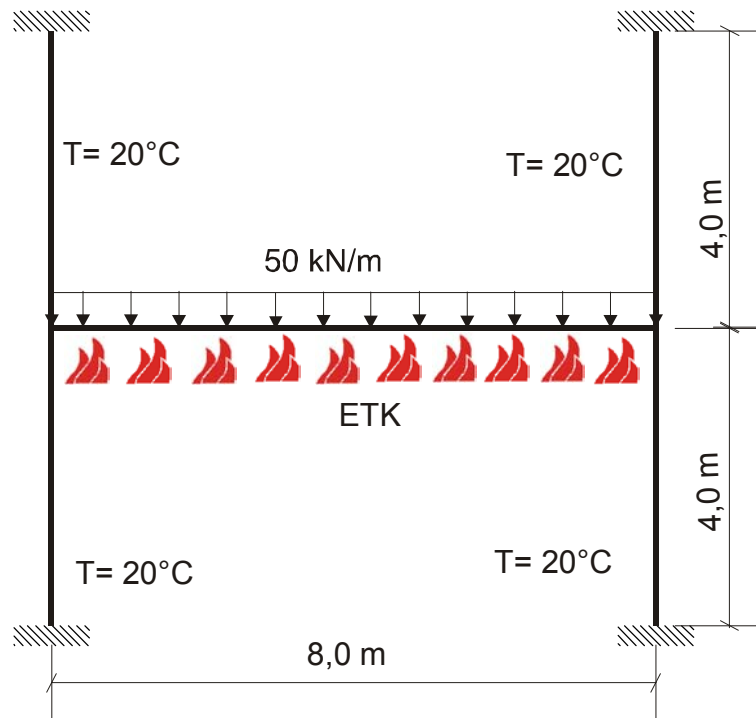


Bild 16 Statisches System der untersuchten Rahmentragwerke [MOS03]

In [MOS03] wird die Auswirkung unterschiedlicher Steifigkeitsverhältnisse zwischen Riegel und Stiel auf das Trag- und Verformungsverhalten brandbeanspruchter Rahmentragwerke rechnerisch untersucht. Die Riegel sind in ungeschützter Stahlbauweise bzw. in Stahl-Verbundbauweise ausgeführt und werden durch eine Gleichlast belastet, die für alle untersuchten Rahmen konstant ist. Die Stiele der Rahmen sind sowohl im Fuß- als auch im Kopfbereich fest eingespannt, die Verbindung zwischen Riegel und Stielen wird als starr angenommen (Bild 16). Die Riegel sind dreiseitig durch die ETK beflammt, für die Stiele wurde eine ausreichend starke Bekleidung vorausgesetzt, so dass die Erwärmung der Stiele vernachlässigt werden konnte. In Anhang C werden die Trag- und Verformungsmechanismen eines Rahmens mit brandbeanspruchtem Riegel in Stahl-Verbundbauweise detailliert beschrieben und mit dem Trag- und Verformungsverhalten unterschiedlich gelagerter Träger in Stahl-Verbundbauweise verglichen.

Die Untersuchungen in [MOS03] haben ergeben, dass das grundsätzliche Tragverhalten der Rahmen unterschieden werden muss zwischen:

- Fall a) Stiele haben höhere Steifigkeit als der Riegel,
- Fall b) Riegel hat höhere Steifigkeit als die Stiele,

wobei es unabhängig davon ist, ob der Riegel in Stahlbauweise oder in Stahl-Verbundbauweise ausgeführt wird.

Auch wenn wie im Fall a) die Steifigkeit der Stiele höher als die Steifigkeit der Riegel ist, unterscheidet sich das Tragverhalten des Riegels von dem eines beidseitig voll eingespannten Trägers. Im Vergleich zum voll eingespannten Träger wird in [MOS03] für den Rahmenriegel eine wesentlich geringere Zwangsspannung bei gleichzeitig geringerer Vertikalverformung ermittelt. In den Stielen entstehen dadurch sehr hohe Biegemomente, die zu plastischen Gelenken in der Nähe der Auflagerpunkte oben und unten führen. Dadurch kann sich der weiter erwärmte Riegel stärker horizontal verformen, die Zwangsspannungen im Riegel

nehmen ab. Die Mitten-Durchbiegung des Riegels bleibt im Vergleich zum voll eingespannten Träger klein, bis sich im Bereich der Riegel- /Stielverbindungen plastische Gelenke ausbilden [MOS03].

Im Fall b) ist die Horizontalverformung der Riegel aufgrund der geringeren Steifigkeit der Stiele wesentlich größer als in Fall a). Zu Beginn der Temperaturbeanspruchung verhält sich der Riegel ähnlich wie ein statisch bestimmt gelagerter Träger. Horizontal- und Vertikalverformung wachsen mit zunehmender Erwärmung stark an. Es bilden sich jedoch auch Zwangkräfte, die jedoch erheblich geringer bleiben als im Fall a). Nachdem in der späteren Phase des Brandes Festigkeit und Steifigkeit des Riegels nachlassen, bildet sich in der Mitte des Riegels ein plastisches Gelenk. Die Steifigkeit der weichen Stiele bewirkt einen ausreichenden Widerstand, so dass der Riegel nicht durch ein plötzlich starkes Anwachsen der Mitten-Durchbiegung wie ein statisch bestimmt gelagerter Träger versagt. Erst nachdem sich im Anschlussbereich Riegel / Stiel plastische Gelenke ausgebildet haben, versagt der Rahmen [MOS03].

Der Versagenszustand des Rahmenriegels stellt sich nach [MOS03] unabhängig von der Steifigkeit der Stiele zum gleichen Zeitpunkt ein. Die plastische Tragreserve des Riegels (plastisches Moment) hängt bei gleicher Lastausnutzung nur von seiner Geometrie und dem statischen System ab. Selbst bei weichen Systemen hat die Rahmenwirkung entscheidende Bedeutung. Die plastischen Gelenke bilden sich im Anschlussbereich Riegel / Stiel später als bei den steiferen Systemen aus. Hiernach nähern sich Schnittgrößen, Spannungs- und Verformungsverläufe weicher und steifer Systeme immer mehr an, bis der Querschnitt in Riegelmitte voll durchplastiziert ist [MOS03].

Die Untersuchung des Trag- und Verformungsverhaltens eines brandbeanspruchten Rahmens, welcher als zweidimensionales Teiltragwerk aus einem Gesamttragwerk isoliert wird, führt im Gegensatz zur Betrachtung eines Einzelbauteils zu wesentlich realistischeren Ergebnissen, da Dehnbehinderungen und Zwangsschnittgrößen wirklichkeitsnäher berücksichtigt werden können. Ein Versagen des isolierten Rahmenriegels muss jedoch für den in ein Gesamttragwerk eingebetteten Rahmen nicht unbedingt auftreten, wenn über Deckenplatten Lastumlagerungen senkrecht zur Rahmenebene möglich sind, so dass das Gesamttragwerk im Vergleich zum isolierten Rahmen weitere Tragreserven besitzt.

2.4.3 Lastumlagerung durch Deckenplatten

2.4.3.1 Allgemeines

Das Tragversagen von Einzelbauteilen eines Gesamttragwerks im Brandfall führt nicht zu einem Einsturz oder Teileinsturz des Gesamttragwerks, wenn die von dem Einzelbauteil aufgenommenen Lasten innerhalb der Struktur umgelagert werden können. Für die Erfassung des realen Tragverhaltens von mehrgeschossigen Gebäuden in Stahlbauweise muss das dreidimensionale Tragverhalten berücksichtigt werden. Eine vereinfachte Betrachtung nur der stählernen Skelettstruktur ist hierfür nicht ausreichend. In Cardington (England) durchgeführte, großmaßstäbliche Versuche [BS98] haben gezeigt, dass die Deckenplatten eine wesentliche Rolle bei der Lastumlagerung spielen (Abschnitt 2.4.5). Stark verformte Stahlträger, die keine oder kaum noch Last übertragen konnten, wurden durch die Deckenplatte überbrückt.

2.4.3.2 Tragmechanismen brandbeanspruchter Stahlbetonplatten

Deckenplatten dehnen sich unter Brandbeanspruchung in Längs- und Querrichtung aus und werden durch kalt gebliebene Anschlussbauteile in ihrer Ausdehnung behindert. Wesche berichtet in [WES83] von umfangreichen Untersuchungen zum Brandverhalten von Stahlbetonplatten im baupraktischen Einbauzustand, wobei das Trag- und Verformungsverhalten unterschiedlich gelagerter Platten experimentell und rechnerisch analysiert wird. Dabei wird festgestellt, dass die in Plattenebene erzeugten Zwangkräfte nicht zu frühzeitigem Versagen führen, sondern sogar eine Verlängerung der Feuerwiderstandsdauer der Platte bewirken. Die Ursache liegt im Abbau der Zugspannungen aus dem Gebrauchslastfall durch die Zwangdruckspannungen.

Die Tragfähigkeit von eingespannten Platten ist wesentlich größer als die nach der Bruchlinientheorie ermittelte Bruchlast, da sich eine Membrantragwirkung ausbilden kann. Die Membrantragwirkung der Platte wird durch die im Brandfall auftretenden großen Durchbiegungen begünstigt [WES83]. Die Membrantragwirkung kann sich bei lokal brandbeanspruchten Platten durch Einspannung in der kalten Umgebungsstruktur ausbilden und somit zu einer erheblichen Vergrößerung des Feuerwiderstandes führen. In Versuchen (z. B. [WES83], [BS98]) wurde gezeigt, dass sich in Abhängigkeit von Dehnbehinderung und Durchbiegung der Platte sowohl Zug- als auch Druckmembrane einstellen. In der Anfangsphase eines Brandes wirkt die Deckenplatte durch ihre Brückenbildung lastumlagernd von stark beanspruchten Unterzügen, deren Steifigkeit und Festigkeit abgefallen sind, zu weniger stark beanspruchten Unterzügen. In der mittleren Phase des Brandes bildet sich aufgrund der größeren Zwangkraftausbildung ein Druckgewölbe in der Platte aus, die Platte trägt als Druck-Membran. Erst nachdem infolge fortschreitender Erwärmung die Durchbiegung der Platte weiter anwächst und der Hebelarm der inneren Schnittkraft das Vorzeichen wechselt (Bild 17), bildet sich eine Zug-Membran aus, die wie ein Seiltragwerk wirkt. Die Tragfähigkeit der Zug-Membran ist im Wesentlichen von der Bewehrung abhängig, da der Beton i. d. R. nur geringe Zugspannungen aufnehmen kann. Wird die Zugtragfähigkeit überschritten, so versagt die Platte.

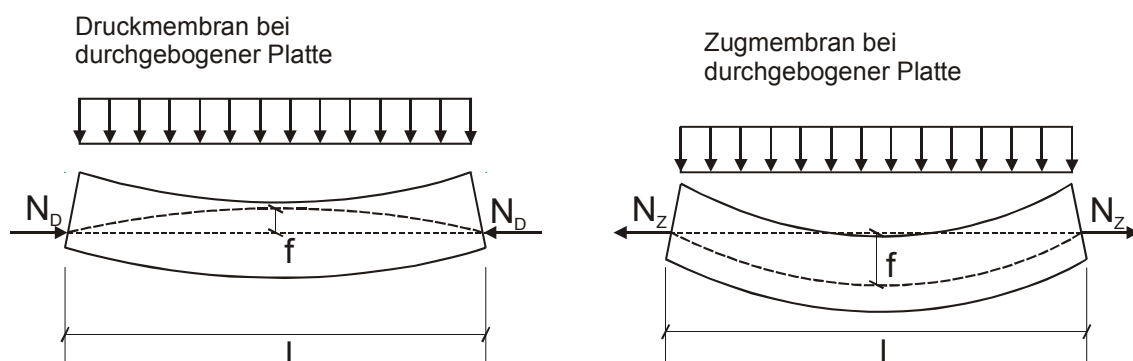


Bild 17 Ausbildung von Druck- und Zugmembran bei wachsender Plattendurchbiegung (aus [WES83])

In Ausnahmefällen kann bei großer Dehnbehinderung und hohem Feuchtigkeitsgehalt auch ein Druckversagen der Platte eintreten, wenn infolge der hohen Druckkräfte zerstörende Abplatzungen auftreten. Bei tatsächlichen Bränden in Hochbauten konnten zerstörende Deckenabplatzungen jedoch bisher nicht beobachtet werden [WES83].

Wiese hat in [WIE87] und [WIE88] Untersuchungen zum Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonplatten unter partieller Brandbeanspruchung durchgeführt, bei denen der Randbereich des Plattenfeldes nicht brandbeansprucht war. Die Platten wurden an 16 Punkten mechanisch belastet, wobei im Zentrum keine Krafteinleitung erfolgte. Es wurden sehr lange Feuerwiderstandsdauern (> 300 min) erreicht. Die während der Versuche aufgezeichneten Rissbilder deutete Wiese folgendermaßen: Parallel zu den Rändern eines dehnbehinderten, brandbeanspruchten Plattenstreifens entstehen im beflammten Teil Druckkräfte (Bild 18). Innerhalb dieser Streifen bildet sich ein Ring mit konzentrisch um das Zentrum verlaufenden Druckkräften. Diese Druckkräfte stehen im Gleichgewicht mit Zugkräften in den kalten Umgebungsbauteilen, die die Ausdehnung behindern. Die Abmessungen dieser Druck- und Zugringe hängt stark von den Abmessungen des Gesamtsystems und von der Möglichkeit des randnahen, brandbeanspruchten Bereichs ab, sich nach unten zu verformen. Vom Druckring umgeben ist der mittlere Bereich der Platte, der frei von äußeren Lasten ist und sich daher aufgrund der thermischen Dehnungen nahezu frei verformen kann. Wird der mittlere Bereich jedoch zusätzlich zum Eigengewicht belastet, so kann es bei Verlust an Steifigkeit und Festigkeit von Bewehrung und Beton zum Versagen kommen.

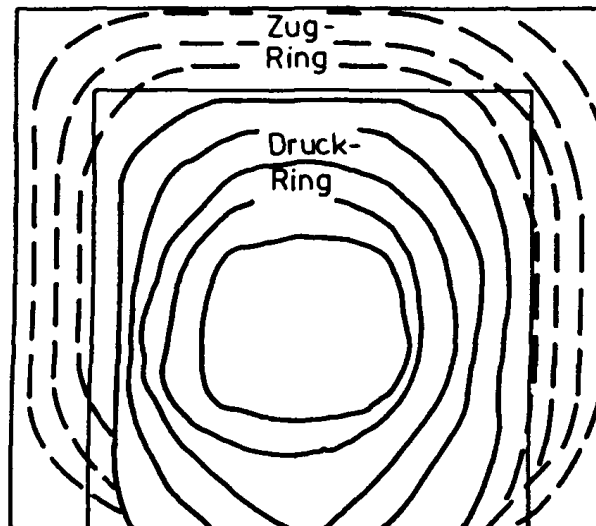


Bild 18 Kraftverlauf in partiell beflammten Platten nach [WIE88]

Die Tragfähigkeit des erwärmten Teils einer partiell beflammten Stahlbetonplatte, die sich wie eine gezwängte Platte verhält, kann gegenüber einer ungezwängten Platte wesentlich erhöht werden. Wiese stellt fest, dass bereits eine geringe Behinderung der freien Randverformung im unteren Querschnittsbereich einer Platte die durch einen Temperaturgradienten hervorgerufenen Durchbiegungen verringert und somit zu einer höheren Feuerwiderstandsdauer führt. Minimale Zwangkräfte können die Tragfähigkeitsdauer von Stahlbetonplatten im Brandfall erheblich vergrößern. Brandschutztechnisch ungünstig zu bewerten sind frei verschiebbliche Lagerungen einer Platte oder die totale Dehnbehinderung. Eine teilweise Dehnbehinderung, wie sie in baupraktischen Fällen häufig vorhanden ist, wirkt sich positiv auf das Brandverhalten einer Platte aus.

2.4.3.3 Tragmechanismen brandbeanspruchter Decken in Stahl-Verbundbauweise

Decken in Stahl-Verbundbauweise haben, wie bei den großmaßstäblichen Versuchen in Cardington [BS98] gezeigt, einen hohen Feuerwiderstand. Nachdem die Stahlträger, die die Deckenplatte unterstützen, aufgrund ihrer reduzierten Steifigkeit und Festigkeit einen Großteil ihres Tragvermögens infolge der Erwärmung verloren haben, werden sie von der Deckenplatte unter Ausnutzung ihrer Biegetragfähigkeit überbrückt. Die mechanische Belastung von Stahl-Verbunddecken besitzt einen noch größeren Einfluss auf das Tragverhalten, wenn die Randträger ebenfalls erwärmt werden [ELG01]. Ist die brandschutztechnische Bemessung jedoch auf konventionellem Wege nach bisheriger Normung (z. B. nach DIN 4102-4) an Einzelbauteilen durchgeführt worden, so ist die mechanische Belastung, verglichen mit der thermischen Dehnung, von untergeordneter Bedeutung.

Das Trag- und Verformungsverhalten von einachsig gespannten durchlaufenden Deckenplatten im Brandfall kann bei Vorhandensein einer ausreichenden Rotationsfähigkeit über den Auflagern ähnlich wie bei Balken nach der Plastizitätstheorie erklärt werden [BOT98]. Bei zunehmender Erwärmung und Steigerung des Zwangmoments entstehen zunächst plastische Gelenke über den Stützauflagern. Nach Ausbildung eines plastischen Gelenks in Feldmitte versagt das System. Für das Trag- und Verformungsverhalten zweiachsig gespannter Deckenplatten wird nach Auswertung der Versuche in [BS98] gefolgert, dass bei zunehmender Durchbiegung der Stahlträger der Tragmechanismus von der Brückentragwirkung (Abtragung durch Biegung) in eine Membrantragwirkung (Abtragung durch Normalkräfte) übergeht. Die Membrantragwirkung entsteht, nachdem die Platte ihre charakteristischen Fließgelenklinien (Bruchlinien) ausgebildet hat, und führt im Vergleich zur reinen Biegetragfähigkeit zu einer größeren Tragfähigkeit. In Abhängigkeit der Randbedingungen der zwängenden Umgebungsstruktur bildet sich entweder eine Druck-Membrantragwirkung oder eine Zug-Membrantragwirkung (Kette) aus. Die Entwicklung der Druck-Membran ist abhängig von der ebenen Ausdehnbehinderung der Deckenplatte und bildet sich daher nur aus, wenn die Deckenplatte eingespannt ist oder beispielsweise durch die kalte Umgebungsstruktur gezwängt wird [BS98]. Die Zug-Membran kann sich sowohl bei eingespannten als auch gelenkig gelagerten Deckenplatten einstellen. Bei eingespannten Deckenplatten entwickelt sich die Zug-Membran bei sehr großen Plattendurchbiegungen, zeitlich gesehen nach der Druck-Membrantragwirkung. Voraussetzung für die Membrantragwirkung ist, dass nur ein Teil der Deckenplatte von Brand betroffen und somit ausreichend Zwang der kalten Umgebungsstruktur zur Verankerung der entstehenden Membran-Zugkräfte vorhanden ist. Es ist schwierig, experimentell zu ermitteln, ob sich die Membrantragwirkung ausgebildet hat, da die Ausbildung der charakteristischen Fließlinien der Platte bei Brandversuchen schwer festzustellen ist. Die Zugkräfte, die durch die Bewehrung getragen werden müssen, verankern sich in den Auflagern. Bei gelenkig gelagerten Deckenplatten und Eckplatten, die keine ausreichende Dehnbehinderung haben, bildet sich ein Druck-Ring im Auflagerbereich der Deckenplatte, in dem die Zugkräfte verankert werden können [ELG01]. Die Tragfähigkeit der Deckenplatte ist erschöpft, wenn die Bewehrung versagt.

2.4.4 Verhalten der Verbindungen

Für die brandschutztechnische Bemessung von Verbindungen zwischen Bauteilen werden i. A. die gleichen Regeln wie für die Bauteile selbst angewandt. Voraussetzung hierfür ist,

dass die isolierende Wirkung der Bekleidung der Verbindung mindestens so groß ist wie die isolierende Wirkung der Bekleidungen der zu verbindenden Bauteile. Nach [EC4-1-2] kann für die Verbindung die gleiche Feuerwiderstandsfähigkeit wie für die miteinander verbundenen Bauteile erreicht werden, wenn der gleiche Brandschutz wie für die zu verbindenden Bauteile verwendet wird. Diese Regelungen fußen u. a. auf den Untersuchungen von Anschlüssen von Profilverbundbauteilen und bekleideten Stahlbauteilen in [JUN85], bei denen für die Anschlüsse höhere Feuerwiderstandsdauern als für die angeschlossenen Bauteile festgestellt wurden.

Der brandschutztechnische Nachweis für Anschlüsse kann nach [prEN1993-1-2] i. d. R. entfallen, da vorausgesetzt wird, dass die Stahltemperatur in der Verbindung, aufgrund der im Bereich des Anschlusses örtlich vorhandenen höheren Massigkeit, niedriger ist als in den zu verbindenden Bauteilen. In [FRA02] wurde die Temperaturverteilung verschiedener Verbindungen rechnerisch untersucht. Dabei wurde festgestellt, dass die Annahme einer niedrigeren Temperatur in der Verbindung im Vergleich zum Bauteil nur zutrifft, wenn die zu verbindenden Bauteile dünn sind. Bei dickeren Bauteilen entwickeln sich in der Verbindung höhere Temperaturen als in den Bauteilen. Gleichwohl sind die Temperaturunterschiede in beiden Fällen relativ gering, dies gilt insbesondere für bekleidete Bauteile und wenn die Erwärmungsgeschwindigkeit gering ist [FRA02]. Für Träger-Stützenverbindungen, die sich häufig in Raumecken befinden, ist zudem die Beanspruchungstemperatur niedriger als die durchschnittliche Temperatur des Brandraums, so dass die Verbindungen bei gleicher Bekleidung für die gleiche Temperatur wie die Bauteile bemessen werden können.

Bei der Betrachtung des Gesamt-Tragverhaltens werden die Verbindungen infolge der Ausdehnbehinderung erheblich durch Zwangkräfte beansprucht [SPY02]. Bei den Versuchen von [JUN85] waren die Versuchskörper horizontal verschieblich gelagert, so dass sich axiale Zwangkräfte nicht ausbilden konnten. Dorn hat in [DOR93] einen Ansatz entwickelt, mit dem die Lastweiterleitung in den Systemknotenpunkten von brandbeanspruchten Tragwerken in Stahl-Verbundbauweise realitätsnah berechnet und damit die Auswirkungen der thermisch erzeugten Zwangspannungen berücksichtigt werden können. Bei neueren Untersuchungen zum Brandverhalten von Träger-Stützenverbindungen in England [LES97] und [ALJ99] wurde hauptsächlich das Moment-Rotationsverhalten der Verbindungen untersucht, wobei die axialen Zwangkräfte vernachlässigt wurden. Die Untersuchungen zeigten, dass die Zwangkräfte in der Erwärmungsphase lokales Beulen der Bauteile im Bereich der Verbindungen verursachen und in der Abkühlphase zum Bruchversagen des Anschlusses führen können.

2.4.5 Großmaßstäbliche Versuche in Cardington

In einem europäischen Verbundforschungsvorhaben wurden Ende der 90er Jahre umfangreiche experimentelle Untersuchungen zum Trag- und Verformungsverhalten mehrgeschossiger Gebäude durchgeführt. Ein Schwerpunkt war dabei die Untersuchung des Brandverhaltens mehrgeschossiger Stahlkonstruktionen. Hierfür wurde in Cardington nördlich von London ein mehrgeschossiges Stahlrahmentragwerk errichtet (Bild 19). Mit den in Cardington durchgeführten Groß-Versuchen im Realmaßstab an Teiltragwerken mit Untersuchung der Auswirkungen auf das Gesamttragwerk wurde erstmals ein solch umfangreiches Versuchsprogramm an praxisgerecht konstruierten Teil- bzw. Gesamttragwerken durchgeführt.



Bild 19 Stahlrahmen-Tragwerk für die großmaßstäblichen Versuche in Cardington [BS98]

In Anhang A werden die wesentlichen Beobachtungen und Erkenntnisse der in Cardington durchgeführten Brandversuche aufgeführt, die zum Vergleich und zur Kalibrierung der Rechenergebnisse mit dem in Abschnitt 4 vorgestellten Rechenmodell herangezogen werden.

Als zentrales Ergebnis der großmaßstäblichen Versuche in Cardington lässt sich festhalten, dass die Tragkonstruktion insgesamt bei sämtlichen Versuchen die hohen Beanspruchungen infolge des Brandes aufnehmen konnte, es kam in keinem Fall zum Einsturz der Konstruktion. Mit den Versuchen wurde verdeutlicht, dass das Trag- und Verformungsverhalten eines Gesamttragwerks im Brandfall aufgrund von Zwängungen und Lastumlagerungen komplexer als das Trag- und Verformungsverhalten eines brandbeanspruchten Einzelbauteils ist. Die Versuche haben gezeigt, dass das reale Trag- und Verformungsverhalten der Stahlrahmenkonstruktion nur in Verbindung mit den aufliegenden Deckenplatten dreidimensional betrachtet werden kann. Dieses dreidimensionale Tragverhalten unter Einbeziehung der Lastumlagerungen mittels Membran- und / oder Brückentragwirkung der Deckenplatten bietet im Vergleich zu einfachen Stahlrahmen Reserven im Feuerwiderstand [NEW00].

Nach Auswertung der Versuche werden in [BS98] folgende Konstruktionsempfehlungen beschrieben: Die Stützen müssen auf ganzer Länge inklusive der Trägeranschlüsse bekleidet werden, um Beulversagen zu verhindern, wodurch es zum Absinken der Deckenplatte und somit zum Verlust der Gebrauchstauglichkeit in den darüber liegenden Stockwerken kommen kann. Wenn die innenliegenden Träger als Einfeldträger ausgebildet werden, können sie unbekleidet ausgeführt werden. In Einzelfällen kann es aufgrund von Zwangspannungen zum Beulen der Steg- und Untergurtbleche in der Nähe der Anschlüsse kommen, aufgrund von Lastumlagerungen über die Deckenplatte tritt jedoch kein Tragfähigkeitsversagen ein. Außenliegende Träger sollten in der Regel bekleidet werden, damit sie eine ausreichende Steifigkeit besitzen, die den durch Zwangspannungen verursachten Verformungs- und Verdrehungsbestrebungen widersteht. In Verbandsfeldern können die Windverbände als Unterstützung für außen liegende Träger herangezogen werden, so dass in diesem Fall u. U. keine Bekleidung der Träger erforderlich ist. Verbindungen sollten im Regelfall bekleidet werden, so dass in der Aufheizphase eines Brandes kein Versagen zu erwarten ist. In der Abkühlphase kam es bei den Versuchen zum Bruch von Kopfplatten und Schraubenversagen bei Winkelverbindungen, da infolge der Verkürzung hohe Zugkräfte in der Konstruktion

wirken. Die Deckenplatte kann durch Brücken- bzw. Membrantragwirkung Lasten von stark beanspruchten Trägern zu weniger stark beanspruchten Trägern umlagern. Dieser Prozess funktioniert jedoch nur, wenn lediglich ein lokal begrenzter Bereich der Deckenplatte beflammt ist und als Stützwirkung ausreichend Zwang durch die kalte Umgebungsstruktur erzeugt wird. Obwohl in einigen Fällen in der Decke aufgrund der Membrantragwirkung erhebliche Rissbildung beobachtet wurde, kam es zu keinem Verlust der Integrität der Platte.

3 REALE BRÄNDE IN MEHRGESCHOSSIGEN GEBÄUDEN

3.1 Bemessungs-Brandszenario und Bemessungsbrand

3.1.1 Allgemeines

Die Temperaturentwicklung eines natürlichen Brandes hängt in hohem Maße von den vorliegenden Randbedingungen wie z. B. Brandlasten, Ventilationsverhältnisse und Brandraumgeometrie ab (Abschnitt 2.1.1), die zeitlich veränderlich sein können. Somit ergeben sich für ein Bauwerk in Abhängigkeit der örtlichen und zeitlichen Verhältnisse eine Fülle möglicher Brandverläufe. Für jeden Raum, jede Nutzungseinheit und jeden Brandabschnitt sind viele Brandszenarien denkbar, die sich aus einer Reihe von Einflussgrößen wie z. B. Brandursache, Ort der Brandentstehung, besondere Brandgefahren und weiteren möglichen brandbeeinflussenden Faktoren ergeben [VDS2827]. Für die brandschutztechnische Bemessung eines Bauwerks müssen daher so genannte Bemessungs-Brandszenarien definiert werden, mit denen ein möglicher Brand durch Beschreibung der Zündart und der weiteren Entwicklung des Feuers bei einem akzeptierten Restrisiko zuverlässig abgedeckt werden kann. Die Bemessungs-Brandszenarien decken somit nicht jedes denkbare Brandereignis auf der sicheren Seite ab, durch sie erfolgt vielmehr eine Abgrenzung des abzusichernden Bereiches vom Bereich der akzeptierten Restrisiken [WIE99]. Das Restrisiko gilt als akzeptabel, wenn die in den Landesbauordnungen definierten Schutzziele (Abschnitt 1.1) erfüllt sind. Dabei kann von den in den Landesbauordnungen festgelegten materiellen Anforderungen wie z. B. für Bauteile, Baustoffe und Rettungswege abgewichen werden, wenn das übliche Sicherheitsniveau durch zusätzliche Maßnahmen eingehalten wird. Auf die Konkretisierung der Schutzziele und die Festlegung von Bemessungs-Brandszenarien wird in dieser Arbeit nicht eingegangen, hierfür sei auf einschlägige Literatur wie z. B. [BUC01], [WIE99] verwiesen.

Der Bemessungsbrand beschreibt den durch das Bemessungs-Brandszenario hervorgerufenen möglichen Brandverlauf quantitativ in Form von zeitabhängigen Brandparametern und ist Grundlage eines risikogerechten Auslegungsverfahrens. Das Bauwerk ist so auszulegen, dass bei Auftreten des Bemessungsbrandes die Schutzziele erreicht werden können. Im Allgemeinen wird der Bemessungsbrand in Form einer Energiefreisetzungsrates definiert, mit der sich die Brandwirkungen, wie z. B. Raumtemperaturen und Rauchgasströme, berechnen lassen. Der Bemessungsbrand lässt sich auf diese Weise physikalisch eindeutiger beschreiben als durch Vorgabe von Temperaturzeitkurven.

Für die risikogerechte brandschutztechnische Auslegung von Wohn- und Bürogebäuden muss zunächst ein auf Grundlage eines realistischen Brandszenarios basierender Bemessungsbrand definiert werden. Diese Arbeit beschränkt sich im Wesentlichen auf den Aspekt der Standsicherheit des Tragwerks unter realistischer Brandbeanspruchung. Weitere Aspekte wie z. B. Rauchausbreitung, Fluchtmöglichkeiten und Einsatz von Rettungskräften, die sich aus den Schutzziele ableiten lassen, werden bei der Wahl des Brandszenarios als - im Sinne der Schutzziele - unkritisch vorausgesetzt. Das hier unterstellte Brandszenario ist ein sich zum Vollbrand ausbreitender Raumbrand. Die quantitative Beschreibung des unterstellten Raumbrandes wird anhand des Bemessungsbrandes vorgenommen, welcher durch die Energiefreisetzungsrates definiert wird.

3.1.2 Bemessungsbrand und Energiefreisetzungsrate für mehrgeschossige Wohn- und Bürogebäude

3.1.2.1 Allgemeines

In [HOS02.1] wurde eine Reihe in der Literatur veröffentlichter Ansätze für den Verlauf der Energiefreisetzungsrate eines natürlichen Brandes in Wohn- und Bürogebäuden untersucht. Als Ergebnis dieser Untersuchung wurde in Anlehnung an den in [SCL99] veröffentlichten Vorschlag ein modifizierter Ansatz für den Verlauf der Energiefreisetzungsrate entwickelt. Dieser Ansatz beschreibt den Bemessungsbrand für Brände in kleinen bis mittelgroßen Räumen ($< 400 \text{ m}^2$) von Wohn- und Bürogebäuden, in denen die Brandlasten hauptsächlich aus Holz, Mobiliar und Papier bestehen. Mit dem entwickelten Bemessungsbrand soll auch ein sich sukzessiv ausbreitender Brand in durch leichte Trennwände unterteilten Brandabschnitten erfasst werden (Abschnitt 3.4).

3.1.2.2 Brandlast

Unter der Brandlast Q [MJ] versteht man die Summe der Verbrennungswärme sämtlicher, in einem bestimmten Raum oder Körper enthaltenen brennbaren Stoffe, inklusive der Bekleidungen von Decken, Fußböden, Wänden und Trennwänden. Die Verbrennungswärme ist die Menge an Energie, die bei der Verbrennung eines Körpers freigesetzt wird. Brandlast bzw. Verbrennungswärme hängen in hohem Maße von der Art, Beschaffenheit und chemischen Zusammensetzung der brennbaren Materialien ab. Bezieht man die Brandlast eines Raumes oder Abschnitts auf seine Grundfläche, so erhält man die Brandlastdichte q [MJ/m²], welche als Vergleichsmaß der Brandbelastung von Gebäuden herangezogen wird. Die Brandbelastung von Gebäuden ist stark abhängig von deren Nutzung. Nach statistischen Auswertungen z. B. in [BRY75] und [SCL99] können für bestimmte Nutzungsarten Fraktilwerte für die Brandlastdichte angegeben werden. Beispielsweise kann für die brandschutztechnische Bemessung der 80 %-Fraktilwert der Brandbelastung herangezogen werden. Tabelle 1 gibt einen Überblick über die Brandlastdichten bei verschiedenen Nutzungen [EN1991-1-2].

Tabelle 1 Brandlastdichte q [MJ/m²] für verschiedene Nutzungen aus [EN1991-1-2]

Nutzung	Mittelwert	80 %-Fraktile
Wohnung	780	948
Krankenhaus (Zimmer)	230	280
Hotel (Zimmer)	310	377
Bücherei	1500	1824
Büro	420	511
Klassenzimmer einer Schule	285	347
Einkaufszentrum	600	730
Theater (Kino)	300	365
Verkehr (öffentlicher Bereich)	100	122

3.1.2.3 Heizwert und Energiefreisetzung

Mit der Energiefreisetzungsrates lässt sich der zeitliche Verlauf der bei einem Brand frei werdenden Energie beschreiben, in deren Kenntnis z. B. Temperaturverteilung und Rauchgasströme berechnet werden können. Der Verlauf der Energiefreisetzungsrates hängt im Wesentlichen von der Art und Menge der Brandlasten, von den Ventilationsverhältnissen, der Geometrie des Brandraumes, seinen Umfassungsbauteilen sowie vom Beginn der Löschmaßnahmen durch die Feuerwehr oder Sprinklerung ab.

Die Energiefreisetzungsrates $\dot{Q}(t)$ [W] ergibt sich nach Gleichung (7) zu:

$$\dot{Q}(t) = \dot{m}(t) \cdot \chi \cdot H_u, \quad (7)$$

mit:

$\dot{m}(t)$ Abbrandrate zum Zeitpunkt t [kg/s],

t Zeit [s]

χ Verbrennungseffektivität [-],

H_u unterer Heizwert nach DIN 51900-2 [J/kg].

Der untere Heizwert H_u kann gemäß DIN 51900-2 [DIN51900-2] als Maß der freigesetzten Energie pro kg einer Brandlast im so genannten Bombenkalorimeter unter Laborbedingungen ermittelt werden. Er unterscheidet sich von der effektiven Verbrennungswärme, welche berücksichtigt, dass bei realen Bränden i. d. R. keine vollständige Verbrennung stattfindet und Rückstände unverbrannten Brennstoffs verbleiben. Der Zusammenhang zwischen effektiver Verbrennungswärme H_{eff} und unterem Heizwert wird durch die Verbrennungseffektivität dargestellt:

$$H_{\text{eff}} = \chi \cdot H_u. \quad (8)$$

Die Verbrennungseffektivität eines Brennstoffs ist im Wesentlichen von den Bedingungen der Verbrennung abhängig, wie z. B. den chemischen Bindungen des Brennstoffs, den Ventilationsverhältnissen am Brandherd und der Temperatur der Rauchgase [BLU03]. Für holzartige Brandlasten wurde in [BLU03] eine Verbrennungseffektivität von $\chi = 0,7$ experimentell ermittelt, die sich mit in der Literatur veröffentlichten Werten (z. B. [SFP90]) deckt. Der untere Heizwert von holzartigen Brandlasten und Holzmöbeln wird in DIN 18230-3 [DIN18230-3] mit $H_{u,\text{Holz}} = 4,8 \text{ kWh/kg} = 17,3 \text{ MJ/kg}$ angegeben. Die effektive Verbrennungswärme derartiger Brandlasten errechnet sich demnach zu:

$$H_{\text{eff}} = 0,7 \cdot 17,3 = 12,1 \text{ MJ/kg}. \quad (9)$$

Dieser Wert stimmt mit den in [SFP90] für verschiedene Holzarten angegebenen effektiven Verbrennungswärmen von 12 – 13 MJ/kg überein.

Die Energiefreisetzungsrates wird im hohen Maße von den Ventilationsverhältnissen bestimmt. Man unterscheidet zwischen brandlastgesteuerten Bränden mit ausreichender Sauerstoffzufuhr und ventilationsgesteuerten Bränden, bei denen die Sauerstoffzufuhr den Brand begrenzt. In kleinen und mittleren Räumen sind Vollbrände häufig ventilationsgesteuert und werden durch Größe und Form der Ventilationsöffnungen (Fenster) beeinflusst. In der Regel wird angenommen, dass das Fensterglas durch die thermische Einwirkung bis zum flash

over zerbricht bzw. herausfällt und somit die gesamte Fensterfläche als Öffnungsfläche zur Verfügung steht. Aus Brandversuchen ist bekannt, dass Fensterglas bei einer Temperatur von etwa 300°C nach ca. 5 bis 20 Minuten versagt [HOS02.1]. Wenn das Fensterglas nicht herausfällt, kommt es zu einem länger andauernden Schwelbrand mit geringerer Energiefreisetzung. Da bei einem ventilationsgesteuerten Brand nicht ausreichend Sauerstoff für eine vollständige Verbrennung im Brandraum vorhanden ist, schlagen Flammen durch die Öffnung und es kommt zu einer Verbrennung der heißen unverbrannten Gase außerhalb des Brandraumes [BUC02].

3.1.2.4 Ventilationsgesteuerter Brand

Bei einem ventilationsgesteuerten Brand ist die Energiefreisetzung durch das Volumen der einströmenden Luft bzw. des einströmenden Sauerstoffs begrenzt. Der Massenstrom in den Brandraum durch die Öffnung kann nach [VLF99] und [KAR00] abgeschätzt werden mit:

$$\dot{m}_a = 0,52 \cdot A_w \sqrt{h_w}, \quad (10)$$

wobei:

\dot{m}_a Massenstrom in den Brandraum [kg/s],

A_w Öffnungsfläche [m²],

h_w Höhe der Öffnung [m].

In Kenntnis der benötigten Luftmenge für die Verbrennung pro kg Brennstoff lässt sich die maximal freisetzbare Energie bestimmen. Aus Experimenten ist bekannt, dass der Luftbedarf r für holzartige Brandlasten bzw. Holzmöbel, wie sie in Wohn- und Bürogebäuden hauptsächlich vorkommen, $r = 5,2$ kg Luft / kg Brennstoff beträgt [SCN01]. Bei vollständigem Luftverbrauch ergibt sich ein Abbrand von

$$\dot{m} = \frac{\dot{m}_a}{r} = \frac{0,52}{5,2} \cdot A_w \sqrt{h_w} = 0,1 \cdot A_w \sqrt{h_w} \quad [\text{kg/s}] \quad (11)$$

Diese Beziehung wurde von Kawagoe im großskaligen Versuch bestätigt [KAW58]. Setzt man Gleichung (11) in Gleichung (7) ein, so erhält man die für einen ventilationsgesteuerten Brand maximale Energiefreisetzung, die der im Anhang E von [EN1991-1-2] veröffentlichten Form entspricht:

$$\dot{Q}_v = 0,1 \cdot A_w \sqrt{h_w} \cdot \chi \cdot H_u \quad [\text{MW}]. \quad (12)$$

Für die maximale Energiefreisetzungsrates in mehrgeschossigen Wohn- und Bürogebäuden ergibt sich im ventilationsgesteuerten Fall durch Einsetzen von (8) und (9) in (12):

$$\dot{Q}_{\text{max},v} = 1,21 \cdot A_w \sqrt{h_w} \quad [\text{MW}]. \quad (13)$$

3.1.2.5 Brandlastgesteuerter Brand

Die meisten Brände verlaufen in der Entstehungsphase und Abklingphase brandlastgesteuert. In großen Räumen sind Vollbrände häufig brandlastgesteuert, ihre Abbrandrate wird im

Wesentlichen durch die Oberfläche der Brandlast beeinflusst. Bei einem brandlastgesteuerten Brand ist die Energiefreisetzung durch die brennende Oberfläche der Brandlasten begrenzt. Die Energiefreisetzungsrates ergibt sich aus

$$\dot{Q}(t) = \dot{m}'' \cdot A_f(t) \cdot \chi \cdot H_u, \quad (14)$$

wobei:

\dot{m}'' flächenspezifische Abbrandrate [$\text{kg}/(\text{m}^2\text{s})$],

$A_f(t)$ Brandfläche (mit Branddauer zunehmend) [m^2].

Für holzartige Brandlasten bzw. Holzmöbel beträgt die flächenspezifische Abbrandrate nach [SCN01] ungefähr $\dot{m}'' = 0,02 \text{ kg}/(\text{m}^2\text{s})$.

Die Energiefreisetzungsrates im brandlastgesteuerten Fall ergibt sich somit zu:

$$\dot{Q}_f(t) = 0,02 \cdot A_f(t) \cdot \chi \cdot H_u \text{ [MW]}. \quad (15)$$

Durch Einsetzen von Gleichung (8) und (9) ermittelt sich die flächenbezogene Energiefreisetzungsrates $\dot{Q}_{f,A}$ zu:

$$\dot{Q}_{f,A}(t) = 0,02 \cdot 12,1 \cdot A_f(t) = 0,242 \cdot A_f(t). \quad (16)$$

In [DIN18230-3] ist aus verschiedenen in der Literatur veröffentlichten experimentellen Ergebnissen für unterschiedliche Brandlasten die flächenbezogene Energiefreisetzungsrates zusammengestellt. Für Papier, Holz und Holzmöbel variieren die Angaben je nach Lager- bzw. Materialart zwischen $144 \text{ kW}/\text{m}^2$ und $365 \text{ kW}/\text{m}^2$. In [EN1991-1-2] wird sowohl für Büronutzung als auch Wohnnutzung eine flächenbezogene Energiefreisetzungsrates von $250 \text{ kW}/\text{m}^2$ angegeben, die auf den Untersuchungen in [SCL99] fußt, bei denen umfangreiche statistische Auswertungen vorgenommen wurden.

Für die maximale Energiefreisetzungsrates in mehrgeschossigen Wohn- und Bürogebäuden im brandlastgesteuerten Fall wird somit angesetzt:

$$\dot{Q}_{\max,f} = 0,25 \cdot A_f \text{ [MW]}, \quad (17)$$

wobei $A_f [\text{m}^2]$ als brennende Fläche durch die Grundfläche des Brandraums begrenzt wird.

3.1.2.6 Brandverlauf

Der Verlauf eines Brandes wird, wie in Abschnitt 2.1.1 beschrieben, durch mehrere Phasen gekennzeichnet. In der Phase des Entstehungsbrandes steigt die Energiefreisetzung und die Temperaturentwicklung mit zunehmender Brandausbreitung an. International hat sich für die Beschreibung der Energiefreisetzung in der Brandentstehungsphase der so genannte t^2 -Ansatz durchgesetzt, nach dem die Energiefreisetzungsrates $\dot{Q}(t)$ in Abhängigkeit von der Zeit und einem Faktor zur Beschreibung der Brandausbreitungsgeschwindigkeit quadratisch ansteigt:

$$\dot{Q}(t) = \dot{Q}_0 \cdot \left(\frac{t}{t_g} \right)^2, \quad (18)$$

mit:

$$\dot{Q}_0 = 1,0 \text{ MW},$$

t Zeitdauer (von der Entzündung an gerechnet) [s],

t_g Brandentwicklungszeit [s].

Die Brandentwicklungszeit entspricht der Zeitdauer, die erforderlich ist, bis der Brand auf eine Energiefreisetzung von 1,0 MW angewachsen ist. Der t^2 -Ansatz nach Gleichung (18) wurde aus zahlreichen Versuchsergebnissen abgeleitet. Er wird in den USA durch die National Fire Protection Association (NFPA) für Bemessungszwecke vorgeschlagen. In [EN1991-1-2] ist der Ansatz übernommen worden. Für die Brandentwicklungszeit werden dort die in Tabelle 2 aufgeführten Vorgaben gemacht:

Tabelle 2 Brandentwicklungszeit t_g nach [EN1991-1-2]

Wachstumsrate	Brandentwicklungszeit [s]	Nutzungsbeispiel
langsam	600	Verkehr (öffentlicher Bereich)
mittel	300	Wohnung, Büro
schnell	150	Bibliothek, Theater

Der sich fortentwickelnde Brand wird auch als Vollbrand bezeichnet, bei dem alle vorhandenen brennbaren Stoffe im Brandraum vom Brand erfasst sind. Der Übergang zum Vollbrand kann schlagartig durch einen flash over erfolgen (Abschnitt 3.3). Der Vollbrand ist für die brandschutztechnische Bemessung der Bauteile i. d. R. maßgebend. Im gesamten Brandraum herrschen nahezu gleichförmige Verhältnisse und die Temperaturen können 1000°C weit übersteigen. In der Vollbrandphase verläuft die auf ihr Maximum angewachsene Energiefreisetzungsrate konstant. Die maximale Energiefreisetzungsrate kann als der kleinere der beiden Maximalwerte des ventilationsgesteuerten bzw. brandlastgesteuerten Falls (Gleichung (13) und (17)) bestimmt werden [HOS02.1]:

$$\dot{Q}_{\max} = \text{MIN} \left\{ \dot{Q}_{\max,v} ; \dot{Q}_{\max,f} \right\}. \quad (19)$$

Durch Gleichung (19) lässt sich somit feststellen, ob der Brand ventilations- oder brandlastgesteuert ist.

Wenn die Brandlast im Brandraum durch den Brand weitgehend aufgezehrt ist und keine weitere Brandausbreitung auf benachbarte Räume stattfindet, setzt die Abklingphase des Brandes ein. Die Energiefreisetzungsrate verringert sich, wenn 70 % bis 80 % der anfänglich vorhandenen Brandlast umgesetzt sind [SCL99]. Die Abklingphase kann auch durch äußere Eingriffe wie Löschmaßnahmen der Feuerwehr oder Sprinklerung eingeleitet werden. Für die Energiefreisetzungsrate wird in der Abklingphase ein linear fallender Verlauf angesetzt, bis die gesamte Brandlast aufgezehrt ist. Bild 20 zeigt den in Anlehnung an [SCL99] entwickelten Verlauf der Energiefreisetzungsrate in den drei Phasen des Brandes, der für die Ermittlung des Temperaturzeitverlaufs realer Brände in Ansatz gebracht wird. Die gesamte verbrennende Brandlast Q setzt sich aus den in den drei Phasen des Brandes verbrauchten Anteile Q_1 , Q_2 und Q_3 zusammen:

$$Q = Q_1 + Q_2 + Q_3. \quad (20)$$

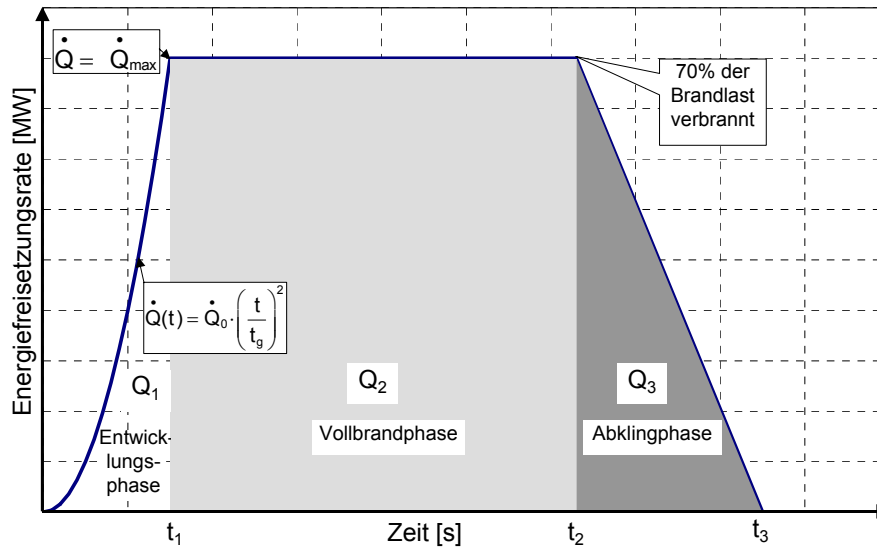


Bild 20 Ansatz für den Verlauf der Energiefreisetzungsrates (Prinzip)

Die Entwicklungsphase des Brandes geht zum Zeitpunkt t_1 in die Vollbrandphase über, wenn die maximale Energiefreisetzungsrates \dot{Q}_{\max} erreicht ist. Aus Gleichung (18) folgt mit $t = t_1$:

$$t_1 = \sqrt{t_g^2 \cdot \dot{Q}_{\max}} \quad (21)$$

Die in der Brandentwicklungsphase aufgezehrte Brandlast Q_1 ergibt sich durch Integration von Gleichung (18) zu:

$$Q_1 = \int_0^{t_1} \dot{Q}(t) dt = \int_0^{t_1} \left(\frac{t}{t_g} \right)^2 dt = \frac{t_1^3}{3 \cdot t_g} \quad (22)$$

In der Vollbrandphase herrscht die maximale Energiefreisetzung. Die Energiefreisetzungsrates verläuft konstant. Die Vollbrandphase endet, wenn 70 % der gesamten Brandlast Q verbrannt sind. Die in der Vollbrandphase aufgebrauchte Brandlast ermittelt sich demnach zu:

$$Q_2 = 0,7 \cdot Q - Q_1 \quad (23)$$

Der Zeitpunkt t_2 , zu dem der Brand in die Abklingphase übergeht, errechnet sich zu:

$$t_2 = t_1 + \frac{Q_2}{\dot{Q}_{\max}} \quad (24)$$

Die Abklingphase des Brandes setzt ein, wenn noch 30 % der gesamten Brandlast Q unverbrannt sind:

$$Q_3 = 0,3 \cdot Q \quad (25)$$

Die Energiefreisetzungsrates fällt linear ab, bis zum Zeitpunkt t_3 die gesamte Brandlast Q aufgebraucht ist:

$$t_3 = t_2 + \frac{2 \cdot Q_3}{\dot{Q}_{\max}} \quad (26)$$

3.2 Entwicklung von Realbrandkurven

3.2.1 Allgemeines

Die Erfassung der realistischen Brandentwicklung eines natürlichen Brandes ist ein wesentlicher Bestandteil eines schutzzielorientierten Brandschutzkonzeptes, mit dem eine risikogerechte Beurteilung der Brandgefährdung für mehrgeschossige Gebäuden vorgenommen werden soll. Mit der Entwicklung von Realbrandkurven wird in dieser Arbeit die Voraussetzung geschaffen, die für die Berechnung des Trag- und Verformungsverhaltens des Gesamttragwerks im Brandfall erforderlichen thermischen Einwirkungen für eine realistische Brandentwicklung zu bestimmen. Die hier vorgestellten Realbrandkurven unterscheiden sich von den in Abschnitt 2.1.3 vorgestellten vereinfachten Verfahren darin, dass sie auf einem realistischen Bemessungsbrand basieren, sowohl für ventilations- als auch brandlastgesteuerte Brände anwendbar sind sowie eine sukzessive Brandausbreitung berücksichtigen können.

Für die Ableitung der Realbrandkurven werden auf Grundlage des Bemessungsbrandes nach Abschnitt 3.1 die Brandwirkungen (Temperaturzeitkurven) für den Anwendungsbereich mehrgeschossiger Wohn- und Bürogebäude bis zur Gebäudeklasse 4 nach [MBO2002] rechnerisch untersucht. Mit dem international anerkannten Brandsimulationsmodell CFAST [NIST92] werden unter Variation der folgenden Randbedingungen bzw. Einflussgrößen Temperaturzeitkurven für Brandräume berechnet:

- Grundfläche $A_f = 12,5 \text{ m}^2$ bis 400 m^2 ,
- Raumhöhe $H = 2,50 \text{ m}$ bis $4,0 \text{ m}$,
- Öffnungsfläche $A_w = 1/8 A_f$ bis $1/2 A_f$,
- Öffnungshöhe $h_w = 0,5 \text{ m}$ bis $2,3 \text{ m}$,
- Brandlastdichte $q = 100 \text{ MJ/m}^2$ bis 1300 MJ/m^2 ,
- Thermische Eigenschaft der Umfassungsbauteile
 $b = 500 \text{ J/(m}^2\text{s}^{0,5}\text{K)}$ bis $2500 \text{ J/(m}^2\text{s}^{0,5}\text{K)}$.

Eine Vergleichsrechnung ergab, dass bei den Brandräumen mit relativ geringer Höhe (2,50 m – 4,0 m) die Brüstungshöhe der Öffnung (Fenster) eine geringe Rolle spielt und somit für das Parameterstudium konstant zu 0,80 m gesetzt werden kann. Die Öffnungsfläche wird über den gesamten Brandverlauf vollständig geöffnet angenommen (Abschnitt 3.1.2.3). Bei den in mehrgeschossigen Wohn- und Bürogebäuden üblichen mittelgroßen Räumen bilden sich im Verlauf des Brandes Heiß- und Kaltgaszonen. Für die Auslegung der Bauteile ist in der Regel die Temperatur der oben liegenden Heißgaszone anzusetzen, die gegenüber mittleren Brandraumtemperaturen wie sie z. B. mit den parametrischen Kurven in [EN1991-1-2] berechnet werden können, auf der sicheren Seite liegt. In Bild 21 ist ein Beispiel für die Entwicklung der Heißgastemperaturen in einem Brandraum definierter Grundfläche und Öffnungsfläche bei unterschiedlichen Brandlastdichten $q = 500 \text{ MJ/m}^2$, 900 MJ/m^2 und 1300 MJ/m^2 bei Zugrundelegung des in Abschnitt 3.1.2 vorgestellten Bemessungsbrandes dargestellt.

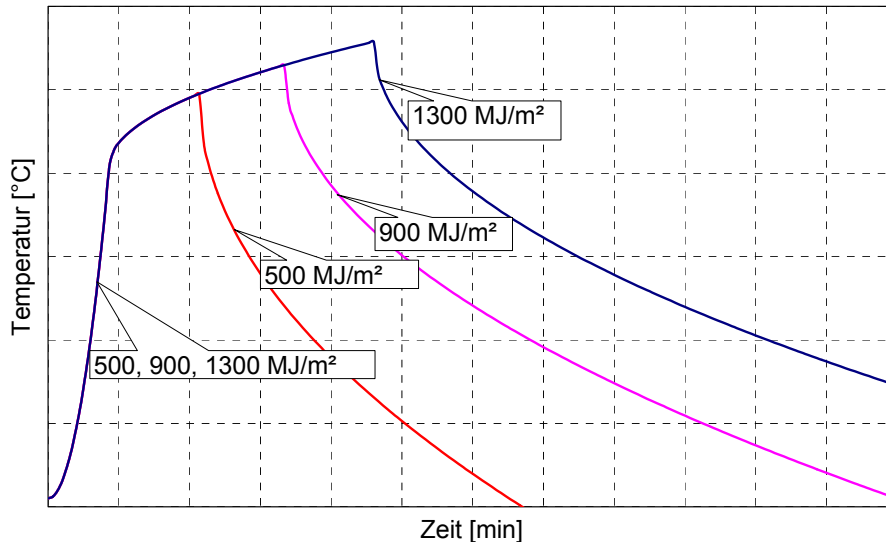


Bild 21 Simulierter Heißgastemperaturzeitverlauf bei Variation der Brandlastdichte q [MJ/m^2]

Die mit dem Brandsimulationsmodell CFAST simulierten Heißgastemperaturzeitverläufe werden in Abhängigkeit der wesentlichen Einflussgrößen durch mathematische Funktionen als so genannte *Realbrandkurven* beschrieben, wobei

- der Verlauf des Temperaturanstiegs,
- der Zeitpunkt und Wert des Temperaturmaximums,
- der Verlauf des Temperaturabfalls,

funktional erfasst werden.

Die hier entwickelten Realbrandkurven können für den in der Praxis tätigen Ingenieur, der in der Regel nicht mit der Anwendung von Wärmebilanzmodellen vertraut ist, ein leicht anwendbares Hilfsmittel sein, mit dem eine realistische Abschätzung des Temperaturzeitverlaufs eines natürlichen Brandes in mehrgeschossigen Wohn- und Bürogebäuden gelingt.

Betrachtet man die Temperaturzeitverläufe natürlicher Brände bei unterschiedlichen Brandlastdichten und sonst gleichen Randbedingungen, so lässt sich feststellen, dass der ansteigende Ast des Temperaturzeitverlaufs in der Brandentwicklungsphase sowie in der Vollbrandphase zunächst unabhängig von der Brandlastdichte identisch verläuft (Bild 21). Erst wenn das Temperaturmaximum bei der kleineren Brandlastdichte erreicht ist, trennen sich die Kurvenverläufe. Bei der kleineren Brandlastdichte fällt die Temperaturzeitkurve, bei größeren Brandlastdichten kommt es zu einem weiteren Anstieg, bis auch hier das Temperaturmaximum erreicht ist und dort ebenfalls ein Temperaturabfall erfolgt. Der Zeitpunkt des Einsetzens der Abklingphase, bei dem 70 % der Brandlast aufgezehrt sind, wird bei geringer Brandlastdichte früher erreicht. In der Abklingphase ist der Verlauf der Heißgastemperaturzeitkurven qualitativ gleich.

In Kenntnis des Verlaufs der Heißgastemperaturzeitverläufe werden die Realbrandkurven wie folgt bestimmt. Zunächst wird der Temperaturzeitverlauf in Abhängigkeit von Brandraumgeometrie und Öffnungen für einen Maximalwert der Brandlastdichte bestimmt. Als Maximum der Brandlastdichte wird $q = 1300 \text{ MJ}/\text{m}^2$ gewählt. Damit ist der prinzipielle Verlauf der Realbrandkurve definiert. Liegt eine niedrigere Brandlastdichte mit $q < 1300 \text{ MJ}/\text{m}^2$ vor, so ändert sich nur der abfallende Ast der Temperaturzeitkurve.

3.2.2 Zeitlicher Verlauf

In Bild 22 ist der Verlauf der Energiefreisetzungsrates nach dem Ansatz in Abschnitt 3.1.2 und der auf dieser Grundlage mit CFAST [NIST92] simulierten Heißgastemperaturzeitkurve zu erkennen. Die Kurven lassen sich durch drei markante Punkte zu den Zeitpunkten t_1 , t_2 , t_3 charakterisieren. Von Beginn des Brandes bis zum Zeitpunkt t_1 wächst die Energiefreisetzungsrates quadratisch, die Heißgastemperatur steigt steil an. Bei t_1 wird das Maximum der Energiefreisetzungsrates erreicht, bis zu t_2 verläuft diese konstant. Die Heißgastemperatur nimmt nach t_1 mit deutlich flacherem Anstieg weiter zu. Zum Zeitpunkt t_2 sind 70 % der Brandlast verbrannt, die Energiefreisetzungsrates fällt linear ab. Die Heißgastemperatur hat bei t_2 ihren Maximalwert erreicht und klingt ab. Bei t_3 ist die Energiefreisetzungsrates auf 0 abgesunken, die gesamte Brandlast ist verbrannt, der Heißgastemperaturzeitverlauf hat hier einen Knick, die Kurve fällt etwas langsamer ab.

In Kenntnis des Verlaufs der Energiefreisetzungsrates können die Zeitpunkte t_1 , t_2 , t_3 nach Gleichung (21), (24) und (26) ermittelt werden. Für die vollständige Beschreibung der Temperaturzeitkurve müssen die zugehörigen Temperaturwerte T_1 , T_2 und T_3 bestimmt werden.

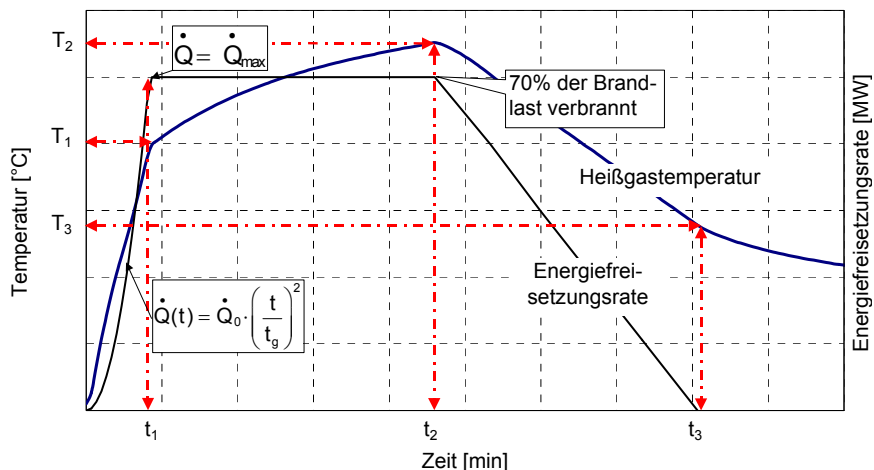


Bild 22 Qualitativer Verlauf von Heißgastemperatur und Energiefreisetzungsrates

3.2.3 Ventilationsgesteuerte Brände

Für den Temperaturzeitverlauf bei ventilationsgesteuerten Bränden ist neben den thermischen Eigenschaften der Umfassungsbauteile die Größe der Öffnungen des Brandraumes bestimmend [LAW83], [ZHO00]. In Bild 23 ist die mit CFAST [NIST92] berechnete maximale Heißgastemperatur T_2 zum Zeitpunkt t_2 (entsprechend der Definition in Bild 22) ventilationsgesteuerter Brände ($q = 1300 \text{ MJ/m}^2$) über den Faktor $1/O$ für verschiedene thermische Eigenschaften der Umfassungsbauteile b aufgetragen.

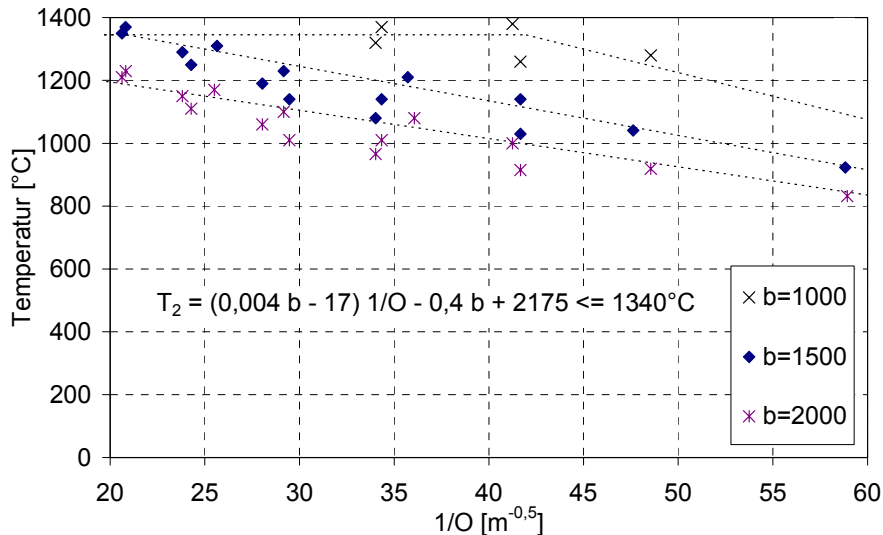


Bild 23 Maximaltemperaturen T_2 ventilationsgesteuerter Brände bei einer Brandlastdichte $q = 1300 \text{ MJ/m}^2$ in Abhängigkeit vom inversen Öffnungsfaktor $1/O$ für verschiedene thermische Eigenschaften der Umfassungsbauteile b (Simulation mit CFAST)

Nach Auswertung der simulierten Heißgastemperaturzeitverläufe konnten durch eine Regressionsanalyse für die Temperaturwerte T_1 , T_2 , T_3 (entsprechend der Definition in Bild 22) für eine Brandlastdichte von $q = 1300 \text{ MJ/m}^2$ folgende funktionale Zusammenhänge ermittelt werden:

$$T_1 = - 8,75 \cdot 1/O - 0,1 \cdot b + 1175 \text{ [}^\circ\text{C]}, \quad (27)$$

$$T_2 = (0,004 \cdot b - 17) \cdot 1/O - 0,4 \cdot b + 2175 \text{ [}^\circ\text{C]} \leq 1340^\circ\text{C}, \quad (28)$$

$$T_3 = - 5,0 \cdot 1/O - 0,16 \cdot b + 1060 \text{ [}^\circ\text{C]}, \quad (29)$$

mit dem Öffnungsfaktor

$$O = A_w \sqrt{h_w} / A_t \text{ [m}^{1/2}\text{]}, \quad (30)$$

wobei:

- b gemittelte thermische Eigenschaft der Umfassungsbauteile [$\text{J}/(\text{m}^2\text{s}^{0.5}\text{K})$],
- A_w Fläche der Ventilationsöffnungen [m^2],
- h_w Höhe der Ventilationsöffnungen [m],
- A_t Gesamtfläche der umfassenden Bauteile mit Öffnungsflächen [m^2].

3.2.4 Brandlastgesteuerte Brände

Bei brandlastgesteuerten Bränden ist neben der Wärmeabfuhr aus dem Brandraum durch Öffnungen und Umfassungsbauteile die freigesetzte Energie die dominierende Einflussgröße [MCC81]. In Bild 24 ist die mit CFAST [NIST92] berechnete maximale Heißgastemperatur T_2 zum Zeitpunkt t_2 (entsprechend der Definition in Bild 22) brandlastgesteuerter Brände mit

einer Brandlastdichte von $q = 1300 \text{ MJ/m}^2$ über den Faktor k (nach Gleichung (34)) aufgetragen, wobei die thermischen Eigenschaften der Umfassungsbauteile variiert werden. Der lineare Zusammenhang zwischen k und der Maximaltemperatur T_2 für $k < 0,04$ wird mit der dicken durchgezogenen Linie verdeutlicht. Nur einzelne Werte weichen um wenig mehr als 15 % von der Geraden ab. Diese Toleranz kann bei der Ableitung der Realbrandkurven akzeptiert werden (Abschnitt 3.5.2).

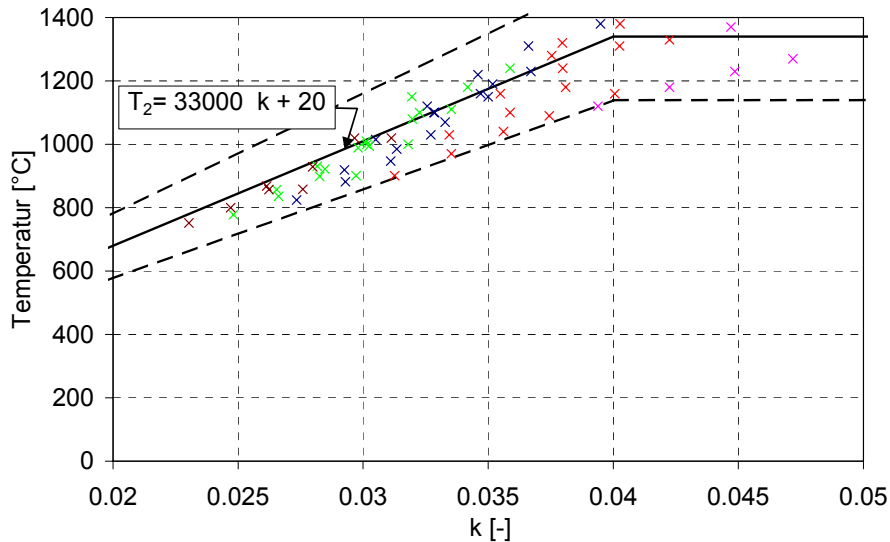


Bild 24 Maximaltemperaturen T_2 brandlastgesteuerter Brände bei einer Brandlastdichte $q = 1300 \text{ MJ/m}^2$ in Abhängigkeit vom Faktor k (Simulation mit CFAST)

Nach Auswertung der Simulationsrechnungen wurden mittels Regressionsanalyse für die Heißgastemperaturwerte T_1 , T_2 , T_3 (entsprechend der Definition in Bild 22) die folgenden funktionalen Zusammenhänge für eine Brandlastdichte von $q = 1300 \text{ MJ/m}^2$ ermittelt:

$$T_1 = 24000 k + 20 \text{ [}^\circ\text{C]} \text{ für } k \leq 0,04 \text{ und } T_1 = 980^\circ\text{C für } k > 0,04, \quad (31)$$

$$T_2 = 33000 k + 20 \text{ [}^\circ\text{C]} \text{ für } k \leq 0,04 \text{ und } T_2 = 1340^\circ\text{C für } k > 0,04, \quad (32)$$

$$T_3 = 16000 k + 20 \text{ [}^\circ\text{C]} \text{ für } k \leq 0,04 \text{ und } T_3 = 660^\circ\text{C für } k > 0,04, \quad (33)$$

mit:

$$k = \left(\frac{\dot{Q}^2}{A_w \sqrt{h_w} \cdot A_T \cdot b} \right)^{1/3}, \quad (34)$$

wobei:

\dot{Q} Energiefreisetzungsrate [MW],

b gemittelte thermische Eigenschaft der Umfassungsbauteile [$\text{J}/(\text{m}^2 \text{s}^{0,5} \text{K})$],

A_T Gesamtfläche der umfassenden Bauteile ohne Öffnungsflächen [m^2].

3.2.5 Qualitativer Verlauf

Für die vollständige mathematische Beschreibung der Realbrandkurven muss neben den Zeitpunkten t_1 , t_2 , t_3 und den zugehörigen Temperaturwerten T_1 , T_2 , T_3 der funktionale Verlauf zwischen diesen Punkten bekannt sein (Bild 22). Im Bereich zwischen $t = 0$ und t_1 (Bereich 1) steigt die Temperatur zunächst langsam, dann steil an. Dieser Verlauf lässt sich durch einen quadratischen Anstieg annähern:

$$T = \frac{(T_1 - T_0)}{t_1^2} \cdot t^2 + T_0 \quad \text{mit } t, t_1 \text{ [min] und } T, T_0, T_1 \text{ [}^\circ\text{C]}. \quad (35)$$

Zwischen den Zeitpunkten t_1 und t_2 (Bereich 2) steigt die Temperatur weniger stark an. Sie lässt sich mathematisch mit einer Wurzelfunktion beschreiben:

$$T = (T_2 - T_1) \cdot \sqrt{(t - t_1)/(t_2 - t_1)} + T_1 \quad \text{mit } t, t_1, t_2 \text{ [min] und } T, T_1, T_2 \text{ [}^\circ\text{C]}. \quad (36)$$

Zwischen den Zeitpunkten t_2 und t_3 (Bereich 3) sinkt die Temperatur, was mathematisch ebenfalls mit einer Wurzelfunktion ausgedrückt werden kann:

$$T = (T_3 - T_2) \cdot \sqrt{(t - t_2)/(t_3 - t_2)} + T_2 \quad \text{mit } t, t_2, t_3 \text{ [min] und } T, T_2, T_3 \text{ [}^\circ\text{C]}. \quad (37)$$

Bild 25 zeigt die graphische Darstellung der Funktionsverläufe für den Verlauf der Realbrandkurven bei einer Brandlastdichte von $q = 1300 \text{ MJ/m}^2$.

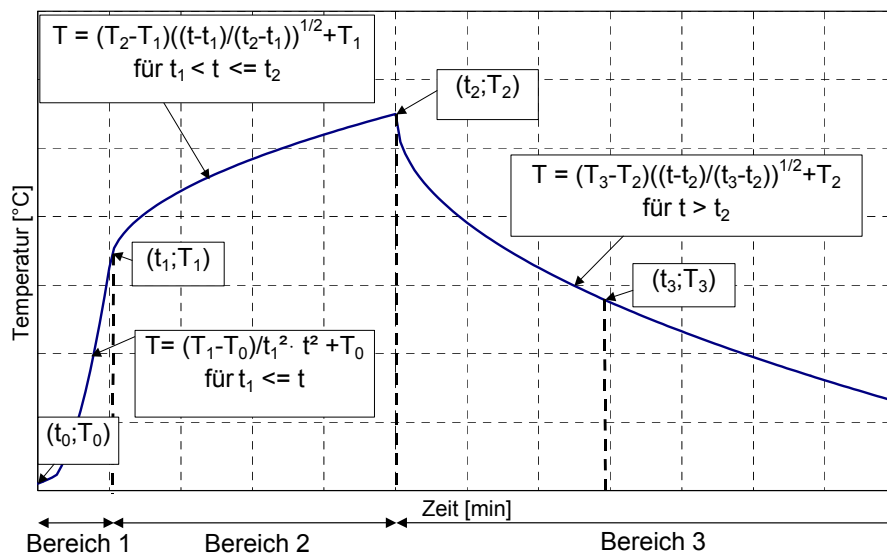


Bild 25 Mathematische Beschreibung der Realbrandkurven in 3 Bereichen

Ausgehend von der Realbrandkurve für $q = 1300 \text{ MJ/m}^2$ lassen sich Realbrandkurven für beliebige Brandlastdichten $q_x \leq 1300 \text{ MJ/m}^2$ ermitteln. Die Brandlast Q_x ergibt sich zu durch Multiplikation von Brandlastdichte q_x und Brandfläche A_f zu:

$$Q_x = q_x \cdot A_f \quad (38)$$

Der ansteigende Ast der Realbrandkurve ist bis zum Erreichen der Maximaltemperatur unabhängig von der Brandlastdichte. Der Zeitpunkt $t_{2,x}$, bei dem die Maximaltemperatur $T_{2,x}$ erreicht wird, ist brandlastabhängig. Er lässt sich direkt aus dem Ansatz für die Energiefrei-

setzungsrate bestimmen. Für $Q_1 < 0,7 \cdot Q_x$ ergibt sich in Verbindung mit den Gleichungen (22) bis (24):

$$t_{2,x} = t_1 + \frac{(0,7 \cdot Q_x) - (t_1^3 / (3 \cdot t_g^2))}{\dot{Q}_{\max}} \quad (39)$$

Bei sehr kleinen Brandlastdichten q_x mit $Q_1 \geq 0,7 \cdot Q_x$ ermittelt sich $t_{2,x}$ zu:

$$t_{2,x} = \sqrt[3]{0,7 \cdot Q_x \cdot 3 \cdot t_g^2} \quad (40)$$

Die zugehörige Temperatur $T_{2,x}$ wird dann durch Einsetzen von $t = t_{2,x}$ in Gleichung (36) ermittelt (Bild 26):

$$T_{2,x} = (T_2 - T_1) \cdot \sqrt{(t_{2,x} - t_1) / (t_2 - t_1)} + T_1 \quad (41)$$

Die Temperaturen $T_{3,x}$ zum Zeitpunkt $t_{3,x}$ liegen für unterschiedlichen Brandlastdichten q_x auf einer logarithmischen Funktion durch $(t = 0; T_0)$ und $(t_3; T_3)$ (Bild 26):

$$T_{3,x} = (T_3 / \log_{10}(t_3 + 1)) \cdot \log_{10}(t_{3,x} + 1) \quad (42)$$

Der abfallende Ast der Realbrandkurve des Bereichs 3 kann für $q_x < 1300 \text{ MJ/m}^2$ durch Einsetzen in Gleichung (37) ermittelt werden:

$$T = (T_{3,x} - T_{2,x}) \cdot \sqrt{(t - t_{2,x}) / (t_{3,x} - t_{2,x})} + T_{2,x} \quad (43)$$

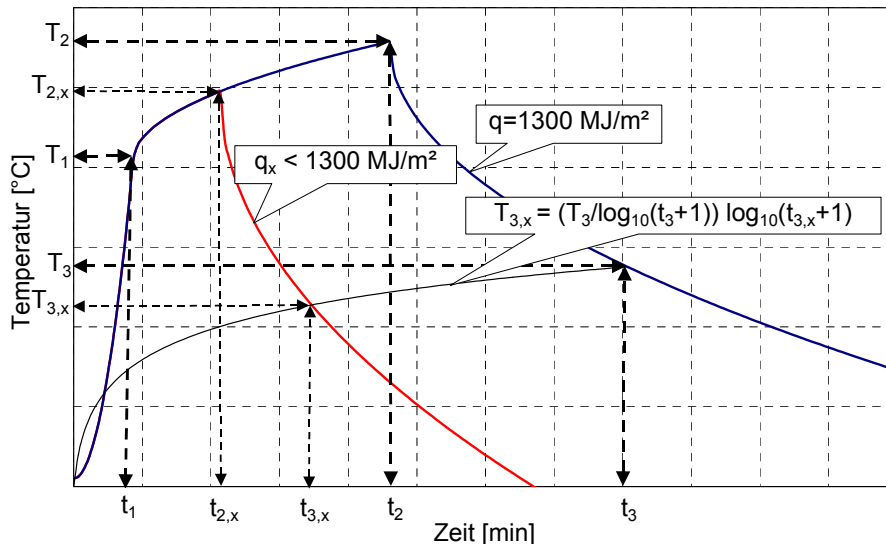


Bild 26 Bestimmung der Temperaturwerte $T_{2,x}$ und $T_{3,x}$

3.3 Flash over

Als flash over wird der schlagartige Übergang vom Entstehungsbrand zum Vollbrand bezeichnet. Entwickelt sich ein Brand in einem Raum ohne Störeinflüsse, so erreichen die Temperaturen in der heißen Rauchgasschicht Werte (ca. 500°C - 600°C), bei denen es zu einer vermehrten Wärmestrahlung auf alle sich im Brandraum befindlichen Objekte kommt.

Wird die kritische Wärmestromdichte ($\approx 20 \text{ kW/m}^2$) überschritten, so entzünden sich schlagartig sämtliche im Brandraum befindlichen Brandlasten, die Energiefreisetzungsrate und die Temperaturen im Brandraum steigen sprunghaft an. Weiterhin entstehen durch erhitztes brennbares Material Pyrolysegase, deren wesentlicher Bestandteil Kohlenstoffmonoxyd (CO) ist. Diese Pyrolysegase sammeln sich mit der Wärme und dem Rauch unter der Decke und ergeben ein zündfähiges Gas-Luftgemisch, das beim Erreichen der Explosionsgrenze verpuffungsartig zündet [SFP90]. Die Eintrittswahrscheinlichkeit und der Zeitpunkt des Auftretens eines flash over sind von der Lage der Brandlasten im Brandraum abhängig. Befindet sich die Zündquelle in Raummitte, so kommt es dadurch zu einer schnelleren Ausbreitung des Feuers im gesamten Raum. Auch die Höhe der Zündquelle im Brandraum hat Einfluss auf den Zeitpunkt des flash over. Je höher die Zündquelle liegt, umso schneller erreichen die Flammen und die Heißgase die Decke und beschleunigen dadurch die Brandausbreitung. Für die Einschätzung des Auftretens eines flash over sind verschiedene vereinfachte Verfahren veröffentlicht worden. Mit ihnen kann die kritische Energiefreisetzungsrate berechnet werden, bei der mit einem flash over zu rechnen ist [SFP90]. Bei der Methode von McCaffrey, Quintiere und Harkleroad [MCC81] wird die kritische Energiefreisetzungsrate in Abhängigkeit vom Ventilationsfaktor, den Umfassungsflächen und dem zeitabhängigen effektiven Wärmestromkoeffizienten der Umfassungsbauteile bestimmt. Babrauskas gibt in [BAB81] die kritische Energiefreisetzungsrate vereinfacht zu $\dot{Q}_{fo} = 750 \cdot A_w \sqrt{h_w}$ [kW] an. Walton und Thomas leiten aus der Energiebilanz der Heißgasschicht die kritische Energiefreisetzungsrate \dot{Q}_{fo} für einen flash over ab [SFP90]:

$$\dot{Q}_{fo} = m_g c_p (T_g - T_a) + \dot{Q}_{loss}, \quad (44)$$

mit:

m_g Gasstrom aus der Brandraumöffnung [kg/s],

c_p spezifische Wärme des Heißgases [J/(kgK)],

T_g Heißgastemperatur [°C],

T_a Umgebungstemperatur [°C],

\dot{Q}_{loss} Netto-Wärmestrom der Heißgasschicht an die Umgebung [W].

Aus experimentell gewonnenen Daten bilden Walton und Thomas einen arithmetischen Mittelwert für \dot{Q}_{loss} mit:

$$\dot{Q}_{loss} = 0,0078 \cdot A_T \text{ [MW]}. \quad (45)$$

Unter Annahme von $(T_g - T_a) = 600^\circ\text{C}$ und $c_p = 1,26 \text{ kJ/(kgK)}$ ergibt sich die kritische Energiefreisetzungsrate für einen flash over zu:

$$\dot{Q}_{fo} = 0,0078 \cdot A_T + 0,378 \cdot A_w \sqrt{h_w} \text{ [MW]} \quad (46)$$

Diese Beziehung, die experimentell für kleine bis mittelgroße Räume abgesichert ist, wird bei der Entwicklung der Realbrandkurven für die Abschätzung des Zeitpunktes eines flash over angewendet, an dem die Energiefreisetzungsrate schlagartig auf ihr Maximum ansteigt.

Der Zeitpunkt $t_{1,fo}$, bei dem der flash over einsetzt, ermittelt sich zu:

$$t_{1,fo} = \sqrt{t_g^2 \cdot \dot{Q}_{fo}} . \quad (47)$$

Ist der Zeitpunkt $t_{1,fo}$ kleiner als der nach Gleichung (21) bestimmte Zeitpunkt t_1 , so ist der flash over zu berücksichtigen. Im Fall $t_{1,fo} \geq t_1$, welcher insbesondere bei kleinen Räumen zu erwarten ist, steigt die Energiefreisetzungsrate schnell bis auf ihr Maximum an, so dass kein flash over im Sinne von Gleichung (46) eintritt.

Analog Gleichung (22) kann die zum Zeitpunkt des flash over bereits verbrannte Brandlast $Q_{1,fo}$ bestimmt werden:

$$Q_{1,fo} = \frac{t_{1,fo}^3}{3 \cdot t_g^2} . \quad (48)$$

Durch Einsetzen von $Q_{1,fo}$ für Q_1 und $t_{1,fo}$ für t_1 in den Gleichungen (23) bis (26) kann der gesamte Brandverlauf beschrieben werden.

3.4 Raumzellenbrände

Mit den in dieser Arbeit entwickelten Realbrandkurven kann die sukzessive Brandausbreitung in Brandabschnitten mit so genannter Zellenbauweise erfasst werden, die häufig in Bürogebäuden vorkommt. Leichte Trennwände zur Abtrennung von Raumzellen erfüllen zwar keine brandschutztechnischen Anforderungen, weisen jedoch eine geringe Feuerwiderstandsdauer auf und wirken somit einer ungehinderten Brandausbreitung in der gesamten Nutzungseinheit entgegen. Ein entstehender Brand wird sich sukzessive von Raumzelle zu Raumzelle ausbreiten, bis die gesamte Nutzungseinheit in Flammen steht.

Es bietet sich an, als Versagenskriterium eine kritische Temperatur von 300°C auf der brandabgewandten Seite für die Zellenwand zu definieren. Im Bereich von 300°C liegt die Entzündungstemperatur von Holz und Papier. Wenn auf der brandabgewandten Seite der Zellenwand 300°C erreicht sind, ist davon auszugehen, dass sich in der Nebenzelle innerhalb kürzester Zeit die in der Nähe der Wand befindlichen Brandlasten entzünden und der Brand sich somit auf die Nebenzelle ausbreitet. Der Versagenszeitpunkt der Zellenwand bei einem natürlichen Brand kann in Anlehnung an die Methode der äquivalenten Branddauer bestimmt werden. Hierfür muss der Versagenszeitpunkt bei einem ETK-Brand bekannt sein, der entweder mittels Brandversuch oder auf rechnerischem Wege bestimmt wird. Der Zeitpunkt, zu dem beim natürlichen Brand die gleiche Fläche unter der Realbrandkurve wie unter der ETK und damit der gleiche Energieeintrag in die Zellenwand erreicht ist, kennzeichnet das Versagen der Zellenwand.

Bei Versagen einer Zellenwand wird die Energiefreisetzungsrate für den nun größeren Brandraum mit u. U. veränderter Brandlastdichte, größeren Öffnungsflächen und veränderten thermischen Eigenschaften der Umfassungsbauteile ermittelt. In der Zelle des Brandursprungs herrschen zum Zeitpunkt des Zellendurchbruches in der Regel Vollbrandbedingungen. Es kann daher davon ausgegangen werden, dass sich sämtliche in der Nebenzelle befindlichen Brandlasten beim Versagen der Zellenwand unmittelbar entzünden. Je nach Gebäudestruktur und Ausführung der Zellenwände kann sich der Brand von der Brandursprungszelle auch auf drei oder mehr Zellen gleichzeitig ausdehnen, wenn unterstellt wird, dass die Zellenwände zu den Nachbarzellen gleichartig aufgebaut sind und somit bei einem voll entwickelten Brand in der Ursprungszelle gleichzeitig versagen.

Dieser sukzessiven Brandausbreitung von Raumzelle zu Raumzelle trägt der in dieser Arbeit entwickelte Bemessungsbrand Rechnung. Das bedeutet, dass die Energiefreisetzungsrate den jeweils herrschenden Randbedingungen angepasst werden muss und beim Zellendurchbruch unmittelbar auf ihr, durch die neuen Randbedingungen des vergrößerten Brandraumes begrenztes, Maximum ansteigt (Bild 27).

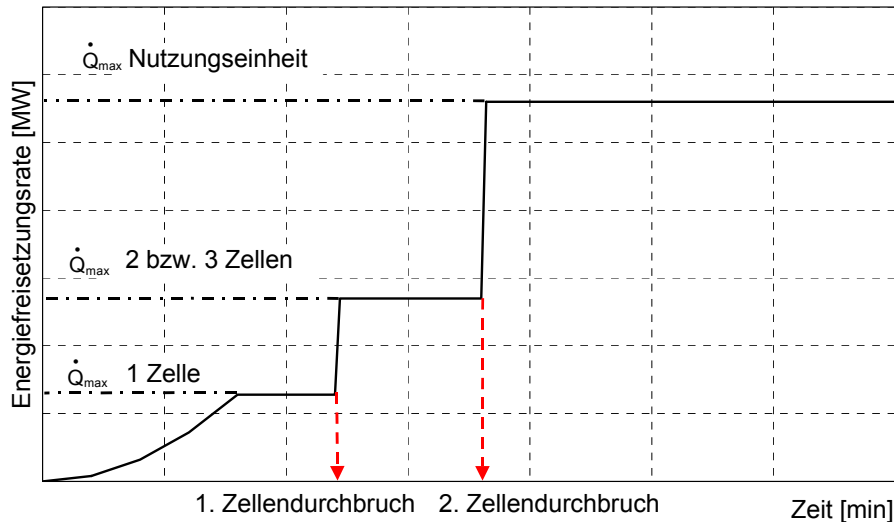


Bild 27 Verlauf der Energiefreisetzungsrate bei sukzessiver Brandausbreitung in einem Gebäude mit Zellenbauweise (qualitativ)

Die Energiefreisetzungsrate steigt nach dem Zellendurchbruch für den, inklusive der benachbarten Zellen, nun zwei bzw. drei Zellen umfassenden größeren Brandraum mit zusätzlicher Brandlast und größeren Öffnungsflächen entsprechend an. Der Brand wird heftiger, die Zeit bis zum Versagen der nächsten Zellenwände kürzer. Daher kann beim 2. Zellendurchbruch in die angrenzenden Zellen vereinfachend von einem Vollbrand in der gesamten Nutzungseinheit ($A_f \leq 400 \text{ m}^2$) mit entsprechender Energiefreisetzungsrate ausgegangen werden.

Die brandschutztechnische Bemessung von Nutzungseinheiten in Zellenbauweise ohne Berücksichtigung der brandausbreitungshemmenden Wirkung der Zellenwände muss zwangsläufig zu einer Überschätzung der Brandwirkung führen. Sowohl die Normbemessung (ETK) als auch die Bemessung mit in Abschnitt 2.1.3 vorgestellten Temperaturzeitkurven (z. B. parametrische Kurven aus [EN1991-1-2]) sowie die Verfahren mit äquivalenter Branddauer unterstellen eine ungehinderte Brandausbreitung im gesamten Abschnitt. Der hier vorgestellte Ansatz des Bemessungsbrandes bietet die Möglichkeit, mittels entsprechender Realbrandkurven den sich ausbreitenden Brand realitätsnah zu erfassen.

Mit Hilfe einer Vergleichsrechnung mit einem CFD-Modell [FDS3] wird der Verlauf der Energiefreisetzungsrate bei sukzessiver Brandausbreitung untersucht. Für die Brandursprungszelle (Zelle 1) wird eine Energiefreisetzung gemäß dem Ansatz nach Abschnitt 3.1.2 vorgegeben. Nach 10 Minuten wird die kritische Temperatur der Zellenwand zwischen Zelle 1 und Zelle 2 erreicht und die Wand versagt (Bild 28).

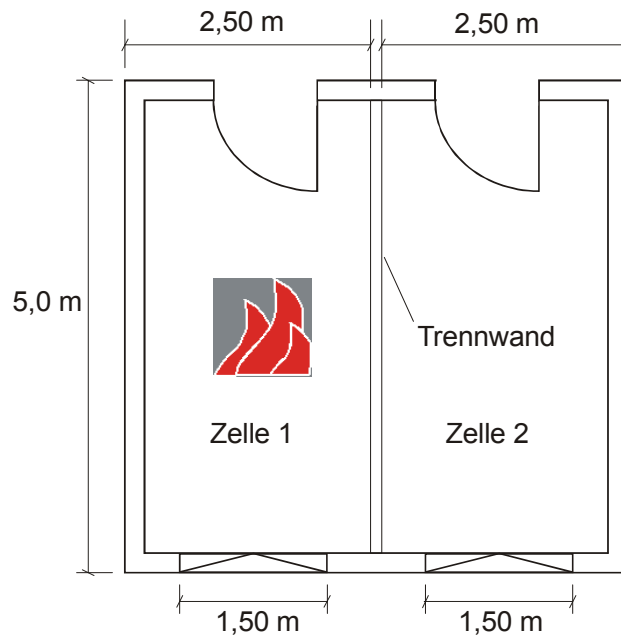


Bild 28 Grundriss eines Büros mit Raumzellen

In Zelle 2 werden Brandlasten als Objekte angeordnet, deren thermophysikalische Eigenschaften wie Zündtemperatur, Dichte und Verbrennungswärme vorgegeben werden. Die Entzündung, der Abbrand und die Energiefreisetzung dieser Objekte werden durch das Verbrennungsmodell in [FDS3] simuliert. In Bild 29 wird die Energiefreisetzungsrates nach dem Ansatz für die hier vorgestellten Realbrandkurven mit der freigesetzten Energie nach dem CFD-Modell verglichen. Bis auf einen „peak“ nach dem „Zellendurchbruch“ nach 10 Minuten, bei dem die freigesetzte Energie bei der schlagartigen Entzündung der Brandlasten in Zelle 2 in der CFD-Simulation kurzzeitig ansteigt, verlaufen beide Kurven nahezu deckungsgleich.

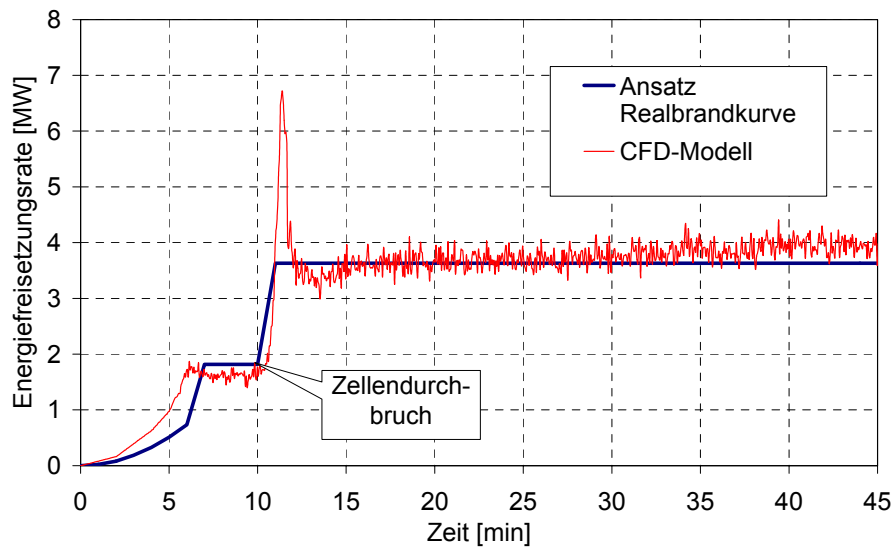


Bild 29 Vergleich der Energiefreisetzungsrates nach dem Ansatz der Realbrandkurve und dem Simulationsergebnis von [FDS3]

Bild 30 zeigt die Realbrandkurve und den simulierten Temperaturzeitverlauf des CFD-Modells, der vereinfacht durch Mittlung der sich in der oberen Hälfte des gesamten Raumes befindlichen Temperaturkontrollpunkte bestimmt wurde. Es wird deutlich, dass der Temperaturzeitverlauf infolge des Zellendurchbruchs einen Knick hat und sich den veränderten Randbedingungen des nun zwei Zellen umfassenden Brandraums anpasst. Insbesondere nach dem Zellendurchbruch weichen die Realbrandkurve und der mit dem CFD-Modell simulierte Temperaturzeitverlauf nur gering voneinander ab. Die etwas höhere Temperatur der CFD-Simulation im Vergleich zur Realbrandkurve in den ersten Minuten lässt sich auch durch die in diesem Zeitraum höhere Energiefreisetzung erklären (Bild 29).

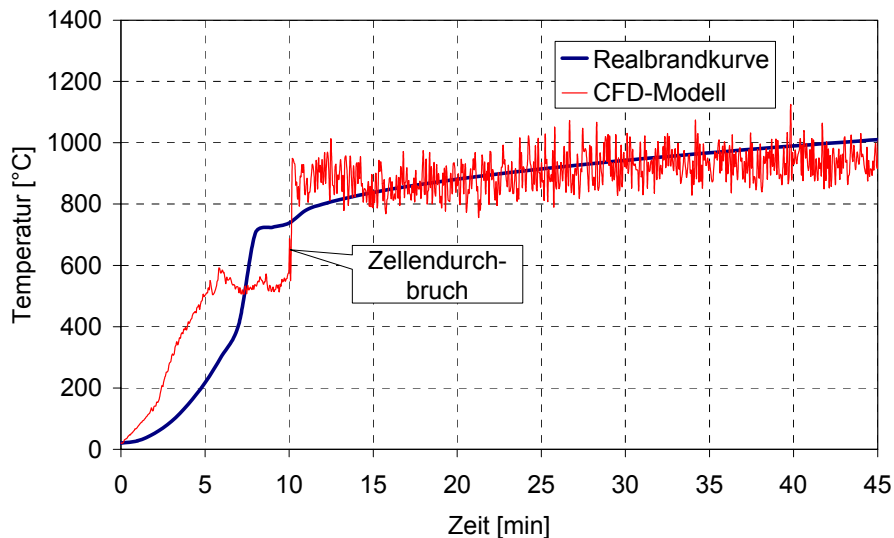


Bild 30 Vergleich von Realbrandkurve und mit [FDS3] simulierten Temperaturzeitverlauf

3.5 Validierung der entwickelten Realbrandkurven

3.5.1 Allgemeines

Die in dieser Arbeit vorgestellten Realbrandkurven sind anhand von Ergebnissen umfangreicher Simulationsrechnungen abgeleitet worden. Mit einer umfassenden Validierung und Absicherung soll sichergestellt werden, dass die Brandentwicklung eines natürlichen Brandes mit den Realbrandkurven realistisch wiedergegeben werden kann. Durch die Validierung der Realbrandkurven kann mit Hilfe einer systematischen Testmethodik die Anwendung überprüft werden. Die Validierung der Realbrandkurven erfolgt in drei Schritten:

- 1.) Vergleichsrechnungen mit einem Wärmebilanzmodell
- 2.) Nachrechnungen von dokumentierten Brandversuchen
- 3.) Durchführung eines Validierungsversuchs

3.5.2 Vergleichsrechnungen mit einem Wärmebilanzmodell

In einem ersten Schritt werden für die in Abschnitt 3.2.1 beschriebenen Raumkonfigurationen Realbrandkurven berechnet und mit den Heißgastemperaturzeitverläufen von CFAST [NIST92] verglichen. Die Eignung des Modells CFAST für die Simulation von Bränden in kleinen und mittleren Räumen kann aufgrund einer Vielzahl von Untersuchungen unterstellt

werden [HOT98], [PEA93]. Mit diesem Schritt wird sichergestellt, dass bei der Ableitung der Realbrandkurven nur geringe Abweichungen von den Heißgastemperaturzeitkurven vorliegen.

Als Vergleichskriterium für die Validierung wird das Integral der Realbrand- bzw. Heißgastemperaturzeitkurve nach 30, 60, 90 und 180 Minuten (A_{30} , A_{60} , A_{90} , A_{180}) als Maß für den Energieeintrag in die Bauteile sowie das Temperaturmaximum (T_{\max}) herangezogen [HOS02.1]. Mit den Vergleichskriterien A_{30} bis A_{90} kann die Eignung der Realbrandkurven für die Bemessung von Bauteilen, die in die jeweiligen Feuerwiderstandsklassen R 30, R 60 und R 90 nach [EC3-1-2] eingestuft werden sollen, geprüft werden. Das Vergleichskriterium A_{180} wird zusätzlich gewählt, da die Realbrandkurven auf 180 Minuten Dauer begrenzt sind. Mit dem Vergleichskriterium T_{\max} kann die Übereinstimmung der Maximaltemperatur geprüft werden, welche insbesondere für die Bemessung ungeschützter Stahlbauteile von Bedeutung ist.

Für die Vergleichskriterien muss eine Toleranz festgelegt werden, innerhalb derer die Abweichungen zwischen Heißgastemperaturzeitkurve und Realbrandkurve als akzeptierbar gelten. In [BRE89] wird als zulässige Abweichung für berechnete Heißgastemperaturen ein Wert von $\pm 15\%$ bis 20% angegeben. Grundlage für die Bestimmung der Toleranzwerte in [BRE89] sind die Ergebnisse verschiedener numerischer Simulationen. In Anlehnung an [BRE89] kann für die Ableitung der Realbrandkurven von den Heißgastemperaturzeitverläufen eine Toleranz von 15% bis maximal 20% akzeptiert werden. Bild 31 zeigt exemplarisch für das Vergleichskriterium A_{60} , dass der Energieeintrag der Realbrandkurven innerhalb der ersten 60 Minuten in einem 15% -Intervall um den Mittelwert liegt. Im Mittel ist der Energieeintrag der Realbrandkurve nach 60 Minuten nahezu gleich dem Energieeintrag der mit CFAST berechneten Heißgastemperaturzeitkurve (Mittelwert $A_{\text{RBK}} / A_{\text{CFAST}} = 0,98$) und die Streuung ist sehr gering (Standardabweichung $0,08$). Dem Vergleichskriterium A_{60} fällt eine besondere Bedeutung zu, da für den Anwendungsbereich mehrgeschossiger Wohn- und Bürogebäude in der überarbeiteten Musterbauordnung [MBO2002] eine hochfeuerhemmende Bauweise für die tragenden Bauteile mehrgeschossiger Wohn- und Bürogebäude der Gebäudeklasse 4 gefordert wird, die einer Feuerwiderstandsfähigkeit von 60 Minuten gleichzusetzen ist.

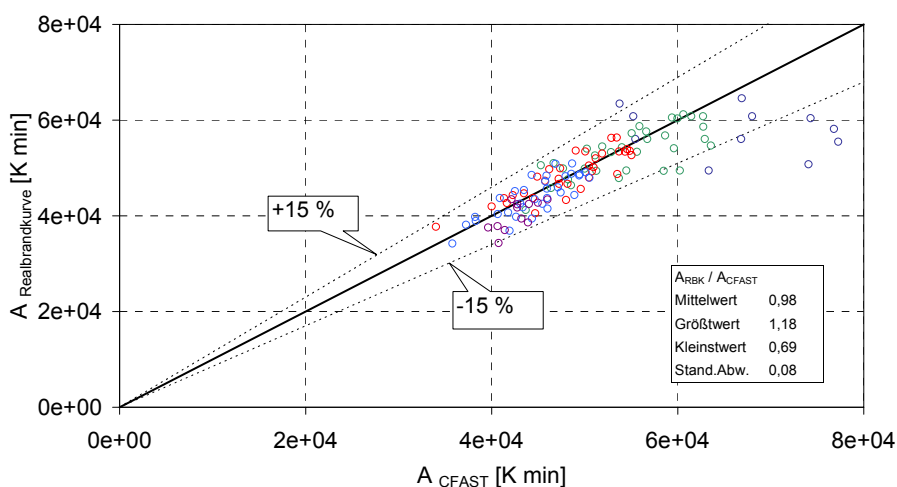


Bild 31 Vergleich von Realbrandkurven und Heißgastemperaturzeitkurven anhand des Vergleichskriteriums A_{60}

In Tabelle 3 sind die charakteristischen Werte der Vergleichskriterien zusammengestellt. Detailliertere Angaben dazu finden sich in [HOS02.1]. Es zeigt sich, dass die Realbrandkurven die mittels Wärmebilanzmodellen berechneten Heißgastemperaturzeitkurven mit guter Übereinstimmung wiedergeben.

Tabelle 3 Charakteristische Werte der Vergleichskriterien (aus [HOS02.1])

Kriterium	A_{30}	A_{60}	A_{90}	A_{180}	T_{\max}
Mittelwert ($A_{\text{RBK}}/A_{\text{CFAST}}$)	0,90	0,98	0,97	0,94	1,01
Größtwert ($A_{\text{RBK}}/A_{\text{CFAST}}$)	1,18	1,18	1,12	1,11	1,18
Kleinstwert ($A_{\text{RBK}}/A_{\text{CFAST}}$)	0,68	0,69	0,70	0,75	0,72
Standardabweichung ($A_{\text{RBK}}/A_{\text{CFAST}}$)	0,12	0,08	0,08	0,06	0,08

3.5.3 Nachrechnungen von dokumentierten Brandversuchen

Der zweite Schritt der Validierung erfolgt durch Nachrechnungen von in der Literatur dokumentierten Brandversuchen mit unterschiedlichen Raumgeometrien, Brandlasten und Öffnungsverhältnissen (Tabelle 4). Die in den Versuchen gemessenen Temperaturzeitverläufe werden mit den Realbrandkurven verglichen. Zusätzlich werden in den Vergleich die mit dem Zonenmodell OZONE [CAD01] berechneten Temperaturzeitverläufe, die parametrischen Temperaturzeitkurven in [EN1991-1-2] sowie die mittels der vereinfachten Ansätze nach [BAR02], [FEA02] und [ZHO00] bestimmten Temperaturzeitverläufe mit einbezogen. Der Vergleich der mit unterschiedlichen Methoden und Verfahren berechneten Temperaturzeitverläufe mit den Versuchsergebnissen ist allerdings nur eingeschränkt möglich [HOS02.1]. Die vereinfachten Ansätze [EN1991-1-2], [FEA02], [ZHO00], die einen Vollbrand ohne Brandentstehungsphase voraussetzen, liefern einen Temperaturzeitverlauf, der zu Beginn stark ansteigt. Das Modell OZONE [CAD01] schaltet während der Simulation bei Einsetzen des flash over vom Mehrzonenmodell auf ein Einzonenmodell um.

Tabelle 4 Randbedingungen der dokumentierte Brandversuche

Versuch		BRE1	BRE2	BRE3	BRE4	CAR 6	HOT_1	HOT_2	HOT_3	LAT1	LAT2	LAT3	LAT4	LAT5
Raum	Breite [m]	12	12	12	12	18	14,40	20,40	7,40	8,66	8,66	8,66	8,66	8,66
	Länge [m]	12	12	12	12	7,50	7,20	7,20	7,20	5,87	5,87	5,87	5,87	5,87
	Grundfläche [m ²]	144	144	144	144	135	103,70	146,90	53,28	50,83	50,83	50,83	50,83	50,83
	Höhe [m]	4	4	4	4	4	3,50	3,60	3,60	3,90	3,90	3,90	3,90	3,90
Öffnung	Breite [m]	7,20	7,20	7,20	14,40	18	2,13	2,60	3	7,31	3,65	3,65	3,65	1,83
	Höhe [m]	3,40	3,40	3,40	1,70	2	2,97	3	1,24	2,31	2,31	2,31	2,31	2,31
	Brüstungshöhe [m]	0	0	0	1,70	0,80	0	0	1,76	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
Umfassungsbauteile	Dicke [m]	0,15 ^{*)}	0,12 ^{*)}	0,12 ^{*)}	0,12 ^{*)}	0,153 ^{*)}	0,3	0,3	0,3	0,19 ^{*)}	0,19 ^{*)}	0,19 ^{*)}	0,19 ^{*)}	0,19 ^{*)}
	Wärmeleitfähigkeit [W/(mK)]	0,97 ^{*)}	0,56 ^{*)}	0,56 ^{*)}	0,56 ^{*)}	0,59 ^{*)}	0,12	0,12	0,12	0,64 ^{*)}	0,64 ^{*)}	0,64 ^{*)}	0,64 ^{*)}	0,64 ^{*)}
	Dichte [kg/m ³]	1842 ^{*)}	1314 ^{*)}	1314 ^{*)}	1314 ^{*)}	1433 ^{*)}	500	500	500	1540 ^{*)}	1540 ^{*)}	1540 ^{*)}	1540 ^{*)}	1540 ^{*)}
	Wärmekapazität [J/(kgK)]	1018 ^{*)}	957 ^{*)}	957 ^{*)}	957 ^{*)}	927 ^{*)}	1050	1050	1050	1100 ^{*)}	1100 ^{*)}	1100 ^{*)}	1100 ^{*)}	1100 ^{*)}
	Emissionsgrad [-]	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,85	0,85	0,85	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90
Brandlast	Brandlast	Holz	Holz	Holz Plastik	Holz	Möbel	Holz	Holz	Holz	Holz	Holz	Holz	Holz	Holz
	Brandlastdichte Holz [kg/m ²]	40	40	40	40	46,26	19,18	12,36	18,77	15	10	15	20	15
Literaturstelle		SCL00	SCL00	SCL00	SCL00	MAR01	HOT98	HOT98	HOT98	LAT87	LAT87	LAT87	LAT87	LAT87

(wird fortgesetzt)

Tabelle 4 (Fortsetzung)

Versuch		LEH 8	LEH B	LEH W	METZ1	METZ2	METZ3	METZ4	SFB	VTT1	VTT2	ZEH
Raum	Breite [m]	3,59	3,59	3,59	3,38	3,38	3,38	3,38	7,20	4	4	3,60
	Länge [m]	5,05	5,05	5,05	3,68	3,68	3,68	3,68	7,40	2,20	2,20	3,60
	Grundfläche [m ²]	18,13	18,13	18,13	12,44	12,44	12,44	12,44	53,28	8,80	8,80	12,96
	Höhe [m]	2,50	2,50	2,50	3,13	3,13	3,13	3,13	3,60	2,60	2,60	2,60
Öffnung	Breite [m]	2,61	2,61	2,61	1,18	1,18	1,95	1,18	1,20	3	3	0,70
	Höhe [m]	1,66	1,66	1,66	2,18	2,18	2,18	2,18	3,00	1,20	1,20	1,80
	Brüstungshöhe [m]	0,80	0,80	0,80	0	0	0	0,95	0	0,80	0,80	0
Umfassungsbauteile	Dicke [m]	0,16 ^{*)}	0,16 ^{*)}	0,16 ^{*)}	0,25	0,25	0,25	0,16 ^{*)}	0,26	0,20	0,20	0,25 ^{*)}
	Wärmeleitfähigkeit [W/(mK)]	1,29 ^{*)}	1,29 ^{*)}	1,29 ^{*)}	1	1	1	0,69 ^{*)}	0,25	0,35	0,35	1,25 ^{*)}
	Dichte [kg/m ³]	1813 ^{*)}	1813 ^{*)}	1813 ^{*)}	1950	1950	1950	1750 ^{*)}	625	500	500	1850 ^{*)}
	Wärmekapazität [J/(kgK)]	917 ^{*)}	917 ^{*)}	917 ^{*)}	1000	1000	1000	880 ^{*)}	1000	1000	1000	920 ^{*)}
	Emissionsgrad [-]	0,89 ^{*)}	0,89 ^{*)}	0,89 ^{*)}	0,65	0,65	0,65	0,65	0,85	0,90	0,90	0,80
Brandlast	Brandlast	Holz	Möbel	Möbel	Holz	Holz	Holz	Holz	Holz	Holz	Holz	Möbel Papier Kunststoff
	Brandlastdichte Holz [kg/m ²]	90	39	32	30	60	30	29,91	18,80	33,41	71	36,5
Literaturstelle		BM78	BM78	BM78	EHM69	EHM69	EHM69	SCL01	HAG87	RAN00	RAN00	ZEH02.2

*) gemittelte Werte

In Bild 32 werden die in den Brandversuchen gemessenen Maximaltemperaturen (exp T) mit den berechneten Werten (cal T) der verschiedenen Verfahren anhand des Vergleichskriteriums T_{max} verglichen. Die Winkelhalbierende spiegelt die Gleichheit von gemessener Maximaltemperatur und berechneter Maximaltemperatur wider. Der Großteil der mit den Realbrandkurven berechneten Maximaltemperaturen liegt innerhalb des gestrichelt dargestellten 15 %-Toleranzintervalls (Mittelwert $cal T_{RBK} / exp T = 0,99$), die Streuung ist relativ gering (Standardabweichung 0,08). Tendenziell liegen die Werte etwas oberhalb der Winkelhalbierenden und somit auf der sicheren Seite. Bei anderen Verfahren ergibt sich eine größere Streuung (Standardabweichung bis zu 0,15). Es zeigt sich, dass es bei den Verfahren [EN1991-1-2], [ZHO00], [BAR02] und OZONE bei vielen Versuchen zu einer Unterschätzung der gemessenen Temperatur kommt.

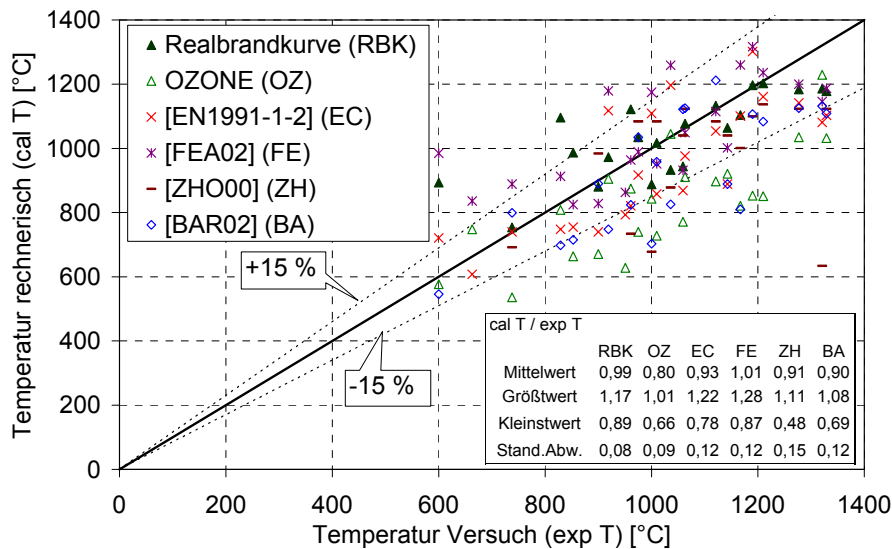


Bild 32 Vergleich gemessener und mit verschiedenen Verfahren berechneter Maximaltemperaturen dokumentierter Brandversuche (Vergleichskriterium T_{max})

Analog der Validierung in Abschnitt 3.5.2 werden als Vergleichskriterien neben der Maximaltemperatur auch die bestimmten Integrale der Temperaturzeitkurven als Maß für den Energieeintrag in die Bauteile verwendet. Weil beim Großteil der in Tabelle 4 zusammengestellten Versuche die Temperaturen nicht länger als 60 Minuten aufgezeichnet wurden, beschränkt sich die Auswertung auf die Kriterien A_{30} und A_{60} . In Bild 33 werden die Integrale der gemessenen Temperaturzeitkurven mit den berechneten Werten der verschiedenen Verfahren für das Kriterium A_{30} verglichen. Bei der Mehrheit der dokumentierten Brandversuche ergibt sich eine annähernde Flächengleichheit zwischen Realbrandkurve und gemessener Temperaturzeitkurve, sie liegen innerhalb der gestrichelt dargestellten „15 %-Toleranzgrenze“ (Bild 33). Tendenziell liegen die Werte knapp unterhalb der Winkelhalbierenden (Mittelwert $\text{cal } A_{\text{RBK}} / \text{exp } A = 0,92$), was eine Unterschätzung der im Versuch gemessenen Temperatur bedeutet. Hierbei muss allerdings berücksichtigt werden, dass der Temperaturverlauf in der Brandentstehungsphase, in der Entzündungszeitpunkt, Brandausbreitungsgeschwindigkeit und Energiefreisetzungsrates einen großen Einfluss haben, schwierig rechnerisch zu erfassen ist. Daher streuen auch die Ergebnisse der anderen Verfahren relativ breit. Die Streuung der Werte der Realbrandkurven ist mit einer Standardabweichung von 0,20 im Vergleich zu den Ergebnissen der anderen Verfahren relativ gering. Die Ergebnisse der parametrischen Kurven [EN1991-1-2] streuen stark, die Standardabweichung beträgt 0,44. OZONE liefert im Mittel einen zu kleinen Energieeintrag (Mittelwert $\text{cal } A_{\text{OZONE}} / \text{exp } A = 0,82$). Die Streuung bezogen auf diesen auf der unsicheren Seite liegenden Mittelwert ist zwar gering (Standardabweichung 0,14), das bedeutet jedoch eine systematische Unterschätzung des Energieeintrags nach 30 Minuten im Vergleich zu den Versuchsergebnissen.

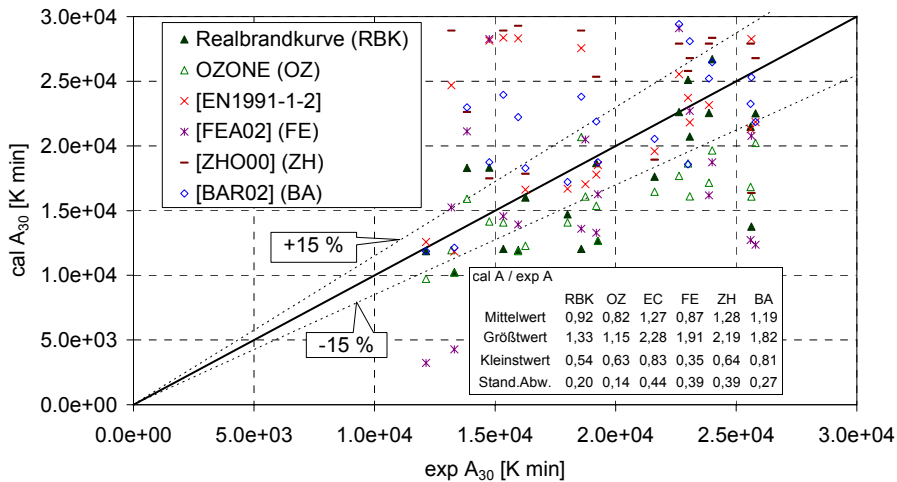


Bild 33 Vergleich von dokumentierten Brandversuchen mit Realbrandkurven und anderen Verfahren anhand des Vergleichskriteriums A_{30}

Bild 34 zeigt anhand des Vergleichskriteriums A_{60} , dass der Großteil der Realbrandkurven in ihrem Energieeintrag innerhalb von 60 Minuten nicht mehr als 15 % von den gemessenen Temperaturzeitkurven abweichen (Mittelwert $\text{cal } A_{\text{RBK}} / \text{exp } A = 0,90$). Die Streuung der Werte der Realbrandkurve, bezogen auf den Mittelwert liegt mit einer Standardabweichung von 0,15 im Vergleich zu den Ergebnissen der anderen Verfahren in einem ähnlichen Bereich. Jedoch unterschätzen insbesondere OZONE und [FEA02] den Energieeintrag nach 60 Minuten bei einem Mittelwert von $\text{cal } A / \text{exp } A \leq 0,78$.

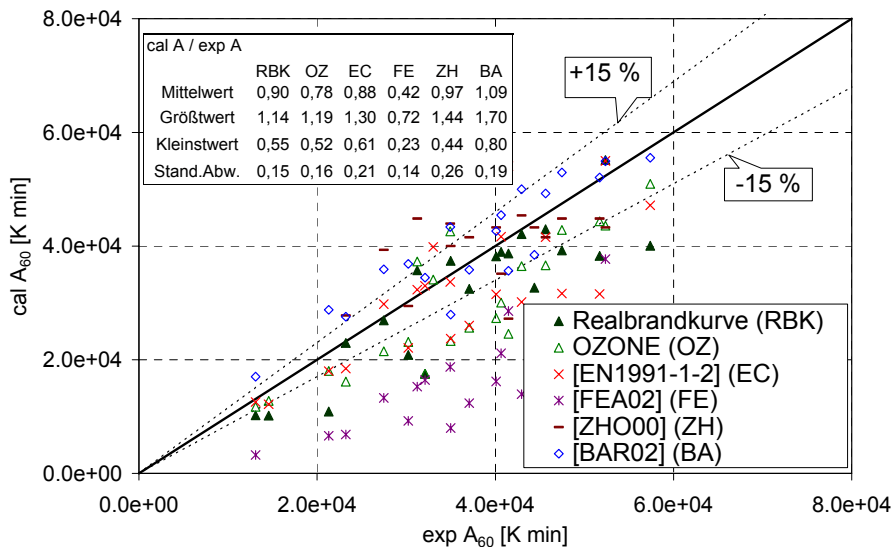


Bild 34 Vergleich von dokumentierten Brandversuchen mit Realbrandkurven und anderen Verfahren anhand des Vergleichskriteriums A_{60}

3.5.4 Validierungsversuch

3.5.4.1 Beschreibung des Versuchsaufbaus

Da bei den in der Literatur veröffentlichten Brandversuchen häufig nicht alle für die Simulation eines Brandes erforderlichen Daten wie z. B. Energiefreisetzungsrate, Abbrandrate, genaue Lage der Öffnungen und thermische Eigenschaften der Umfassungsbauteile ausgewertet und dokumentiert sind, wurde ein Validierungsversuch [ZEH02.2] durchgeführt, um die Realbrandkurven abzusichern. In diesem Versuch wurde ein möglichst realistisches Szenario eines Bürobrandes untersucht, bei dem eine Büroeinrichtung verbrannt wurde und eine umfangreiche Datenaufzeichnung erfolgte (Temperaturen, Energiefreisetzungsrate, Abbrandrate, Druckprofil). Eine detaillierte Beschreibung des Brandversuchs ist in [ZEH02.2] veröffentlicht. Im Rahmen dieser Arbeit werden nur die für die Validierung der Realbrandkurven essentiellen Ergebnisse dargestellt.

Der Brandraum hatte eine Grundfläche von $3,60 \cdot 3,60 = 12,96 \text{ m}^2$ und eine Höhe von 2,60 m. Für den Versuch war nur eine Öffnung im Brandraum mit einer Breite von $b_w = 0,70 \text{ m}$ vorgesehen. Die Höhe der Öffnung betrug $h_w = 1,8 \text{ m}$. Mit dieser Öffnung sollte die durch den Brand freigesetzte Energie auf 2 MW begrenzt werden, um die Rauchgasreinigungsanlage nicht zu überlasten (Bild 35).

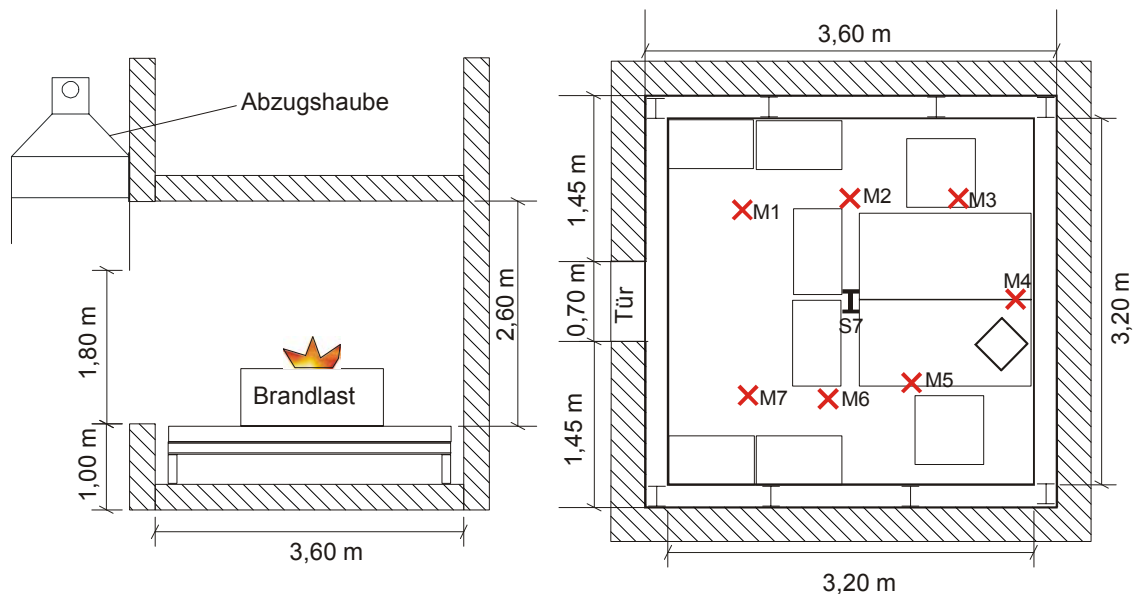


Bild 35 Geometrie des Brandraums mit Anordnung der Brandlasten, Temperaturmessstellen (M) und Abzugshaube

3.5.4.2 Brandlasten

Die Brandlast entsprach in Menge, Art, Zusammensetzung, Aufbau und Verteilung derjenigen eines gewöhnlichen Büros, damit möglichst realistische Verhältnisse untersucht werden konnten. Im Versuchsbericht [ZEH02.2] sind die wesentlichen Angaben für die Mobiliarbrandlasten und die beweglichen Brandlasten (Papier, Akten, Bücher, EDV) zusammenfassend dargestellt. Die gemittelte effektive Verbrennungswärme der Mobiliarbrandlasten betrug $H_{\text{eff,M}} = 12,19 \text{ MJ/kg}$. Die gemittelte effektive Verbrennungswärme der beweglichen Brandlasten

ten betrug $H_{\text{eff,b}} = 13,43 \text{ MJ/kg}$. Insgesamt ergab sich eine Brandlast von $6064,12 \text{ MJ}$ mit einer gemittelten effektiven Verbrennungswärme $H_{\text{eff,ges}} = 12,81 \text{ MJ/kg}$. Bei einer Grundfläche von $12,96 \text{ m}^2$ errechnete sich eine Brandlastdichte von $q = 468 \text{ MJ/m}^2$. Diese Brandlastdichte liegt in einer repräsentativen Größenordnung, der Mittelwert für die Brandlastdichte in Büros liegt nach [SCL99] bei 420 MJ/m^2 , die 80 %-Fraktile bei 511 MJ/m^2 .

3.5.4.3 Messeinrichtungen

Für die Messung der Temperatur im Brandraum wurden insgesamt 34 Ni-CrNi-Thermoelemente an sieben Messstangen (M1-M7) von der Decke abgehängt (Bild 35). Für die Bestimmung der Abbrandrate zur Ermittlung des Gewichtsverlustes der Brandlasten waren diese komplett auf Wiegebühnen gelagert, die wiederum auf drei Wägezellen (Kraftmessdosen) lasteten, mit denen der Gewichtsverlust der Brandlasten aufgezeichnet wurde. Die während des Brandes aus der Öffnung tretenden Heißgase wurden unter einer Abzugshaube aufgefangen und abgesaugt (Bild 35). Im Abzugskanal befand sich eine Messstrecke, mit der der Sauerstoff-, Kohlendioxid- und Kohlenmonoxidgehalt im Abgasstrom erfasst wurden. Die Energiefreisetzungsrates wurde nach dem Prinzip der Sauerstoffverbrauchsmethode (Sauerstoffkalorimetrie) bestimmt. Für die Bestimmung des Druck- und Geschwindigkeitsprofils der aus dem Brandraum strömenden Heißgase und der in den Brandraum strömenden Kaltluft wurden vor der Öffnung so genannte „bidirectional probes“ (Bidis) eingesetzt [ZEH02.2].

3.5.4.4 Versuchsablauf

Für die Zündung des Brandes war eine kleine Stahlwanne gefüllt mit 1 l Spiritus, unter einem Schreibtisch platziert worden. Das Szenario sollte einen durch eine glühende Zigarette ausgelösten Papierkorbbrand simulieren. Der Brand breitete sich nach der Zündung relativ schnell auf die angrenzenden Möbel aus. Als Sturz der Brandraumöffnung diente eine GKF-Platte, die aufgrund der enormen Hitzeeinwirkung ca. 15 Minuten nach Versuchsbeginn versagte [ZEH02.2]. Durch die nun auf $0,7 \text{ m} \cdot 2,6 \text{ m}$ vergrößerte Öffnung wurde der Brand zusätzlich stimuliert und die freigesetzte Energie stieg an. Da die Rauchgasreinigungsanlage aufgrund der erhöhten Energiefreisetzungsrates ($> 2 \text{ MW}$) nicht mehr in der Lage war, die gesamten ausströmenden Rauchgase zu erfassen, wurde die Abzugshaube unterlaufen, so dass Rauchgase in die Versuchshalle gelangten. Die durch die Messstrecke im Abgaskanal über die Sauerstoffkalorimetrie ermittelte Energiefreisetzungsrates erfasste nun nicht mehr die gesamten austretenden Rauchgase. Für den weiteren Versuchsablauf konnte die Energiefreisetzung somit nur über die Abbrandrate abgeschätzt werden. Nach 23 Minuten wurde der sich in der Decke befindliche Abzugskanal geöffnet und zusätzlich Heißluft maschinell mit ca. $15000 \text{ m}^3/\text{h}$ aus dem Brandraum abgesogen. Nach kurzer Zeit sank die Menge des in die Versuchshalle strömenden Rauchgases, der Brand hatte nach 22 Minuten seine größte Ausdehnung erreicht und ließ nach. Die Brandlasten wurden im Versuch nahezu vollständig umgesetzt.

3.5.4.5 Energiefreisetzungsrate

Die infolge des natürlichen Brandes freigesetzte Energie wurde mit Hilfe von zwei unterschiedlichen Methoden bestimmt. Die Bestimmung der Energiefreisetzungsrates unter Ausnutzung des Prinzips der Sauerstoffkalorimetrie funktionierte nur, solange sämtliche Heißgase in der Abzugshaube aufgefangen werden konnten. In Kenntnis der Abbrandrate lässt sich für brandlastgesteuerte Brände die Energiefreisetzungsrates aus dem Produkt von Abbrandrate und effektiver Verbrennungswärme berechnen. In Bild 36 sind der auf Grundlage der gemessenen Abbrandrate ermittelte Verlauf der Energiefreisetzungsrates und der mittels Sauerstoffkalorimetrie bestimmte Verlauf aufgetragen.

Bei der Bestimmung des Verlaufes der Energiefreisetzungsrates nach dem in Abschnitt 3.1.2 und [ZEH02.1] vorgestellten Verfahren werden für die während des Validierungsversuches veränderten Ventilationsbedingungen vier unterschiedliche Varianten untersucht:

Ansatz 1: Öffnungshöhe: 1,80 m; -breite: 0,70 m; mit Türsturz,

Ansatz 2: entsprechend Versuchsverlauf bis 15. min Ansatz 1, danach Ansatz 4,

Ansatz 3: entsprechend gemessener Energiefreisetzungsrates,

Ansatz 4: Öffnungshöhe: 2,60 m; -breite: 0,70 m; ohne Türsturz.

Mit den vier Varianten wird der Verlauf der Energiefreisetzungsrates für die planmäßige Öffnung (Ansatz 1), unter Berücksichtigung der sich während des Versuches ändernden Öffnungsgröße (Ansatz 2), angenähert an die gemessene Energiefreisetzungsrates (Ansatz 3) und für die maximale Öffnung (Ansatz 4) untersucht. Ansatz 1 unterschätzt die tatsächliche Brandwirkung, Ansatz 2 gibt eine gute Näherung des tatsächlichen Verlaufes der Energiefreisetzungsrates von Ansatz 3 wieder, Ansatz 4 liegt auf der sicheren Seite. Bezüglich des Anstiegs der Energiefreisetzungsrates und ihres Maximums ist als Rechenfunktion der Ansatz 2, der die Variation der Öffnung berücksichtigt, am geeignetsten (Bild 36).

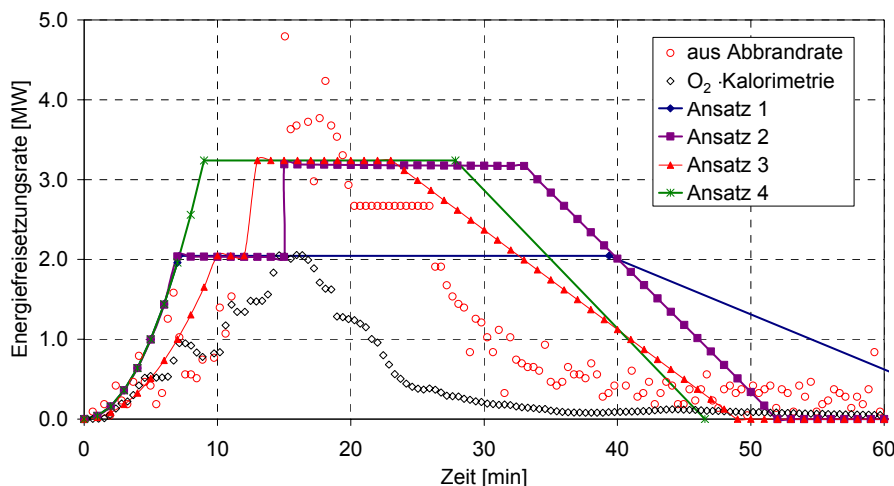


Bild 36 Vergleich der experimentell bestimmten Energiefreisetzungsrates mit den Ansätzen 1 bis 4

Im Folgenden wird exemplarisch die Berechnung der Energiefreisetzungsrates nach Ansatz 1 dargestellt. Bei Ansatz 2 wird nach 15 Minuten ein vertikaler Anstieg der Energiefreiset-

zungsrates auf das nach Ansatz 4 berechnete Maximum angenommen. Ansatz 4 funktioniert analog Ansatz 1 mit veränderter Öffnung.

Eingangsgrößen für Ansatz 1:

Abmessungen	$H = 2,60 \text{ m}; A_f = 12,96 \text{ m}^2,$
Öffnungen	$A_w = 1,26 \text{ m}^2; h_w = 1,80 \text{ m},$
therm. Eigenschaft Umfassungsbauteile	$b = 1500 \text{ J}/(\text{m}^2\text{s}^{0,5}\text{K}),$
Brandlastdichte	$q = 468 \text{ MJ}/\text{m}^2.$

Aus den Eingangsgrößen ergibt sich:

Ventilationsfaktor	$A_w \sqrt{h_w} = 1,69 \text{ m}^{5/2},$
Umfassungsfläche (inkl. Öffnungen)	$A_t = 62,1 \text{ m}^2,$
Gesamtbrandlast für $q = 468 \text{ MJ}/\text{m}^2$	$Q_{468} = 6065 \text{ MJ}.$

Aus Gleichung (19) ermittelt sich:

$$\dot{Q}_{\max} = \text{MIN}(\dot{Q}_{\max,v}; \dot{Q}_{\max,f}) = \text{MIN}(1,21 \cdot A_w \sqrt{h_w}; 0,25 \cdot A_t) = \text{MIN}(2,04; 3,24),$$

$$\dot{Q}_{\max} = \dot{Q}_{\max,v} = 2,04 \text{ MW}.$$

Durch Einsetzen in Gleichung (21) bis (26) erhält man:

$$t_1 = \sqrt{(t_g^2 \cdot \dot{Q}_{\max})} = \sqrt{(300^2 \cdot 2,04)} = 428 \text{ s} \approx 7 \text{ min},$$

$$Q_1 = 1/t_g^2 \cdot \frac{t_1^3}{3} = 1/300^2 \cdot \frac{428^3}{3} = 290 \text{ MJ},$$

$$Q_2 = 0,7 \cdot Q - Q_1 = 0,7 \cdot 6065 - 290 = 3955,5 \text{ MJ},$$

$$\Delta t_2 = Q_2 / \dot{Q}_{\max} = 3955 / 2,04 = 1939 \text{ s} \Rightarrow t_2 = 2367 \text{ s} \approx 39 \text{ min},$$

$$Q_3 = 0,3 \cdot Q = 0,3 \cdot 6065 = 1820 \text{ MJ},$$

$$\Delta t_3 = 2 \cdot Q_3 / \dot{Q}_{\max} = 2 \cdot 1820 / 2,04 = 1784 \text{ s} \Rightarrow t_3 = 4151 \text{ s} \approx 69 \text{ min}.$$

3.5.4.6 Brandraumtemperaturen

Bild 37 zeigt den in verschiedenen Ebenen gemessenen Temperaturzeitverlauf im Brandraum. Für jede der fünf Ebenen (0,3 m – 2,56 m Höhe) wurde eine, sich aus den an den sieben im Brandraum verteilten Messstangen ergebene, gemittelte Temperatur berechnet. Mit Ausnahme der sich in der Kaltgasschicht befindenden Ebene bei $h = 0,3 \text{ m}$ sind die Temperaturverläufe der Ebenen ähnlich. In der Heißgasschicht herrscht eine nahezu gleichförmige Temperaturverteilung. Für die Bestimmung der in Bild 37 dargestellten Heißgastemperaturzeitkurve (Heißgastemp.) wurden die gemessenen Temperaturen der oberhalb der neutralen Ebene liegenden Thermoelemente gemittelt. Die neutrale Ebene wurde durch Auswertung der Druckanzeige der Bidis bestimmt.

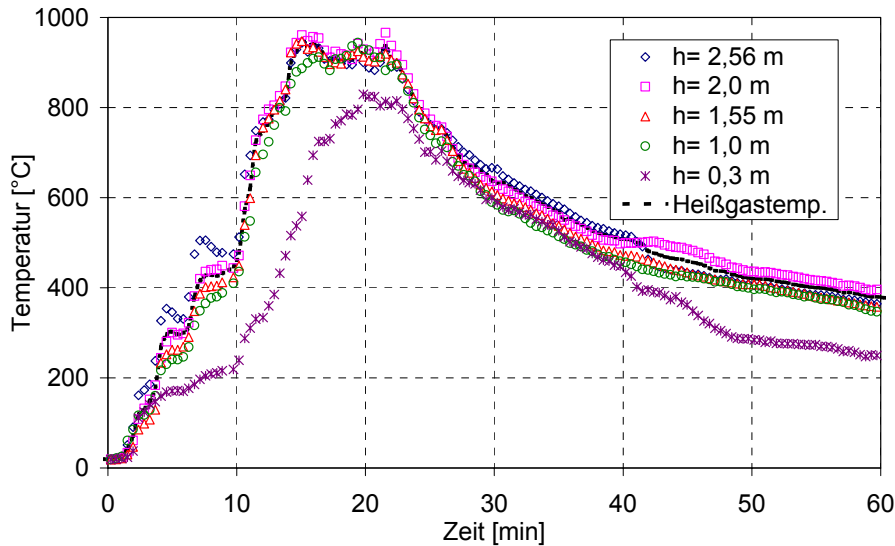


Bild 37 Gemittelte gemessene Temperaturen in verschiedenen Ebenen

Für die Validierung des mit der Realbrandkurve prognostizierten Temperaturzeitverlaufs des Validierungsversuches wird diese mit der im Versuch bestimmten Heißgastemperaturzeitkurve verglichen. Um die Realbrandkurve im Vergleich zu den Berechnungen mit den Wärmebilanzmodellen zu bewerten, wird der Versuch zusätzlich mit den Zonenmodellen CFAST und OZONE simuliert. Weitere Vergleichsrechnungen sind mit dem CFD-Modell FDS [FDS3] sowie den vereinfachten Verfahren ([EN1991-1-2], [BAR02], [FEA02], [ZHO00]) durchgeführt worden, deren Ergebnisse in [ZEH02.2] veröffentlicht sind.

Für die Vergleichsrechnungen werden die beiden Ansätze 2 und 3 für die Energiefreisetzungsrates zugrunde gelegt. Mit Ansatz 2 wird die Energiefreisetzungsrates unter Berücksichtigung der tatsächlichen Randbedingungen (Geometrie der Öffnung) berechnet. Hiermit lässt sich eine Aussage über die Eignung des zugrundegelegten Bemessungsbrandes, d. h. den zeitlichen Verlauf des Brandes, machen. Dieser Ansatz würde für die Bemessung maßgeblich sein, für die der Verlauf der Energiefreisetzungsrates prognostiziert werden muss. Der Vergleich anhand Ansatz 3, bei dem der Bemessungsbrand in seinem zeitlichen Verlauf entsprechend der gemessenen Energiefreisetzungsrates vorgegeben wird, gibt Aufschluss über die Eignung der Realbrandkurven, die Höhe der Heißgastemperatur abzuschätzen.

In Bild 38 werden die auf der Grundlage von Ansatz 2 und Ansatz 3 berechneten Realbrandkurven und die mit CFAST und OZONE berechneten Temperaturzeitkurven mit der im Versuch bestimmten Heißgastemperaturzeitkurve verglichen.

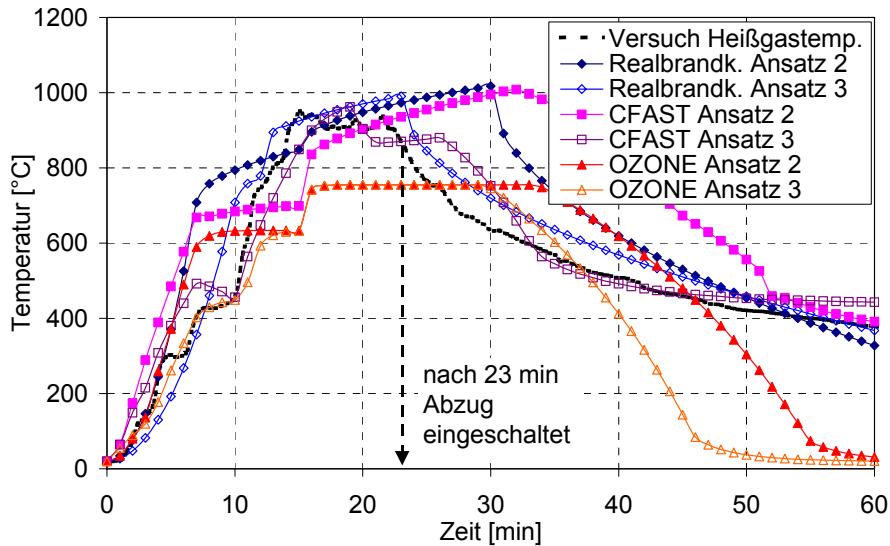


Bild 38 Vergleich der berechneten Temperaturzeitkurven mit der im Versuch bestimmten Heißgastemperaturzeitkurve

Sowohl die Realbrandkurve als auch die mit CFAST berechnete Heißgastemperaturzeitkurve beschreiben den im Versuch bestimmten Heißgastemperaturzeitverlauf mit guter Näherung. Das gilt insbesondere für den auf Grundlage von Ansatz 3 berechneten Temperaturzeitverlauf. Die mit CFAST berechnete maximale Heißgastemperatur von 962°C und die Maximaltemperatur der Realbrandkurve (990°C) liegen nur wenig über der im Versuch bestimmten maximalen Heißgastemperatur von 951°C. Das Integral der mit beiden Verfahren berechneten Temperaturzeitkurve weicht in der Erwärmungsphase nur marginal vom Integral der gemessenen Heißgastemperaturkurve ab. Mit Hilfe des Ansatzes 3 lässt sich der gemessene Temperaturzeitverlauf mit der Realbrandkurve sehr realistisch abbilden. Mit dem Ansatz 2 lassen sich mit Realbrandkurve und CFAST gute Ergebnisse erzielen, das Temperaturniveau wird gut abgeschätzt. Nach Einschalten des maschinellen Abzugs ab der 23. Minute ist ein Vergleich zwischen gemessenen und berechneten Werten nicht mehr möglich (Abschnitt 3.5.4.4). Die mit OZONE berechnete Temperaturzeitkurve liegt für Ansatz 2 und 3 im Vergleich zu der im Versuch bestimmten Heißgastemperaturzeitkurve zu niedrig [ZEH02.2].

3.5.4.7 Bewertung des Validierungsversuches

Mit dem Validierungsversuch [ZEH02.2] wurde ein Brandszenario eines möglichen Bürobrandes untersucht, bei dem realistische Randbedingungen bezüglich Brandraumgeometrie, Brandlasten und Ventilationsverhältnisse herrschten. Durch die Messung und Auswertung des umfangreichen Datenmaterials konnte der natürliche Brand sehr detailliert beschrieben werden. Ziel des Validierungsversuchs war die experimentelle Absicherung der in dieser Arbeit entwickelten Realbrandkurven.

Der Validierungsversuch wurde anhand der in Abschnitt 3.5.2 vorgestellten Vergleichskriterien ausgewertet. In Bild 39 wird das Integral der im Versuch bestimmten Heißgastemperaturzeitkurve mit dem der Realbrandkurve und der mit den Zonenmodellen CFAST und OZONE berechneten Temperaturzeitkurve anhand der drei Kriterien A_{23} , A_{30} und A_{60} verglichen. Nach 23 Minuten wurde im Validierungsversuch die höchste Temperatur gemessen. Durch

Einschalten des maschinellen Abzugs fiel die Temperatur im Brandraum anschließend und war nach 60 Minuten auf unter 400°C gesunken. Sowohl bei Ansatz 2 als auch bei Ansatz 3 für die Energiefreisetzungsrate liegt die Realbrandkurve bei allen drei Vergleichskriterien auf der sicheren Seite. Bei Ansatz 3 ist die Abweichung vom Versuchsergebnis sehr gering, sie liegt unter 8 %. Für Ansatz 2 liegt die Abweichung vom Versuchsergebnis nur für A_{30} und A_{60} über 15 % (dünn gestrichelte Linie), obwohl der nach 23 Minuten einsetzende maschinelle Abzug nicht berücksichtigt wird. Die Simulation mit dem Zonenmodell CFAST liefert ähnlich gute Ergebnisse: Die Simulation mit OZONE ergibt, wie auch schon bei der Untersuchung der dokumentierten Brandversuche, auf der unsicheren Seite liegende Werte.

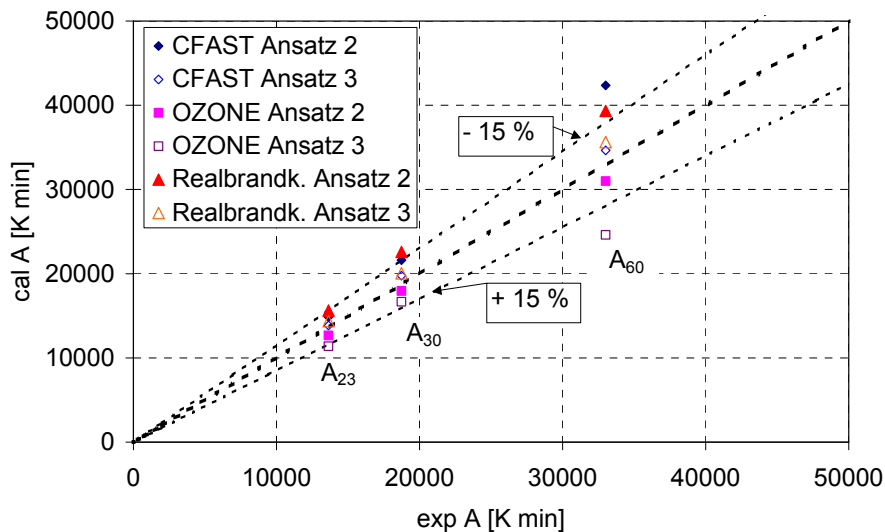


Bild 39 Vergleich von Versuchsergebnis und Realbrandkurve sowie Zonenmodellberechnungen anhand der Vergleichskriterien A_{23} , A_{30} und A_{60}

In Tabelle 5 wird die gemessene Maximaltemperatur mit den berechneten Maximaltemperaturen der Realbrandkurve sowie den Simulationsergebnissen von CFAST und OZONE verglichen. Die mit der Realbrandkurve bestimmte Maximaltemperatur liegt für beide Ansätze leicht oberhalb der gemessenen Maximaltemperatur auf der sicheren Seite (max. Abweichung 7,5 %). Die Simulation mit dem Zonenmodell CFAST liefert ebenfalls gute Ergebnisse, bei der Simulation mit OZONE wird die Maximaltemperatur um über 20 % unterschätzt.

Tabelle 5 Abweichungen der Realbrandkurve und Zonenmodellberechnung (Vergleichskriterium T_{max})

Ansatz	Versuch	Realbrandkurve		CFAST		OZONE	
	T_{max}	T_{max}	Abweichung [%]	T_{max}	Abweichung [%]	T_{max}	Abweichung [%]
2	946,4	1017,7	+7,5	1008	+6,5	754,9	-20,3
3		990,3	+4,6	962	+1,6	754,9	-20,3

Der Validierungsversuch hat gezeigt, dass der Temperaturzeitverlauf eines realen Bürobrandes mit der Realbrandkurve sehr gut angenähert werden kann. Für die brandschutztechni-

sche Bemessung von Bauteilen sind die eher auf der sicheren Seite liegenden, geringen Abweichungen von den Messwerten irrelevant. Der Vergleich mit den durch die Zonenmodelle CFAST und OZONE berechneten Temperaturzeitverläufen zeigt, dass die hier vorgestellten Realbrandkurven den Temperaturzeitverlauf ebenso gut wie CFAST und wesentlich realistischer als OZONE beschreiben können.

3.6 Zusammenfassung

Im Vergleich zu anderen vereinfachten Verfahren zur Bestimmung von Temperaturzeitverläufen in Wohn- und Bürogebäuden, z. B. den in [EN1991-1-2] veröffentlichten parametrischen Kurven, zeichnet die in dieser Arbeit entwickelten Realbrandkurven aus, dass sie auf einem realistischen, international anerkanntem Ansatz für die Energiefreisetzungsbasis sowie die vorhandenen Ventilationsverhältnisse zutreffend berücksichtigen. Mit den Realbrandkurven können Änderungen der Randbedingungen (Glasbruch, Wanddurchbruch, Eingriff der Feuerwehr) erfasst werden und wie in zahlreichen Vergleichsrechnungen von Brandversuchen demonstriert, die Temperaturzeitverläufe von natürlichen Bränden realistisch beschrieben werden. Im Vergleich zu Verfahren mit äquivalenter Branddauer bieten die Realbrandkurven den Vorteil, die thermische Beanspruchung der Bauteile differenzierter wiederzugeben, indem Ventilationsverhältnisse, Brandausbreitungsphase und Raumzellenbauweise berücksichtigt werden. Durch die anschließende Bemessung der Bauteile mit Hilfe vereinfachter oder allgemeiner Berechnungsverfahren der Eurocodes kann, unter Berücksichtigung von statischem System, Lastausnutzung und Massigkeit des beflamten Bauteils, ein genauerer Nachweis geführt werden als über die pauschal ermittelte äquivalente Branddauer.

Die in dieser Arbeit entwickelten Realbrandkurven sind durch die umfangreichen Vergleichsrechnungen und den Validierungsversuch für den Anwendungsbereich mehrgeschossiger Wohn- und Bürogebäude hinreichend abgesichert. Mit Hilfe der Realbrandkurven lassen sich die Brandwirkungen in derartigen Gebäuden unter Berücksichtigung der tatsächlich vorhandenen Randbedingungen mit guter Näherung relativ einfach abschätzen. Für die Tragwerksanalyse im Brandfall steht mit den Realbrandkurven nun ein einfach handhabbares Verfahren zur Verfügung, womit die thermischen Einwirkungen natürlicher Brände in mehrgeschossigen Gebäuden risikogerecht beschrieben werden können.

4 TRAGWERKSANALYSE IM BRANDFALL

4.1 Rechenmodell

4.1.1 Allgemeines

Mit den in dieser Arbeit durchgeführten numerischen Berechnungen soll das Trag- und Verformungsverhalten brandbeanspruchter Tragwerke realitätsnah abgebildet werden, um für eine risikogerechte Bemessung mehrgeschossiger Gebäude in Stahlbauweise Tragreserven aktivieren zu können. Die numerischen Berechnungen umfassen einerseits die thermische Analyse des Tragwerks, mit der die Temperaturverteilung im Tragwerk über die Dauer der Brandbeanspruchung simuliert wird. In Kenntnis der Temperaturverteilung wird in der mechanischen Analyse das Trag- und Verformungsverhalten des Tragwerks unter äußeren mechanischen Lasten und durch die thermische Beanspruchung induzierte Lasten berechnet. Das für die numerische Simulation verwendete und im Folgenden beschriebene Rechenmodell wird anhand der Umsetzung der Rechengrundlagen für die thermische und strukturmechanische Analyse im Vergleich zu analytischen Lösungen überprüft. Zusätzlich wird eine Validierung des Rechenmodells durch Nachrechnung von Brandversuchen an unterschiedlichen Tragwerken durchgeführt. Für die nachfolgenden rechnerischen Untersuchungen zur Optimierung des Tragwerks mehrgeschossiger Gebäude in Stahlrahmen-Verbundbauweise unter Berücksichtigung einer realistischen Brandentwicklung werden Versagenskriterien definiert. Die Anwendung des Rechenmodells anhand von Beispielen verdeutlicht die zeit- bzw. temperaturabhängige Entwicklung von Schnittgrößen, Spannungen und Verformungen brandbeanspruchter Bauteile und zeigt typische Versagensmechanismen auf, die mit dem Rechenmodell abgebildet werden können.

4.1.2 Methodik

Bei der Lösung eines strukturmechanischen Problems müssen die Bedingungen des Gleichgewichts, der Verträglichkeit oder Kompatibilität der Verschiebungen sowie die Materialeigenschaften und Randbedingungen erfüllt werden (Bild 40). Geschlossene Lösungen, die mit analytischen Verfahren erarbeitet werden können, existieren nur für wenige Ausnahmefälle. Für baupraktische strukturmechanische Probleme sind in der Regel numerische Berechnungsverfahren besser geeignet. Mit numerischen Berechnungsverfahren können zwar nur Näherungslösungen erzielt werden, dafür lassen sich im Gegensatz zu analytischen Verfahren auch strukturmechanische Probleme bei komplexer Geometrie und mit nicht-linearen Materialeigenschaften lösen.

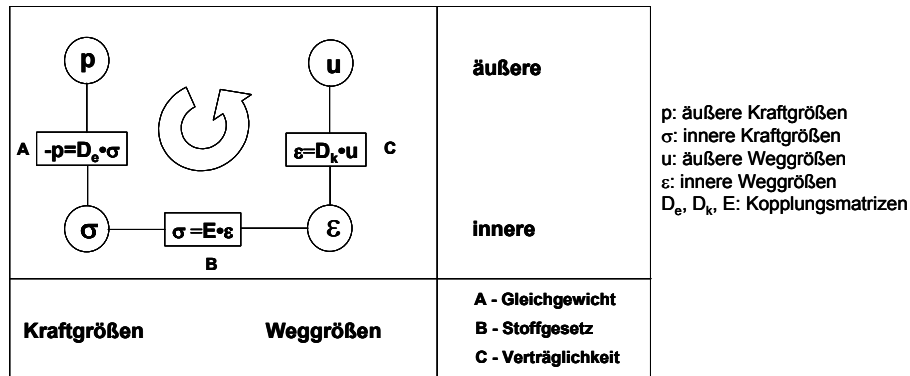


Bild 40 Prinzipieller Ablauf einer strukturmechanischen Berechnung, in Anlehnung an [KRA97]

In dieser Arbeit wird für die numerischen Berechnungen die Finite Element Methode (FEM) eingesetzt. Die FEM ist wegen ihrer hohen Anpassungsfähigkeit bei dreidimensionalen Strukturen und ihrer weiten Verbreitung heutzutage die am häufigsten verwendete Methode für numerische Berechnungen in der Ingenieurwissenschaft. In der FEM erstrecken sich die Ansatzfunktionen zur Lösung der Differentialgleichungen nicht über das gesamte Gebiet, sondern nur über Teilgebiete (Elemente). Ursprünglich hat sich die FEM aus der Strukturmechanik (Statik) entwickelt. Die Übertragbarkeit der FEM von der Strukturmechanik auf andere ingenieurwissenschaftliche Anwendungsgebiete ist ein wesentlicher Vorteil der FEM, da die Formfunktionen für die Elementansätze unabhängig von der Anwendung sind und lediglich die Freiheitsgrade ausgetauscht werden. Für strukturmechanische Probleme werden die Differentialgleichungen für die Verschiebung als charakteristische Größe aufgestellt. Bei Temperaturfeldberechnungen von Festkörpern ist die Temperatur die charakteristische Größe. Die die thermische und strukturmechanische Analyse beschreibenden Differentialgleichungen werden mit Hilfe der FEM numerisch gelöst. Es besteht eine direkte Analogie zwischen Steifigkeitsmatrix und Wärmeleitfähigkeitsmatrix. Bei der numerischen Berechnung mit der FEM werden zunächst Verschiebungen (mechanische Analyse) bzw. Temperaturen (thermische Analyse) berechnet und in einer Nachlaufrechnung durch Ableitung der Funktionen weitere gewünschte Größen wie z. B. Spannungen bzw. Wärmestromdichten. Die FEM geht von der Integralform der Differentialgleichung aus, das bedeutet, dass ein Integralausdruck minimiert wird. Dabei wird das Prinzip der Minimalforderung der potentiellen Energie angewandt. Die Grundlagen der FEM können beispielsweise in [AHR91] und [BAT02] nachgelesen werden und werden hier als bekannt vorausgesetzt.

Für die numerischen Berechnungen im Rahmen dieser Arbeit wird das Programmsystem ANSYS (Version 7.1) [ANS7.1] verwendet. Mit diesem Programmsystem kann sowohl die thermische Analyse als auch die strukturmechanische Analyse durchgeführt werden. Mit Hilfe der von ANSYS unterstützten Parametersprache APDL können Makros und Berechnungsroutinen entwickelt werden, mit denen das Rechenmodell für problemspezifische Randbedingungen und Materialeigenschaften in vielfältiger Weise angepasst werden kann. Dies ist insbesondere bei der Durchführung von Parameterstudien vorteilhaft, da alle Größen vollständig parametrisierbar sind.

4.1.3 Grundlagen der Wärmeübertragung

4.1.3.1 Instationäre Wärmeübertragung

Nach dem 1. Hauptsatz der Thermodynamik bleibt die Summe der Energien, die ein thermodynamisches System durch Wechselwirkungen mit seiner Umgebung austauscht, erhalten. Den Energiespeicher eines thermodynamischen Systems bezeichnet man als seine innere Energie Q . Deren Bilanz ist durch die Summe der Wechselwirkungsenergien gegeben, also

$$\Delta Q = \Delta W_{\text{th}} + \Delta W_{\text{mech}} + \Delta W_{\text{el}} + \Delta W_{\text{magn}} + \Delta W_{\text{chem}}, \quad (49)$$

wobei:

ΔQ	Änderung der inneren Energie,
ΔW_{th}	Änderung der thermischen Energie,
ΔW_{mech}	Änderung der mechanischen Energie,
ΔW_{el}	Änderung der elektrischen Energie,
ΔW_{magn}	Änderung der magnetischen Energie,
ΔW_{chem}	Änderung der chemischen Energie.

Für die Untersuchung des Brandverhaltens von Tragwerken wird die thermische Analyse der Tragwerke i. d. R. entkoppelt von der mechanischen Analyse durchgeführt, da der Einfluss von Verformungen auf die Temperaturverteilung im Bauteilquerschnitt von untergeordneter Bedeutung ist. Somit kann der Einfluss der Änderung der mechanischen Arbeit (Verschiebungen) für die Berechnung der Wärmeübertragung vernachlässigt werden. Da elektrische, magnetische und chemische Einflüsse hier nicht zu berücksichtigen sind, vereinfacht sich Gleichung (49) zu:

$$\Delta Q = \Delta W_{\text{th}}. \quad (50)$$

Daraus folgt, dass von außen zu- bzw. abgeführte Energie zu einer Änderung der inneren Energie des Bauteils bzw. Tragwerks führt. Unter Berücksichtigung zeitlicher Änderungen kann für den hier betrachteten instationären Fall eines brandbeanspruchten Bauteils die innere Energie Q dargestellt werden als:

$$Q = \frac{\Delta Q}{\Delta t} = \frac{\rho \cdot V \cdot c_p \cdot \Delta T}{\Delta t}, \quad (51)$$

mit:

ρ	Dichte des Bauteils [kg/m^3],
V	Volumen des Bauteils [m^3],
c_p	spezifische Wärme des Bauteils [$\text{J}/(\text{kgK})$],
ΔT	Änderung der Temperatur [K],
Δt	Zeitintervall [s].

Die einem Körper zugeführte thermische Energie kann durch Wärmeleitung, Wärmekonvektion und Wärmestrahlung übertragen werden (Abschnitt 2.3.2).

4.1.3.2 Wärmeleitung

Die instationäre Wärmeleitung in Festkörpern wird durch eine parabolische Differentialgleichung beschrieben, die auf Fourier zurückgeht:

$$\rho \cdot c_p \frac{\partial T}{\partial t} + \left(\frac{\partial}{\partial x} (\lambda_x \frac{\partial T}{\partial x}) + \frac{\partial}{\partial y} (\lambda_y \frac{\partial T}{\partial y}) + \frac{\partial}{\partial z} (\lambda_z \frac{\partial T}{\partial z}) \right) = -\dot{q}''' \quad (52)$$

wobei:

λ Wärmeleitfähigkeit des Bauteils [W/(mK)],

T Temperatur [K],

x, y, z Raumkoordinaten [m],

t Zeit [s],

\dot{q}''' Wärmeerzeugungsrate [W/m³].

Als Wärmeerzeugungsrate werden innere Wärmequellen und –senken im betrachteten Bauteil bezeichnet.

Schreibt man Gleichung (52) in Matrixschreibweise, so ergibt sich:

$$\rho \cdot c_p \frac{\partial T}{\partial t} + (\{L\}^T ([D] \{L\} T)) = -\dot{q}''' \quad (53)$$

mit:

$$\{L\} = \begin{pmatrix} \partial/\partial x \\ \partial/\partial y \\ \partial/\partial z \end{pmatrix} \quad \text{Vektor Operator,}$$

$$[D] = \begin{bmatrix} \lambda_x & 0 & 0 \\ 0 & \lambda_y & 0 \\ 0 & 0 & \lambda_z \end{bmatrix} \quad \text{Matrix der Wärmeleitfähigkeit.}$$

Bei der Umformung der Differentialgleichung in ein Gleichungssystem zur Anwendung der Finiten Element Methode wird jeweils ein endlicher, örtlicher abgegrenzter („finiter“) Bereich zugrundegelegt und es werden Übergangsbedingungen zwischen den Bereichen berücksichtigt. Die finiten Bereiche stellen die Elemente des FE-Modells dar. Herrscht zwischen den Knoten (Ecken) des Elements eine Temperaturdifferenz, so wird im Element eine Wärmeleitung induziert, die von der Wärmeleitfähigkeit und der Geometrie des Elements abhängt. Die Ableitung der Wärmestrom-Matrizen ist in Anhang B dargestellt.

4.1.3.3 Wärmekonvektion

Bei der Wärmekonvektion findet ein Energietransport mit Hilfe von Materialmitführung durch Flüssigkeits- bzw. Gasmoleküle statt, die an einer Stelle Energie aufnehmen und an anderer Stelle wieder abgeben. Man unterscheidet dabei freie und erzwungene Konvektion. Die freie Konvektion wird durch die infolge der Temperaturveränderung des umgebenden Mediums verursachten Dichteänderungen und dadurch entstehenden Auftriebskräfte induziert. Sie wird im Rechenmodell nicht berücksichtigt. Die erzwungene Konvektion wird durch die Be-

wegung des umgebenden Fluids bzw. Gases von außen aufgezwungen. Die Bewegung des Mediums, die für die Temperaturgrenzschicht maßgebend ist, ist von äußeren Einflüssen vorgegeben. Sie ist im Wesentlichen abhängig von den Temperaturen an den Rändern der Grenzschicht Bauteil / Medium, der Oberfläche des Bauteils sowie vom Wärmeübergangskoeffizient α_c der Grenzschicht, der wiederum von der Strömungsgeschwindigkeit und der Dichte des umgebenden Materials abhängt. Auf der inneren Seite der Grenzschicht herrscht die Oberflächentemperatur des Bauteils T_m [K], außen herrscht die Temperatur des umgebenden Gases T_g [K]. Somit ergibt sich die von Newton entwickelte Beziehung [MIC64]:

$$Q = \alpha_c \cdot A \cdot (T_g - T_m), \quad (54)$$

wobei:

α_c Wärmeübergangskoeffizient [W/(m²K)],

A Oberfläche [m²].

In der FE-Berechnung stellt der am Rand des Modells angegebene Wärmeübergang eine Randbedingung dar. Durch die Geometrie des FE-Modells ist die Oberfläche A bekannt und durch die Ergebnisse der FE-Berechnung des vorherigen Rechenschritts die Oberflächentemperatur T_m . Der Wärmeübergangskoeffizient α_c wird nach [EN1991-1-2] vorgegeben. Die Gastemperatur T_g kann z. B. durch eine Realbrandkurve ermittelt werden. Die Ergebnisse der FE-Berechnung enthalten die Oberflächentemperatur T_m des nächsten Rechenschritts sowie den konvektiven Wärmestrom, der sich aus Gleichung (54) ableitet.

4.1.3.4 Wärmestrahlung

Die Erwärmung eines Bauteils durch Absorption von Wärmestrahlung hängt von seinem Absorptions- und Emissionsvermögen ab. Die abgegebene oder aufgenommene Wärmemenge ergibt sich aus der Differenz zwischen den Mengen der emittierten und der absorbierten Strahlungsenergie. Die Wärmestrahlung wird durch elektromagnetische Wellen übertragen. Der Wärmeübergang der Strahlung an einem Körper wird u. a. vom Temperaturgefälle zwischen Körperrand und Strahlungsquelle, Materialbeschaffenheit sowie Brandraumgeometrie beeinflusst. Der durch Wärmestrahlung ausgetauschte Wärmestrom wird durch das Stefan-Boltzmann-Gesetz beschrieben:

$$Q = A_i \cdot F_{ij} \cdot \varepsilon_i \cdot SB \cdot (T_i^4 - T_j^4), \quad (55)$$

mit:

A_i Fläche des Strahlers i [m²]

F_{ij} Formfaktor zwischen den Flächen i und j [-],

ε_i Emissionswert der Oberfläche i [-],

SB = $5,67 \cdot 10^{-8}$ W/(m²K⁴) Stefan-Boltzmann-Konstante,

T_i absolute Temperatur der Strahleroberfläche i [K],

T_j absolute Temperatur der Empfängeroberfläche j [K].

Die Beschaffenheit der Strahleroberflächen wird durch den dimensionslosen Emissionswert ε_i beschrieben. Der Formfaktor F_{ij} ist definiert als der Anteil der Strahlungsenergie, der von Oberfläche i emittiert wird und direkt von Oberfläche j absorbiert wird [ANS7.1].

4.1.4 Strukturmechanische Berechnung

Bei der strukturmechanischen Berechnung mit der FEM sind die Verschiebungen bzw. Verdrehungen als Freiheitsgrade der Elementknoten die Unbekannten des Gleichungssystems.

Nach dem Prinzip der virtuellen Verschiebung stehen in einem abgeschlossenen System innere Arbeiten (Formänderungsenergie) und äußere Arbeiten im Gleichgewicht. Das System wird sich unter Belastung so verschieben, dass die potentielle Energie des Systems π ein Extremum (Minimalwert) annimmt, so dass die inneren und äußeren Kräfte im Gleichgewicht sind, wobei π eine Funktion der unbekanntenen Freiheitsgrade ist:

$$\pi = \pi(\{u\}). \quad (56)$$

Im Vektor $\{u\}$ sind die Knotenverschiebungen bzw. –verdrehungen zusammengefasst. Die Extremalbedingung

$$\frac{\partial \pi(\{u\})}{\partial \{u\}} = 0 \quad (57)$$

liefert das Gleichungssystem zur Berechnung der unbekanntenen Knotenverschiebungen bzw. –verdrehungen, das sich in Matrixschreibweise nach Gleichung (58) darstellen lässt [MUL97]:

$$[K] \cdot \{u\} = \{F\}. \quad (58)$$

In der Steifigkeitsmatrix $[K]$ sind die Koeffizienten des Gleichungssystem zusammengefasst, die sich entsprechend der Zuordnung der einzelnen Elemente zu ihrem geometrischen Ort im Gesamtsystem ermitteln. Die Lastrandbedingungen sind im Vektor $\{F\}$ enthalten.

Bei der Lösung von Gleichung (58) müssen die Nichtlinearität des Materialverhaltens und nicht-lineare geometrische Effekte berücksichtigt werden. Die Vorgehensweise wird im Rahmen dieser Arbeit nicht umfassend dargestellt und im Folgenden nur qualitativ beschrieben. Zur Vertiefung der theoretischen Hintergründe der nicht-linearen strukturmechanischen FE-Berechnung wird auf die weiterführende Literatur [BAT02] und [ANS7.1] verwiesen.

Bei der nicht-linearen Berechnung sind die Verschiebungen nicht mehr unabhängig von der wirkenden Belastung. Die Belastung wird inkrementell aufgebracht und ein inkrementelles Verschiebungsfeld unter Einhaltung der Gleichgewichtsbedingungen nach der Newton-Raphson-Methode berechnet. In der Nachlaufrechnung wird daraus das Verzerrungsfeld ε und über die konstitutive Beziehung der Materialeigenschaft das Spannungsfeld σ iterativ ermittelt. In jedem Iterationsschritt wird eine aktuelle Steifigkeitsmatrix (Tangentensteifigkeitsmatrix) und eine Ungleichgewichtslast, die sich aus der Differenz der äußeren Lasten und der inneren Knotenkräfte ergibt, berechnet. Die Iteration wird solange fortgesetzt, bis eine vorgegebene Genauigkeitsgrenze für Kraft- oder Weginkremente erreicht wird und die Gleichgewichtsbedingungen hinreichend erfüllt sind.

4.1.5 Vorgehensweise mit ANSYS

4.1.5.1 Allgemeines

Grundsätzlich besteht aufgrund der Analogie der Matrizengleichungen in ANSYS die Möglichkeit, thermische und mechanische Analyse am gleichen Modell in einer multiphysikalischen Berechnung (gekoppelte Feldberechnung) durchzuführen. Für die brandschutztechnische Beurteilung von Bauteilen ist jedoch im Allgemeinen die Betrachtung einer einseitigen Kopplung ausreichend. Das berechnete Temperaturfeld hat Einfluss auf die mechanische Analyse. Die aufgrund der thermischen Analyse bestimmten thermischen Dehnungen erzeugen Zwangkräfte und können im Lastvektor einer anschließenden mechanischen Analyse berücksichtigt werden. Der Einfluss der Verschiebungen auf die Temperaturverteilung im Bauteilquerschnitt ist von untergeordneter Bedeutung, so dass eine Rückkopplung nicht berücksichtigt werden muss. Gegenstand dieser Arbeit ist die numerische Berechnung des Trag- und Verformungsverhaltens brandbeanspruchter Stahlkonstruktionen in Wohn- und Bürogebäuden. In derartigen Gebäuden sind i. d. R. kleine bis mittelgroße Räume vorhanden. Vereinfachend kann daher vorausgesetzt werden, dass die thermischen Einwirkungen (Brandraumtemperaturen) in der oberliegenden Heißgasschicht homogen sind (Abschnitt 3). Einflüsse von Raumecken oder Abschattungseffekte können vernachlässigt werden, so dass die thermische Analyse an einem zweidimensionalen Modell durchgeführt werden kann und somit die Berechnungszeit reduziert wird.

4.1.5.2 Thermische Analyse

Für die zweidimensionale thermische Analyse werden ebene Elemente verwendet, an deren vier Knoten die Temperatur der einzige Freiheitsgrad ist. Als Materialeigenschaften können temperaturabhängig die Wärmeleitfähigkeit, die Dichte und die spezifische Wärme vorgegeben und die Bestimmung des konvektiven Wärmeübergangskoeffizienten festgelegt werden. Der Strahlungsaustausch mit der Umgebung wird am Rand des Modells mit linienförmigen Oberflächenelementen berücksichtigt, die den Strahlungsaustausch nach dem Stefan-Boltzmann-Gesetz mit einem Umgebungsknoten simulieren, wofür der Emissionskoeffizient als Materialeigenschaft gegeben sein muss. Dieser Umgebungsknoten repräsentiert dabei vereinfachend den Strahlungsaustausch des gesamten Umgebungsraumes.

Um den Strahlungswärmeaustausch in Hohlräumen, wie z. B. zwischen der kastenförmigen Bekleidung und dem Stahlprofil, zu simulieren, wird ein Strahlungsmatrixengenerator verwendet. Mit dem Strahlungsmatrixengenerator können Strahlungsprobleme, bei denen mehrere Oberflächen Strahlung absorbieren und abgeben, bei unbekanntem Formfaktoren berechnet werden. Dabei wird automatisch eine Matrix mit den Strahlungsaustauschkoeffizienten zwischen den strahlenden Oberflächen generiert. Die Strahlungsmatrix stellt eine mathematische Beschreibung der Strahlungsaustauschkoeffizienten dar, die zwischen Modelloberflächen oder zum Umgebungsraum vorliegen. Die Matrix verbindet alle Knoten dieser Oberflächen und kann als Element angesehen werden, welches den Hohlraum ausfüllt [ANS7.1].

Die thermischen Einwirkungen können entweder direkt als Wärmestromdichte vorgegeben werden oder in Form einer Gastemperatur der Umgebung. In einer transienten Analyse wird die Temperaturverteilung im Bauteilquerschnitt simuliert. Rahmenriegel und Unterzüge, auf

denen eine Deckenplatte lagert, sind von oben gegen thermische Einwirkungen geschützt und können daher dreiseitig brandbeansprucht berechnet werden. Frei stehende Stützen und Rahmenstiele müssen von allen vier Querschnittsseiten beansprucht simuliert werden. Deckenbauteile werden einseitig von unten brandbeansprucht berechnet. Im Bereich zwischen beflammer Deckenplatte im Brandraum und unbeflammter Deckenplatte im Nebenraum, der durch eine raumabschließende Wand vom Brandraum abgetrennt ist, entsteht ein Wärmestrom in Querrichtung der Deckenplatte vom Brandraum zum Nebenraum. Durch die zweidimensionale thermische Analyse kann sowohl die Wärmeleitung in Dickenrichtung der Deckenplatte als auch in Querrichtung zum Nebenraum berücksichtigt werden.

4.1.5.3 Mechanische Analyse

Um die Simulation des Trag- und Verformungsverhaltens eines brandbeanspruchten Tragwerks möglichst wirklichkeitsgetreu zu simulieren, muss das Rechenmodell sowohl hinsichtlich der geometrischen Abbildung als auch der Abbildung der Materialeigenschaften nicht-lineare Effekte berücksichtigen.

Für die nicht-lineare Berechnung können die Dehnungen wie folgt definiert werden [ANS7.1]:

$$\{\varepsilon_{\sigma}\} = \{\varepsilon\} - \{\varepsilon_{th}\} = \{\varepsilon_{el}\} + \{\varepsilon_{pl}\} + \{\varepsilon_{cr}\}, \quad (59)$$

wobei:

- $\{\varepsilon_{\sigma}\}$ Vektor der spannungserzeugenden Dehnungen,
- $\{\varepsilon\}$ Vektor der Gesamtdehnungen, vergleichbar mit der im Versuch messbaren Dehnung,
- $\{\varepsilon_{th}\}$ Vektor der thermischen Dehnungen,
- $\{\varepsilon_{el}\}$ Vektor der elastischen Dehnungen,
- $\{\varepsilon_{pl}\}$ Vektor der plastischen Dehnungen,
- $\{\varepsilon_{cr}\}$ Vektor der Kriechdehnungen.

Das plastische Materialverhalten ist durch irreversible Dehnungen gekennzeichnet, die im Bauteil auftreten, wenn eine bestimmte Spannung überschritten ist. Die plastischen Dehnungen entwickeln sich zeitunabhängig. Sie werden durch drei Kriterien beeinflusst: die Fließbedingung, die Fließregel und die Verfestigungsregel.

Für die Modellierung der Betonelemente der Deckenplatte (Abschnitt 5.3) wird das in ANSYS implementierte Verbund-Volumenelement „SOLID65“ gewählt, bei dem der Volumenanteil der Stahlbewehrung im Gesamtelement verschmiert berücksichtigt werden kann. Für bewehrte Elemente wird ein virtuelles Mischmaterialgesetz ermittelt. Die Verbund-Volumenelemente berücksichtigen das Bruch- und Rissverhalten spröder Materialien. Die Rissbildung wird nach Überschreiten der einaxialen Riss-Zugspannung durch eine Modifizierung der Spannungs-Dehnungsbeziehung im Zugbereich des Betons modelliert [ANS7.1]. Da die Verwendung der Verbund-Volumenelemente für numerische Berechnungen brandbeanspruchter Beton-Bauteile bereits u. a. in [PAL03] beschrieben wurde, wird in dieser Arbeit hierauf nicht vertieft eingegangen.

Für die Stahl-Elemente des Modells wird eine multi-lineare Spannungs-Dehnungsbeziehung mit der Fließbedingung nach von Mises / Hill und assoziierten Fließregel formuliert, bei der

eine kinematische Verfestigung (Bauschinger Effekt) berücksichtigt wird [ANS7.1]. Für die Modellierung der Stahl-Elemente werden plastische Schalen-Elemente mit 8 Knoten einer definierten Dicke gewählt. Die Knoten haben sechs Freiheitsgrade (3 Koordinatenrichtungen und 3 Verdrehungsrichtungen). Der Elementtyp berücksichtigt Plastizität und große Verformungen. Elastizitätsmodul, Wärmeausdehnungskoeffizient und Querdehnungszahl werden temperaturabhängig vorgegeben.

Die Verdübelung zwischen den Betonelementen der Deckenplatte und den Stahlelementen der Träger wird durch eine Kopplung der Knoten modelliert, wobei näherungsweise ein starrer Verbund angenommen wird (Abschnitt 5.3). Die mit der thermischen Analyse ermittelten Querschnittstemperaturen können den Elementen als Lasten aufgebracht werden. Als Ergebnisgrößen können in der Nachlaufrechnung Element-Spannungen und Dehnungen ermittelt werden.

4.2 Validierung des Rechenmodells

4.2.1 Allgemeines

Rechenmodelle müssen hinsichtlich ihrer Übertragbarkeit auf baupraktische Fragestellungen überprüft werden. Ein streng mathematischer Nachweis durch eine Verifikation kann i. d. R. nur bei mathematisch exakt formulierten Problemen durchgeführt werden [HOS02.2]. Durch die Validierung eines Rechenmodells kann mit Hilfe einer systematischen Testmethodik die Anwendung des Rechenmodells für Teilbereiche analytisch und für komplexe Strukturen durch Vergleichsrechnungen anhand von Versuchen überprüft werden. Vergleichsrechnungen an komplexen Strukturen sind für die Validierung eines Rechenmodells hilfreich, lassen sie doch Aufschlüsse über die rechnerische Erfassung des globalen Verhaltens der Struktur zu. Bei einem Versuch herrschen jedoch oft andere Randbedingungen als bei der Simulation angenommen, da der Simulation ein idealisiertes Modell für Materialeigenschaften, Temperaturbeanspruchung und Auflagerungsbedingungen zugrunde liegt. Bei der Validierung eines Rechenmodells müssen auch die allgemeinen Rechengrundlagen wie z. B. die Materialeigenschaften mittels einer systematischen Testmethodik überprüft werden. Mit dem Rechenmodell müssen typische Phänomene der zu untersuchenden Fragestellung erfasst werden und Versagenszustände anhand von so genannten Validierungsbeispielen abgebildet werden können. Die Kontrolle von Teilbereichen eines Rechenmodells durch Validierungsbeispiele erfordert ein klares Anforderungsprofil und das Vorhandensein einer eindeutigen, analytisch erarbeitbaren Lösung.

Das in dieser Arbeit verwendete Rechenmodell für die Tragwerksanalyse im Brandfall wird anhand von zwei Schritten validiert. Im ersten Schritt wird geprüft, ob das Rechenmodell die maßgeblichen Rechengrundlagen für die brandschutztechnische Tragwerksanalyse korrekt wiedergeben kann und somit in der Lage ist, das Trag- und Verformungsverhalten erwärmter Strukturen zu beschreiben. Hierfür müssen Vergleichsrechnungen anhand von Beispielen, für die analytische Lösungen vorliegen, durchgeführt werden.

Außerdem müssen vom Rechenmodell die wesentlichen Effekte wiedergegeben werden können. Das bedeutet, dass das Modell die Lastabtragung durch die gesamte Struktur korrekt abbilden und die verschiedenen Versagensmodi der einzelnen Bauteile erfassen muss. Durch Nachrechnung von Brandversuchen an Bauteilen und Tragwerken wird im zweiten Schritt die Eignung des Rechenmodells zur Simulation des Trag- und Verformungsverhaltens

von Tragwerken im Brandfall unter Einbeziehung von Interaktionen zwischen Bauteilen und Baustoffen überprüft.

4.2.2 Rechengrundlagen

4.2.2.1 Allgemeines

Für die Berechnung komplexer Strukturen ist es erforderlich, dass die zugrundegelegten Rechengrundlagen vom Rechenmodell zutreffend abgebildet werden. Die Validierung der Rechengrundlagen der thermischen und mechanischen Analyse wird hier für die wesentlichen Phänomene der brandschutztechnischen Tragwerksanalyse durchgeführt. Es sei an dieser Stelle auf [HOS02.2] verwiesen, wo das in dieser Arbeit verwendete Rechenmodell anhand von Validierungsbeispielen für die Wärmeübertragung und zahlreichen Validierungsbeispielen für das Querschnitts- und Systemtragverhalten für Stahl- und Betonbauteile validiert worden ist. Für die thermische Analyse wird im Folgenden das verwendete Rechenmodell am Beispiel des eindimensionalen Wärmestroms einer so genannten halbusendlichen Platte, für die eine exakte analytische Lösung existiert, validiert. Anhand von Beispielen wird exemplarisch für den Baustoff Stahl die Ausbildung von freien thermischen Dehnungen sowie spannungserzeugenden Dehnungen durch behinderte freie thermische Dehnungen untersucht.

4.2.2.2 Wärmeübertragung

Das Phänomen der Wärmeübertragung wird am Abkühlprozess eines eindimensionalen Wärmestroms der halbusendlichen Platte (Bild 41) untersucht. Drei Ränder der Platte sind adiabatisch, d. h. die Oberfläche ist dort so isoliert, so dass nur ein Wärmestrom in einer Richtung entsteht. Für die Berechnung wird ein Ausschnitt der Platte mit einer Kantenlänge von $l = 1,0 \text{ m}$ betrachtet. Die Platte hat zum Zeitpunkt $t = 0$ eine konstante Temperaturverteilung von $T_0 = 1000^\circ\text{C}$. Für $t > 0$ wird die Platte von einem Fluid umgeben, dessen Temperatur zeitlich konstant $T_u = 0^\circ\text{C}$ ist. Die Platte besteht aus einem fiktiven Material mit den konstanten thermischen Materialeigenschaften $\lambda = 1 \text{ W/(mK)}$; $c_p = 1 \text{ J/(kgK)}$ und $\varphi = 1000 \text{ kg/m}^3$. Der Wärmeübergang am Rand des Körpers ist mit $\alpha(T_u, T_s) = 1 \text{ W/(m}^2\text{K)}$ gegeben, wobei T_s die Randflächentemperatur des Querschnitts darstellt. Infolge des Wärmeausgleichsbestrebens kühlt sich die Platte so lange ab, bis sie die Temperatur des umgebenden Fluids angenommen hat und damit ein stationärer Endzustand erreicht ist.

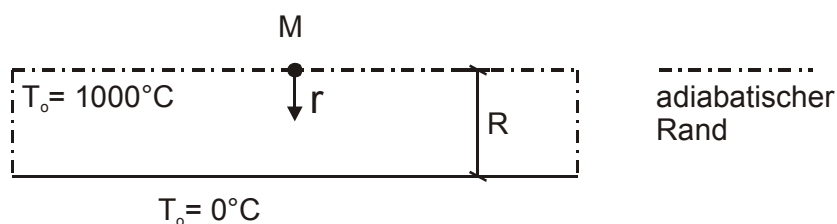


Bild 41 Betrachteter Ausschnitt einer halbusendlichen Platte

Für die Berechnung der zeitabhängigen Temperaturverteilung in einem Körper vereinfacht sich die Differentialgleichung (52), wenn ein eindimensionaler Wärmestrom in r-Richtung vorausgesetzt wird, zu:

$$\frac{\partial T}{\partial t} = a \cdot \frac{\partial^2 T}{\partial r^2}, \quad (60)$$

mit:

- T Temperatur [K],
t Zeit [s],
a Temperaturleitzahl [m²/s],
r Laufvariable [m]

Die Koordinate r verläuft in Dickenrichtung vom Mittelpunkt M der halbumendlichen Platte aus. Die allgemeine Lösung dieses instationären Wärmeleitproblems ist in [BAE94] und [HOS02.2] angegeben.

In Tabelle 6 wird der mit dem Rechenmodell ermittelte Temperaturverlauf der Abkühlung über einen Zeitraum von 1800 s mit der analytischen Lösung verglichen, wobei sich eine sehr gute Übereinstimmung zeigt. Die geringfügige Abweichung zwischen rechnerisch ermittelter Temperatur und analytischer Lösung kann durch eine feinere Diskretisierung des Rechenmodells weiter verringert werden [HOS02.2].

Tabelle 6 Vergleich der analytischen Lösung mit der simulierten Temperatur im Mittelpunkt M einer halbumendlichen Platte

Zeit [s]	Programmberechnete Lösung T [°C] in Punkt M	Analytische Lösung T [°C] in Punkt M	Abweichung [%]
0	1000	1000	0,0
60	996,1	999,3	0,4
300	891,4	891,8	0,1
600	720,5	717,7	0,4
900	578,8	574,9	0,7
1200	464,9	460,4	1,0
1500	373,1	368,7	1,1
1800	299,6	295,3	1,5

4.2.2.3 Thermische Dehnung

Für einen würfelförmigen Körper mit einer Kantenlänge von 1,0 cm aus Stahl werden die Element- bzw. Knotenpunkttemperaturen vorgegeben, so dass der Körper homogen erwärmt ist. Der Körper ist in seiner freien Ausdehnung nicht behindert, die Simulation des Verformungsverhaltens erfolgt ohne mechanische Belastung. Die mit dem Rechenmodell simulierte

Dehnung wird mit der analytischen Lösung (vorgegebene thermische Dehnung nach [EC3-1-2], Abschnitt 2.2.2) für verschiedene Temperaturschritte verglichen (Tabelle 7).

Die programmerechneten thermischen Verlängerungen stimmen mit den Vorgaben aus [EC3-1-2] gut überein, die maximale Abweichung beträgt lediglich 0,05 %. Die marginale Differenz resultiert aus der geringen Abweichung von den in den Eurocodes vorgegebenen Werten bei der Formulierung der Materialeigenschaften des Rechenmodells.

Tabelle 7 Vergleich der simulierten thermischen Dehnungen mit vorgegebenen Werten aus [EC3-1-2] des gleichmäßig erwärmten würfelförmigen Körpers aus Stahl

Temperatur [°C]	Programmberechnete thermische Verlängerung $\Delta l/l$ [10^{-3}]	Thermische Dehnung nach [EC3-1-2] $\Delta l/l$ [10^{-3}]	Abweichung [%]
20	0,0	0,0	0,00
100	0,9984	0,9984	0,00
300	3,7184	3,7184	0,00
500	6,757	6,7584	0,02
600	8,3951	8,3984	0,04
700	10,113	10,1184	0,05
900	11,80	11,80	0,00

4.2.2.4 Spannungserzeugende Dehnungen

Anhand eines homogenen Quaders mit den Abmessungen $l = 10,0$ cm; $b = 1,0$ cm; $h = 1,0$ cm aus Stahl S 355 wird das mit dem Rechenmodell simulierte Spannungs-Dehnungsverhalten für verschiedene Temperaturschritte überprüft. Auf den homogen erwärmten Querschnitt wird eine definierte mechanische Einwirkung F_m aufgebracht (Bild 42). Die freie thermische Dehnung ε_{th} wird durch F_m behindert, so dass sich eine spannungserzeugende Dehnung ε_σ ausbildet. Die Gesamtdehnung ε , mit der sich der Querschnitt insgesamt verformt, beträgt demnach:

$$\varepsilon = \varepsilon_{th} + \varepsilon_\sigma, \quad (61)$$

wobei ε_σ bei Druckbeanspruchung negativ ist.

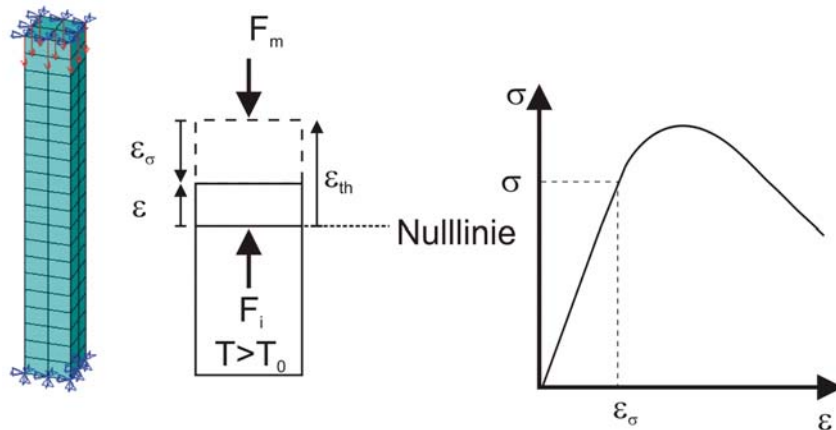


Bild 42 Spannungs-/Dehnungsbeziehungen eines erwärmten Quaders

ε_σ ist über die temperaturabhängigen Spannungs-Dehnungslinien einer Spannung zugeordnet, die mit der Querschnittsfläche multipliziert die innere Schnittkraft F_i ergibt (Bild 42). F_i steht im Gleichgewicht zur Einwirkung F_m . Aus der programm berechneten Dehnung ε bzw. der Verkürzung Δl lässt sich in Kenntnis der thermischen Dehnung ε_{th} die spannungserzeugende Dehnung ε_σ nach Gleichung (61) ermitteln. Die zugehörige Spannung σ erhält man aus Multiplikation der mechanischen Einwirkung F_m mit der Querschnittsfläche. Dieser Ablauf kann für verschiedene Verhältnisse der Spannung σ zur Fließspannung f_{yk} (z. B. mit $\sigma/f_{yk} = 0,2; 0,6$ und $0,9$) temperaturabhängig durchgeführt werden. Die rechnerisch ermittelten spannungserzeugenden Dehnungen stimmen mit den Vorgaben des Eurocodes gut überein, die Abweichungen liegen deutlich unter 5 % (Tabelle 8). Bei der Formulierung der Materialeigenschaften werden die Rechenfunktionen der Spannungs-Dehnungslinien abschnittsweise linearisiert, so dass geringfügige Abweichungen zu den in den Eurocodes vorgegebenen Werten entstehen.

Tabelle 8 Vergleich der simulierten spannungserzeugenden Dehnungen mit analytisch ermittelten Werten des gleichmäßig erwärmten Quaders aus Stahl

Temperatur [°C]	Auslastung $\sigma(T)/f_{yk}(T)$ [-]	Programmberechnete spannungserzeugende Dehnung ε_{σ} [-]	Analytisch ermittelte spannungserzeugende Dehnung ε_{σ} [-]	Abweichung [%]
20	0,2	-3,43e-4	-3,43e-4	0,00
	0,6	-1,04e-3	-1,03e-3	1,0
	0,9	-1,57e-3	-1,54e-3	1,9
200	0,2	-3,81e-4	-3,81e-4	0,0
	0,6	-1,15e-3	-1,14e-3	0,9
	0,9	-3,97e-3	-3,90e-3	1,8
400	0,2	-4,90e-4	-4,90e-4	0,0
	0,6	-2,32e-3	-2,30e-3	0,9
	0,9	-9,82e-3	-9,70e-3	1,2
600	0,2	-5,19e-4	-5,19e-4	0,0
	0,6	-2,67e-3	-2,60e-3	2,7
	0,9	-1,04e-3	-1,00e-3	4,0
800	0,2	-4,17e-4	-4,19e-4	0,5
	0,6	-1,89e-3	-1,90e-3	0,5
	0,9	-9,29e-3	-9,30e-3	0,1

4.2.3 Nachrechnung von Versuchen

4.2.3.1 Allgemeines

Mit der Nachrechnung von in der Literatur veröffentlichten Brandversuchen an Bauteilen und Tragwerken soll das Rechenmodell hinsichtlich der Abbildung globaler Effekte und Interaktionen von Bauteilen und Baustoffen validiert werden. Am Beispiel einer durch einen natürlichen Brand beanspruchten Stütze kann die Anwendung des Rechenmodells an einem Einzelbauteil bei natürlicher Brandbeanspruchung überprüft werden. Mit der Simulation eines ETK-beflammten Zweigelenkrahmens wird die Abbildung des Trag- und Verformungsverhaltens von Stahltragwerken validiert. Durch die Nachrechnung eines Brandversuches einer dehnbehinderten Stahlbetonplatte wird das Brandverhalten von Stahlbeton, die Lastabtragung von Platten sowie die Wirkung von Zwangsspannungen mit dem Rechenmodell nachvollzogen. Anhand der Nachrechnung eines brandbeanspruchten Teiltragwerks soll das Rechenmodell hinsichtlich der Lastabtragung von Verbundbauteilen durch Zusammenwirkung von Beton und Stahl und für die Abbildung des Trag- und Verformungsverhaltens von Tragwerken überprüft werden.

4.2.3.2 Versuch Stahlstütze

Für die Untersuchung des Trag- und Verformungsverhaltens einer Stahlstütze bei einer realen Brandbeanspruchung wurde ein Naturbrandversuch durchgeführt [ZEH02.2], der mit Hilfe des Rechenmodells simuliert wird. Die Stütze war mit einer Dämmschicht isoliert. Die Temperatur des Stützenquerschnitts wurde an mehreren Stellen gemessen, die Temperaturverteilung war nahezu homogen [ZEH02.2]. Bild 43 zeigt den gemittelten Temperaturzeitverlauf der Stütze. Die Belastung der Stütze ($l = 3,70$ m, HEM 220 in Stahl S 235) wurde entsprechend [DIN84] vorgenommen. Die Lagerungsbedingungen entsprachen Eulerfall 3, die planmäßige Exzentrizität der aufgetragenen Last von $F = 2200$ kN betrug $e_0 = 7$ mm, so dass sich ein Moment von $M_z = 15,40$ kNm um die schwache Querschnittsachse ausbildete [ZEH02.2]. Für die Simulation wurde eine Vorverdrehung von $\varphi_0 = 1/200$ angesetzt. In Bild 43 wird die simulierte Vertikalverformung mit der gemessenen Vertikalverformung an der Lasteinleitungsstelle verglichen. Die vertikale Verformung kann recht gut simuliert werden, die Abweichung zwischen simulierter und gemessener Verformung beträgt maximal 2 mm ($\Delta\varepsilon = 0,54\text{‰}$). Hierbei ist zu berücksichtigen, dass bei der Simulation vereinfacht eine über den gesamten Querschnitt und die gesamte Stützenlänge von 3,70 m konstante Temperatur angesetzt wurde.

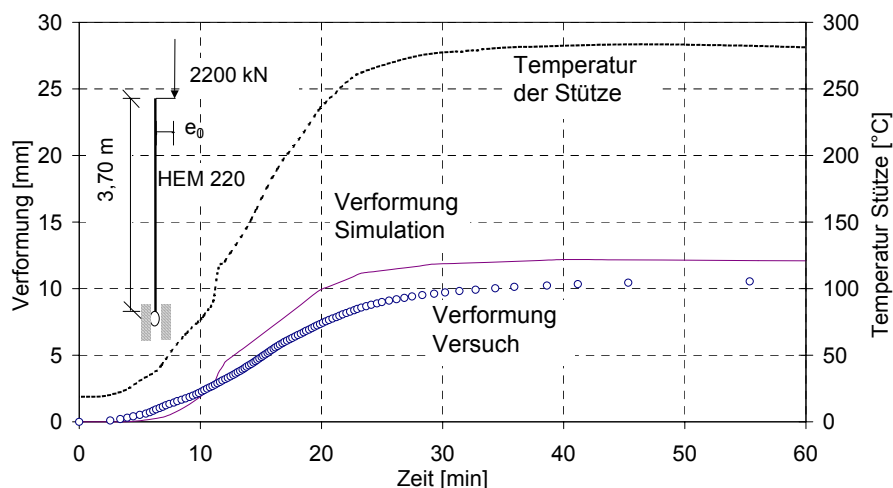


Bild 43 Vergleich gemessener und simulierter vertikaler Verformung sowie Temperaturzeitverlauf einer Stahlstütze unter Naturbrandbeanspruchung

4.2.3.3 Versuch Stahlrahmen

Um die Eignung des FE-Modells für die Simulation des Brandverhaltens von Stahlbauteilen bzw. Rahmentragwerken zu überprüfen, wurde der in [RUB85.2] dokumentierte Brandversuch „EGR1c“ eines Zweigelenrahmens simuliert. Es handelt sich dabei um einen so genannten Großmodellrahmen aus IPE 80-Profilen mit einer Stiel- und Riegellänge von ca. 1,20 m, der gleichförmig mit 5 K/min erwärmt wurde. Das statische System sowie die Belastung sind in Bild 44 dargestellt.

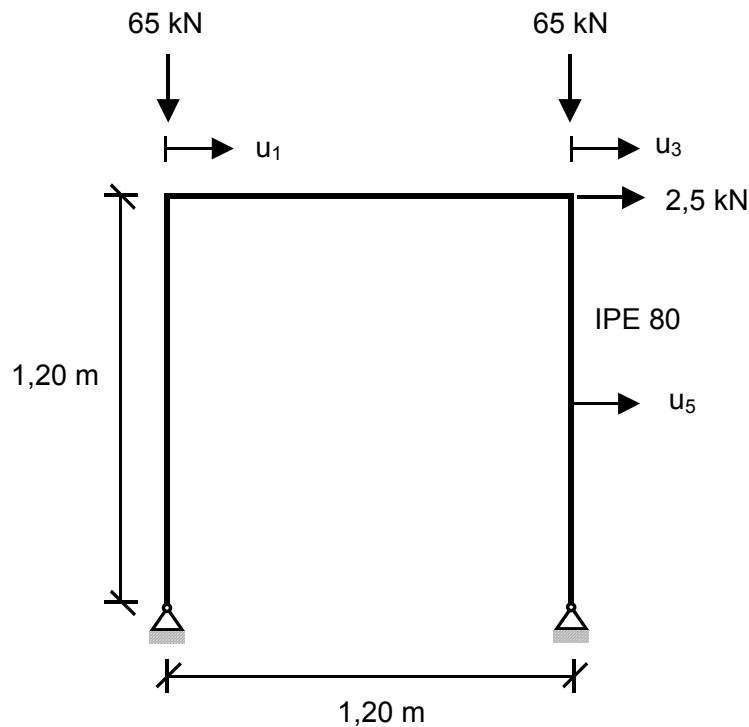


Bild 44 Statisches System und Belastung Stahlrahmen (aus [RUB85.2])

Für die Simulation wurde eine Vorverdrehung der Rahmenstiele von $\varphi_0 = 1/200$ angenommen. Sichelförmige Stabvorkrümmungen mit $w_0 = l/1000$ wurden durch den Ansatz von Ersatzimperfektionen berücksichtigt. In Bild 45 werden die gemessenen und simulierten Horizontalverformungen dargestellt. Der Rahmen wurde ungefähr durch die zulässigen Gebrauchslasten belastet. Die kritische Temperatur, bei der der Rahmen durch Überschreitung der zulässigen Durchbiegungsgeschwindigkeit (Abschnitt 4.3) versagte, ist in der Simulation mit 518°C fast exakt gleich wie im Versuch (515°C). Im Temperaturbereich zwischen 400°C und 500°C wird die Horizontalverformung rechnerisch unterschätzt. In diesem Bereich setzt der starke Abfall von Steifigkeit und Festigkeit des Stahls ein (Abschnitt 2.2.3), der mit den Spannungs-Dehnungslinien aus [EC3-1-2] hier etwas verzögert erfasst zu werden scheint.

Die Ergebnisse der Simulation des Versuchs [RUB85.2] sowie die mit dem hier angewendeten FE-Modell durchgeführten Vergleichsrechnungen von Versuchen mit Balken und Rahmentragwerken in Stahlbauweise, die vom Autor in [ZEH01] veröffentlicht wurden, zeigen, dass das Trag- und Verformungsverhalten brandbeanspruchter Stahlbauteile mit dem FE-Modell mit angemessener Genauigkeit erfasst werden kann.

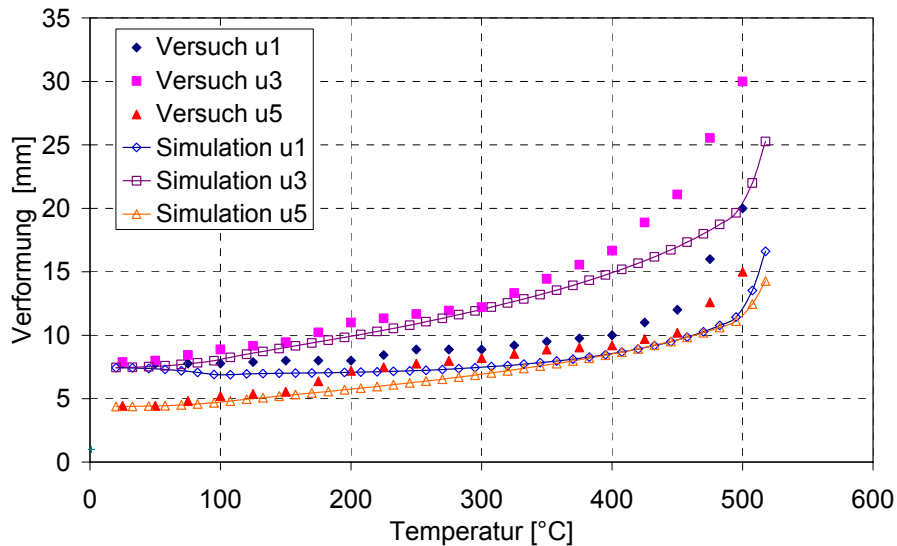


Bild 45 Gemessene und simulierte Horizontalverformung des Rahmens

4.2.3.4 Versuch Deckenplatte

Am Beispiel eines Brandversuchs an einer Stahlbeton-Deckenplatte, der im Rahmen des Sonderforschungsbereich 148 in Braunschweig durchführt und in [WIE87] dokumentiert ist, soll das FE-Modell hinsichtlich der Lastabtragung von Platten validiert werden. Zur Behinderung der freien Horizontalverformung wurde die nach ETK beflamnte Platte („Q182“ in [WIE87]) an zwei Seitenrändern unverschieblich gelagert und an den beiden anderen Seitenrändern wurden Haltekräfte aufgebracht. Die mechanische Belastung wurde gleichmäßig verteilt eingeleitet. Detaillierte Angaben zur Belastung, Auflagerung und Abmessungen können [WIE87] und [WIE88] entnommen werden.

Bild 46 zeigt die in den Punkten A, B und C gemessenen vertikalen Verformungen der Platte im Vergleich zu den rechnerisch ermittelten Verformungen. Die vertikalen Verformungen der dehnbehinderten Platte können mit dem Modell insbesondere für die ersten 60 Minuten gut nachvollzogen werden. Nach der 60. Minute werden die Vertikalverformungen überschätzt, der qualitative Verlauf wird jedoch richtig wiedergegeben.

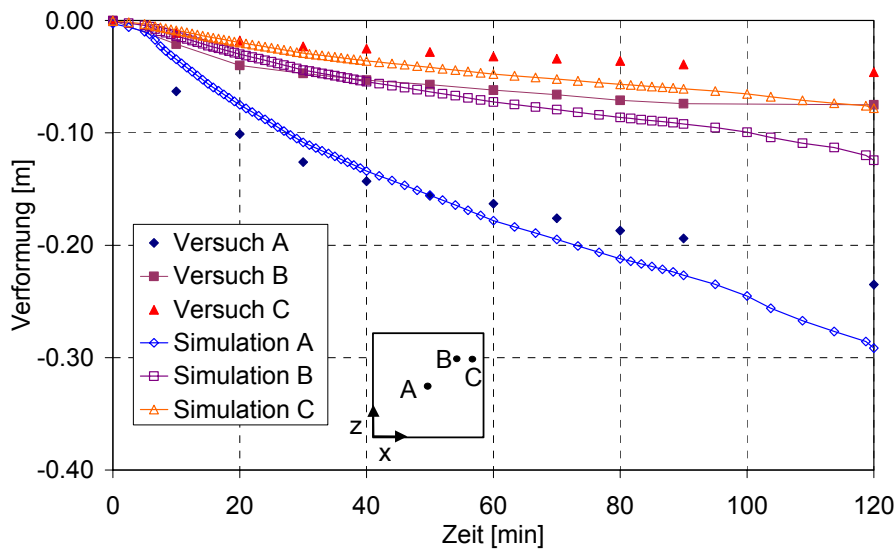


Bild 46 Gemessene und simulierte Vertikalverformung der Platte

In Bild 47 wird die im Versuch gemessene und die rechnerisch ermittelte spannungserzeugende Dehnung (Eps) der Bewehrung in den Punkten A (untere Bewehrung) und B (obere Bewehrung) dargestellt. Die gemessene Dehnung der unteren Bewehrung ist nur bis etwa zur 60. Minute vertauenswert [WIE87], da zu diesem Zeitpunkt die Temperatur an der Bewehrung höher als 650°C wurde und damit die Funktionsfähigkeit der Dehnmessstreifen nicht mehr gewährleistet war. Die rechnerisch ermittelten Dehnwerte geben das Bauteilverhalten der Platte im Versuch richtig wieder. In der Anfangsphase gehen die simulierten spannungserzeugenden Dehnungen wie die gemessenen Dehnungen der unteren Bewehrung in Plattenmitte (Punkt A) durch die Entwicklung der Zwangdruckspannungen zunächst zurück und steigen danach stetig an. Parallel zum Plattenrand entwickeln sich Stauchungen (Punkt C), wodurch die Ausbildung eines Druckrings im Randbereich der Platte angedeutet wird (Abschnitt 2.4.3.2). Die Dehnung an der oberen Bewehrung (Punkt B) wird rechnerisch etwas unterschätzt, stimmt jedoch qualitativ mit den Messwerten überein.

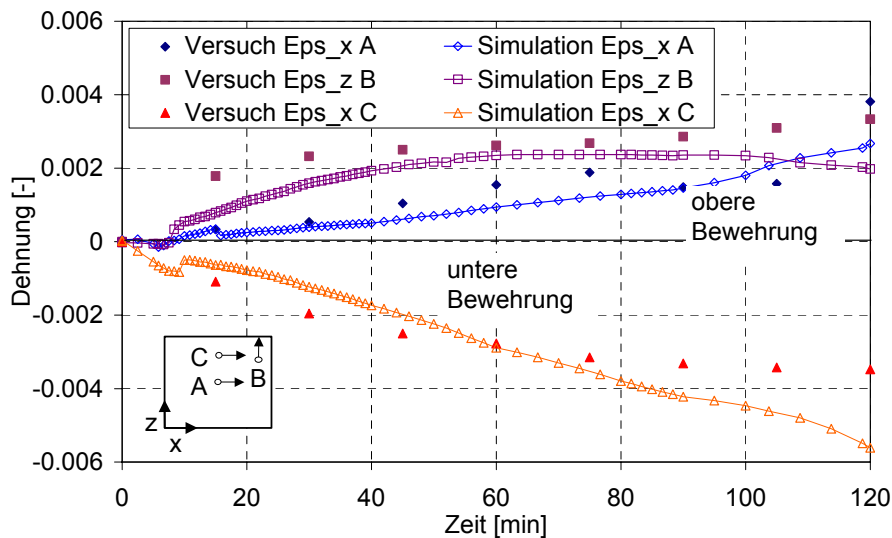


Bild 47 Gemessene und simulierte spannungserzeugende Dehnung der Platte

Mit der Simulation des Versuchs [WIE87] ist gezeigt worden, dass die wesentlichen Effekte des Trag- und Verformungsverhaltens brandbeanspruchter dehnbehinderter Platten, die als lastumlagerndes Element bei mehrgeschossigen Gebäuden in Stahlbauweise dienen, mit dem FE-Modell erfasst werden können.

4.2.3.5 Großmaßstäblicher Versuch Teiltragwerk

Mit der Simulation des großmaßstäblichen Brandversuchs „Cardington restrained beam“ (Anhang A), soll das Rechenmodell hinsichtlich der Abbildung von Lastumlagerungsmechanismen und Dehnbehinderungen validiert werden. Bei dem Versuch wurde ein $8,0 \cdot 3,0 \text{ m}^2$ großer Ausschnitt des Tragwerks beflammt, in dem sich der Großteil eines 9,0 m langen unbleideten Stahlunterzugs und ein 3,0 m breiter Streifen der umgebenden Deckenplatte befand. Der Unterzug wurde mit einer Aufheizgeschwindigkeit von 3-10 K/min bis über 800°C beflammt. Mit dem Versuch konnte gezeigt werden, dass eine starke Erwärmung des Stahlunterzugs trotz Steifigkeits- und Festigkeitsverlust und großer Durchbiegung nicht zum Einsturz des Tragwerks führt, da die Lasten durch die Deckenplatte umgelagert werden können. Eine vollständige Beschreibung des Versuches kann [BS98] und [SAN00] entnommen werden. Die Auswertung der gemessenen Daten wird in [MAR01] und [SAN00] in umfassender Weise dargestellt. Bild 48 zeigt das für die Validierungsberechnung unter Ausnutzung von Symmetrien erstellte FE-Modell des Teiltragwerks sowie die Temperaturbeanspruchung.

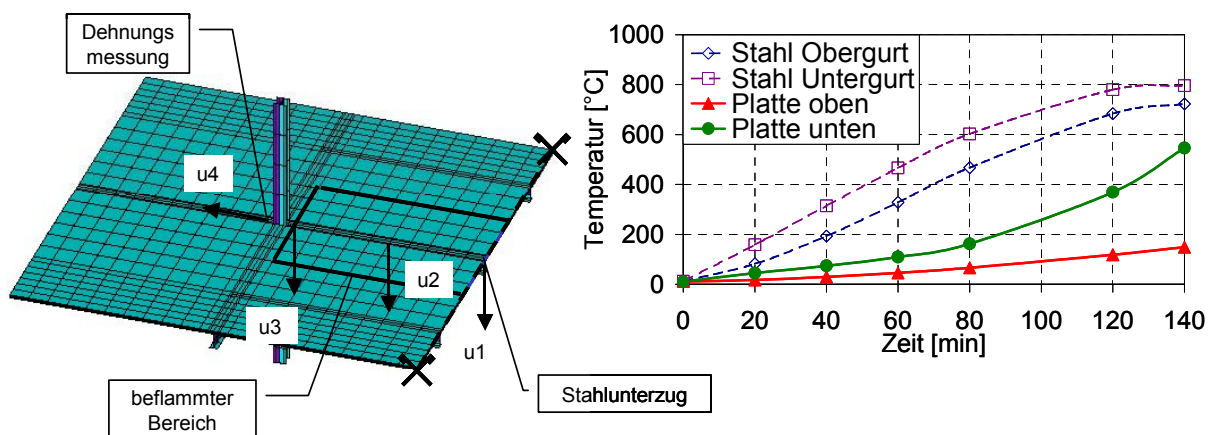


Bild 48 FE-Modell Teiltragwerk (links) und Temperaturbeanspruchung (rechts)

In Bild 49 wird die vertikale Verformungszunahme im Brand des beflamten Stahlunterzugs in Feldmitte (u1), im Viertelpunkt (u2) und unmittelbar außerhalb des Beflammungsbereiches (u3) dargestellt. Die Verformungen sind über die Temperatur des Untergurtes aufgetragen, so dass für die beobachteten Tragmechanismen leichter ein Zusammenhang mit der Stahltemperatur - unabhängig vom Temperaturzeitverlauf der Beanspruchung - hergestellt werden kann.

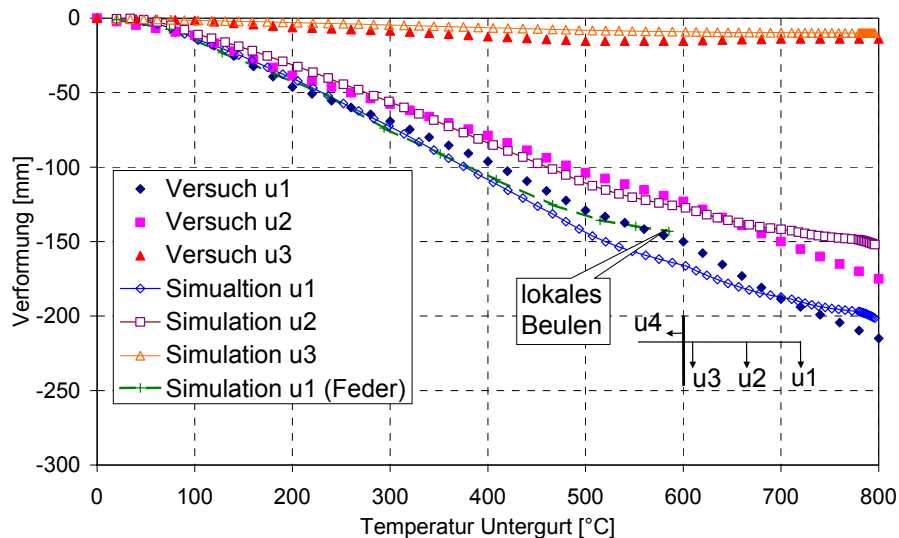


Bild 49 Vertikale Verformungszunahme des Unterzugs im Brand Versuch Teiltragwerk

Die gemessenen Verformungen werden in der Simulation gut wiedergegeben, erst bei Temperaturen von über 300°C kommt es zu leichten Überschätzungen (< 10 %) der Verformungen. Die an der Stütze in der Höhe der Oberkante der Deckenplatte gemessene Horizontalverformung (u4) kann in der Simulation gut nachvollzogen werden (Bild 50). Auch das Plateau der stagnierenden Horizontalverformung zwischen 250°C und 500°C, welches durch das Erreichen der plastischen Normalkraft im Träger verursacht wird [SAN00], kann nahezu exakt simuliert werden. Erst wenn die Temperatur des Unterzugs 500°C übersteigt, werden die im Bereich von lediglich 1 mm liegenden Horizontalverformungen unterschätzt.

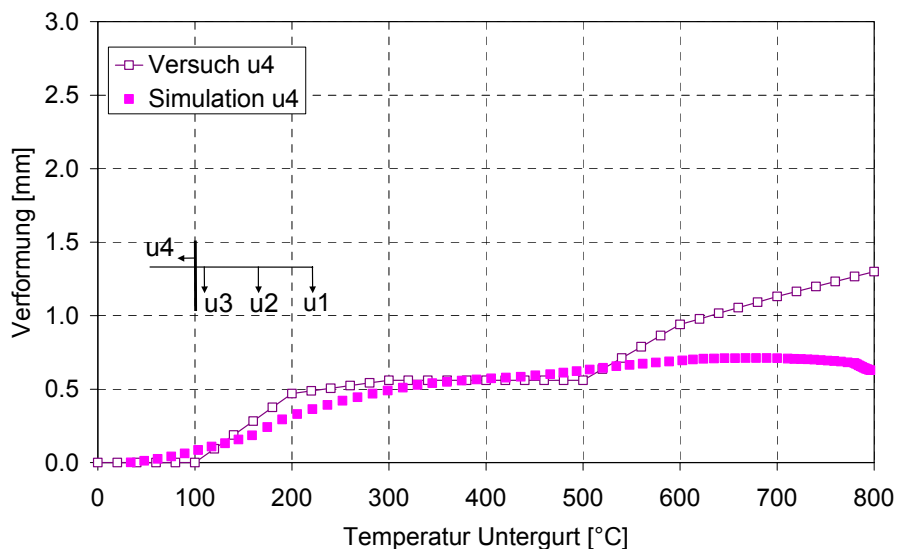


Bild 50 Horizontale Verformung der Stütze in Höhe der Deckenplatte Versuch Teiltragwerk

Nach etwa 70 Minuten (Temperatur Untergurt ca. 550°C) beult der Unterzug im Randbereich der Beflammung [BS98]. Der sich ausdehnende Träger wird durch die kalte Stütze an einer freien Verformung gehindert, der sich aufbauende Zwang führt zum lokalen Beulen des Trägers. Im FE-Modell sind die Schrauben des Stirnplatten-Anschluss des Trägers an die Stütze durch eine Kopplung mit den Knoten des Stützenstegs modelliert worden (Bild 51).

Bei einer Temperatur von ca. 500°C überschreitet in der Simulation die horizontale Verformung des Trägeruntergurtes im Anschlussbereich den im FE-Modell modellierten Abstand der Knoten (Träger-Stützensteg) von 20 mm, so dass sich die Elemente des Trägeruntergurtes und Stützenstegs durchdringen. Ab diesem Zeitpunkt würde die durch den im FE-Modell nicht modellierten Kontakt hervorgerufene Verschiebungsbehinderung Zwang ausüben. Wird der Kontakt durch Federelemente mit einer Drucksteifigkeit modelliert, so kann die Vertikalverformung des Trägers (u1-Feder) bis zum Beulen noch genauer angenähert werden (Bild 49).

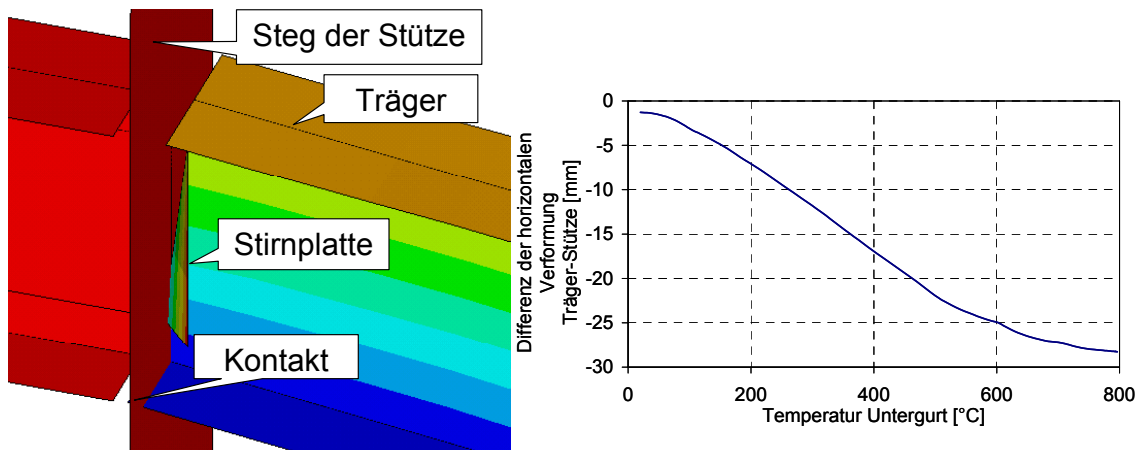


Bild 51 Simulation des Träger-Stützenanschlusses mit Stirnplatte (links) und horizontale Verformung des Trägeruntergurtes (rechts)

In Bild 52 werden die am unbeflammten Träger 300 mm von der Stütze entfernt gemessenen Dehnungen dargestellt und mit den berechneten Dehnwerten verglichen (vgl. Bild 48). Bis zu einer Temperatur von ca. 500°C bis 600°C am beflamten Trägeruntergurt werden die Dehnungen gut wiedergegeben. Erst nach dem Beulen des beflamten Trägers, als nach Anstieg der Horizontalverformungen die Zwangkräfte nachlassen, weichen die simulierten Dehnungen von den gemessenen ab.

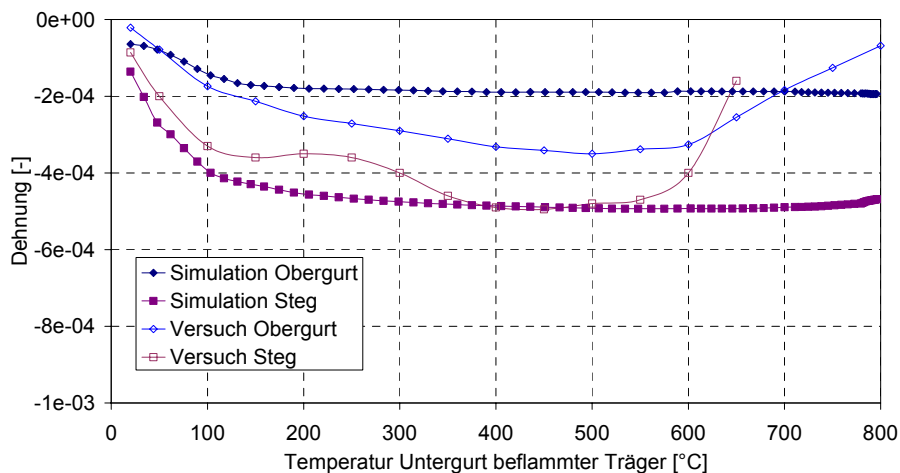


Bild 52 Dehnung unbeflammter Träger

4.2.4 Zusammenfassung

Vergleichsrechnungen anhand von Beispielen, für die analytische Lösungen bestimmt werden können, zeigen, dass mit dem in dieser Arbeit verwendeten Rechenmodell die zugrunde gelegten Rechengrundlagen für die Berechnung des Trag- und Verformungsverhaltens im Brandfall zutreffend abgebildet werden können. Durch die Nachrechnung von Brandversuchen an Bauteilen und Tragwerken wird zudem gezeigt, dass mit dem Rechenmodell auch globale Effekte wie Lastumlagerungen sowie Interaktionen zwischen Bauteilen und Baustoffen korrekt erfasst werden können. Ein Hauptaugenmerk ist dabei auf die Modellierung des Anschlussbereiches zu legen (Kontaktproblematik sich ausdehnender Bauteile). Durch geeignete konstruktive Maßnahmen ist möglichst zu verhindern, dass sich ausdehnende Bauteile durch Kontakt zusätzliche Zwangspannungen im Tragwerk erzeugen. Somit steht ein hier validiertes Rechenmodell zur Verfügung, mit dem eine risikogerechte Bemessung von Tragsystemen mehrgeschossiger Gebäude in Stahlbauweise durchgeführt werden kann. Durch numerische Berechnungen mit Hilfe des Rechenmodells soll in dieser Arbeit ein brandschutztechnisch optimiertes Tragsystem entwickelt werden, welches die Ausführung von ungeschützten Stahlprofilen bzw. reduzierten Brandschutzmaterialien ermöglicht.

4.3 Versagenskriterien

Für die Beschreibung des Versagenszustandes eines belasteten Tragwerks ist es erforderlich, Versagenskriterien zu definieren. Stahl- und Stahlbetonbauteile, die aus duktilen Baustoffen bestehen, versagen im Allgemeinen nicht durch einen spröden Bruch. Das Versagen dieser Bauteile wird durch eine schnelle Zunahme von Verformungen eingeleitet. Die Bruchdehnung von Stahl und Beton nimmt mit steigender Erwärmung zu, so dass die Duktilität im Vergleich zur Normaltemperatur noch erhöht wird.

Bei der Durchführung von Brandversuchen nach DIN 4102-2 an statisch bestimmt gelagerten Bauteilen, die ganz oder überwiegend auf Biegung beansprucht werden, wird das Versagen über das so genannte Ryan-Robertson-Kriterium der zulässigen Durchbiegungsgeschwindigkeit definiert. Ryan und Robertson haben in [RYA59] nach Auswertung zahlreicher Brandversuche an Biegebauteilen in Stahl- und Stahlbetonbauweise festgestellt, dass nach Erreichen der kritischen Durchbiegungsgeschwindigkeit nach Gleichung (62) Versagen durch schlagartiges Anwachsen der Durchbiegungen eintritt.

$$\frac{\Delta f}{\Delta t} = \frac{l^2}{9000 \cdot h}, \quad (62)$$

mit:

Δf Durchbiegungsintervall [cm] während eines Zeitintervalls Δt von 1 min,

Δt Zeitintervall von einer min,

l Stützweite des Bauteils [cm],

h Statische Höhe des Bauteils [cm].

Für Brandversuche an lastabtragenden Bauteilen, die statisch unbestimmt gelagert oder stabilitätsgefährdet sind, wird in DIN 4102-2, soweit sie unter Last geprüft werden, kein Versagenskriterium angegeben. In der Praxis liegt die Feststellung des Versagenszustandes (der Feuerwiderstandsdauer) im Ermessen der prüfenden Stelle. In der Regel wird die

Brandprüfung abgebrochen, wenn bei schnell anwachsenden Verformungen des Bauteils keine Last mehr durch die Belastungseinrichtung aufgebracht werden kann. Damit soll vermieden werden, dass die Versuchseinrichtungen durch schlagartiges Versagen des zu prüfenden Bauteils Schaden nehmen können.

Nach Auswertung instationärer Kriechversuche an erwärmten Stahlbauteilen definieren Ruge und Winkelmann in [RUG77] als Versagenskriterium eine kritische Dehngeschwindigkeit $\dot{\varepsilon}$ von

$$\dot{\varepsilon} = 10^{-4} \cdot \text{s}^{-1}. \quad (63)$$

Nach Durchführung umfangreicher Versuchsreihen haben Ruge und Winkelmann herausgefunden, dass die dieser Dehngeschwindigkeit zugeordnete Temperatur nur von der Stahlsorte und der Lastausnutzung abhängt und nahezu unabhängig von der Aufheizgeschwindigkeit des Bauteils ist.

Für die Bemessung von Stahlbauteilen wird in DIN 4102-4 eine kritische Temperatur als Versagenskriterium angegeben. Die kritische Temperatur ist vor allem abhängig von der Lastausnutzung des Bauteils im Kalten, also letztendlich eine spannungsabhängige Größe. Für die numerische Simulation ist die kritische Temperatur jedoch nur bedingt eine Beurteilungsgröße für das Versagen, da die Lastausnutzung eines Bauteils in einem Gesamttragwerk durch Zwängungen und Lastumlagerungen stark beeinflusst wird.

Für die numerische Simulation des Trag- und Verformungsverhaltens von Tragwerken im Brandfall ist die Definition eines modellunabhängigen Versagenskriteriums erforderlich. Die Konvergenz der numerischen Simulation ist kein Kriterium, da sie abhängig von modellbezogenen Einflussgrößen wie der Diskretisierung, verwendeter Lösungsalgorithmen und vorhandener numerischer Konvergenzhilfen ist. Als Versagenskriterium bieten sich die Ergebnisgrößen der numerischen Simulation wie Verformungen, Dehnungen und Spannungen an. Spannungen sind bei der numerischen Simulation jedoch als Versagenskriterium eher ungeeignet, wenn bei der numerischen Simulation des Gesamttragverhalten Lastumlagerungen unter Ausbildung plastischer Gelenke bei Vollplastizierung eines Querschnitts berücksichtigt werden sollen. Das Erreichen der Fließspannung in einzelnen Querschnittsfasern bzw. das Auftreten von Spannungsspitzen z. B. in Lasteinleitungsbereichen kann nicht als Kriterium definiert werden, da das entsprechende Bauteil oder Tragwerk sonst sehr stark auf der sicheren Seite liegend beurteilt würde. Verformungs- oder Dehngeschwindigkeiten sind als Versagenskriterium im Rechenmodell aufwändig zu erfassen. Außerdem müssen unmittelbar vor dem Versagen die Zeitschritte der Berechnung ausreichend klein gewählt werden, wodurch der Berechnungsaufwand erheblich vergrößert wird. Soll das Versagen des Bauteils bzw. Tragwerks hinsichtlich der Gebrauchstauglichkeit beurteilt werden, so sind die absoluten Verformungen und Dehnungen ein geeignetes Versagenskriterium.

In [BRE03] wird als Kriterium für das Versagen von Bauteilen in Tragsystemen, die ähnlich der in den Versuchen in Cardington (Anhang A) untersuchten Tragsystemen sind, eine Verformung von $l / 30$ genannt, wobei l die Spannweite des Bauteils ist. Eine Parameterstudie in [TWI02] ergab, dass bei brandlastgesteuerten Bränden die kritische Verformung ungeschützter Stahlträger bei einer Erwärmung auf etwa 700°C erreicht wurde. Twilt nennt in [TWI03] drei Versagenskriterien: Eine kritische Verformung von $l / 20$, eine plastische Dehnung von 5 % in der Bewehrung der Deckenplatten und das Erreichen der plastischen Normalkraft im Bauteilquerschnitt in der Abkühlphase des Brandes.

Mit dem in dieser Arbeit entwickelten Rechenmodell soll das Tragwerk mehrgeschossiger Gebäude in Stahlbauweise brandschutztechnisch optimiert werden (Abschnitt 5). Die Optimierung schließt auch ein, dass bei Auftreten eines Brandes das Tragwerk nur örtlich begrenzt ausfällt und angrenzende Tragwerksteile die Lastableitung übernehmen können. Die beschädigten Bauteile müssen ohne großen Aufwand ausgetauscht werden können, die Gebrauchstauglichkeit des Gesamttragwerks darf nicht gefährdet werden. Die Versagenskriterien müssen diesem Sachverhalt Rechnung tragen.

Unter Berücksichtigung der Gebrauchstauglichkeit des Tragwerks nach dem Brand muss bei der Beurteilung das Versagen von Stützen und Trägern unterschieden werden. Aus den Erfahrungen der großmaßstäblichen Versuche in Cardington ist deutlich geworden (Abschnitt 2.4.5), dass plastische Verformungen von Stützen zum Verlust der Gebrauchstauglichkeit aller oberhalb liegender Geschosse führen, wodurch die Instandsetzung des Tragwerks aufwändig und teuer wird. Träger lassen sich hingegen relativ leicht austauschen, insbesondere wenn sie gelenkig verbunden sind. Die Deckenplatten sind in der Regel nicht das kritische Tragelement, da sie aufgrund ihrer Dehnbehinderung eine sehr hohe Feuerwiderstandsfähigkeit haben.

Für die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten numerischen Simulationen brandbeanspruchter Tragwerke wird in Anlehnung an [TWI03] als Versagenskriterium eine vertikale Verformung (Durchbiegung) von $u_{\text{crit}} = l / 20$ angenommen. Bei einer größeren Durchbiegung ist die Integrität der aufliegenden Deckenplatte und somit der vertikale Raumabschluss gefährdet.

5 BRANDSCHUTZTECHNISCH OPTIMIERTES SYSTEM

5.1 Allgemeines

Bei der Ausführung von Stahl-Verbundkonstruktionen mehrgeschossiger Bürogebäude kommen häufig so genannte Bausysteme in Stahlskelettbauweise zur Anwendung. Die Träger und Stützen dieser Bausysteme sind gelenkig miteinander verbunden, um eine einfache und schnelle Montage des Systems zu gewährleisten [GOB02]. Das Stahlskelett besteht aus den Stützen, die in Haupttragrichtung mit gelenkig angeschlossenen Hauptträgern verbunden werden. In Querrichtung schließen an die Stützen und an die Hauptträger Nebenträger an, über die in Haupttragrichtung orthogonal die Decke spannt. Die Nebenträger sind mit den aus Betonfertigteilen bestehenden Deckenplatten über Kopfbolzendübel kraftschlüssig verbunden, so dass sie als Stahl-Verbundträger mit einer mitwirkenden Breite, die maximal dem Nebenträgerabstand entspricht, bemessen werden. Die Nebenträger werden gelenkig an die Stützen bzw. Hauptträger angeschlossen. Die Träger-Stützenverbindungen erfolgen über Laschenanschlüsse oder Stirnplattenverbindungen.

Bei der brandschutztechnischen Bemessung nach DIN 4102-4 werden die Stahl-Verbundträger aus dem Tragwerk gelöst isoliert betrachtet. Die bauaufsichtlichen Nachweise für die Stahl-Verbundträger basieren auf Normbrandversuchen nach ETK, die an Einzelbauteilen durchgeführt werden. Diese Bemessungspraxis kann eine große Sicherheitsreserve bergen. Bei einer risikogerechten brandschutztechnischen Bemessung, die eine realistische Brandentwicklung und das Trag- und Verformungsverhalten des im Gesamttragwerk eingebetteten Bauteils berücksichtigt, kann das vorhandene Sicherheitsniveau genauer quantifiziert werden. Grundlage muss dafür ein umfassendes probabilistisches Sicherheitskonzept wie z. B. in [DEH03] sein, welches dafür sorgt, dass das erforderliche Sicherheitsniveau der brandschutztechnischen Bemessung auch dann eingehalten wird, wenn die real zu erwartenden natürlichen Brandverläufe zugrunde gelegt werden und darüber hinaus auch die vorhandenen anlagentechnischen und abwehrenden Brandschutzmaßnahmen und ggf. eine behinderte Brandausbreitung aufgrund einer Zellenbauweise berücksichtigt werden.

In diesem Abschnitt soll anhand des in Abschnitt 4 vorgestellten Rechenmodells das Trag- und Verformungsverhalten mehrgeschossiger Gebäude in Stahlbauweise mit Hilfe numerischer Berechnungen untersucht werden. Aus den Ergebnissen der numerischen Berechnungen sollen Konstruktions- und Optimierungsvorschläge erarbeitet werden, bei deren Beachtung unter Einhaltung gewisser Randbedingungen (Abschnitt 6) in derartigen Gebäuden ungeschützte Stahlbauteile eingesetzt werden können oder zumindest die Brandschutzbekleidung reduziert werden kann. Bei Einhaltung eines quantifizierbaren Sicherheitsniveaus lassen sich somit wirtschaftliche Vorteile erzielen. Die Entwicklung von Verformungen, Spannungen und Schnittgrößen kann für die Abkühlphase aufgrund bisher nicht zur Verfügung stehender abgesicherter Materialeigenschaften nur qualitativ beurteilt werden (Abschnitt 2.2.4).

5.2 Optimierung der Träger-Stützenanschlüsse

5.2.1 Allgemeines

Für die brandschutztechnische Optimierung eines Tragsystems müssen die in Abschnitt 2 beschriebenen im Brandfall auftretenden Lastumlagerungen und Dehnbehinderungen im Tragwerk berücksichtigt werden. Dies gilt insbesondere dann, wenn Teile der Tragkonstruktion mit einer geringen Feuerwiderstandsdauer ausgeführt werden, wie z. B. ungeschützte Stahlbauteile. In ungeschütztem Stahl ausgeführte Träger haben wegen ihrer schnellen Erwärmung ein starkes Ausdehnungsbestreben. Ist eine Längsdehnung behindert, so bilden sich Zwangkräfte. Ein Teil der Zwangkräfte kann über die Deckenplatte abgetragen werden, sofern näherungsweise ein starrer Verbund vorhanden ist. Ein Großteil der Zwangkräfte muss jedoch über die Anschlüsse in die Stützen übertragen werden. Eine wesentliche Erkenntnis der großmaßstäblichen Versuche in Cardington führte zu der Bekleidung der Anschlüsse sowie der Stützen auf ihrer ganzen Länge, so dass die Anschlüsse über den gesamten Versuchszeitraum nur geringfügig erwärmt wurden und keinen Steifigkeitsverlust erlitten.

Für die Optimierung von Träger-Stützenanschlüssen unter Brandbeanspruchung werden in dieser Arbeit zwei im Stahlhochbau häufig verwendete Träger-Stützenanschlüsse untersucht (Bild 53):

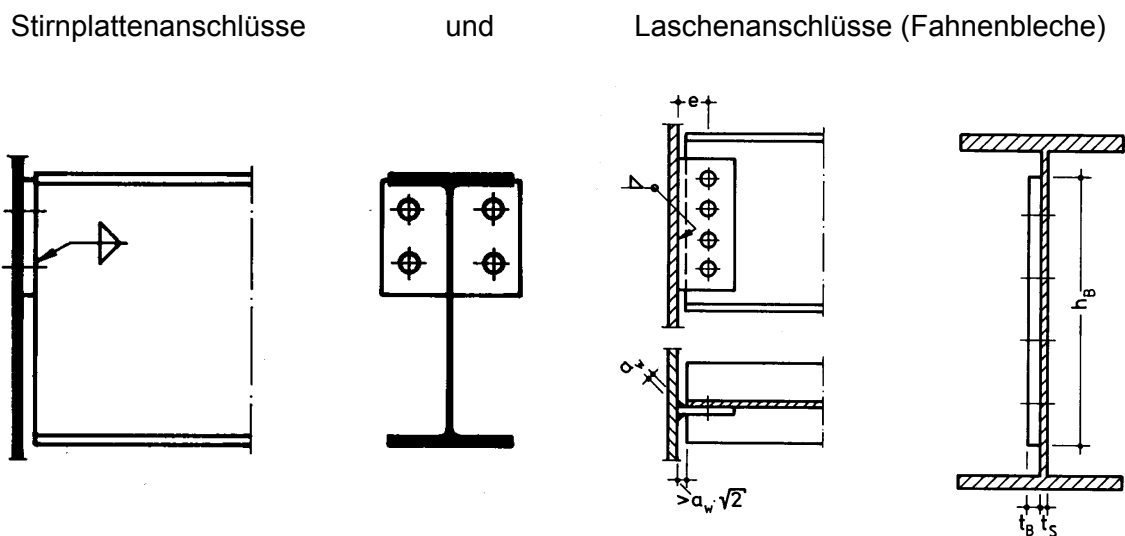


Bild 53 Häufig verwendete Träger-Stützenanschlüsse im mehrgeschossigen Stahlhochbau (aus [KAH93])

Bei der Stirnplattenverbindung wird ein Blech (Stirnplatte) an den Profilsteg geschweißt. Die Stirnplatte wird durch Schrauben mit dem Steg oder Flansch der Stütze verbunden, so dass Normalkräfte und Querkkräfte übertragen werden können. Wegen der kleinen Hebelarme innerhalb des Anschlusses können praktisch keine Momente entstehen [THI97]. Die vergleichsweise steife Stirnplattenverbindung kann die im Brandfall durch das Ausdehnungsbestreben des ungeschützten Trägers entstehenden axialen Zwangkräfte durch Kontaktpressung und Axialkräfte in den Schrauben übertragen. Ein Versagen in der Erwärmungsphase wurde bei den großmaßstäblichen Versuchen in Cardington nicht beobachtet (Anhang A und [BS98]). Erst in der Abkühlphase, in der sich hohe Zugkräfte ausbilden, kann es

zu einer Überbelastung der Schraubenzugkräfte und zum Zugbruch in der Stirnplatte kommen [BS98].

Der Vorteil der Laschenverbindung mittels eines so genannten Fahnenblechs liegt vor allem in der schnellen Montierbarkeit. Das Fahnenblech wird mit einer geringen Ausmitte an den Stützensteg bzw. –flansch geschweißt, so dass sich die Systemlinien von Träger und Stütze überschneiden. Aufgrund des geringen Widerstandsmoments der Schweißverbindung ergibt sich ein nahezu momentfreier Anschluss. Der Trägersteg wird mit Schraubenverbindungen an das Fahnenblech angeschlossen. Die Schraubenverbindungen können im Brandfall durch große Scherkräfte belastet werden, die zum Versagen der Schrauben oder zum Lochleibungsversagen führen. Bei Ausführung ungeschützter Stahlträger müssen die Anschlüsse dementsprechend ausgelegt werden. Eine mögliche Optimierung des Fahnenblechanschlusses kann durch die Anordnung so genannter Langlöcher vorgenommen werden (Bild 54). Durch die Langlochverbindung entsteht ein Normalkraftgelenk. Im Gebrauchslastfall werden die Querkräfte über Hertzsche Pressungen in das Fahnenblech übertragen. Im Brandfall verursacht die Verlängerung des Trägers eine Verschiebung der Schrauben im Langloch. Hierbei wird die Reibung der Schrauben im Langloch überwunden. In der Abkühlphase können sich die Schrauben bei Verkürzung des Trägers in entgegengesetzte Richtung verschieben und somit eine hohe Zugspannungsbelastung des Anschlusses vermeiden.

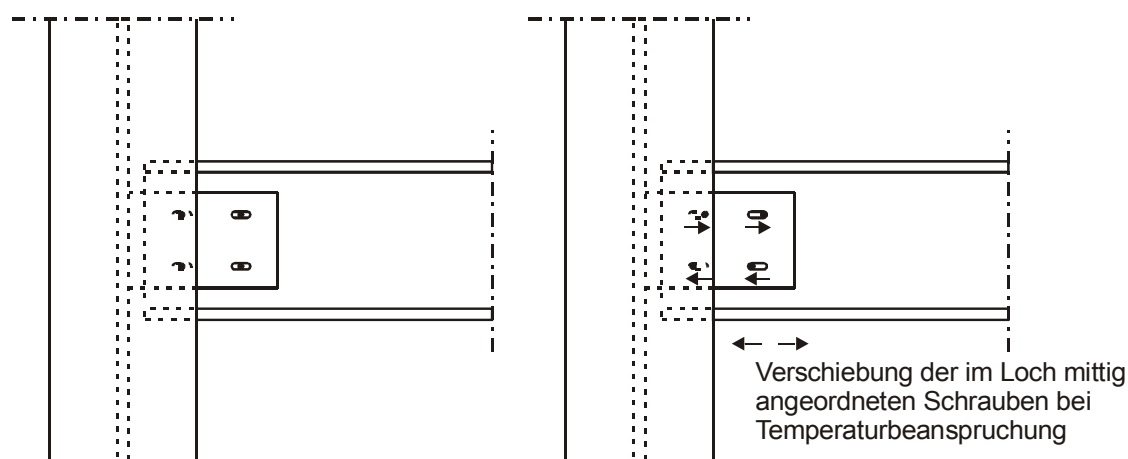


Bild 54 Anschluss durch Fahnenbleche mit Langlöchern im Kalten (links) und im Brandfall (rechts)

5.2.2 Berechnung der Anschlüsse im Brandfall

5.2.2.1 Allgemeines

Durch numerische Berechnungen, die an einem Tragwerksausschnitt ausgeführt werden, wird das Verhalten der folgenden Anschlusstypen im Brandfall untersucht:

- Stirnplattenverbindung,
- Laschenverbindung mit „Fahnenblech ohne Langlöcher“,
- Laschenverbindung mit „Fahnenblech mit Langlöchern“.

Für die numerische Simulation werden die Schraubenverbindungen durch Kopplung der entsprechenden Knoten und die Schweißnähte als starre Verbindung modelliert. Beim Stirn-

plattenanschluss werden die Knoten der Stirnplatte an den Stellen, an denen sich eine Schraube befindet, mit den Knoten der anschließenden Stütze für alle sechs Freiheitsgrade gekoppelt. Die Schraubenverbindungen des Laschenanschlusses mit „Fahnenblech ohne Langlöcher“ wird durch Kopplung der Freiheitsgrade der entsprechenden Knoten des Trägerstegs mit den Knoten des Fahnenblechs modelliert. Beim Laschenanschluss mit „Fahnenblech mit Langlöchern“ werden die Freiheitsgrade der entsprechenden Knoten in Axialrichtung nicht gekoppelt, so dass eine Verschiebung der Trägerknoten in axialer Richtung nicht auf das Fahnenblech übertragen wird und somit eine Bewegung der Schrauben in den Langlöchern simuliert werden kann. Voraussetzung hierfür ist die Überprüfung der Verformung der Trägerknoten in Axialrichtung in der Nachlaufrechnung, damit diese die Größe des Langlochs nicht überschreiten.

Im Brandfall werden die erwärmten Schrauben entsprechend der sich ausbildenden Zwangsspannungen durch Zug-, Druck- und Scherkräfte belastet. Eine Modellierung des mehraxialen Tragverhaltens der Schrauben ist infolge der unterschiedlichen temperaturabhängigen Materialeigenschaften für axiale Beanspruchung und Scherbeanspruchung zudem erschwert. Dorn hat in [DOR93] Schraubenverbindungen durch eine Kombination verschiedener Federn für Zug-, Druck- und Scherbeanspruchung mit unterschiedlichen Steifigkeiten modelliert. Für Materialeigenschaften wie Zug- und Scherfestigkeit der Schrauben liegen für den Hochtemperaturbereich jedoch wenige abgesicherten Werte vor [DOR93]. In dieser Arbeit steht die Simulation des Trag- und Verformungsverhaltens brandbeanspruchter Gesamttragwerke im Vordergrund, so dass die Modellierung der Schraubenverbindung durch Kopplung der entsprechenden Knoten eine hinreichende Näherung darstellt. Wie in den Nachrechnungen von Versuchen gezeigt (Abschnitt 4.2.3), kann mit dem verwendeten Rechenmodell das Trag- und Verformungsverhalten des Tragwerks simuliert werden.

5.2.2.2 Modell für die numerische Simulation

Für die Untersuchung des Verhaltens der Anschlüsse wird ein Tragwerksausschnitt mit drei Nebenträgern (Achse 3-5), einem Hauptträger (Achse F) und einer Stütze (Achse F/4) modelliert (Bild 55). Die I-Profile der Nebenträger in Achse 3, 4 und 5 sind mit Ausnahme der Anschlusskonstruktion ungeschützt ausgeführt. Der Hauptträger in Achse F und die Stütze sind durch Brandschutzbekleidungen vor Erwärmung geschützt. Der Nebenträger in Achse 4 mit Ausnahme der Anschlusskonstruktion sowie ein jeweils 1,50 m breiter Streifen der Deckenplatte beidseitig des Nebenträgers werden auf einer Länge von $l = 6,50$ m mit einer stetig ansteigenden Gastemperatur beansprucht (Bild 56).

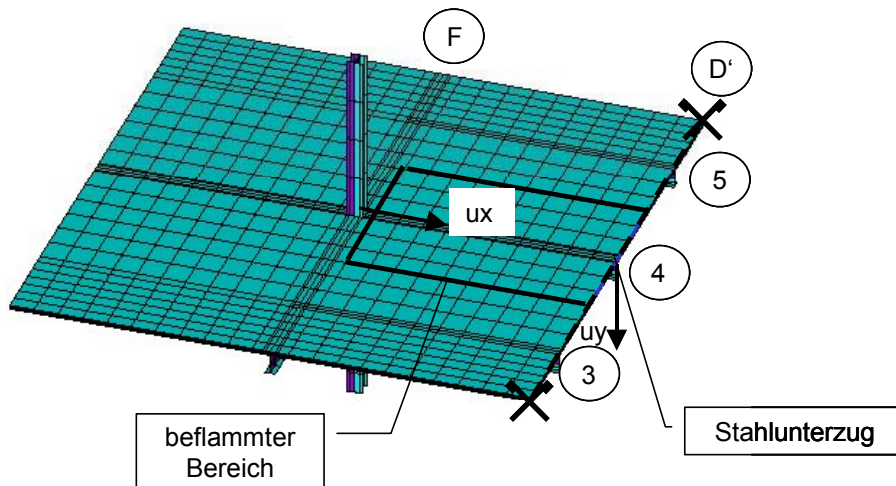


Bild 55 Modellierter Tragwerksausschnitt für die Simulation des Verhaltens der Anschlüsse im Brandfall

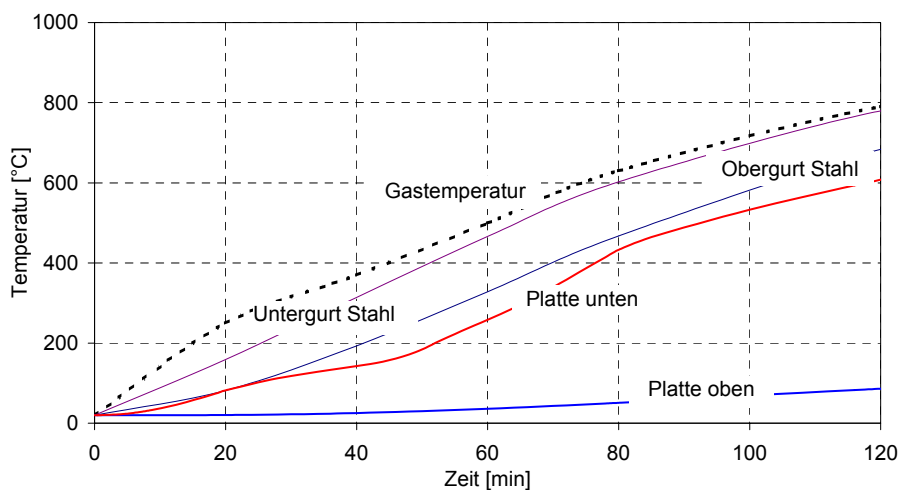


Bild 56 Temperaturzeitverlauf der Beanspruchung, des beflamten Stahlquerschnitts und der Deckenplatte des Tragwerksausschnitts

Um die Abhängigkeit des Trag- und Verformungsverhaltens des Tragwerksausschnitts von der Erwärmung der Bauteile zu verdeutlichen und von der Zeit zu entkoppeln, sind die im Folgenden dargestellten Größen wie Verformungen, Dehnungen, Spannungen und Schnittkräfte über der Temperatur des Nebenträgeruntergurts in Achse 4 dargestellt. Somit kann die unmittelbare Auswirkung der Erwärmung des Nebenträgers verdeutlicht werden.

5.2.2.3 Verformungen

In Bild 57 (links) wird die Entwicklung der vertikalen Verformung des Nebenträgeruntergurts (Achse 4) in Feldmitte (Achse D') für die drei untersuchten Anschlusstypen gezeigt. Die Vertikalverformung wächst kontinuierlich mit zunehmender Erwärmung an, wobei die Verformung beim Anschlusstyp „Fahnenblech mit Langlöcher“ (Fahnenb. m. L.) am größten und beim Anschlusstyp „Fahnenblech ohne Langlöcher“ (Fahnenb. o. L.) am geringsten ist. Ab

ca. 200°C wird die Differenz der Vertikalverformung zwischen „Stirnplatte“ und „Fahnenblech ohne Langlöcher“ immer größer. Bei einer Temperatur von über 650°C steigt die Vertikalverformung nach Erreichen der Fließgrenze in Feldmitte stärker an.

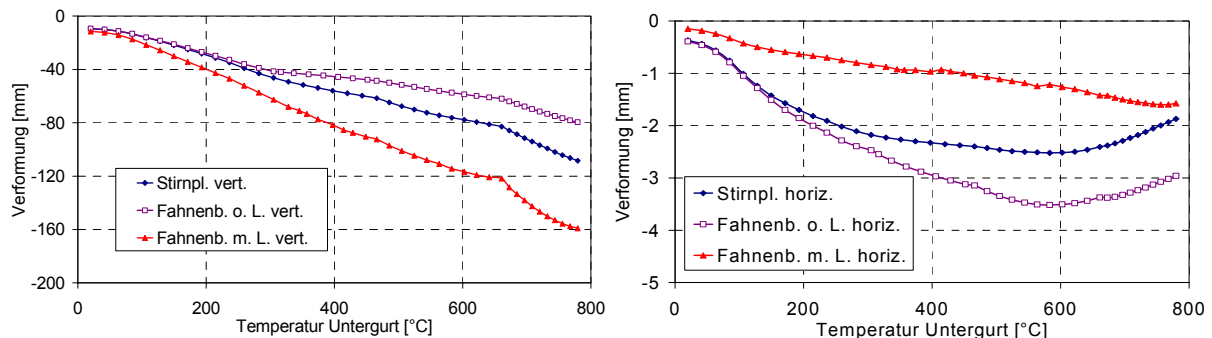


Bild 57 Vertikale Verformung des Nebenträgers in Feldmitte (links) und horizontale Verformung der Stütze im Anschlussbereich (rechts) für verschiedene Anschlussarten

Die Horizontalverformung u_x der Stütze in Höhe der Nebenträgerachse steigt mit zunehmender Temperatur des Nebenträgeruntergurts an (Bild 57 rechts). Beim Anschlussstyp „Fahnenblech mit Langlöchern“ ist die Horizontalverformung am geringsten, da sich der erwärmte Nebenträger in der Langlochverbindung frei ausdehnen kann und nur durch die Deckenplatte axiale Normalkräfte übertragen werden. Beim Anschlussstyp „Fahnenblech ohne Langlöcher“ ist die Horizontalverformung am größten. Ab ca. 200°C wird die Differenz der Horizontalverformung zwischen „Stirnplatte“ und „Fahnenblech ohne Langlöcher“ immer größer. Ab einer Nebenträger-Temperatur von ca. 600°C geht die Horizontalverformung bei diesen beiden Anschlussarten, bedingt durch den großen Zuwachs der Vertikalverformung, zurück.

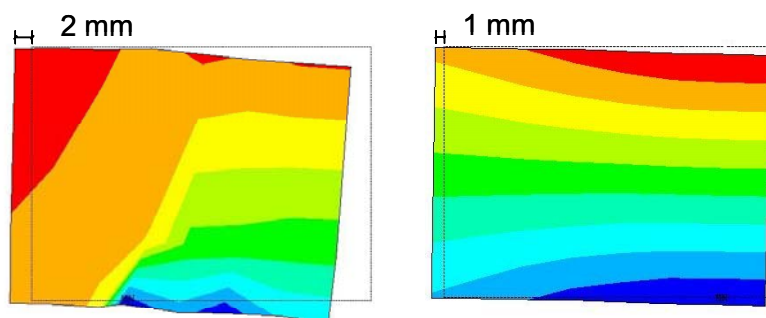


Bild 58 Verformung des Fahnenblechs ohne Langlöcher (links) und mit Langlöchern (rechts) nach 90 Minuten (Temperatur Nebenträgeruntergurt 660°C)

Beim Anschlussstyp „Fahnenblech mit Langlöchern“ können sich die Schrauben nach Überwindung der durch die Vorspannung aufgebrachten Reibungskräfte in Längsrichtung frei bewegen. Durch die zunehmende Mittendurchbiegung des Trägers verformt sich das Fahnenblech (Bild 58). Dadurch werden die Schrauben der unteren Reihe nach außen verschoben, die der oberen Reihe nach innen (Bild 54), so dass sich, ähnlich wie bei einer gelenkigen Verbindung, eine höhere Vertikalverformung des Nebenträgers einstellen kann.

Durch den geringen Hebelarm der Schrauben des Stirnplattenanschlusses (Bild 53) kann nur ein geringes Moment aufgenommen werden. Bei Raumtemperatur (20°C) unterscheiden sich

die Momente bei allen drei Anschlussstypen kaum (Bild 61). Der Abstand der Trägersauflagerung durch die Schrauben ist beim Laschenanschluss mit Fahnenblech geringer als bei direkt an den Stützensteg erfolgenden Stirnplattenanschluss. Infolge der etwas größeren statischen Länge l_a kommt es beim Anschlussstyp „Stirnplatte“ zu etwas größeren Durchbiegungen als beim Anschlussstyp „Fahnenblech ohne Langlöcher“ (Bild 59).

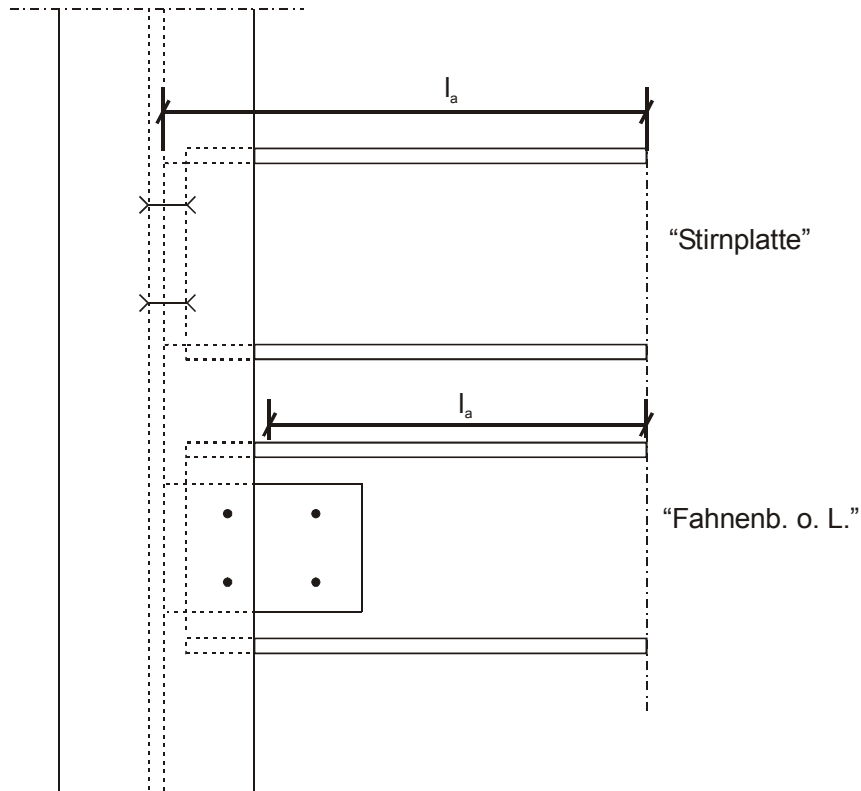


Bild 59 Statische Länge von Trägern mit unterschiedlichen Träger-Stützenanschlüssen

5.2.2.4 Schnittgrößen und Spannungen

Durch die Erwärmung des Nebenträgers und der aufliegenden Deckenplatte bilden sich, verursacht durch die Dehnbehinderung, Zwangsschnittgrößen aus. In Bild 60 wird die Entwicklung der Normalkraft in Feldmitte für die drei untersuchten Anschlussstypen dargestellt. Qualitativ verläuft die Normalkraft in allen drei Fällen gleich. Bei einer Temperatur des Nebenträgeruntergurts von ca. 450°C erreicht sie ihr Maximum. Durch die hohe Zwangsspannung beginnt der Stahl zu plastizieren, mit steigender Erwärmung und fortschreitendem Verlust von Festigkeit und Steifigkeit plastiziert der gesamte Stahlquerschnitt, so dass zunächst das Zwangsmoment und nach vollständiger Plastizierung des Querschnitts die Zwangskraft abfällt und die Verformung ansteigt (Anhang C). Beim Anschlussstyp „Fahnenblech mit Langlöcher“ ist die Normalkraft aufgrund der freien Längsverformbarkeit der Schrauben im Anschluss am geringsten. Durch die aufliegende Deckenplatte baut sich im Träger eine axiale Zwangskraft auf. Bei den Anschlussstypen „Stirnplatte“ und „Fahnenblech ohne Langlöcher“ weichen die Normalkraftverläufe aufgrund des steifen Anschlusses nur wenig voneinander ab (Bild 60).

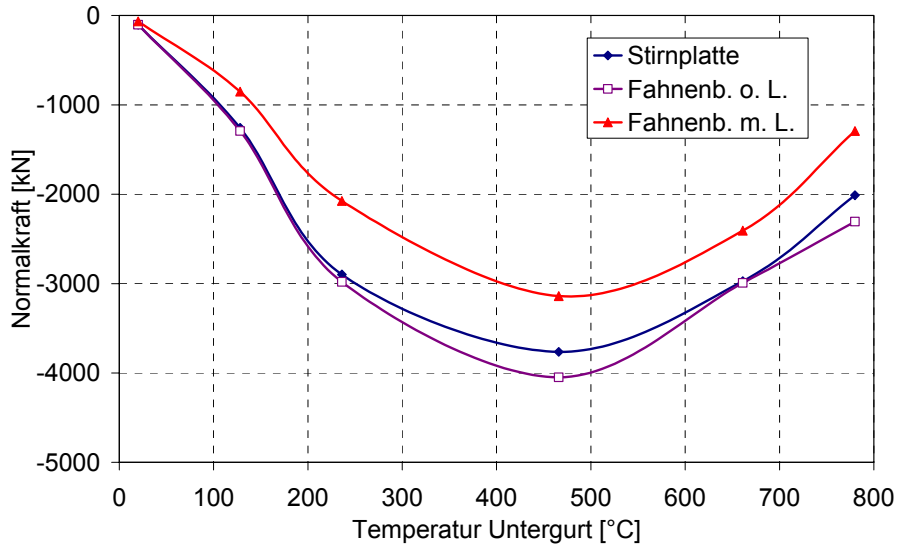


Bild 60 Normalkräfte in Feldmitte bei unterschiedlicher Ausbildung des Träger-Stützenanschlusses

Das positive Feldmoment wird mit zunehmender Erwärmung des Trägers durch das sich ausbildende Zwangsmoment abgebaut. Bei einer Temperatur am Nebenträgeruntergurt von ca. 100°C überwiegt das Zwangsmoment das Moment aus Gebrauchslast, so dass das Feldmoment negativ wird. Mit fortschreitender Erwärmung fällt das negative Feldmoment, bis bei ca. 450°C am Nebenträgeruntergurt das Minimum erreicht wird, und steigt im Folgenden wieder an. Bei allen drei Anschlusstypen ist der Momentverlauf qualitativ gleich. Infolge der geringeren axialen Zwangskraft beim Anschlusstyp „Fahnenblech mit Langlöcher“ bildet sich ein geringeres Zwangsmoment als bei den anderen Anschlusstypen aus, deren Momentverlauf nahezu identisch ist (Bild 61).

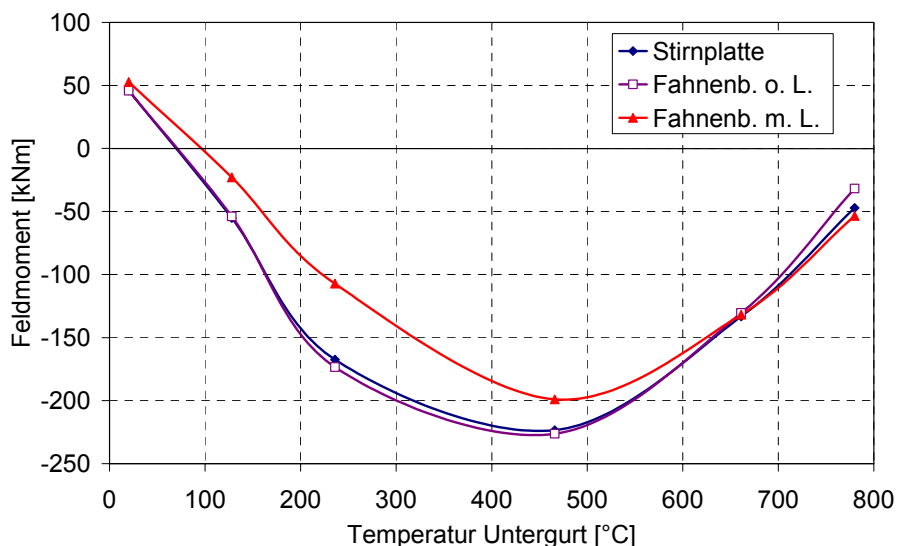


Bild 61 Feldmomente bei unterschiedlicher Ausbildung des Träger-Stützenanschlusses

Die unterschiedliche Lastabtragung der Anschlüsse „Fahnenblech mit Langlöcher“ und „Fahnenblech ohne Langlöcher“ wird anhand Bild 62 deutlich. Im „Fahnenblech mit Langlöcher“ werden aufgrund der freien Verformbarkeit der Schrauben keine Normalkräfte übertragen,

durch das sich mit zunehmender Erwärmung bildende Zwangmoment steigt das negative Moment im Querschnitt des Fahnenblechs unmittelbar vor dem Stützenanschluss an. Im „Fahnenblech ohne Langlöcher“ wird das negative Stützmoment bei Erwärmung des Nebenträgeruntergurts auf ca. 200°C abgebaut. In der Folgezeit zentriert sich die axiale Druckkraft im Fahnenblech, so dass im Querschnitt des Fahnenblechs unmittelbar vor dem Stützenanschluss das Moment nahezu gleich Null ist.

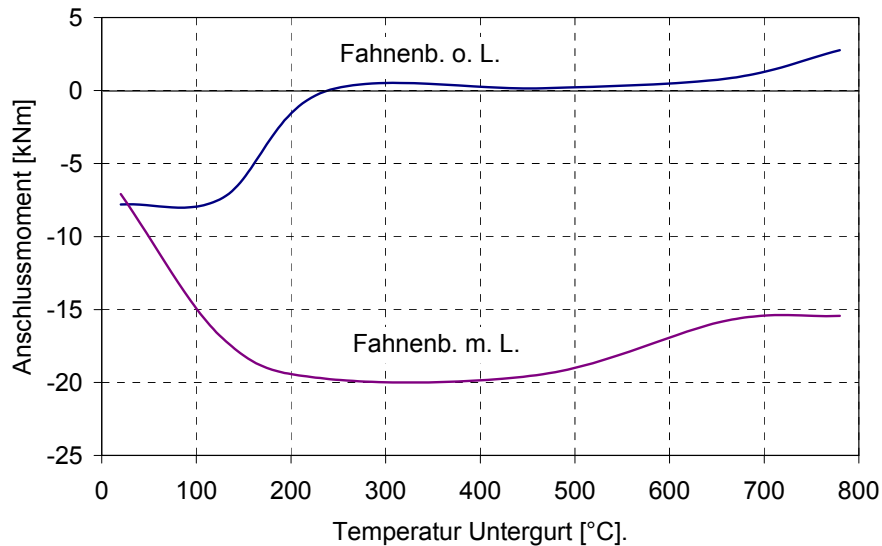


Bild 62 Momente im Anschluss Fahnenblech/Stützensteg bei Ausbildung mit und ohne Langlöcher

Die axialen Druckkräfte müssen beim Anschlussstyp „Fahnenblech mit Langlöcher“ vollständig über die Deckenplatte übertragen werden. Dadurch steigt die negative Spannung in der Bewehrung und am unteren Querschnittsrand der Deckenplatte im Stützbereich unmittelbar über dem Anschluss schneller an als bei den anderen Anschlussstypen (Bild 63). Aufgrund des kleineren Zwangmoments sind die Zugspannungen in der Deckenplatte beim Anschlussstyp „Fahnenblech mit Langlöcher“ geringer als bei den anderen Anschlussstypen (Bild 61). Bei den Anschlussstypen „Fahnenblech ohne Langlöcher“ und „Stirnplatte“ unterscheiden sich die Spannungsverläufe in der Bewehrung und im Beton der Deckenplatte nur wenig. Auffällig ist die hohe Zugbeanspruchung des Betons am oberen Querschnittsrand, welche durch die Bildung des großen negativen Zwangmoments verursacht wird (Bild 61).

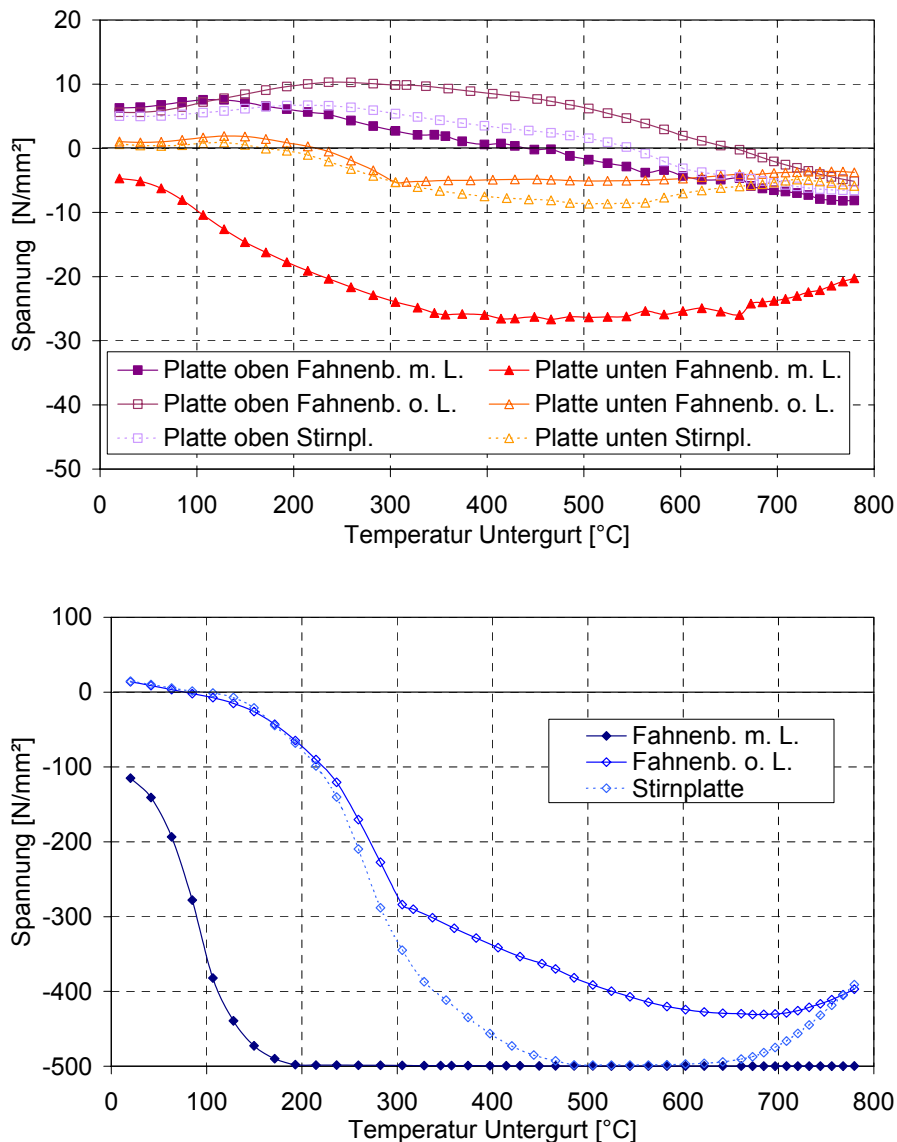


Bild 63 Spannungen im Beton (oben) und in der Bewehrung (unten) im Stützbereich

5.2.2.5 Bewertung des Trag- und Verformungsverhaltens der Anschlüsse im Brandfall

Die in Abschnitt 5.2.1 angedeuteten Vorteile des Anschlusses „Fahnenblech mit Langlöcher“ werden durch die Ergebnisse der numerischen Berechnungen bestätigt. Dieser Anschluss bietet im Brandfall den Vorteil, dass die sich aufgrund des Ausdehnungsbestrebens des Trägers ausbildenden axialen Zwangkräfte und Längsverformungen im Vergleich zu anderen Anschlusstypen reduziert werden. Der auf benachbarte Bauteile ausgeübte Zwang wird vermindert. Das Fahnenblech wird durch die freie Verformbarkeit der Schrauben in den Langlöchern nicht durch Normalkräfte belastet, die zum Beulen des Blechs führen können. Dadurch verringert sich auch das Zwangmoment. Die Durchbiegung wächst wegen der freien Verformbarkeit der Schrauben, die sich in der unteren Reihe nach außen und in der oberen Reihe nach innen verschieben, stärker als bei anderen Anschlusstypen an. Bei Trägern, die an Außenstützen anschließen und deren seitliche Dehnbehinderung somit gering

ist, muss die Horizontalverformung kontrolliert werden, damit die Langlöcher ausreichend groß bemessen sind, um die freie Längsverschiebung der Schrauben zu gewährleisten.

Beim Laschenanschluss mit „Fahnenblech ohne Langlöcher“ und dem Stirnplattenanschluss ergeben sich im Brandfall keine großen Unterschiede bei der Kraftübertragung in angrenzende Bauteile sowie bei der Verformung. Die axialen Zwangkräfte und Zwangmomente bilden sich aufgrund des steiferen Anschlusses höher als beim Anschlusstyp „Fahnenblech mit Langlöchern“ aus. Infolge der hohen Druck-Normalkraft kann die Ausführung des Anschlusses „Fahnenblech ohne Langlöcher“ unwirtschaftlich werden, wenn der Blechquerschnitt verstärkt werden muss, um Beulversagen zu verhindern. Zudem werden die Schrauben durch extrem hohe Scherkräfte belastet. Die Durchbiegung des Trägers ist bei beiden Anschlusstypen geringer als beim „Fahnenblech mit Langlöchern“. Beim Stirnplattenanschluss ist die horizontale Verformung in Axialrichtung kleiner als beim „Fahnenblech ohne Langlöcher“.

In der Abkühlphase des Brandes werden die Träger aufgrund irreversibler plastischer Verformungen, die zu großen bleibenden Durchbiegungen führen, verkürzt, wodurch sich hohe Zugkräfte ausbilden. Diese Zugkräfte können einen Zugbruch der Anschlussbleche zur Folge haben [BS98]. Ein Teil der Auflagerkräfte kann durch Lastumlagerung über die Deckenplatte abgeleitet werden. Bei ausgeklinkten Trägern von Nebenträger-Hauptträgeranschlüssen kann sich der Nebenträgeruntergurt auf den Hauptträgeruntergurt stützen [NEW00]. Sollten die Schrauben versagen, kann sich der Nebenträgerobergurt bei Laschenanschlüssen auf das Laschenblech stützen, so dass die vertikale Durchbiegung des Trägers begrenzt wird.

Die Ergebnisse der numerischen Berechnungen zeigen, dass die Verbindung „Fahnenblech mit Langlöcher“ im Brandfall die günstigsten Eigenschaften aufweist, weil Zwangsschnittgrößen und Horizontalverformungen reduziert werden. Bei der Montage des Tragsystems ist die horizontale Verschieblichkeit der statisch als Normalkraftgelenk wirkenden Langlöcher zu beachten, im Bauzustand können daher Abspannungen erforderlich sein.

5.3 Trag- und Verformungsverhalten des Gesamttragwerks

5.3.1 Randbedingungen

5.3.1.1 Tragwerk

Das mit dem Rechenmodell untersuchte Tragwerk wird in dieser Arbeit unter Berücksichtigung der konstruktiven Ausbildung praxisgerechter Bausysteme mehrgeschossiger Gebäude in Stahlbauweise modelliert. Bild 64 zeigt das aus Stützen, Haupt- und Nebenträgern bestehende Stahlskelett des für die numerische Simulation untersuchten Tragwerksausschnitts. Die Lage des Koordinatenursprungs befindet sich im Schnittpunkt der Achsen C und 4 (Bild 65). In vertikaler Richtung nach oben verläuft die positive y-Richtung. In Achse 7 ist der betrachtete Tragwerksausschnitt durch eine raumabschließende Trennwand von dem restlichen Gebäudeteil abgegrenzt. Die Steifigkeit des anschließenden Tragwerks wird durch Festhaltungen der entsprechenden Freiheitsgrade in Achse 7 modelliert. Über den in den Zahlenachsen in Abständen von 2,50 m verlaufenden Nebenträgern spannt die Deckenplatte, die aus Stahlbetonfertigteilelementen besteht und kraftschlüssig mit den Stahlprofilen verbunden wird, so dass die Nebenträger in der Kalt-Statik als Stahl-Verbundeinfeldträger mit einer mitwirkenden Breite maximal gleich dem Nebenträgerabstand bemessen werden.

Die Stahlprofile der Nebenträger bestehen aus IPE 220 – Profilen in S 355. Die Deckenplatten haben eine Querschnittshöhe von 12 cm und können in die Betonfestigkeitsklasse C30/37 eingeordnet werden. Die Bewehrung der Deckenplatten besteht aus einer Mattenbewehrung R377 BSt 500 M mit einem Achsabstand zur Deckenunterkante von 20 mm. Parallel zur Deckenspannrichtung verlaufen in den Achsen C und F Hauptträger (IPE 300 in S 355), die in den Achsen 1, 4 und 7 an die Innenstützen (HEB 260 in S 355) anschließen. Die Nebenträger werden in den Achsen 1, 4 und 7 direkt mit den Innenstützen verbunden. In den Achsen 2, 3 sowie 5 und 6 schließen sie an die Hauptträger an. In den außen liegenden Achsen A und H werden die Lasten der Nebenträger von den Außenstützen (HEB 140 in S 355) aufgenommen. Das Tragwerk ist durch Verbände und einen im angrenzenden Gebäudeteil liegenden Treppenhaukern ausgesteift.

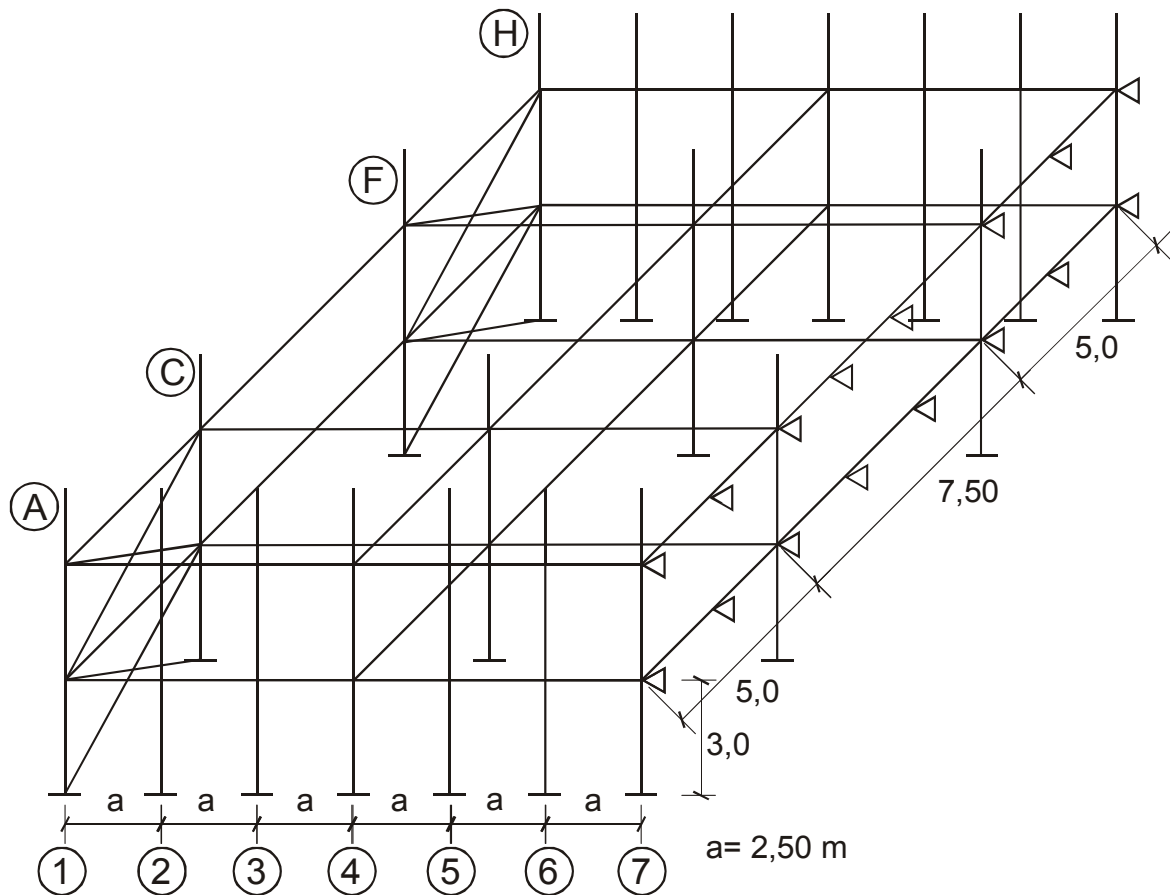


Bild 64 Statisches System (Träger und Stützen ohne Deckenplatte)

Entsprechend der Erfahrungen aus den großmaßstäblichen Versuchen in Cardington werden sämtliche Stützen, Hauptträger und die Nebenträger in Achse 1 (Randträger) für eine Feuerwiderstandsdauer von 60 Minuten bekleidet. Alle anderen Nebenträger werden ungeschützt ausgeführt. Die Anschlüsse der Nebenträger an die Stützen werden durch Laschenanschlüsse mittels „Fahnenblech mit Langlöcher“ (Abschnitt 5.2) ausgeführt. Die Hauptträger sind über Stirnplattenverbindungen an die Stützen angeschlossen. Durch eine Bekleidung der Anschlüsse werden diese vor übermäßiger Erwärmung und damit einhergehendem Steifigkeitsverlust geschützt.

5.3.1.2 Modellierung

Für die numerische Simulation des Trag- und Verformungsverhaltens des Gesamttragwerks mit ANSYS [ANS7.1] wird das in Abschnitt 4 vorgestellte Rechenmodell verwendet. Mit dem Rechenmodell wird das Tragwerk des Stockwerks abgebildet, in dem der Brand ausbricht. Die mechanische Belastung der Deckenplatten beträgt $7,5 \text{ kN/m}^2$. Hierbei ist die für die brandschutztechnische Bemessung entsprechend [EC3-1-2] bzw. [EC4-1-2] zulässige Abminderung der Einwirkungen in Abhängigkeit des Verhältnisses der größten veränderlichen Einwirkung zu den ständigen Einwirkungen bereits berücksichtigt. Das für die Simulation mit [ANS7.1] erstellte geometrische Modell kann für alle im Rahmen dieser Arbeit untersuchten Brandszenarien verwendet werden. Um lokale Effekte an unterschiedlichen Orten abbilden zu können, wird eine einheitliche Diskretisierung vorgenommen, die nur im Bereich der Anschlüsse verfeinert wird. Die Rechenzeiten betragen in Abhängigkeit der untersuchten Brandszenarien (Abschnitt 5.3.1.3) bis zu 60 Stunden.

Die Deckenplatte des Stockwerks wird mit Verbund-Volumenelementen (Abschnitt 4.1.5.3) modelliert. Das Längen-/Breitenverhältnis der Elemente beträgt zwischen 0,8 und 1,2. Im Verhältnis Elementlänge zur -dicke wird in der Regel 1:12 nicht überschritten. Das von [ANS7.1] in Abhängigkeit von Elementtyp und Geometrie limitierte maximale Seitenverhältnis beträgt bei dem Verbund-Volumenelement 1:20. Die die Deckenplatte stützenden Haupt- und Nebenträger werden durch Schalen-Elemente (Abschnitt 4.1.5.3) abgebildet, bei denen das Verhältnis der Elementkanten 1:15 nicht übersteigt. Die Schraubenverbindungen der Anschlüsse werden über Kopplung der entsprechenden Knoten von Träger und Verbindungsblech modelliert (Abschnitt 5.2.2.1). Sowohl die Schweißnahtverbindungen als auch die Verdübelung zwischen den Betonelementen der Deckenplatte und den Stahlelementen der Träger wird durch eine Kopplung der Knoten abgebildet (Abschnitt 4.1.5.3). Für die durch Schalenelemente modellierten Stützen wird eine Vorverdrehung von $\varphi_0 = 1/200$ auf der Stockwerkslänge angenommen. Am Fußpunkt werden die Verschiebungen in alle drei Koordinatenrichtungen behindert. Die aus der Belastung des darüber liegenden Stockwerks resultierenden Lasten werden am Stützenkopf zentrisch aufgebracht. Die für die numerische Simulation mit ANSYS verwendeten thermischen und mechanischen Materialeigenschaften der Baustoffe sind in den Abschnitten 2.2 und 4.1.5 beschrieben.

5.3.1.3 Untersuchte Brandszenarien

Durch numerische Simulation von insgesamt sechs unterschiedlichen Brandszenarien (Bild 65) soll hier das Trag- und Verformungsverhalten des Gesamttragwerks im Brandfall systematisch untersucht werden:

- Szenario 1 Beflammter Nebenträger,
- Szenario 2 Realbrand im Außenfeld,
- Szenario 3 Realbrand im Eckfeld,
- Szenario 4 Realbrand im Innenfeld,
- Szenario 5 Realbrand mit sukzessiver Brandausbreitung in Achse 1/A-C bis 7/A-C,
- Szenario 6 Vollbrand (ETK) in der gesamten Nutzungseinheit (Achsen 1-7, A-H).

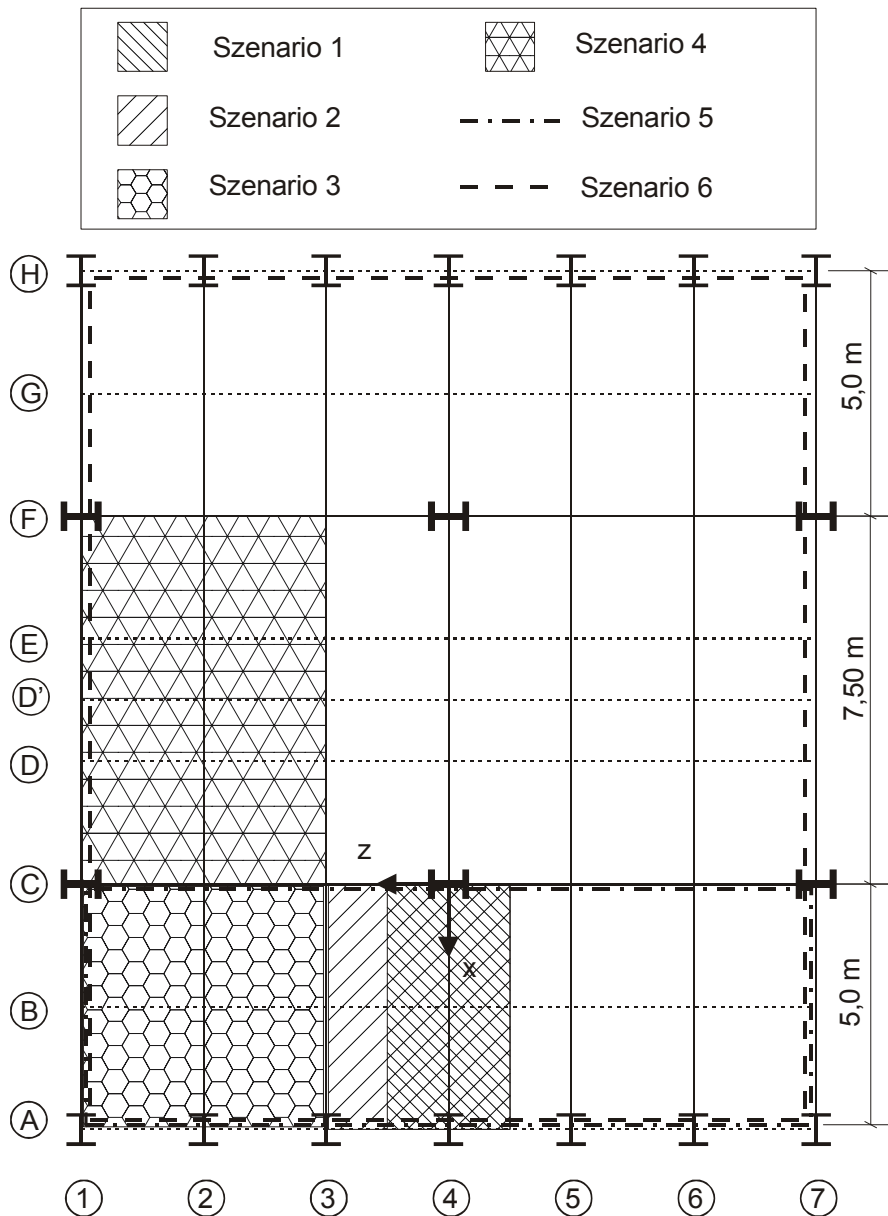


Bild 65 Positionsplan und Brandszenarien

Anhand des Szenarios 1, bei dem nur ein Nebenträger und die aufliegende Deckenplatte beflammt werden, sollen die prinzipiellen Mechanismen wie Ausbildung von Zwangschnittgrößen im Gesamttragwerk, Verformungen sowie Lastumlagerungen durch die Deckenplatte studiert werden. Um Wiederholungen zu vermeiden, werden für die folgenden Szenarien nur die wesentlichen Ergebnisse der numerischen Berechnungen dargestellt und erläutert. Mit den Szenarien 2 – 4 werden jeweils auf einen Büroraum beschränkte Realbrände untersucht. Hierbei wird der Einfluss der unterschiedliche Lage des Brandraums im Tragwerk und damit auch der Steifigkeit des umgebenden Tragwerks berücksichtigt. Das Szenario 5 repräsentiert eine realistische Brandentwicklung in einem Büro in Zellenbauweise, bei der sich der Brand sukzessive von Bürozone zu Bürozone ausbreitet, durch die in F 30-Qualität ausgeführte Trennwand zum Flur aber zwischen den Achsen A und C beschränkt bleibt. Mit Szenario 6 soll abschließend die Auswirkung eines Vollbrandes in der gesamten Nutzungseinheit untersucht werden. Bei allen Szenarien wird davon ausgegangen, dass der Brand auf

das Geschoss begrenzt und der vertikale Raumabschluss gewährleistet bleibt, welcher mit dem Versagenskriterium der maximalen Durchbiegung von $u_{crit} = l / 20$ (Abschnitt 4.3) überprüft wird. Der Raumabschluss in horizontaler Richtung zur angrenzenden Nutzungseinheit bzw. zu Fluren oder angrenzenden Büroräumen wird durch raumabschließende Trennwände mit einer Feuerwiderstandsdauer gemäß den Anforderungen in [MBO2002] sichergestellt. Eine Gefährdung der Raumabschlusswirkung infolge Verformungen angrenzender Bauteile muss vermieden werden. Über raumabschließende Wände zu Rettungswegen und angrenzenden Nutzungseinheiten dürfen keine unbedeckten Träger geführt werden. Bei Trennwänden zwischen Büroräumen kann die Durchführung z. B. kastenförmig mit Gipskartonplatten (GKF / GKB) bekleidet ausgebildet werden und die Hohlräume mit Mineralwolle verstopft werden, so dass einerseits eine isolierende Wirkung erzielt und andererseits eine Verformbarkeit des durchlaufenden Trägers gewährleistet wird, ohne dass die Trennwand beschädigt wird.

5.3.2 Szenario 1 - Beflammter Nebenträger

5.3.2.1 Allgemeines

Am Beispiel eines beflamnten Nebenträgers (Szenario 1) sollen das Trag- und Verformungsverhalten des Gesamttragwerks, die Ausbildung von Zwangsspannungen und die Lastumlagerungen auf angrenzende Bauteile untersucht werden. Um die prinzipiellen Mechanismen nachvollziehen zu können, wird ein einzelner Nebenträger in Achse 4 im Außenfeld zwischen Achse A und C inklusive der mitwirkenden Breite der Deckenplatte mit einer Erwärmungsgeschwindigkeit zwischen 2 K/min bis 12 K/min beflammt (Bild 65).

Bild 66 zeigt den Temperaturzeitverlauf der Beanspruchung (Gastemperatur) sowie des erwärmten Stahlquerschnitts und der umgebenden Deckenplatte. Die Temperaturen im Stahl steigen auf bis zu 900°C an, an der brandabgekehrten Seite der Deckenplatte herrschen im Maximum 140°C.

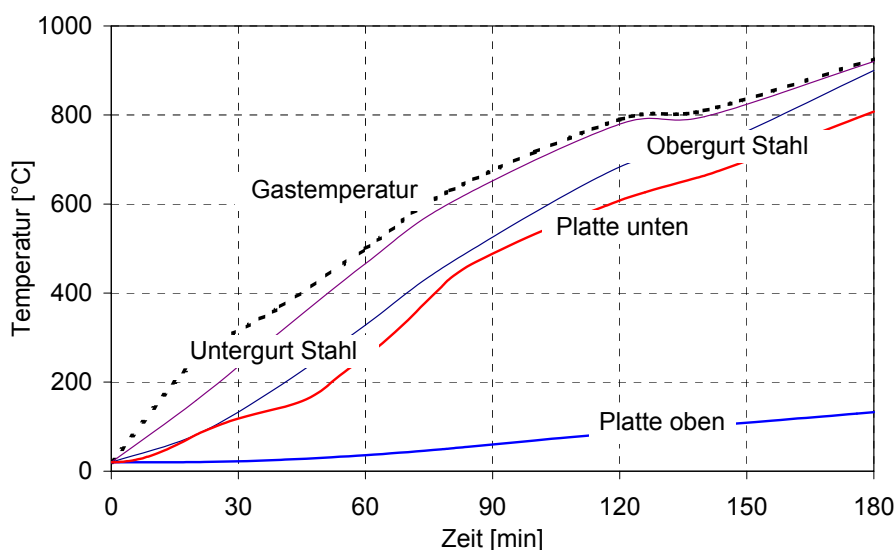


Bild 66 Temperaturzeitverlauf der Beanspruchung, des beflamnten Stahlquerschnitts und der Platte (Szenario 1 - Beflammter Nebenträger)

5.3.2.2 Verformungen

In Bild 67 ist für den beflamnten Nebenträger in Achse 4/A-C und die benachbarten Nebenträger in Achse 3/A-C und 5/A-C sowie Achse 1/A-C, 2/A-C und 4/C-F der Verlauf der vertikalen Verformung in Feldmitte dargestellt. Die Vertikalverformung des beflamnten Nebenträgers in Achse 4/A-C ist bei Raumtemperatur aufgrund des steiferen Anschlusses an der Innenstütze im Vergleich zu dem an den Hauptträger anschließenden Nebenträger in Achse 3/A-C geringer (Bild 64). Durch die Erwärmung nimmt die Vertikalverformung stetig zu, sie beträgt nach 180 Minuten bei einer Temperatur von 900°C am Stahluntergurt ca. 80 mm. Durch Lastumlagerungen über die Deckenplatte gibt der im Gesamttragwerk eingebettete beflamnte Nebenträger einen Teil seiner Belastung an die angrenzenden Nebenträger ab. Dadurch verdoppelt sich annähernd die Vertikalverformung der benachbarten Nebenträger in Achse 3/A-C und 5/A-C. Sie beträgt nach 180 Minuten jedoch nicht mehr als 15 mm, da sie durch rückwirkende Zugkräfte begrenzt wird.

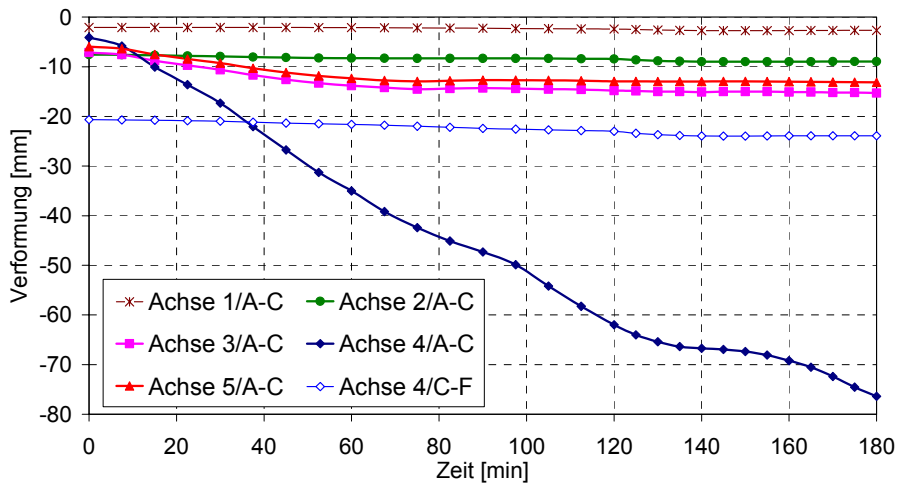


Bild 67 Vertikale Verformung der Nebenträger in Achse 1-5/A-C und 4/C-F in Feldmitte (Szenario 1- Beflammter Nebenträger)

Die Durchbiegung des weiter entfernt liegenden Nebenträgers in Achse 2/A-C, des Randträgers 1/A-C und des Nebenträgers im angrenzenden Innenfeld in Achse 4/C-F wächst nur geringfügig an.

In Bild 68 werden die horizontalen Verformungen in x-Richtung der Stützen in Achse A und C gezeigt. Der erwärmte Nebenträger in Achse 4/A-C dehnt sich aufgrund der erheblich geringeren Dehnbehinderung durch die Außenstütze sehr viel stärker in positiver x-Richtung nach außen aus. Die horizontale Verformung der Innenstütze 4/C bleibt über den gesamten Erwärmungszeitraum gering, sie ist aufgrund der Längung des Nebenträgers bis zur 120. Minute in negative x-Richtung gerichtet. In der Folgezeit stagniert die Verformung, der Nebenträger in Achse 4 dehnt sich nun einseitig in positiver x-Richtung aus. Die horizontalen Verformungen der Stützen in den benachbarten Achsen 1/A-C bis 3/A-C sind vergleichsweise gering. Tendenziell verformen sich die Stützen des direkt neben dem beflamnten Bereich liegenden Nebenträgers in Achse 3 in positiver x-Richtung, wohingegen sich die Stützen der Nebenträger in Achse 1 und 2 in negativer x-Richtung verformen. Nach 140 Minuten stagnieren die Horizontalverformungen in Nebenträgeraxialrichtung bzw. gehen zurück, da die

Vertikalverformungen stärker zunehmen und durch die vermehrte Durchbiegung die horizontalen Verformungen verkürzt werden (Bild 68).

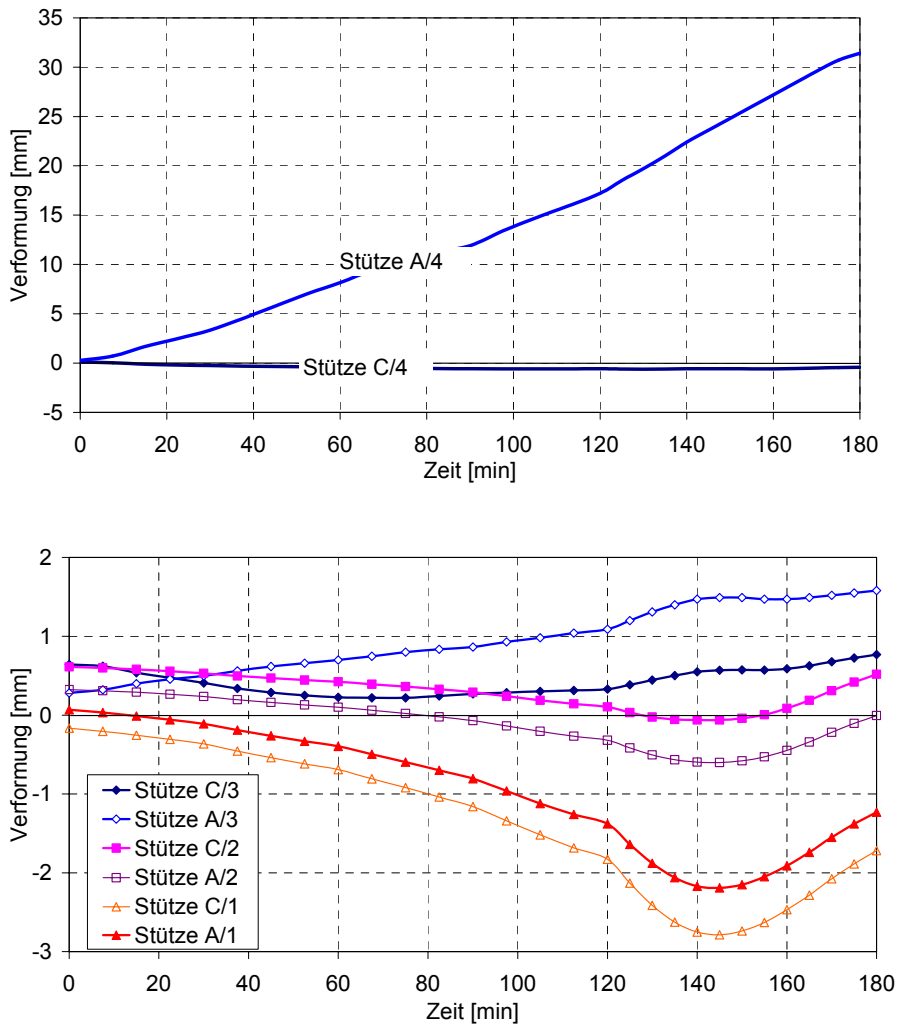


Bild 68 Horizontale Verformung in x-Richtung der Stützen in Achse 4 (oben) und 1-3 (unten) (Szenario 1 - Beflammter Nebenträger)

Mit zunehmender Erwärmung stellt sich eine wachsende horizontale Verformung in z-Richtung ein, die bei dem Nebenträger in Achse 3/A-C wesentlich größer als bei den Nebenträgern in Achse 4/A-C und 5/A-C ist (Bild 69). Die Verformung lässt sich dadurch erklären, dass in positiver z-Richtung in Achse 1 (Gebäuderand) eine vergleichsweise geringe Dehnbehinderung herrscht, wohingegen in negativer z-Richtung in Achse 7 die Ausdehnung durch angrenzende Gebäudeteile fast vollständig behindert wird. Die seitliche Verformung geht ab der 140. Minute wieder zurück, da sich mit zunehmender Erwärmung die Deckenplatte immer stärker durchbiegt (Bild 70).

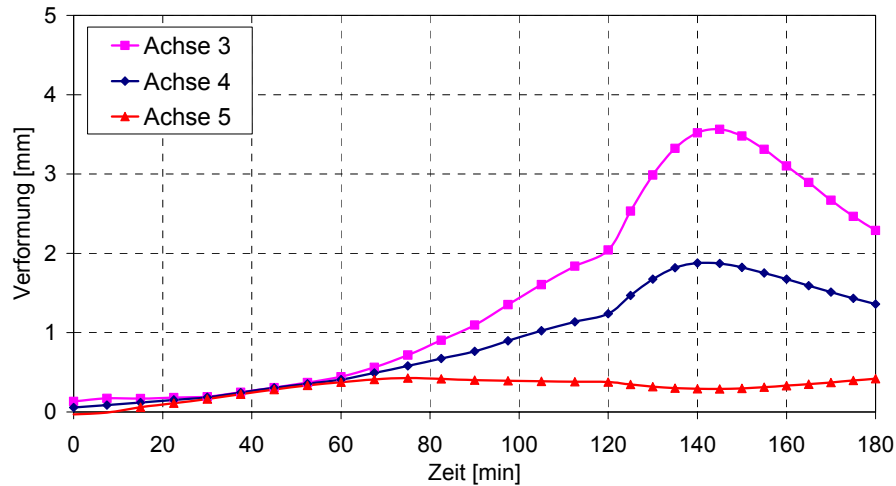


Bild 69 Horizontale Verformung in z-Richtung der Nebenträger in Achse 3-5 in Feldmitte (Szenario 1 - Beflammter Nebenträger)

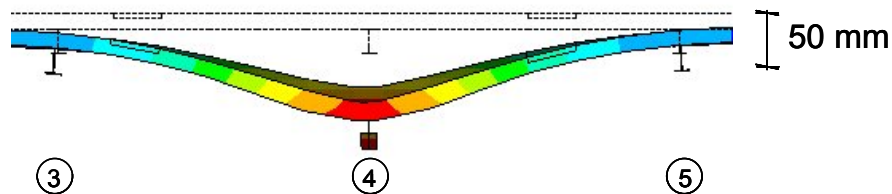


Bild 70 Durchbiegung der Deckenplatte in Achse B zwischen den Achsen 3 und 5 nach 180 Minuten (Szenario 1 - Beflammter Nebenträger)

5.3.2.3 Spannungen und Schnittkräfte

Durch die Erwärmung des Nebenträgers in Achse 4/A-C und der umgebenden Deckenplatte bilden sich Zwangsspannungen aus, die die Spannungen aus dem Gebrauchslastfall überlagern. Bild 71 zeigt exemplarisch für die 60. Minute die Entwicklung von Temperatur T , thermischer Dehnung ε_{th} , spannungserzeugender Dehnung ε_{σ} und der Gesamtdehnung ε über den Querschnitt in Feldmitte des beflamnten Nebenträgers in Achse 4. Die spannungserzeugende Dehnung ist im Untergurt negativ und im Obergurt positiv (vgl. Bild 72). Aufgrund der großen thermischen Dehnung stellt sich im gesamten Querschnitt eine positive Gesamtdehnung ein.

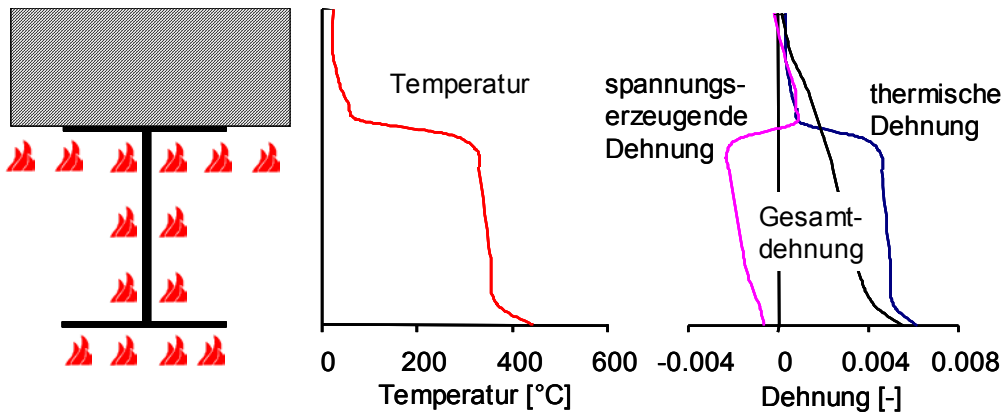


Bild 71 Verlauf von Temperatur, thermischer, spannungserzeugender und Gesamtdehnung über den Querschnitt des beflamnten Nebenträgers in Achse 4/A-C in Feldmitte nach 60 Minuten (Szenario 1 – Beflammter Nebenträger)

In Bild 72 wird der Verlauf der Spannungen in Feldmitte (Feld) und unmittelbar vor dem Anschluss (Stütze) im Obergurt und Untergurt des beflamnten Nebenträgers in Achse 4/A-C dargestellt.

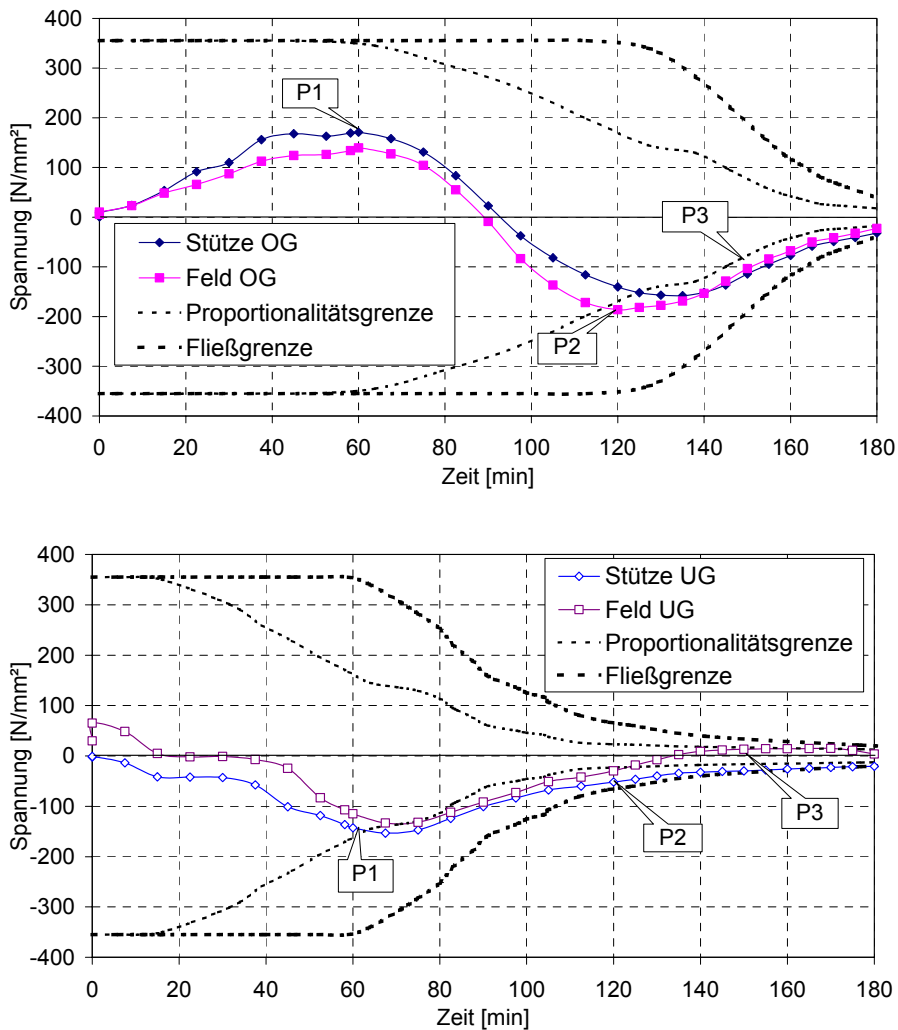


Bild 72 Spannungen im Obergurt (OG) und Untergurt (UG) des beflamnten Nebenträgers in Achse 4 (Szenario 1 – Beflammter Nebenträger)

Der Spannungsverlauf im Stahlquerschnitt wird durch drei charakteristische Punkte (P1, P2 und P3) gekennzeichnet:

In P1 (ungefähr zur 60. Minute) überschreitet die Spannung im Untergurt sowohl im Feld- als auch an der Stütze im Druckbereich die Proportionalitätsgrenze, der Querschnitt beginnt zu plastizieren. Im Obergurt wird die maximale Zugspannung erreicht.

In P2 (ungefähr zur 120. Minute) wird die Spannung im Feld des Untergurtes wieder positiv. Im Obergurt wird sowohl im Feld- als auch im Stützbereich im Druckbereich die Proportionalitätsgrenze überschritten.

In P3 (ungefähr zur 150. Minute) erlangt die positive Spannung im Feldbereich des Untergurtes die Proportionalitätsgrenze, im Stützbereich verläuft sie entlang der Fließgrenze im Druckbereich. Im Obergurt nähert sich die Spannung in Feld und Stütze der Fließgrenze an.

Infolge des über den Querschnitt wirkenden Temperaturgradienten bilden sich im Untergurt Druckspannungen, die die Zugspannungen in Feldmitte nach 20 Minuten überdrücken. Dadurch wird ein negatives Zwangsmoment erzeugt, was zur Folge hat, dass das positive Feldmoment nach 20 Minuten in den negativen Bereich übergeht und das negative Stützmoment weiter anwächst. Integriert man die über den Stahlquerschnitt und die mitwirkenden Breite des Verbundquerschnitts wirkenden Normalspannungen, so erhält man die Schnittkraftverläufe (Bild 73).

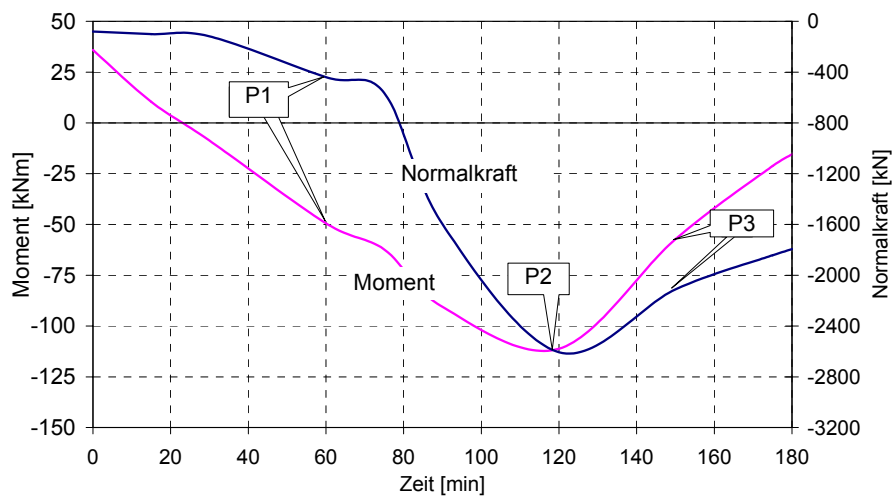


Bild 73 Moment und Normalkraft des Verbundquerschnitts des beflamten Nebenträgers in Achse 4 in Feldmitte (Szenario 1 – Beflammter Nebenträger)

Infolge der Dehnbehinderung bildet sich eine axiale Zwangskraft, die mit zunehmender Zentrierung der Resultierenden der Zwangspannungen einen Anstieg der negativen Normalkraft verursacht (Anhang C). Nach etwa 60 Minuten (P1) erreichen die Spannungen im Untergurt sowohl im Stützbereich als auch mit geringer Verzögerung in Feldmitte die Proportionalitätsgrenze, der Querschnitt beginnt zu plastizieren. Im Obergurt bauen sich Zugspannungen auf, die mit zunehmender Erwärmung und vollständiger Überdrückung des Stahlquerschnitts aufgezehrt und in Druckspannungen umgewandelt werden. Nach ungefähr 120 Minuten (P2) beginnt der Stahl im Obergurt zu plastizieren, das negative Zwangsmoment und die axiale Zwangskraft haben ihr Maximum erreicht. Infolge der durch die weitere Erwärmung fortschreitenden Entfestigung und des Steifigkeitsverlusts des Stahls reduzieren sich die Spannungen

bis zur 180. Minute fast bis auf Null. Der Stahlquerschnitt kann ab der 150. Minute (P3) praktisch keine Lasten mehr tragen, die inneren Schnittkräfte des reinen Stahlquerschnitts sind auf Null gesunken (Bild 74). Die Lastabtragung muss alleine durch die oben liegende Deckenplatte und mittels Lastumlagerung zu den benachbarten Nebenträgern erfolgen.

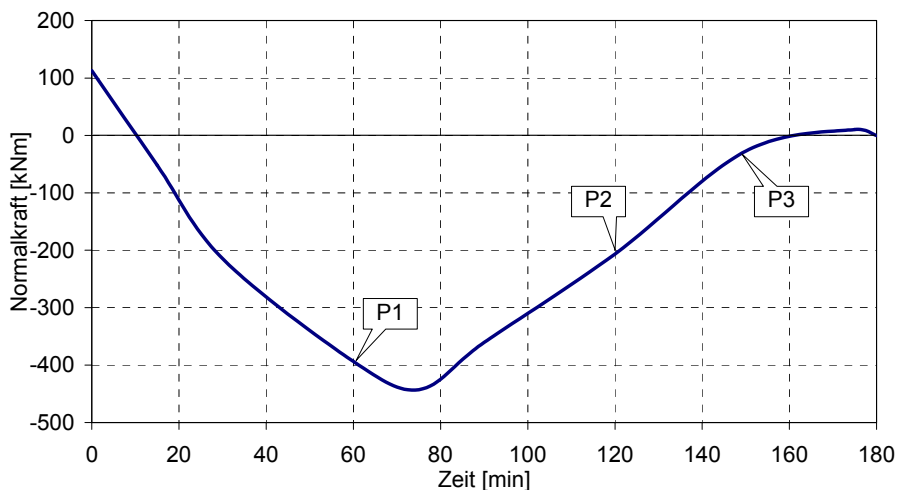


Bild 74 Normalkraft des reinen Stahlquerschnitts des beflamten Nebenträgers in Achse 4 in Feldmitte (Szenario 1 – Beflammter Nebenträger)

In Bild 75 und Bild 76 wird der Verlauf der Schnittgrößen in Feldmitte der Nebenträger in Achse 1/A-C, 2/A-C, 3/A-C sowie in Achse 5A/C im Vergleich zum beflamten Nebenträger dargestellt. In den dem beflamten Nebenträger direkt benachbarten Nebenträgern in Achse 3 und 5 steigen die Feldmomente bis ungefähr zur 75. Minute an, verursacht durch die ebenfalls in diesem Zeitraum anwachsenden Durchbiegungen (Bild 70). Von der 75. Minute (P1) bis zur 120. Minute stagnieren die Momente in Achse 3 und 5. Nach der 120. Minute steigen sie bei stagnierenden Durchbiegungen infolge der immer größer werdenden Zugkräfte nochmals an. Die Zugkräfte erhöhen sich von der 120. Minute (P2) bis ca. 150. Minute (P3) um mehr als 500 kN pro Nebenträgerquerschnitt. In diesem Zeitraum steigt auch die horizontale Verformung in positiver x-Richtung an. Bis zur 180. Minute nehmen die Normalkräfte nur noch leicht zu. Die Feldmomente vergrößern sich von der 120. Minute bis zur 180. Minute. Die Ursache ist neben den nur wenig wachsenden Durchbiegungen und Zwangsspannungen die Lastumlagerung des beflamten Nebenträgers, dessen Feldmoment im selben Zeitraum abnimmt, auf die benachbarten Nebenträger.

Auffällig am Schnittgrößenverlauf in den Nebenträgern in Achse 1/A-C und 2/A-C ist die Entwicklung der Normalkräfte. Während die Feldmomente über die vollen 180 Minuten nahezu konstant bleiben, nehmen die Normalkräfte betragsmäßig zu (Bild 76). Insbesondere beim Randbalken in Achse 1/A-C ist eine erhebliche Druckkraftbildung festzustellen. In Achse 2/A-C bilden sich dagegen Zugkräfte aus, die bis zur 150. Minute (P2) gering sind und dann anwachsen.

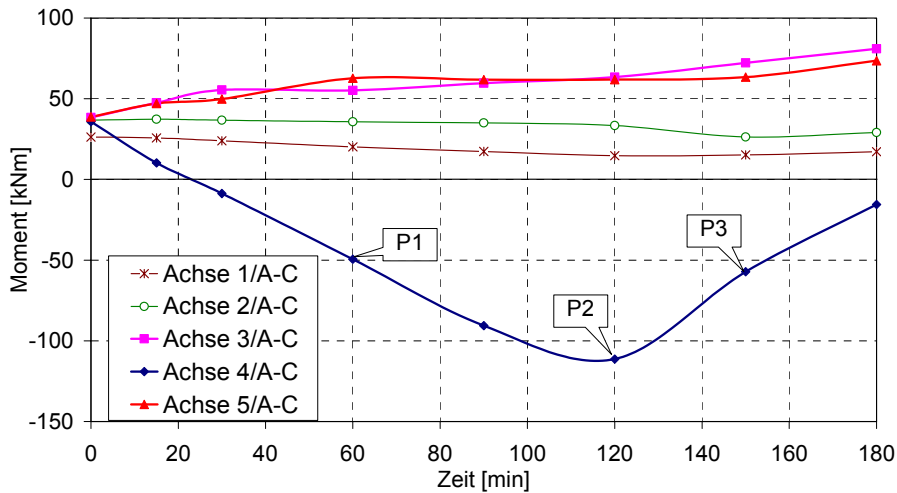


Bild 75 Feldmomente des Verbundquerschnitts der unbeflammten Nebenträger in Achse 1-3/A-C, 5/A-C sowie des beflamnten Nebenträgers in Achse 4/A-C (Szenario 1 – Beflammter Nebenträger)

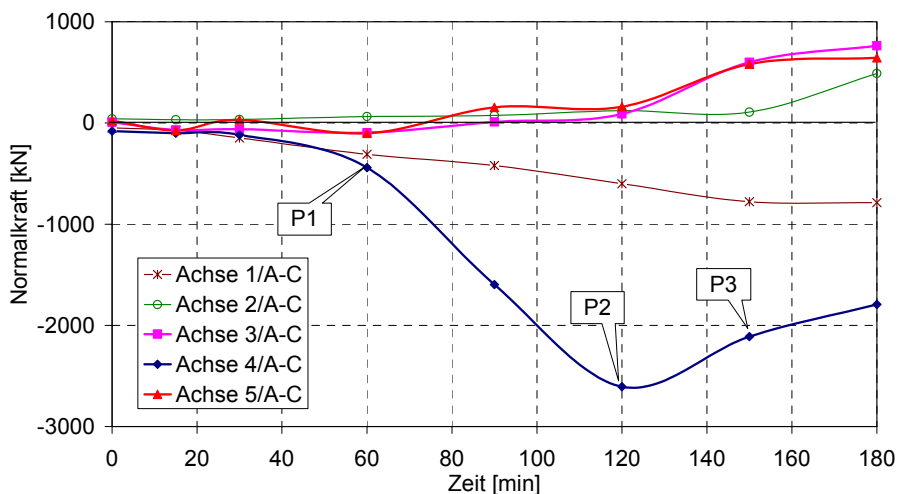


Bild 76 Normalkräfte des Verbundquerschnitts der unbeflammten Nebenträger in Achse 1-3/A-C, 5/A-C sowie des beflamnten Nebenträgers in Achse 4/A-C in Feldmitte (Szenario 1 – Beflammter Nebenträger)

5.3.2.4 Beschreibung der Mechanismen

In Bild 77 ist zum besseren Verständnis der Zusammenhänge ein Überblick über die horizontale Verformungsfigur der Deckenplatte im Bereich der Achsen 1-4/A-C sowie der sich dort ausbildenden Lastabtragsmechanismen in der Aufsicht dargestellt. Der schraffierte Bereich markiert die beflammte Fläche der Deckenplatte. Mit den Pfeilen wird die Richtung der axialen Kräfte in den Nebenträgern (Zug/Druck) gekennzeichnet. Die horizontalen Verformungen sind zur besseren Übersicht überhöht dargestellt und die Werte in der Form (u_x , u_z) in mm angegeben.

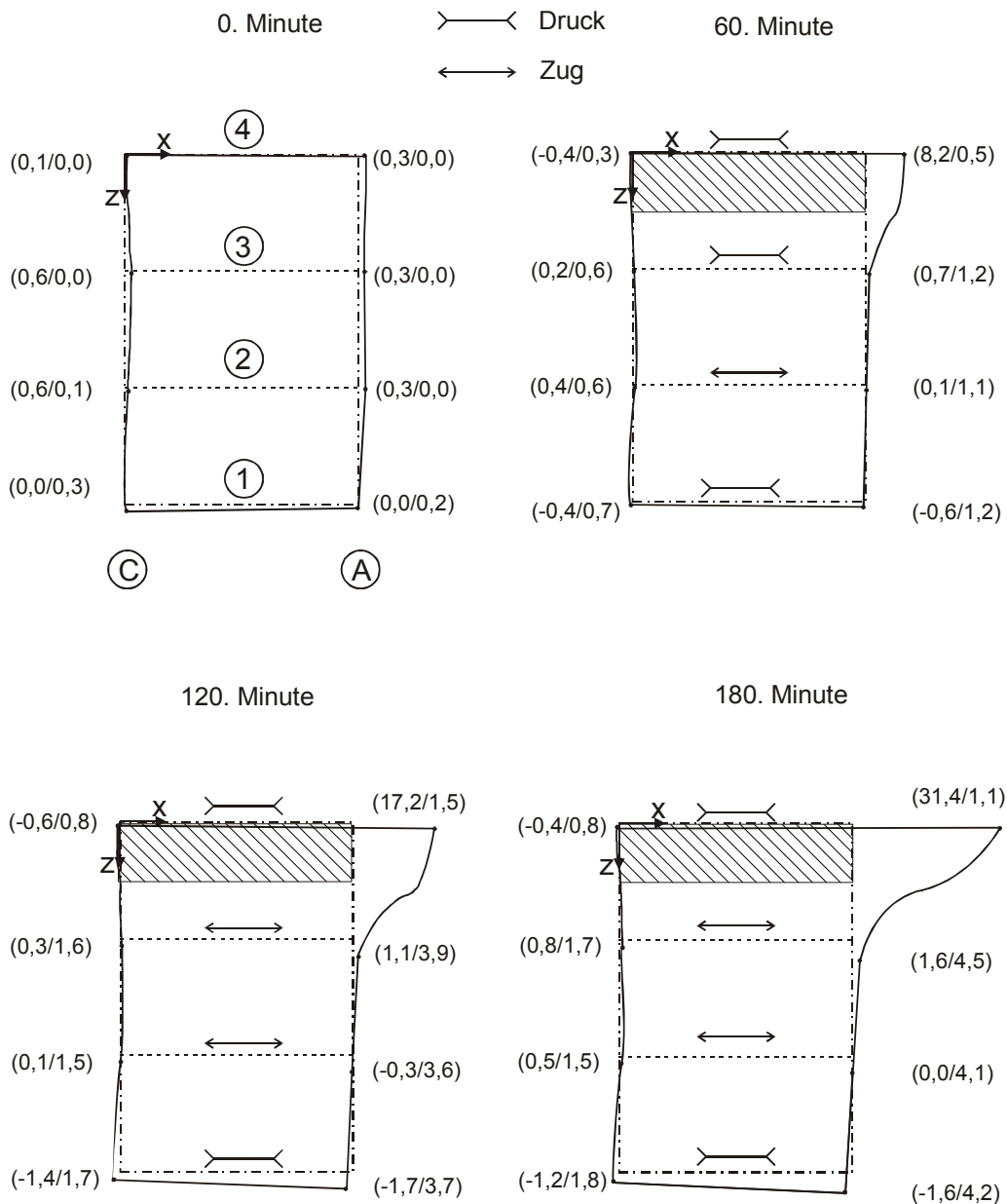


Bild 77 Horizontale Verformungsfigur der Deckenplatte mit Nebenträgern (Szenario 1 – Beflammter Nebenträger)

Bis zur 60. Minute (P1) überwiegt die horizontale Verformung in x-Richtung des Nebenträgers in Achse 4. Durch die Verschiebung des Punktes A/4 wird die Platte bis zur Achse 3 nach außen verformt, die horizontalen Verformungen in z-Richtung sind vergleichsweise gering. Nach der 60. Minute kann eine durch den größer werdenden Temperaturgradienten verursachte stärkere Verschiebung in z-Richtung festgestellt werden. Zwar überragt die Verschiebung in x-Richtung in A/4 weiterhin die Verschiebungen aller Punkte, nach 120 Minuten (P2) hat sich die Platte in der Ecke A/1 jedoch auch 3,7 mm in positiver z-Richtung nach außen verformt. Die Ecke verformt sich in x-Richtung negativ. Die Ursache liegt in der hohen Steifigkeit der kalten Deckenplatte, deren Rand zwischen Achse 3 und 1 parallel zur Tangente in A/2 nahezu gerade verläuft. Durch den rechten Winkel der Platte im Eckpunkt A/1 wird eine Verformung nach innen erzwungen, die auch nach 180 Minuten Bestand hat. Dadurch verschiebt sich der Punkt C/1 ebenfalls in negativer x-Richtung. In

Achse C verläuft im Gegensatz zu der außen liegenden Achse A ein Hauptträger, der sich im Feldbereich (Achse 2 und 3) infolge der großen Durchbiegung der Deckenplatte nach innen neigt, so dass die Punkte C/2 und C/3 leicht nach innen verschoben werden, wobei C/4 durch die Längung des Nebenträgers in Achse 4 nach außen verformt wird. Die behinderte Längsverformung verursacht nach 60 Minuten in den Nebenträgern in Achse 3 und 4 Druckkräfte. Im Nebenträger in Achse 2 werden durch die erzwungene Bewegung nach außen Zugkräfte erzeugt. Aufgrund der steifen Platte, die eine Verschiebung in negativer z-Richtung in Achse 1 erzwingt, bilden sich dort Druckkräfte. Mit zunehmender Branddauer wird durch die große Verformung des Punktes A/4 in x-Richtung die Normalkraft in Achse 3 in eine rückwirkende Zugkraft umgewandelt.

5.3.2.5 Lastabtragung der Deckenplatte in Querrichtung

Bild 78 zeigt den Verlauf der Durchbiegung der Deckenplatte in Achse B, wie er sich infolge der Gebrauchslast bei Raumtemperatur einstellt. Der Nebenträger in Achse 4 ist direkt an die Innenstütze C/4 angeschlossen (Bild 65). Die Nebenträger in Achse 2, 3, 5 und 6 schließen an den Hauptträger in Achse C an. Diese Auflagerung ist aufgrund der Durchbiegung des 7,50 m spannenden Hauptträgers weicher, so dass sich bei Raumtemperatur in Quertragrichtung (z-Achse) zwischen Achse 2 und 3 eine Feldwirkung und über Achse 4 eine Stützwirkung einstellt. Aufgrund der nur im unteren Bereich der Platte verlegten Bewehrung wird die Ausbildung einer Durchlaufwirkung in Querrichtung vermieden. Bei der geringen Feldweite werden bei Raumtemperatur nur geringe Spannungen in Querrichtung erzeugt.

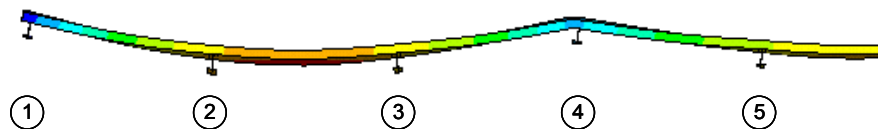


Bild 78 Durchbiegungsfigur der Deckenplatte zwischen den Achsen 1 und 5 bei Raumtemperatur (Szenario 1 – Beflammter Nebenträger)

Infolge der Erwärmung des Nebenträgers in Achse 4 stellt sich durch den Steifigkeitsverlust nun hier die Feldwirkung und in Achse 3 und 5 Stützwirkung ein (Bild 70).

In Bild 79 wird der Verlauf der Spannungen in z-Richtung des Betons an der Ober- und Unterseite der Platte sowie der Bewehrung über dem Nebenträger in Achse 3/A-C und 4/A-C sowie in Feldmitte zwischen den Achsen 3/4 dargestellt. Über Achse 3 geht die Spannung an der Oberkante des Betons vom Druck bei Raumtemperatur in den ersten 10 Minuten durch die sich einstellende Stützwirkung in Zug über, an der Betonunterkante verhält es sich umgekehrt. Ab der 20. Minute verlaufen die Betonspannungen über Achse 3 nahe Null. Die Zugspannungen des Stützbereichs werden nun von der Bewehrung übernommen, deren Spannung signifikant ansteigt. Bis zur 80. bzw. 90. Minute sind die Spannungen sowohl im Feld als auch in Achse 4 im Zugbereich. Sie gehen dann in den Druckbereich über. Nach 180 Minuten liegt die Spannung nahe Null. An der Betonoberkante herrscht in Querrichtung sowohl über Achse 4 als auch im Feld zwischen Achse 3 und 4 während der gesamten

Brandbeanspruchung Druck. Die Betonunterkante über Achse 4 ist weitgehend spannungslos. Im Feld zwischen Achse 3 und 4 wechselt die Spannung an der Betonunterkante nach ca. 60 Minuten vom Zug- in den Druckbereich.

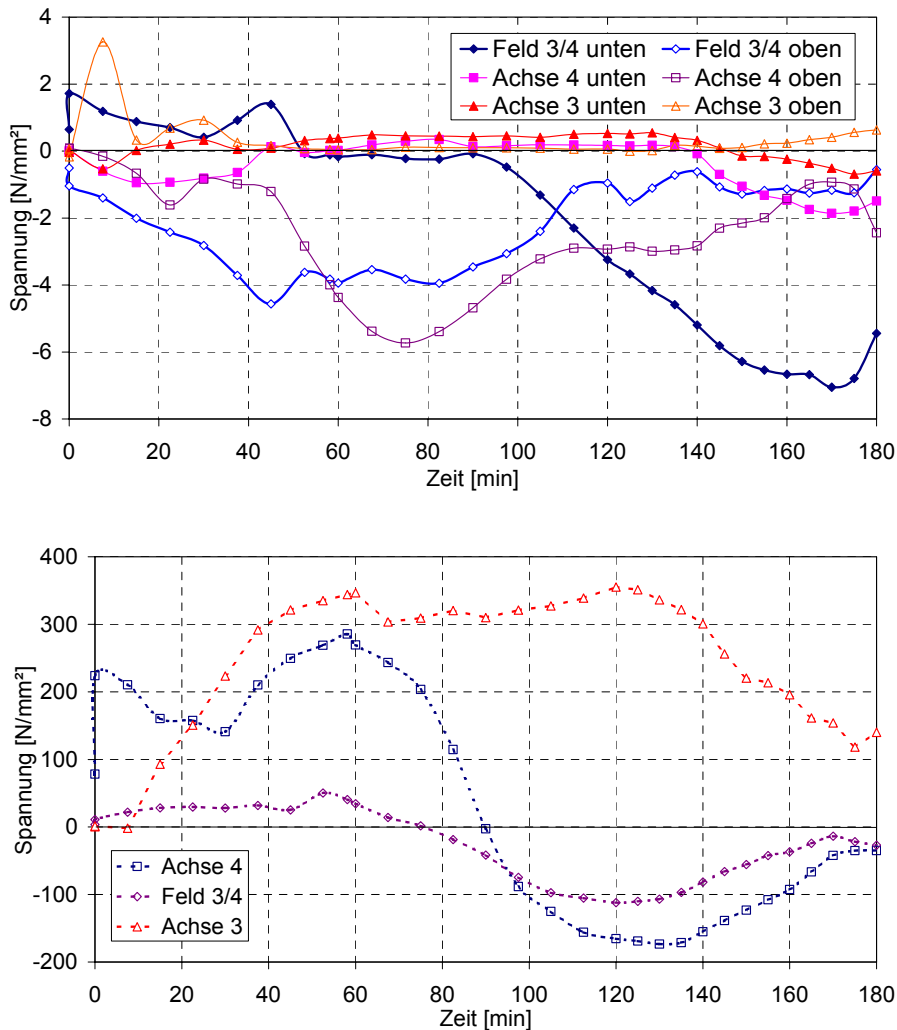


Bild 79 Spannungen in z-Richtung in der Deckenplatte im Beton (oben) und in der Bewehrung (unten) in Achse B (Szenario 1 – Beflammter Nebenträger)

Grundsätzlich sind zwei Phasen der Lastabtragung zu unterscheiden (bis zur 90. Minute und von 90.-180. Minute). Bis zur 90. Minute wird die Deckenplatte nur wenig erwärmt (Bild 66). In diesem Zeitraum dominiert die Biegetragwirkung in Querrichtung zwischen den Nebenträgern das Tragverhalten der Deckenplatte. Durch die Erwärmung des Nebenträgers in Achse 4 stellt sich hier eine typische Biegespannungsverteilung für den Feldbereich ein mit oberen Betondruckspannungen und Zugspannungen in der unten liegenden Bewehrung, der Beton unterhalb der Bewehrung bleibt fast spannungslos. Nach der 90. Minute steigt die Temperatur im Betonquerschnitt verstärkt an (Bild 66). Es bilden sich nun vermehrt auch Zwangspannungen in Querrichtung aus, weil die Platte an einer freien Verformung durch die umgebenden kalten Teile der Platte behindert wird. Da die Platte an der Oberseite weitgehend kühl bleibt und ein größer werdender Temperaturgradient entsteht, wird der untere Plattenbereich mit der Bewehrung überdrückt. In Achse 3, die im Stützbereich liegt, bleiben die Spannungen der Bewehrung im Zugbereich. Nach 180 Minuten ist der gesamte Querschnitt über Achse 4 und zwischen Achse 3 und 4 noch überdrückt, wobei im unteren Bereich des Betons infolge

des weiterhin bestehenden Temperaturgradienten höhere Druckspannungen vorhanden sind.

Der infolge der Erwärmung weiche, sich stark durchbiegenden Nebenträger in Achse 4 entzieht sich immer mehr der Lastableitung, der Stahlquerschnitt kann nach 180 Minuten keine Lasten mehr aufnehmen (Bild 74). Die Lastabtragung erfolgt daher durch die Plattentragwirkung der Deckenplatte. Die Deckenplatte verhält sich wie eine dreiseitig aufgelagerte, dehnbehinderte Platte. Die Auflagerlinien werden in Querrichtung durch die Achsen 3 und 5 gebildet, in x-Richtung ist die Platte nur in Achse C aufgelagert. Aufgrund der Plattendicke von 12 cm hat sich auch nach 180 Minuten keine vollständige Durchwärmung der Platte eingestellt, so dass immer noch ein Temperaturgradient vorhanden ist, der wegen der Dehnbehinderung der umgebenden kalten Plattenteile ein Zwangmoment in Querrichtung erzeugt. Dieses Zwangmoment wirkt einer starken Durchbiegung entgegen. Bei dehnbehinderten Platten sind in Brandversuchen erheblich höhere Feuerwiderstandsdauern als bei nicht-dehnbehinderten, gelenkig aufgelagerten Platten festgestellt worden [WIE88] (Abschnitt 4.2.3.4). Nach [DIN4102-4] hat eine nicht-dehnbehinderte, gelenkig gelagerte Platte einer Dicke von $h = 12$ cm eine Feuerwiderstandsdauer von über 120 Minuten. Die Feuerwiderstandsdauer in [DIN4102-4] basiert auf einer Beflammung nach der ETK, wobei wesentlich höhere Temperaturen im Plattenquerschnitt entstehen als im Szenario 1. Die Durchbiegung der Platte ($\max. u_y = 76 \text{ mm} < h$) nach 180 Minuten ist noch so gering, dass die Platte über Biegung abträgt (Bild 80) und noch keine Membrantragkräfte aktiviert sind. In mehrgeschossigen Bürogebäuden der Gebäudeklasse 4, für deren tragende Bauteile nach [MBO2002] eine Feuerwiderstandsdauer von 60 Minuten gefordert wird und bei denen bei üblicher Brandbelastung im Realbrand nach ca. 30 bis 45 Minuten abklingende Temperaturen erwartet werden können (Abschnitt 3), wird sich die Deckenplatte in der Regel noch weniger erwärmen. Unter den gegebenen Randbedingungen (Abschnitt 5.3.1) ist die Deckenplatte ausreichend dimensioniert, um im Brandfall durch ihre Biegetragwirkung den Tragverlust des beflamten Nebenträgers kompensieren zu können.

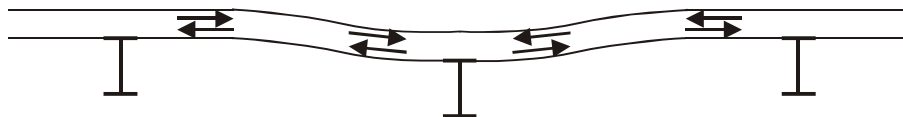


Bild 80 Lastabtragung der Deckenplatte über Biegetragwirkung (Szenario 1 – Beflammter Nebenträger)

5.3.3 Szenario 2 - Realbrand im Außenfeld

5.3.3.1 Allgemeines

Nach dem Studium der prinzipiellen Lastabtragsmechanismen im Gesamttragwerk anhand des beflamten Nebenträgers soll im Folgenden die Auswirkung eines realistischen Brand-szenarios eines Realbrandes in einem Büro (Szenario 2) auf das Trag- und Verformungsverhalten des Gesamttragwerks untersucht werden. Das untersuchte Büro befindet sich im Außenfeld zwischen den Achsen A und C und wird durch Trennwände in Achse 3 sowie in Feldmitte zwischen Achse 4 und 5 von den Nachbarräumen abgetrennt (Bild 65).

Der Temperaturzeitverlauf der Brandraumtemperatur wird für einen natürlichen Brand durch eine Realbrandkurve nach Abschnitt 3.2 für eine Brandlastdichte von $q_x = 511 \text{ MJ/m}^2$ sowie eine Fensteröffnung von $A_w = 5,0 \text{ m}^2$ und $h_w = 2,0 \text{ m}^2$ ermittelt (Bild 81). Die gemittelte thermische Eigenschaft der Umfassungsbauteile beträgt $b = 2000 \text{ J/(m} \cdot \sqrt{\text{s}} \cdot \text{K)}$, die Fläche des Büros $A_f = 18,75 \text{ m}^2$. Die Trennwände besitzen eine ausreichend hohe Feuerwiderstandsdauer, so dass der Brand auf den Büroraum beschränkt bleibt, eine Intervention der Feuerwehr wird nicht berücksichtigt. Die Temperaturen im Stahl steigen bis zur 28. Minute auf über 900°C . Nachdem 70 % der Brandlast verbrannt sind, fallen die Temperaturen im Stahl. An der brandabgekehrten Seite der Platte wird die maximale Temperatur von 67°C zum Ende der Simulation nach 60 Minuten erreicht.

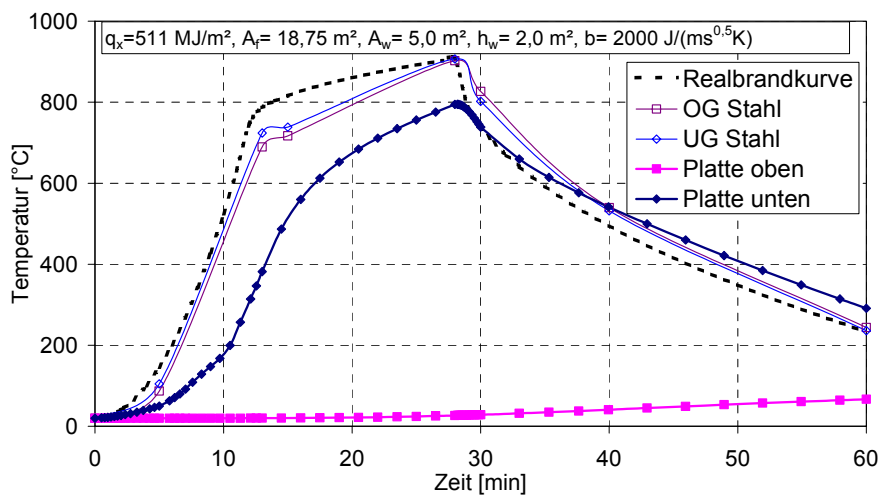


Bild 81 Temperaturzeitverlauf des Realbrandes, der beflamten Stahlquerschnitte und der Deckenplatte (Szenario 2 – Realbrand im Außenfeld)

5.3.3.2 Verformungen

In Bild 82 wird die vertikale Verformung der beflamten Nebenträger in Achse 3/A-C und 4/A-C sowie der unbeflammten Nebenträger in den Achsen 1-2/A-C und 5-7/A-C dargestellt. Infolge der Erwärmung nimmt die Verformung in den Nebenträgern in Achse 3 und 4 bis zur 28. Minute zu. Der Knick in der Verformungslinie nach ca. 13 Minuten ergibt sich durch den Übergang des Brandes von der Erwärmungs- in die Vollbrandphase, in dessen Folge die Temperaturen langsamer ansteigen. Die maximale Verformung liegt mit $u_y = 115 \text{ mm}$ noch deutlich unter der kritischen Durchbiegung von $u_{\text{crit}} = l / 20 = 250 \text{ mm}$ (Abschnitt 4.3). Mit sinkender Temperatur gehen die Verformungen stetig zurück. Die Vertikalverformung der benachbarten Nebenträger in Achse 2 und 5 wächst nur wenig an, ist in Achse 2 etwas größer, da das Tragsystem aufgrund der Randlage hier weicher ist. Die Vertikalverformung der Nebenträger 6 und 7 bleibt von der von dem Bürobrand zwischen Achse 3 und 4/5 unbeeinflusst. Die Horizontalverformung der Stützen verläuft qualitativ wie in Szenario 1 beschrieben.

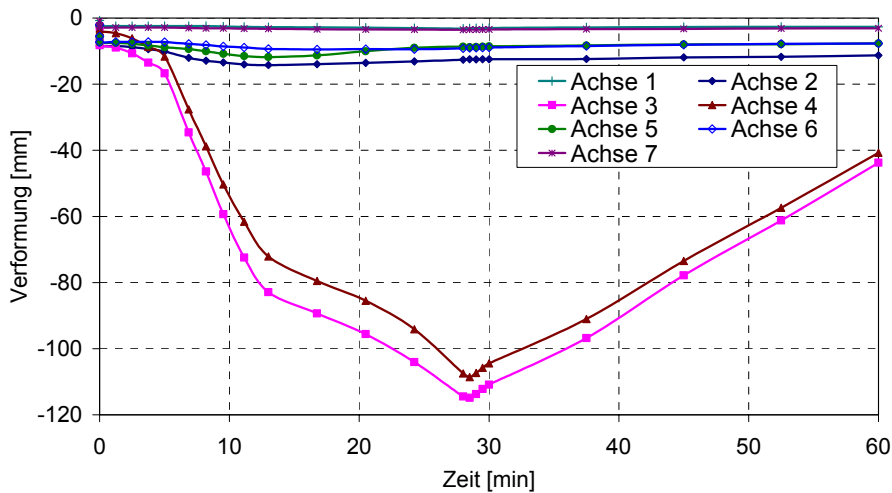


Bild 82 Vertikale Verformung der Nebenträger in Achse 1-7/A-C in Feldmitte (Szenario 2 - Realbrand im Außenfeld)

5.3.3.3 Spannungen und Schnittkräfte

In Bild 83 und Bild 84 wird der Verlauf der Spannungen im Untergurt und Obergurt der beflamten Nebenträger in Achse 3 und 4 in Feldmitte dargestellt. Die in Abschnitt 5.3.2.3 erläuterten charakteristischen Punkte des Spannungsverlaufs (P1, P2 und P3) stellen sich ebenfalls ein. Zum Zeitpunkt der Maximaltemperatur des Realbrandes nach 28 Minuten (Bild 81) plastiziert der Stahl (P3). In der folgenden Abkühlphase bilden sich bedingt durch die Verkürzung hohe Zugspannungen im Stahlquerschnitt aus, die im Obergurt höher als im Untergurt sind. Der Obergurt wird durch die in dieser Phase heißeren Deckenplatte (Bild 81) noch stärker am Verkürzen gehindert. Für die Abkühlphase wird mit den gleichen Materialeigenschaften gerechnet wie für die Erwärmungsphase. Die Ergebnisse können für die Abkühlphase somit nur qualitativ gedeutet werden, da die Materialeigenschaften insbesondere für den Beton bei Abkühlung nicht vollständig reversibel sind (Abschnitt 2.2.4).

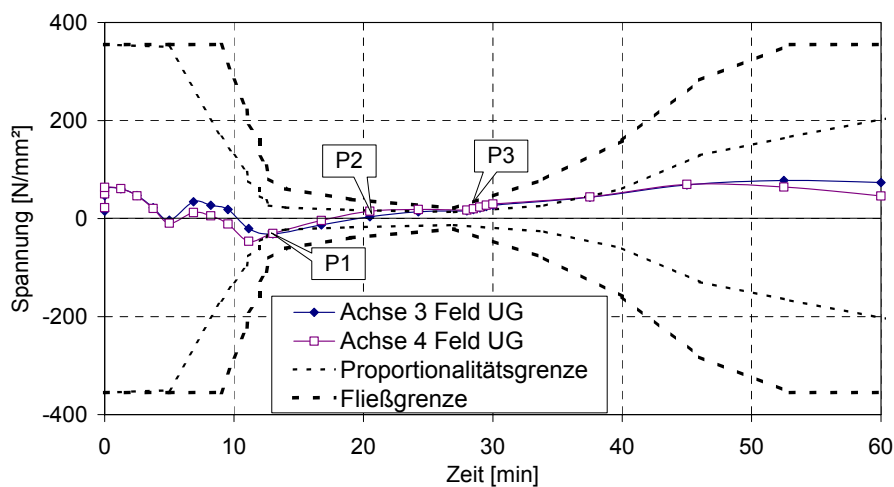


Bild 83 Spannungen im Untergurt (UG) der beflamten Nebenträger in Achse 3/A-C und 4/A-C in Feldmitte (Szenario 2 - Realbrand im Außenfeld)

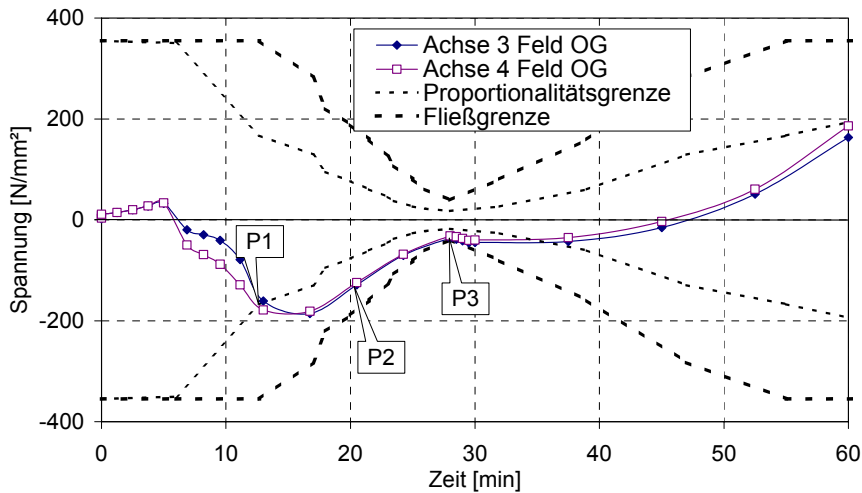


Bild 84 Spannungen im Obergurt (OG) der beflammten Nebenträger in Achse 3/A-C und 4/A-C in Feldmitte (Szenario 2 - Realbrand im Außenfeld)

Der Verlauf der Schnittgrößen in Feldmitte der beflammten Nebenträger in Achse 3/A-C und 4/A-C sowie der benachbarten Nebenträger in Achse 2/A-C und 5/A-C wird in Bild 85 bis Bild 87 gezeigt. Infolge der Dehn- und Rotationsbehinderung durch das umgebende kalte Tragwerk bilden sich in den beflammten Nebenträgern erhebliche axiale Zwangkräfte und Zwangmomente aus, die nach ca. 10 Minuten (P1) ihr Maximum erreichen. Nach 28 Minuten kann der Stahlquerschnitt der beflammten Nebenträger praktisch keine Lasten mehr aufnehmen, die Normalkraft im Stahl ist Null. Die Deckenplatte muss die gesamte Belastung tragen. Durch Lastumlagerung auf die benachbarten Nebenträger steigen die Feldmomente dort etwa auf das doppelte der Feldmomente im Kalten an. Bedingt durch die nach außen wirkende horizontale Verformung in x-Richtung der beflammten Nebenträger, werden in den benachbarten Nebenträgern rückwirkende Zugkräfte aktiviert. In der Abkühlphase bilden sich durch das Verkürzungsbestreben im Stahlquerschnitt der Nebenträger in Achse 3 und 4 hohe Zugkräfte aus.

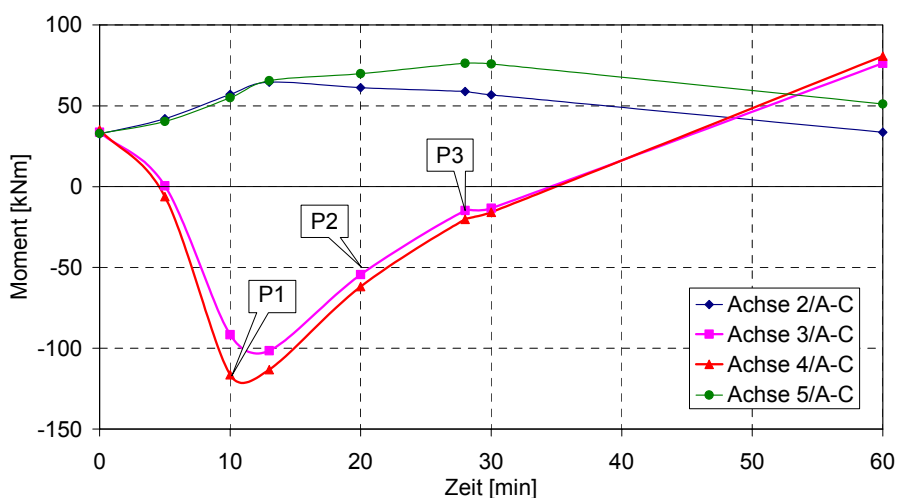


Bild 85 Feldmomente im Verbundquerschnitt der Nebenträger in Achse 2/A-C bis 5/A-C (Szenario 2 - Realbrand im Außenfeld)

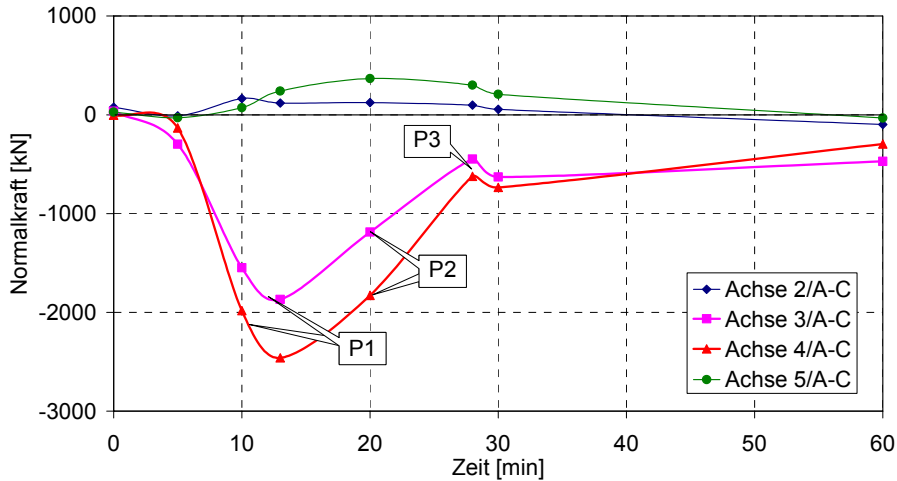


Bild 86 Normalkräfte des Verbundquerschnitts der Nebenträger in Achse 2/A-C bis 5/A-C in Feldmitte (Szenario 2 - Realbrand im Außenfeld)

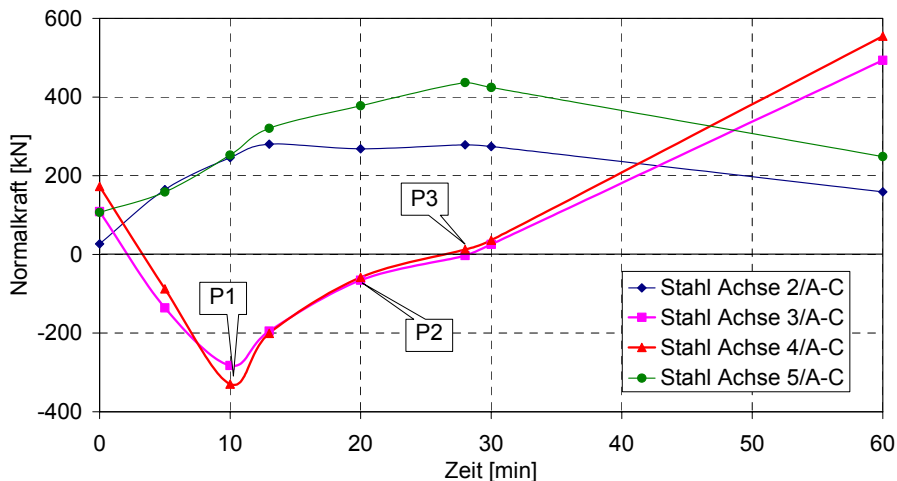


Bild 87 Normalkräfte des reinen Stahlquerschnitts der Nebenträger in Achse 2/A-C bis 5/A-C in Feldmitte (Szenario 2 - Realbrand im Außenfeld)

5.3.3.4 Bewertung der Ergebnisse Szenario 2 – Realbrand im Außenfeld

Die numerische Simulation des Szenarios 2 - Realbrand im Außenfeld zeigt, dass bei Unterstellung eines realistischen Brandes in einem im Außenfeld liegenden Büro die Nebenträger ungeschützt ausgeführt werden können. Die vertikalen Verformungen bleiben mit maximal 115 mm wesentlich geringer als die kritische Verformung von $u_{\text{crit}} = l / 20 = 250$ mm. Um die Vorteile einer exakten brandschutztechnischen Bemessung unter der Berücksichtigung einer realistischen Brandentwicklung und von Lastumlagerungen zu demonstrieren, wird zum Vergleich das Trag- und Verformungsverhalten eines statisch bestimmt gelagerten Stahl-Verbundträgers unter Normbeanspruchung (ETK) simuliert. Der Stahl-Verbundeinfeldträger versagt nach 20 Minuten durch Erreichen der kritischen Durchbiegung von $u_{\text{crit}} = 250$ mm (Bild 88). Die kritische Durchbiegungsgeschwindigkeit nach [RYA59] wird ebenfalls überschritten (Abschnitt 4.3). Diese Beispiel zeigt, dass die brandschutztechnischen Bemessung

nach derzeitiger Praxis (DIN 4102-4) mit Unterstellung eines ETK-Brandes und Betrachtung eines Einzelbauteils unter Vernachlässigung der Lastumlagerungsmöglichkeiten im Vergleich zur realistischen Simulation des Brandverhaltens des im Gesamttragwerk eingebetteten Trägers unter Realbrandbeanspruchung zu einer groben Unterschätzung der Feuerwiderstandsdauer führt. Vergleichsrechnungen an vertikal lastableitenden Tragelementen haben ergeben, dass bei einer risikogerechten brandschutztechnischen Bemessung im Gegensatz zur Normbemessung nach DIN 4102-4 Reduzierungen von Brandschutzmaterialien der Stützen möglich sind [ZEH03].

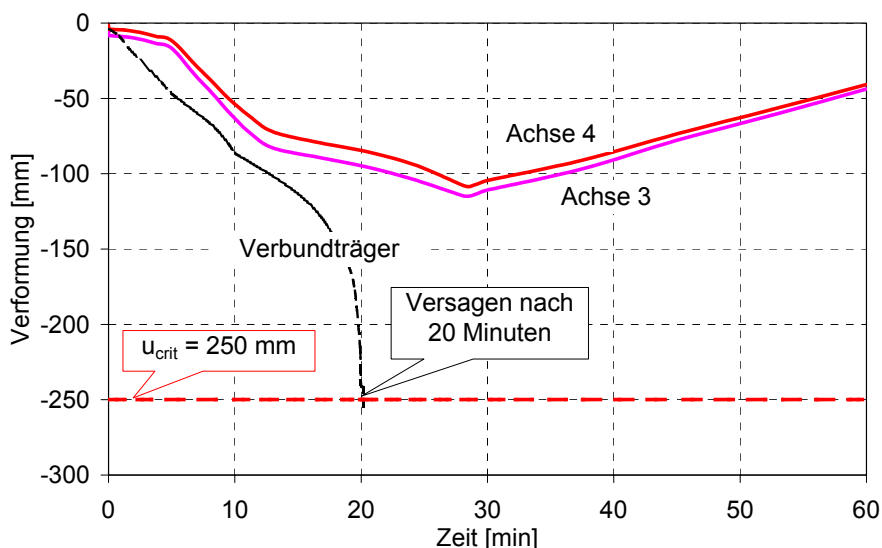


Bild 88 Vergleich der vertikalen Verformung der Nebenträger in Achse 3/A-C und 4/A-C unter Realbrandbeanspruchung (Szenario 2 – Realbrand im Außenfeld) sowie eines Stahl-Verbundträgers unter ETK-Beflammung

5.3.4 Szenario 3 - Realbrand im Eckfeld

5.3.4.1 Allgemeines

Anhand der Simulation eines Realbrandes in einem Büro in der Ecke des Gebäudes (Szenario 3) zwischen Achse 1 und 3 sowie Achse A und C (Bild 65) soll festgestellt werden, ob infolge einer eingeschränkten Lastumlagerungsmöglichkeit aufgrund der Ecklage ebenfalls eine unbekleidete Ausführung der Stahlprofile der Nebenträger möglich ist. Für den Randträger in Achse 1/A-C wird eine Bekleidung vorgesehen, da eine starke Verdrehbewegung und Knickgefahr ausgeschlossen werden soll. Bild 89 zeigt den Temperaturzeitverlauf des natürlichen Brandes, der mittels Realbrandkurve bestimmt wurde ($q_x = 511 \text{ MJ/m}^2$, $A_w = 8,0 \text{ m}^2$, $h_w = 1,5 \text{ m}^2$, $b = 1500 \text{ J}/(\text{m} \cdot \sqrt{\text{s}} \cdot \text{K})$). Die Fläche des Büros beträgt $A_f = 25 \text{ m}^2$. Auch bei diesem Szenario wird davon ausgegangen, dass der Brand auf den Büroraum beschränkt bleibt. Die Temperaturen im Stahl und an der Unterkante der Platte steigen bis zur 30. Minute auf über 800°C . An der brandabgekehrten Seite der Platte (oben) steigt die Temperatur kaum an.

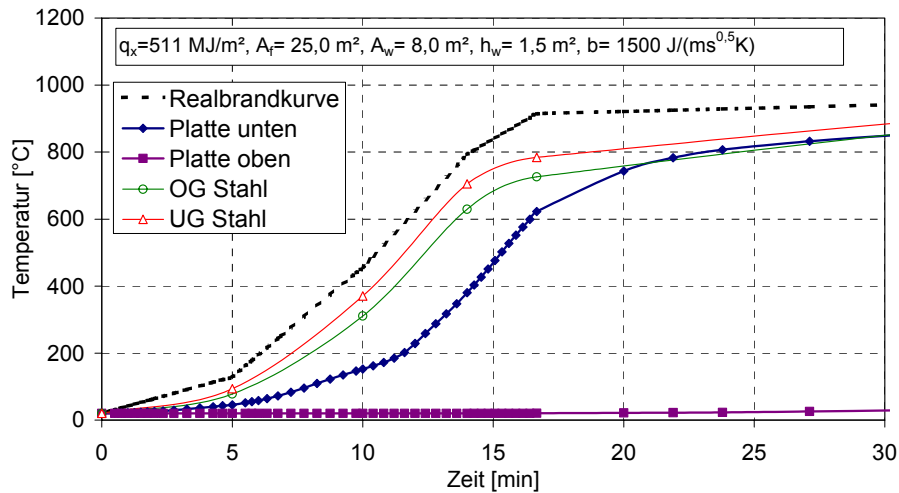


Bild 89 Temperaturzeitverlauf des Realbrandes, der beflamten Nebenträger in Achse 2/A-C und 3/A-C sowie der Deckenplatte (Szenario 3 - Realbrand im Eckfeld)

5.3.4.2 Verformungen

Die vertikale Verformung in Feldmitte der beiden beflamten Nebenträger in Achse 2/A-C und 3/A-C nimmt nach einem durch das Abflachen der Temperaturzeitkurve verursachten Knick nach ca. 17 Minuten immer stärker zu. Nach 30 Minuten überschreitet die Durchbiegung den kritischen Wert von $u_{\text{crit}} = l / 20 = 250 \text{ mm}$ (Bild 90). Die Eckfeldlage bedingt, dass das Verformungsbestreben in z-Richtung kaum behindert wird. Durch die starke Verformung in z-Richtung verdrehen sich die Untergurte der beflamten Nebenträger in Achse 2 und 3 sowie des bekleideten Randträgers (Bild 91). Aufgrund der geringen Dehnbehinderung des Systems im Eckbereich wächst die seitliche Verformung des Nebenträgers in z-Richtung nach der 25. Minute stark an. Die horizontale Verformung in Nebenträgeraxialrichtung (x-Richtung) beträgt in Feldmitte bei den beflamten Nebenträgern $u_y = 15$ bis $u_y = 20 \text{ mm}$ und stagniert ab der 17. Minute infolge der stark anwachsenden Durchbiegungen.

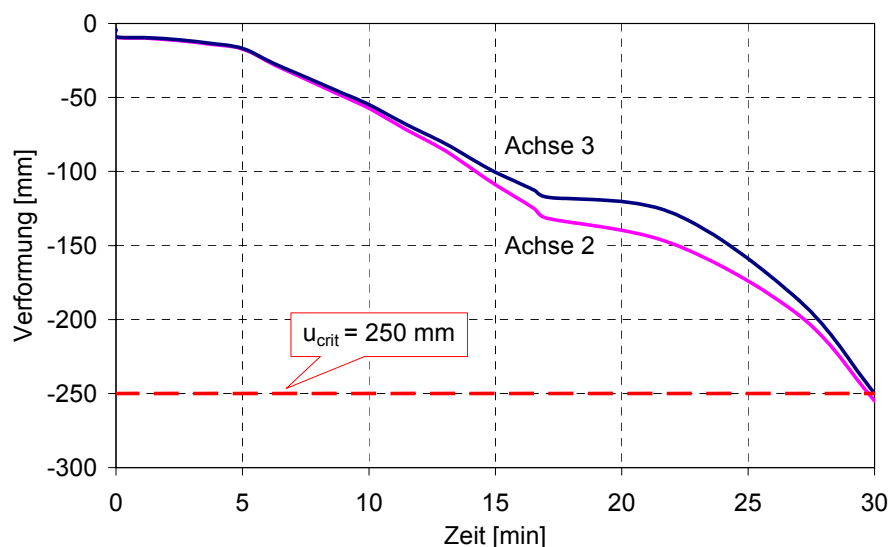


Bild 90 Vertikale Verformung der Nebenträger in Achse 2/A-C und 3/A-C in Feldmitte (Szenario 3 - Realbrand im Eckfeld)

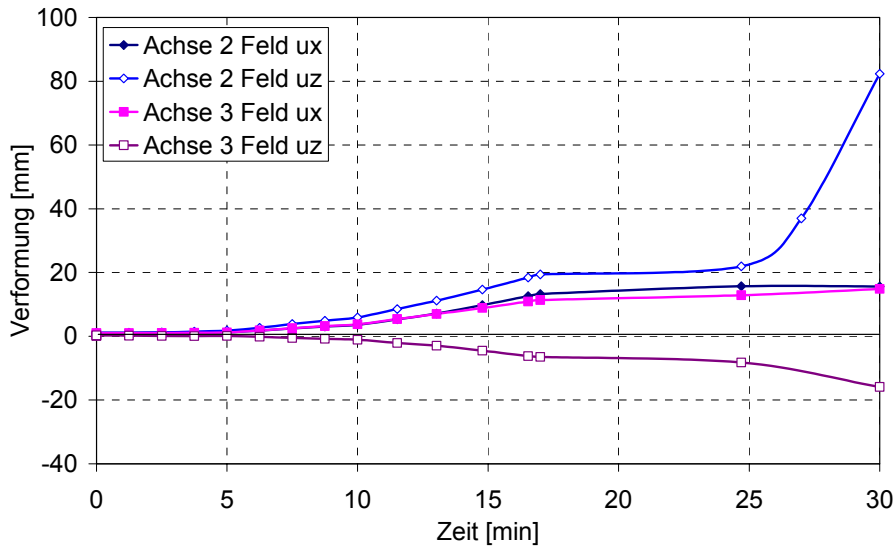


Bild 91 Horizontale Verformung der Nebenträger in Achse 2/A-C und 3/A-C in Feldmitte (Szenario 3 - Realbrand im Eckfeld)

5.3.4.3 Spannungen und Schnittkräfte

Für den beflamten Nebenträger 2/A-C wird der Verlauf der Spannungen in Feldmitte im Untergurt (Bild 92) und im Obergurt (Bild 93) gezeigt. Aufgrund der großen Verformungen sind die durch die Erwärmung erzeugten Zwangsspannungen, im Vergleich zu den vorigen Szenarien, relativ gering. Die Druckspannungen konzentrieren sich im Steg, so dass der Untergurt bis zum Versagen im Zugbereich bleibt. Nach 17 Minuten wird die Fließgrenze erreicht. Im Obergurt geht die Zugspannung nach ca. 11 Minuten in den Druckbereich über, der Stahlquerschnitt beginnt nach 13 Minuten zu plastizieren.

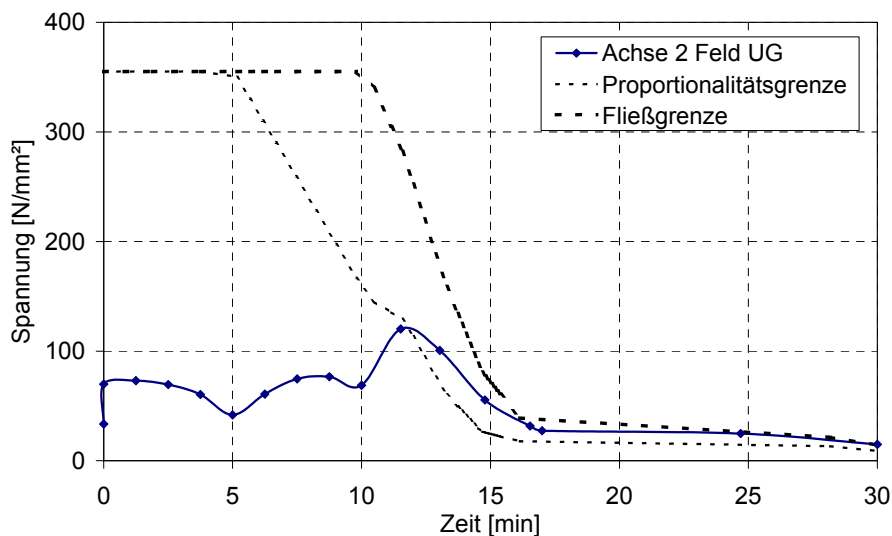


Bild 92 Spannungen im Untergurt (UG) des beflamten Nebenträgers in Achse 2/A-C in Feldmitte (Szenario 3 - Realbrand im Eckfeld)

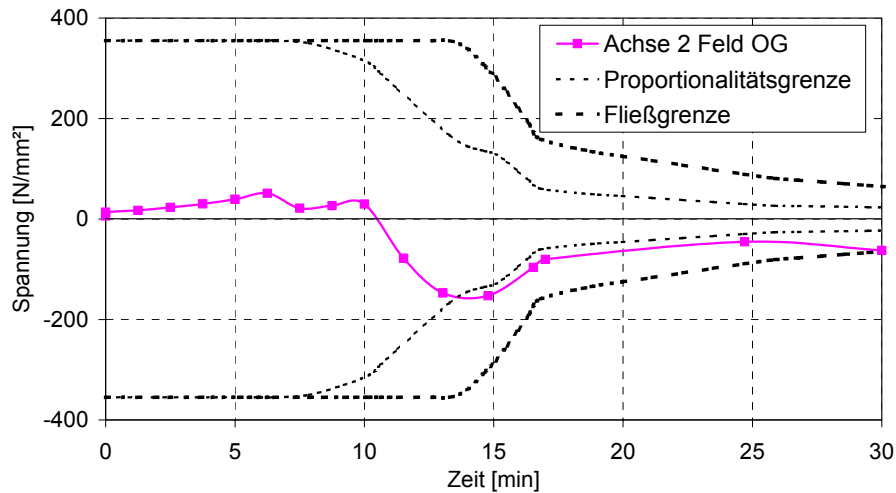


Bild 93 Spannungen im Obergurt (OG) des beflamten Nebenträgers in Achse 2/A-C in Feldmitte (Szenario 3 - Realbrand im Eckfeld)

Im beflamten Nebenträger in Achse 2/A-C entwickelt sich ein negatives Zwangmoment, das nach 17 Minuten sein Minimum erlangt (Bild 94). Die durch die Dehnbehinderung aufgebaute axiale Zwangskraft erreicht ebenfalls nach 17 Minuten ihr Minimum und fällt mit zunehmender Entfestigung des Querschnitts ab. Im Stahlquerschnitt stellt sich bereits nach 10 Minuten die maximale Zwängung ein (Bild 95). Die Normalkraft im Stahlquerschnitt ist ab der 17. Minute praktisch auf Null abgefallen, es trägt nur noch die Deckenplatte zum Lastabtrag bei. Im unbeflammten Randträger in Achse 1/A-C bildet sich eine rückwirkende Zugkraft aus, die zusätzlich zu einer Erhöhung des Feldmoments von 25 kNm im Kalten auf 49 kNm nach 30 Minuten führt.

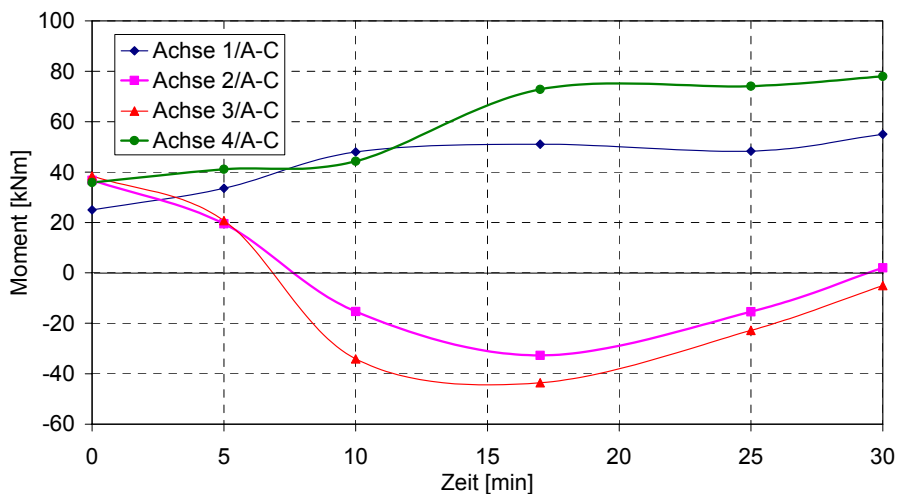


Bild 94 Feldmomente der Nebenträger in Achse 1/A-C bis 4/A-C (Szenario 3 - Realbrand im Eckfeld)

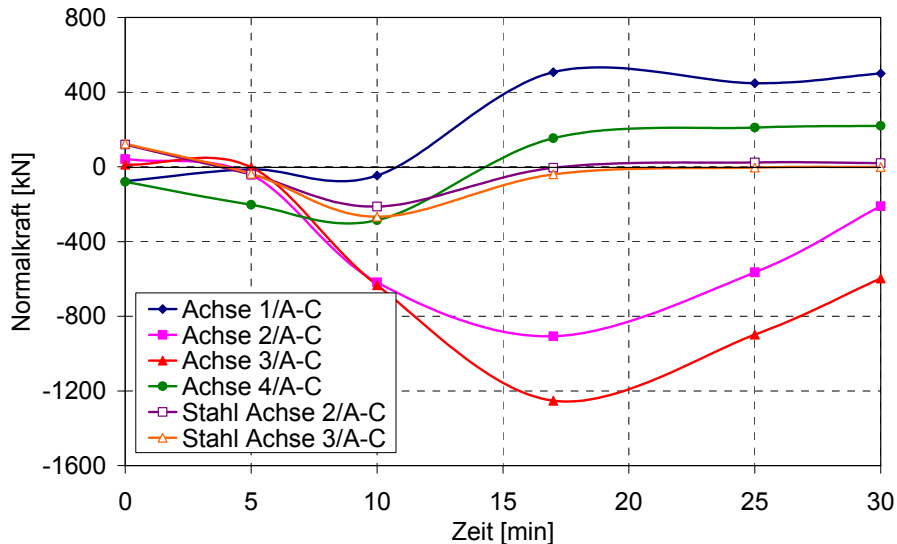


Bild 95 Normalkräfte im Verbundquerschnitt der Nebenträger in Achse 1/A-C bis 4/A-C und im Stahlquerschnitt der Nebenträger in Achse 2/A-C und 3/A-C in Feldmitte (Szenario 3 – Realbrand im Eckfeld)

5.3.4.4 Bewertung der Ergebnisse Szenario 3 – Realbrand im Eckfeld

Die numerische Simulation des Szenarios 3 zeigt, dass bei Unterstellung eines realistischen Brandes in einem im Eckfeld liegenden Büro sowohl die Randträger (Achse 1) als auch die dem Randträger direkt benachbarten Nebenträger (Achse 2) bekleidet werden müssen, damit durch eine ausreichende Dehnbehinderung der Deckenplatte eine übermäßige Verformung in z-Richtung und eine Verdrehung der Nebenträger verhindert werden kann. Die weiteren Nebenträger (Achse 3) können ungeschützt ausgeführt werden.

5.3.5 Szenario 4 - Realbrand im Innenfeld

5.3.5.1 Allgemeines

Mit der Simulation eines Realbrandes in einem Büro im Innenfeld (Szenario 4) zwischen Achse C und F sowie Achse 1 und 3 wird untersucht, inwieweit sich die im Vergleich zu den in den Außenfeldern liegenden Nebenträgern höhere Dehnbehinderung von unbekleideten beflamnten Nebenträgern auswirkt. Für den Randträger in Achse 1/A-C wird eine Bekleidung vorgesehen, da eine starke Verdrehbewegung und Knickgefahr ausgeschlossen werden soll. In Bild 96 ist der durch die Realbrandkurve berechnete Temperaturzeitverlauf des natürlichen Brandes ($q_x = 511 \text{ MJ/m}^2$, $A_w = 10,5 \text{ m}^2$, $h_w = 1,5 \text{ m}$, $b = 1500 \text{ J}/(\text{m} \cdot \sqrt{\text{s}} \cdot \text{K})$, $A_f = 37,5 \text{ m}^2$), der auf den Brandraum beschränkt bleibt, sowie der Verlauf der Temperaturen der beflamnten Bauteile dargestellt. Zum Zeitpunkt der maximalen Gastemperatur nach 34 Minuten beträgt die Temperatur im Stahl ca. 1000°C , an der Unterkante der Deckenplatte ca. 900°C . Die Temperatur an der brandabgekehrten Seite der Platte (oben) steigt kaum an.

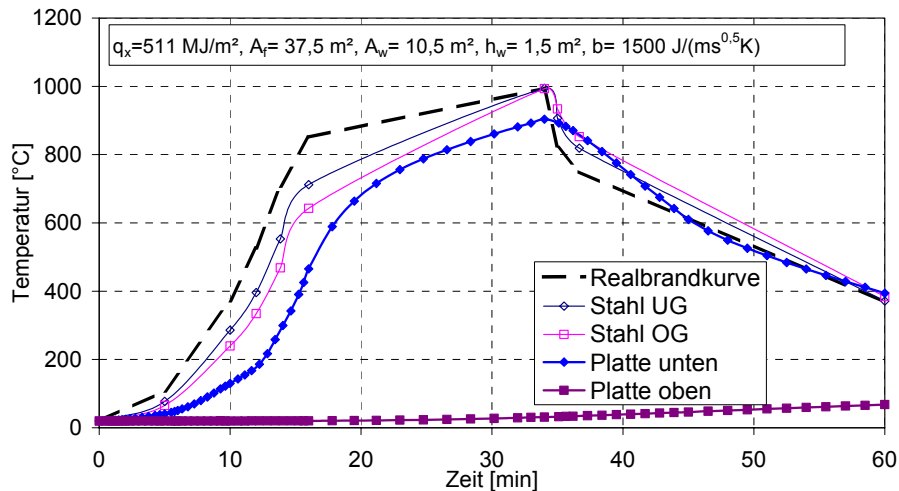


Bild 96 Temperaturzeitverlauf des Realbrandes, der beflamten Nebenträger und der Deckenplatte (Szenario 4 – Realbrand im Innenfeld)

5.3.5.2 Verformungen

Die Durchbiegung der beiden beflamten Nebenträger in Achse 2/C-F und 3/C-F in Feldmitte nimmt von Beginn an stark zu (Bild 97). Nach 16 Minuten flacht der Anstieg, verursacht durch den Knick in der Realbrandkurve, ab. Zum Zeitpunkt der maximalen Stahltemperatur nach 34 Minuten beträgt die Durchbiegung in Feldmitte ungefähr 340 mm in Achse 3 und ungefähr 450 mm in Achse 2. In Achse 2 überschreitet die Durchbiegung nach 28 Minuten den kritischen Wert von $u_{\text{crit}} = l / 20 = 375 \text{ mm}$. In der Abkühlphase gehen die Verformungen wieder zurück. Die Durchbiegung der Nebenträger in Achse 1, 4 und 5 sowie der Hauptträger in Achse C und F, an die die Nebenträger anschließen, steigt nur geringfügig an.

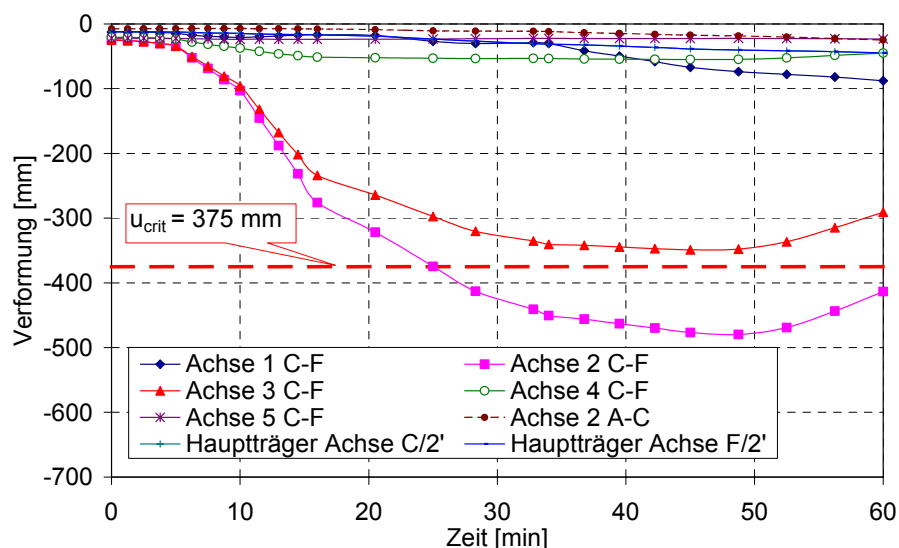


Bild 97 Vertikale Verformung der Nebenträger in Achse 1/C-F bis 5/C-F sowie des Nebenträgers in Achse 2/A-C und der Hauptträger in Achse C/2' und F/2' in Feldmitte (Szenario 4 - Realbrand im Innenfeld)

Bild 98 zeigt die Verformungsfigur des Plattenstreifens in Feldmitte nach 34 Minuten. Die Durchbiegung verhält sich ähnlich wie bei einem einseitig gelenkig / einseitig eingespannten

Plattenstreifen. Zur Begrenzung der Durchbiegung des Nebenträgers in Achse 2 ist eine Bekleidung erforderlich.

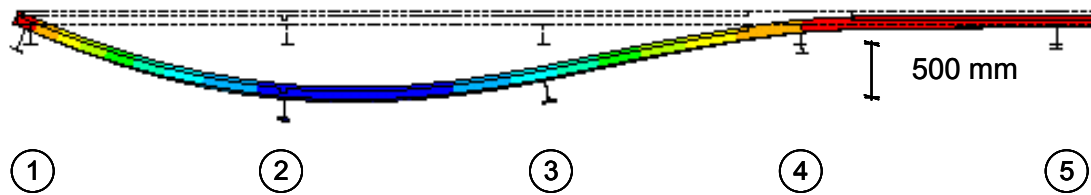


Bild 98 Durchbiegung der Deckenplatte in Achse B zwischen den Achsen 1 und 5 in Feldmitte nach 34 Minuten (Szenario 4 – Realbrand im Innenfeld)

Infolge des Ausdehnbestrebens der beflaminten Nebenträger werden die Hauptträger um bis zu 13 mm nach außen verschoben. In den Außenstützen kann noch eine Verschiebung von ca. 5 mm festgestellt werden (Bild 99).

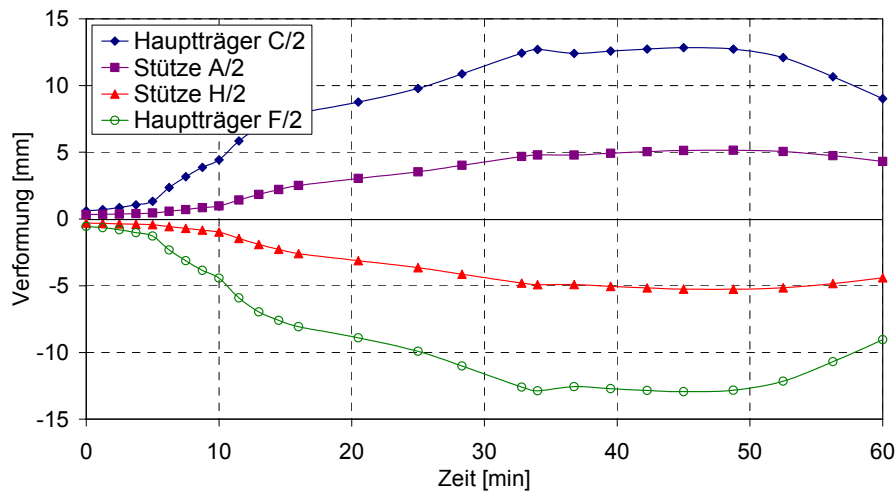


Bild 99 Horizontale Verformung in x-Richtung der Hauptträger (OK Platte) in Achse C/2 und F/2 sowie der Außenstützen in Achse C/2 und F/2 (Szenario 4 - Realbrand im Innenfeld)

In Bild 100 sind die in Feldmitte der Nebenträger zwischen den Achsen C und F auf der Höhe der Oberkante der Deckenplatte simulierten horizontalen Verformungen in z-Richtung dargestellt. Infolge der Bekleidung des Randbalkens werden die horizontalen Verformungen in z-Richtung begrenzt und fallen im Vergleich zum Szenario 3 – Realbrand im Eckfeld gering aus (Abschnitt 5.3.4.2). Aufgrund der großen Durchbiegung der Platte im beflaminten Bereich verdrehen sich die Nebenträger um die x-Achse, so dass die Verformung in Höhe der OK Deckenplatte über den Nebenträgern in Achse 1 und 2 zunächst in negativer Richtung verläuft. Erst mit zunehmender Erwärmung der Deckenplatte verschiebt sich diese immer stärker nach außen, so dass sich die Verformung in Höhe der OK Deckenplatte in positive x-Richtung wandelt (Bild 100).

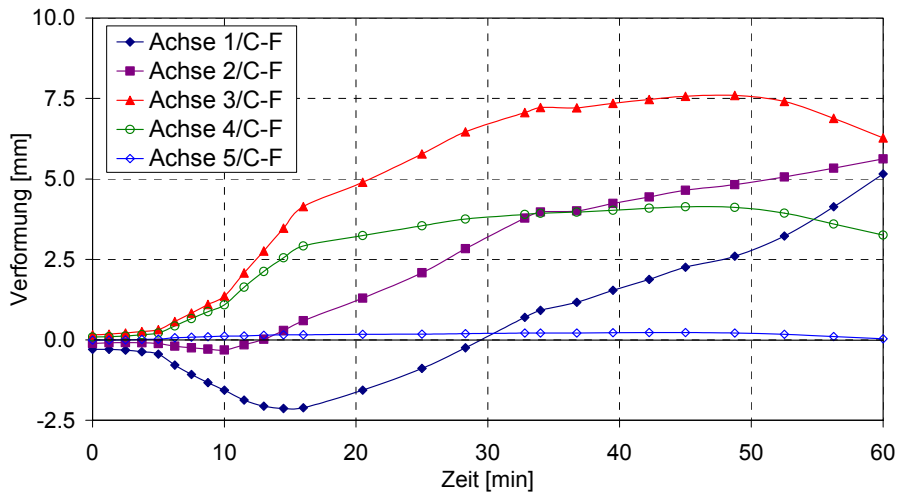


Bild 100 Horizontale Verformung in z-Richtung Oberkante der Deckenplatte in Achse 1/C-F bis 5/C-F (Szenario 4 - Realbrand im Innenfeld)

5.3.5.3 Schnittkräfte

In Bild 101 bis Bild 103 wird der Verlauf der Schnittgrößen in Feldmitte der Nebenträger in Achse 1/C-F bis 5/C-F sowie der Hauptträger in Achse 1-3/C und 1-3/F in der Erwärmungsphase dargestellt. Bis zur 16. Minute bilden sich in den beflamten Nebenträgern in Achse 2/C-F und 3/C-F hohe negative Zwangmomente und Zwangnormalkräfte aus, die anschließend abgebaut werden. Infolge der Lastumlagerung und wegen der sich einstellenden rückwirkenden Zugkräfte vergrößern sich die positiven Feldmomente der Nebenträger in den Achsen 4/C-F und 5/C-F. Dieser Effekt stellt sich bis zur 16. Minute auch im Randbalken in Achse 1/C-F ein.

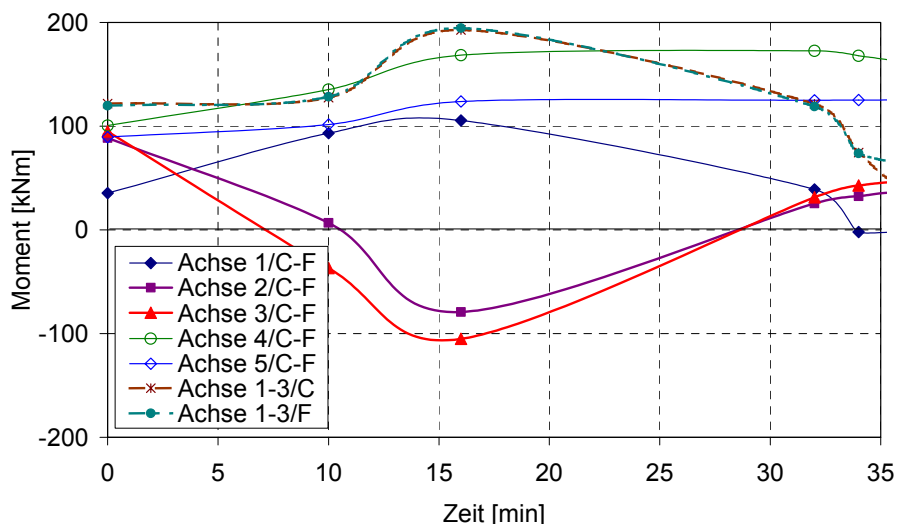


Bild 101 Feldmomente der Nebenträger in Achse 1/C-F bis 5/C-F und der Hauptträger in Achse 1-3/C und 1-3/F (Szenario 4 - Realbrand im Innenfeld)

Mit zunehmender Erwärmung der Deckenplatte bildet sich im Verbundquerschnitt des Randbalkens aufgrund der Dehnbehinderung eine Zwangskraft aus, der Stahlquerschnitt bleibt im

Zugbereich (Bild 103). Am Ende der Erwärmungsphase nach 34 Minuten kann der Stahlquerschnitt der beflamten Nebenträger praktisch keine Lasten mehr aufnehmen, die Normalkraft im Stahl ist fast 0.

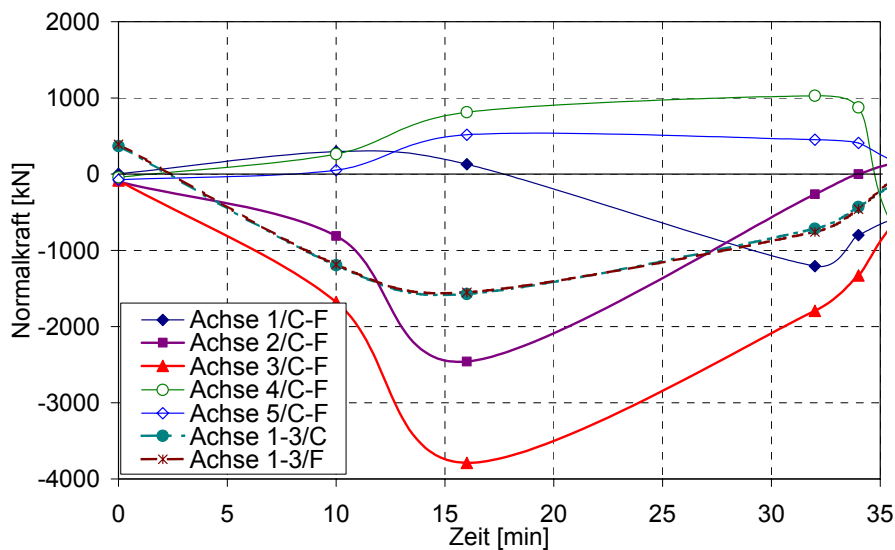


Bild 102 Normalkräfte im Verbundquerschnitt der Nebenträger in Achse 1/C-F bis 5/C-F und der Hauptträger in Achse 1-3/C und Achse 1-3/F (Szenario 4 - Realbrand im Innenfeld)

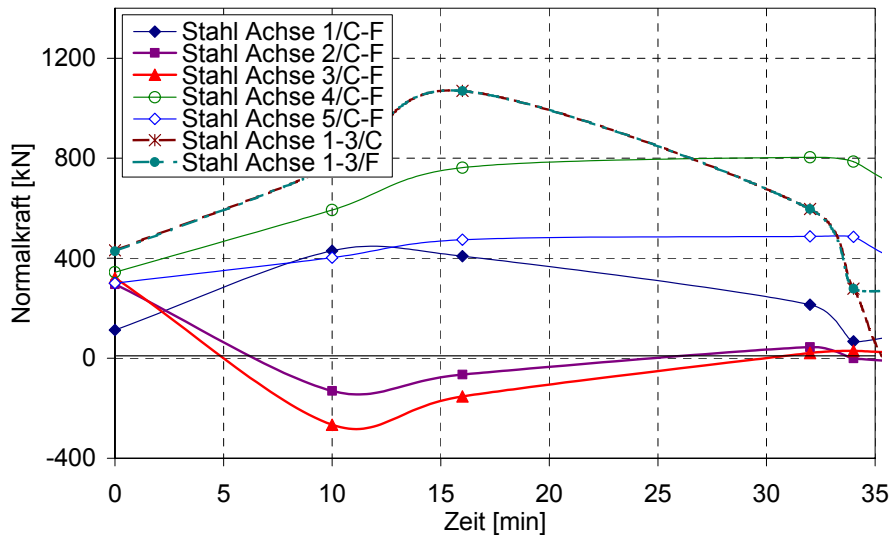


Bild 103 Normalkräfte im Stahlquerschnitt der Nebenträger in Achse 1/C-F bis 5/C-F und der Hauptträger in Achse 1-3/C und Achse 1-3/F (Szenario 4 - Realbrand im Innenfeld)

Durch die Beflammung der Deckenplatte erwärmt sich auch der Betonquerschnitt über den Hauptträgern in Achse 1-3/C und 1-3/F, deren Stahlquerschnitt bekleidet ist. Die Dehnbehinderung der Hauptträger führt zu axialen Druckkräften im Verbundquerschnitt (Bild 102). Das positive Moment im Feldquerschnitt der Hauptträger wächst bis zur 16. Minute an, im gesamten Stahlquerschnitt herrschen Zugspannungen (Bild 103). Infolge der fortwährend zunehmenden Durchbiegung der beflamten Nebenträger entziehen sich diese der Last, die auf

die benachbarten Nebenträger umgelagert wird. Dadurch vermindert sich die, aus den Auflagerkräften der beflamten Nebenträger in Achse 2 und 3 resultierende, Belastung der Hauptträger in Achse 1-3/C und 1-3/F, so dass das Feldmoment der Hauptträger reduziert wird (Bild 101).

5.3.5.4 Bewertung der Ergebnisse Szenario 4 – Realbrand im Innenfeld

Bei Ausführung ungeschützter Stahlträger kann es bei einem Brand im Innenfeld mit hohen Temperaturen ($T_{\text{Stahl}} > 800^{\circ}\text{C}$) zu kritischen Durchbiegungen der Deckenplatte kommen, die den vertikalen Raumabschluss gefährden. Die Bekleidung des Randträgers (Achse 1) sowie der benachbarten Nebenträger (Achse 2) verstärkt die Steifigkeit des Tragsystems für sehr hohe Temperaturen, so dass die restlichen Nebenträger ungeschützt ausgeführt werden können.

5.3.6 Szenario 5 - Realbrand mit sukzessiver Brandausbreitung

5.3.6.1 Allgemeines

Anhand eines sich sukzessive von Bürozone zu Bürozone ausbreitenden Brandes soll die Auswirkung einer realistischen Brandausbreitung auf das Verhalten der Konstruktion untersucht werden (Szenario 5). In Bild 104 wird der Grundriss des Büros gezeigt. Die Trennwand zum Flur (Achse C), der als Rettungsweg dient, ist entsprechend [MBO2002] für die Feuerwiderstandsklasse F 30 nach [DIN4102-4] ausgelegt. Die einzelnen Bürozeilen sind durch leichte Trennwände getrennt, die in keine Feuerwiderstandsklasse einzuordnen sind, jedoch einer ungehinderten Brandausbreitung entgegen wirken (Abschnitt 3.4). Für die Verzögerung der Brandausbreitung bis zum 1. Zellendurchbruch, nachdem sich der Brand von Zelle 1 in die Nachbarzellen 2a und 2b ausbreitet, wird entsprechend der Vorgehensweise in Abschnitt 3.4 eine Zeit von 17 Minuten angesetzt. Nach dem 2. Zellendurchbruch in der 22. Minute breitet sich der Brand in die Zellen 3a und 3b aus, so dass der gesamte Abschnitt zwischen den Achsen A und C bzw. 1 und 7 (Bild 65) brennt.

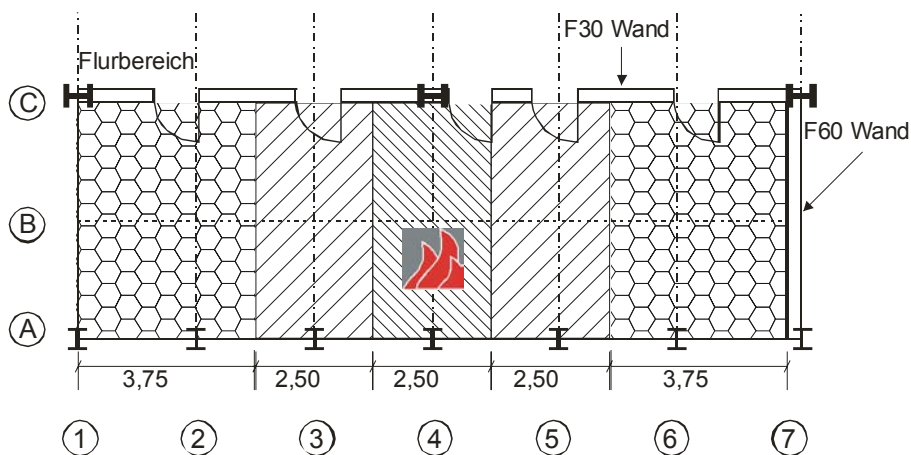


Bild 104 Sukzessive Brandausbreitung eines Realbrandes in einem Bürogebäude in Raumzellenbauweise (Szenario 5 – Realbrand mit sukzessiver Brandausbreitung)

Die maximal brennende Fläche der Zellen 1, 2a, 2b, 3a und 3b beträgt $A_f = 75 \text{ m}^2$, die gesamte Öffnungsfläche (Fenster) $A_w = 22 \text{ m}^2$. Die Brandlastdichte wird für alle Zellen konstant mit $q_x = 511 \text{ MJ/m}^2$ angesetzt.

Der Randträger in Achse 1 und der benachbarte Nebenträger in Achse 2 sind bekleidet, um die Verschiebungen bzw. Verdrehungen der Nebenträger in der Eck-Lage zu begrenzen (Abschnitt 5.3.4). Bild 105 zeigt den Verlauf der Realbrandkurve sowie die Temperatur des Stahluntergurts der in den Zellen 1, 2b und 3b liegenden unbekleideten Nebenträger in Achse 4, 5 und 6. Die Nebenträger in Achse 5 und 6 erwärmen sich erst, nachdem sich der Brand auf diese Zellen infolge der Zellendurchbrüche ausgebreitet hat. Die maximale Stahltemperatur beträgt 910°C nach 35 Minuten.

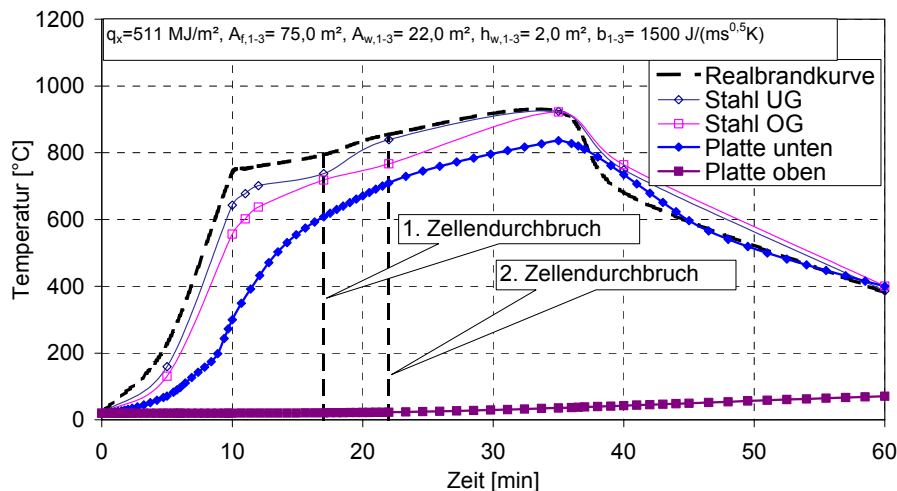


Bild 105 Temperaturzeitverlauf des Realbrandes und des Nebenträgers in Achse 4/A-C (Szenario 5 – Realbrand mit sukzessiver Brandausbreitung)

5.3.6.2 Verformungen

In Bild 106 wird die vertikale Verformung in Feldmitte der sich im brennenden Bereich befindlichen Nebenträger dargestellt. Die Auswirkung der sukzessiven Brandausbreitung auf die Verformung der Nebenträger ist deutlich zu erkennen. In der ersten Phase, in der der Brand auf Zelle 1 beschränkt ist, wachsen nur die Verformungen des beflamten Nebenträgers in Achse 4 signifikant an. Nach dem 1. Zellendurchbruch nach 17 Minuten und der Ausdehnung des Brandes auf die Zellen 2a und 2b werden zusätzlich die Nebenträger in Achse 3 und 5 beflammt. Dadurch steigen in diesen Nebenträgern die Verformungen an. Die Deckenplatte ist nun über eine Breite von 7,50 m beflammt (Bild 104). Folglich wachsen auch die Verformungen des Nebenträgers in Achse 4 mit der steigenden Durchbiegung der benachbarten Nebenträger an.

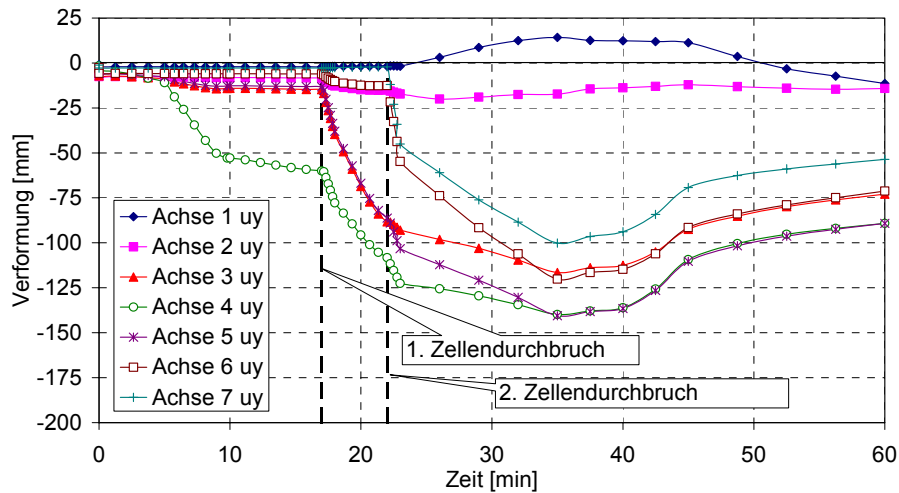


Bild 106 Vertikale Verformung der Nebenträger in Achse 1/A-C bis 7/A-C in Feldmitte (Szenario 5 – Realbrand mit sukzessiver Brandausbreitung)

Mit dem 2. Zellendurchbruch nach 22 Minuten wachsen die Verformungen der drei Nebenträger weiter an. Abrupt steigen nun auch die Durchbiegungen der in den Brand involvierten Nebenträger der Zelle 3b in Achse 6 und 7. Die im Eckbereich gelegenen bekleideten Nebenträger in Achse 1 und 2 verformen sich aufgrund ihrer geringer Erwärmung vergleichsweise wenig. Durch die steife, noch relativ kalte Deckenplatte zwischen Achse 1 und 2 wird der Nebenträger in Achse 1 nach oben verformt (Bild 107). Nach Erreichen der Maximaltemperatur in der 35. Minute sinken die Durchbiegungen der Nebenträger in Achse 2 bis 6, wobei die Ergebnisse nur qualitativ gedeutet werden sollten, da für die Abkühlphase bisher keine abgesicherten Materialeigenschaften zur Verfügung stehen (Abschnitt 2.2.4)

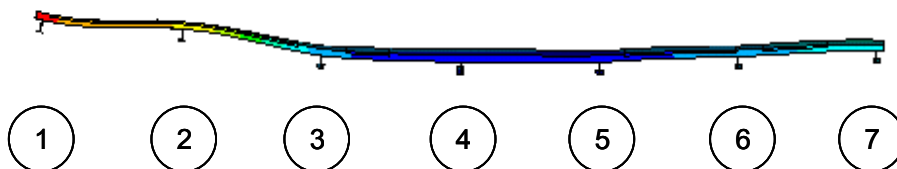


Bild 107 Durchbiegungsfigur der Deckenplatte in Achse B zwischen Achse 1/A-C und 7/A-C nach 35 Minuten (Szenario 5 – Realbrand mit sukzessiver Brandausbreitung)

Auch bei der Horizontalverformung in x-Richtung der Stützen in Achse A/3-7 werden die Zellendurchbrüche durch abruptes Anwachsen der Verformungen gekennzeichnet (Bild 108). Die Verformungen der bekleideten Nebenträger in Achse 1 und 2 sind wesentlich geringer, die Stütze in A/1 verschiebt sich zunächst in negativer x-Richtung (Abschnitt 5.3.2.4).

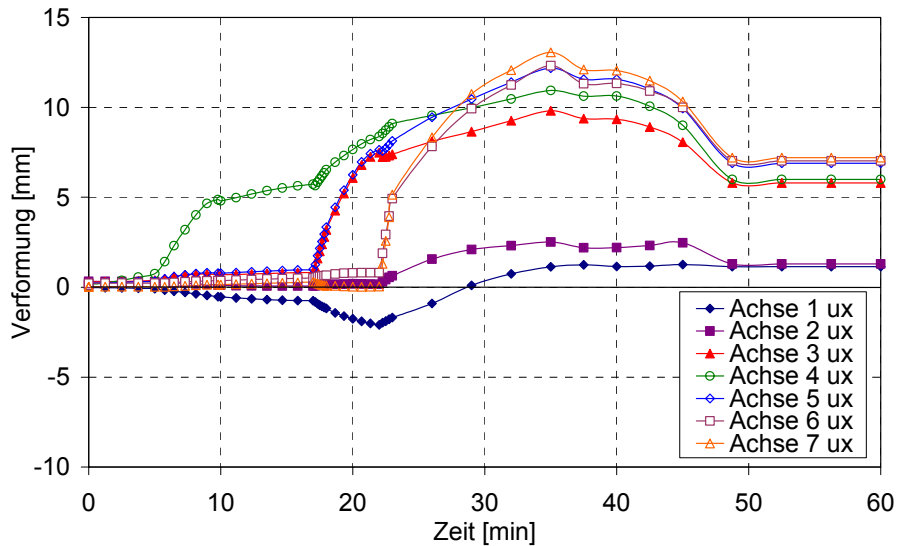


Bild 108 Horizontale Verformung in x-Richtung der Stützen in Achse A (Szenario 5 - Realbrand mit sukzessiver Brandausbreitung)

In Bild 109 ist die horizontale Verformung in Höhe OK Deckenplatte der Nebenträger in Achse 1 bis 7 in z-Richtung dargestellt. Die Verformung nimmt zu, je näher die Nebenträger in Richtung der Außenfassade in Achse 1 liegen (Bild 64).

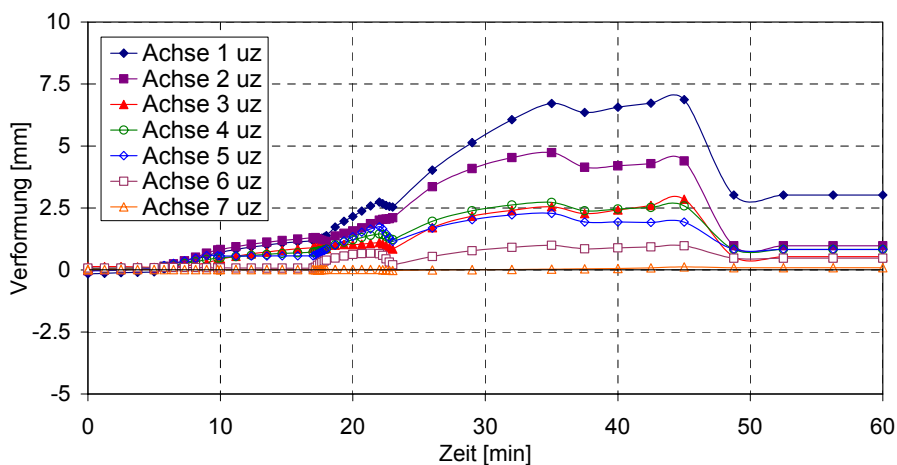


Bild 109 Horizontale Verformung in z-Richtung der Nebenträger 1-7/A-C in Feldmitte (Szenario 5 - Realbrand mit sukzessiver Brandausbreitung)

5.3.6.3 Bewertung der Ergebnisse Szenario 5 – Realbrand mit sukzessiver Brandausbreitung

Dieses Beispiel zeigt, dass auch bei einem über mehrere Bürozellen ausgedehnten Brand bei Berücksichtigung einer realistischen Brandausbreitung die maximalen Verformungen im Brandfall nicht größer anwachsen als bei einem auf einen Büroraum beschränkten Brand (Abschnitt 5.3.3). Die Standsicherheit und der Raumabschluss der Konstruktion sind auch

bei Ausführung ungeschützter Nebenträger nicht gefährdet, wenn ein Realbrand mit sukzessiver Brandausbreitung unterstellt wird und Lastumlagerungen in Ansatz gebracht werden.

5.3.7 Szenario 6 - Vollbrand (ETK) in der gesamten Nutzungseinheit

5.3.7.1 Allgemeines

Im Vergleich zum realistischen Szenario in Abschnitt 5.3.6 wird abschließend die Auswirkung eines Vollbrandes nach der ETK untersucht (Szenario 6), der sich in der gesamten Nutzungseinheit zwischen den Achsen 1 und 7 bzw. A und H ausgebreitet hat. In Bild 110 wird der Temperaturzeitverlauf der ETK, der unbekleideten Stahlbauteile sowie der Deckenplatte dargestellt.

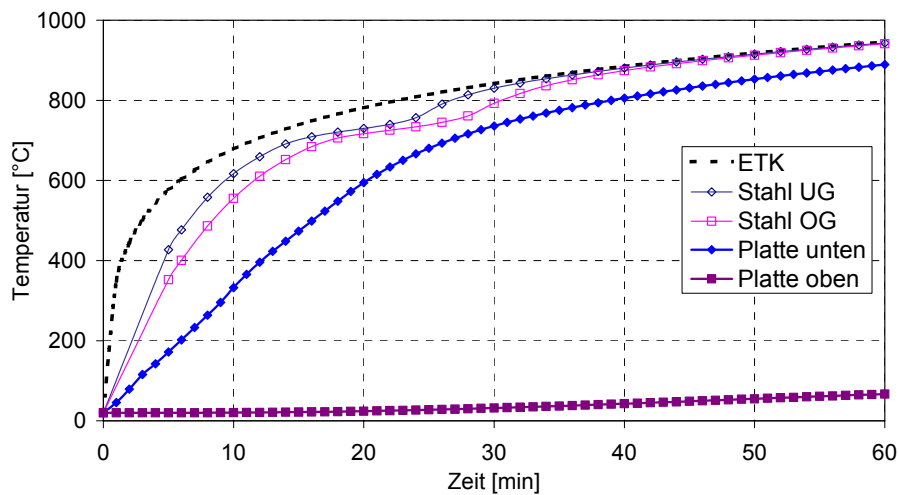


Bild 110 Temperaturzeitverlauf des Vollbrandes (ETK), der ungeschützten Nebenträger und der Deckenplatte (Szenario 6 – Vollbrand (ETK) in der gesamten Nutzungseinheit)

5.3.7.2 Verformungen

Die in den Innenfeldern gelegenen Nebenträger versagen durch starken Anstieg der Durchbiegungen. Die kritische Durchbiegung wird zwischen der 15. und 30. Minute überschritten (Bild 111). Die Horizontalverformung in z-Richtung der Nebenträger zwischen Achse C und F wächst in der Folge stark an (Bild 113). Trotz der großflächigen Temperaturbeanspruchung in der gesamten Nutzungseinheit kommt es nicht zum Versagen des Gesamttragwerks, die Bekleidung verhindert eine Erwärmung der Stützen bis zur kritischen Temperatur, obwohl die seitliche Verformung der Außenstützen sehr groß wird (Bild 112). Die unbekleideten Nebenträger in den Außenfeldern verformen sich zwar ebenfalls stark, es kommt jedoch bis zur 60. Minute nicht zum Versagen.

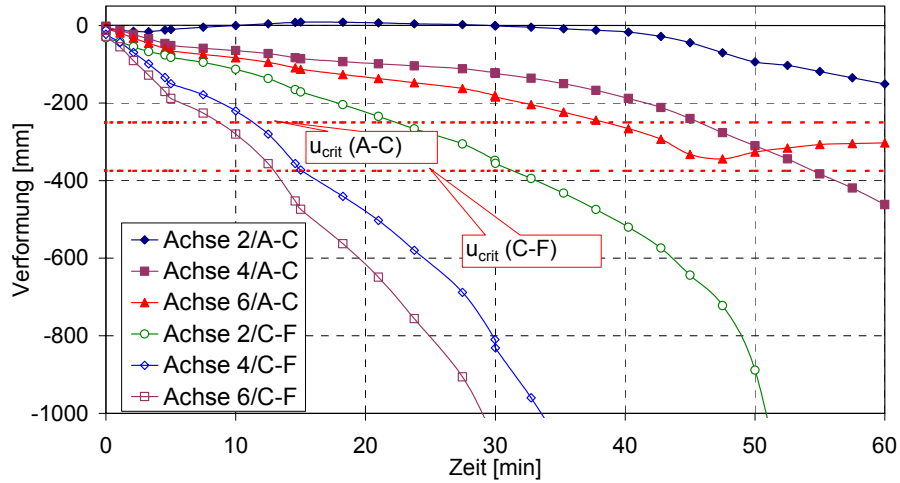


Bild 111 Vertikale Verformung der Nebenträger in Achse 2, 4 und 6 in Feldmitte (Szenario 6 – Vollbrand (ETK) in der gesamten Nutzungseinheit)

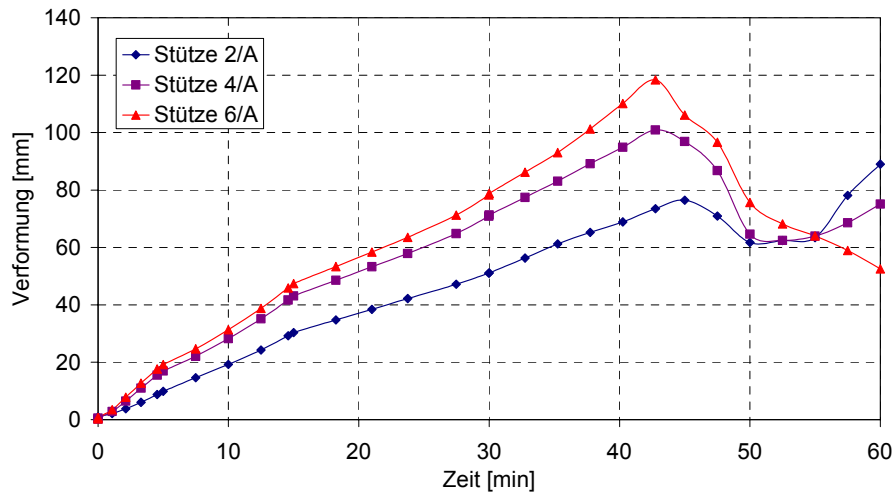


Bild 112 Horizontale Verformung in x-Richtung der Stützen in Achse 2, 4 und 6 (Szenario 6 - Vollbrand (ETK) in der gesamten Nutzungseinheit)

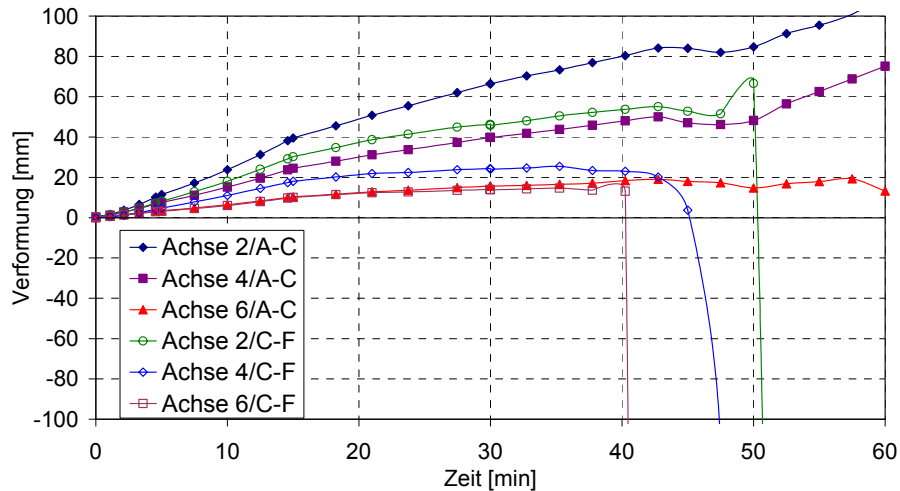


Bild 113 Horizontale Verformung in z-Richtung der Nebenträger Achse 2, 4 und 6 in Feldmitte (Szenario 6 - Vollbrand (ETK) in der gesamten Nutzungseinheit)

5.3.7.3 Bewertung der Ergebnisse Szenario 6 – Vollbrand (ETK) in der gesamten Nutzungseinheit

Auch für das Szenario eines Vollbrandes in der gesamten Nutzungseinheit nach der ETK wird kein globales Versagen des Tragwerks festgestellt. Allerdings sind die Verformungen im gesamten Tragwerk so groß, dass eine wirtschaftliche Sanierung der Konstruktion fraglich erscheint. Die lokale Gefährdung der Standsicherheit im Innenfeld besteht schon nach 12 Minuten, einem Zeitpunkt, zu dem nicht davon ausgegangen werden kann, dass die Personenrettung bereits abgeschlossen ist. Bei der Unterstellung eines Vollbrandszenarios nach der ETK ist die Ausführung von Nebenträgern mit ungeschütztem Stahlquerschnitt aufgrund mangelnder Lastumlagerungsmöglichkeiten daher nicht möglich.

6 EMPFEHLUNGEN FÜR DIE PRAXIS

6.1 Allgemeines

Aus den Ergebnissen der in dieser Arbeit durchgeführten numerischen Berechnungen lassen sich einige Bemessungsregeln ableiten, die für eine optimierte brandschutztechnische Auslegung eines mehrgeschossigen Gebäudes in Stahlbauweise angewendet werden können. Bei Anwendung der Bemessungsregeln kann die Dimensionierung des Tragwerks so ausgeführt werden, dass die erforderlichen Nachweise mit den allgemeinen Berechnungsverfahren einen ausreichenden Feuerwiderstand für das Gesamttragwerk und seine Einzelbauteile ergeben.

6.2 Randbedingungen

6.2.1 Allgemeines

Die in diesem Abschnitt beschriebene überschlägige Vorbemessungsmethode kann aufgrund der komplexen Lastumlagerungsmechanismen nur bei Einhaltung der in dieser Arbeit untersuchten Randbedingungen angewendet werden, die unten vorgestellt werden.

Die Erfüllung der in den Bauordnungen verankerten Schutzziele muss zu jedem Zeitpunkt gewährleistet sein (Abschnitt 1). Ein erhöhtes Risiko für Gebäudenutzer und Feuerwehrleute muss vermieden werden. Hierfür sind die materiellen Anforderungen der betroffenen Normen und Verordnungen für Rettungswege und Angriffswege für die Feuerwehr umzusetzen. Der Raumabschluss zwischen Nutzungseinheiten muss sowohl in horizontaler als auch in vertikaler Richtung gewährleistet sein und darf nicht durch übermäßige Verformungen der Deckenbauteile und der raumabschließenden Wandbauteile gefährdet werden.

Die Hinweise zur überschlägigen Bemessung gelten nur für mehrgeschossige Wohn-, Geschäfts- und Bürogebäude in Stahlbauweise der Gebäudeklasse 4 nach [MBO2002], deren Trag-Struktur ähnlich der in Abschnitt 5.1 beschriebenen Struktur ist:

- Stahlskelettstruktur aus Stützen und einem rechtwinkligen Trägerrost aus Hauptträgern und Nebenträgern,
- über die Nebenträger spannde Deckenplatte mit Rechteckquerschnitt aus Normalbeton \geq C30/37 mit einer Mindestquerschnittshöhe von 10 cm,
- schlaffe Mattenbewehrung der Deckenplatte (mind. $A_s = 1,31 \text{ cm}^2$ für beide Richtungen),
- Achsabstand der Bewehrung von der beflamnten Oberfläche \geq 20 mm,
- keine vorgespannten Deckenplatten,
- starrer Verbund zwischen Stahlträgern und Deckenplatte,
- Kalt-Bemessung der Träger erfolgt als Einfeldträger in Stahl-Verbundbauweise,
- die Stahlbauanschlüsse werden in der Kalt-Bemessung momentfrei berechnet,
- die Deckenplatten werden durch eine gleichförmige Belastung belastet,
- das Tragwerk ist ausreichend ausgesteift.

6.2.2 Brandschutzmaßnahmen

Entsprechend den Anforderungen in [MBO2002] müssen folgende Bauteile z. B. durch Bekleidungen brandschutztechnisch ertüchtigt werden:

- sämtliche Stützen,
- Hauptträger,
- Randträger,
- Nebenträger in Rettungswegen,
- Träger-Stützenanschlüsse.

Die Anschlüsse müssen so ausgeführt werden, dass sie die im Brandfall entstehenden hohen Zwangkräfte und –momente übertragen können oder sich den Zwangspannungen entziehen. Dies gilt auch für die Abkühlphase, in der aufgrund der Verkürzung der sich abkühlenden Bauteile hohe Zugspannungen auftreten können. Unter Berücksichtigung der in Abschnitt 5.2 gemachten Vorschläge können die Träger-Stützenanschlüsse z. B. durch Anordnung von Langlöchern optimiert werden.

Bei Einhaltung der aufgeführten Randbedingungen und Brandschutzmaßnahmen können Nebenträger in ungeschützter Stahlbauweise ausgeführt werden. In Fällen, bei denen die Lastumlagerung von brandbeanspruchten Bauteilen zu nicht-brandbeanspruchten Bauteilen nur eingeschränkt möglich ist, wie z. B. bei Bränden in Gebäudeecken oder bei einem ausgedehnten Vollbrand, kann es bei sehr hohen Stahltemperaturen zum lokalen Versagen der brandbeanspruchten Nebenträger und zum Verlust des Raumabschlusses infolge der übermäßigen Durchbiegung der Decke kommen. Ein globales Tragversagen konnte bei der numerischen Simulation eines Vollbrandes nach der ETK in einer Nutzungseinheit mit über 260 m² nicht festgestellt werden. Bei der numerischen Simulation realistischer Brandszenarien kam es bei einem sich auf einer Fläche von 75 m² ausdehnenden Brand zu größeren Verformungen, nicht aber zum Versagen der brandbeanspruchten Bauteile.

6.3 Vorbemessung

Die Umlagerung der Lasten von brandbeanspruchten zu nicht-brandbeanspruchten Nebenträgern erfolgt über die Biegetragwirkung der Deckenplatte. Es wird vorausgesetzt, dass aufgrund der hohen Erwärmung und des damit einhergehenden Steifigkeitsverlustes die brandbeanspruchten Nebenträger nicht mehr zum Lastabtrag beitragen. In Bild 114 ist die vereinfachte Ermittlung der Lasteinzugsfläche für die am Rand der brennenden Fläche liegenden Nebenträger 3 und 5 dargestellt. Unter Vernachlässigung der Lastumlagerung auf die Hauptträger kann die maximale Lasteinzugsfläche der nicht-brandbeanspruchten Nebenträger für die Lasteinzugsbreite $e_{\text{eff},fi}$ bestimmt werden.

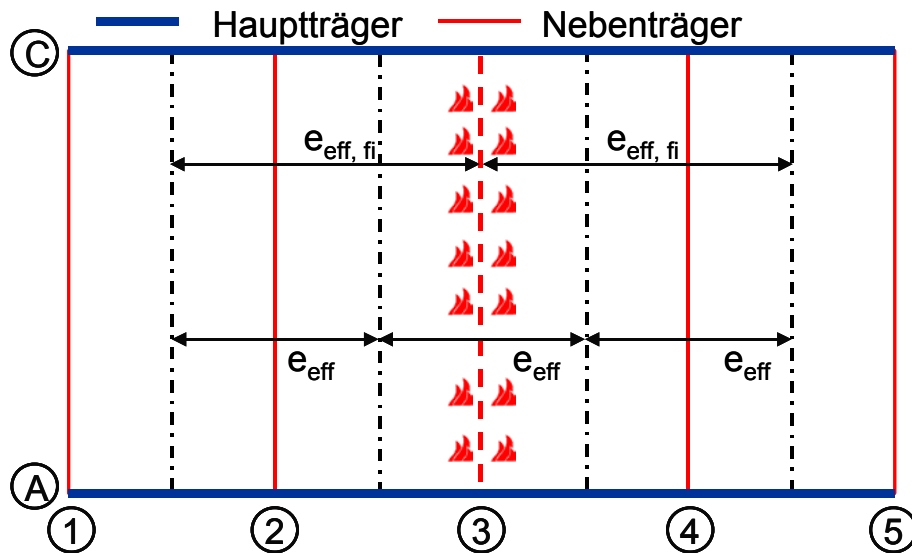


Bild 114 Vereinfachte Ermittlung der Lastezugsfläche

Im Vergleich zur Kaltbemessung ergibt sich demnach aus den umgelagerten Gebrauchslasten näherungsweise ein Biegemoment von:

$$M_{sd,fi,um} = \left(\frac{e_{eff,fi}}{e_{eff}} \right) \cdot M_{sd,fi,0} \quad (64)$$

wobei:

$M_{sd,fi,um}$	Bemessungsmoment im Brandfall unter Berücksichtigung von Lastumlagerungen [kNm],
e_{eff}	effektive Lastezugsbreite im Gebrauchslastfall [m],
$e_{eff,fi}$	effektive Lastezugsbreite im Brandfall [m],
$M_{sd,fi,0}$	Bemessungsmoment im Brandfall zur 0. Minute nach Eurocode 4 Teil 1-2 [EC4-1-2] [kNm].

In den am Rand der brennenden Fläche liegenden, nicht-brandbeanspruchten Nebenträgern bilden sich Zugkräfte aus. Aufgrund der relativ geringen Durchbiegung der nicht-brandbeanspruchten Nebenträger ist der Zuwachs des Moments aus Theorie 2. Ordnung gering, so dass sie bei dieser vereinfachten Betrachtung vernachlässigt werden können. Zudem wirken die sich aufgrund des Temperaturgradienten in der Deckenplatte bildenden negativen Zwangmomente den positiven Momenten, die die Zugkräfte verursachen, entgegen. Durch die Deckenplatte können die brandbeanspruchten Nebenträger noch geringe Lasten in Axialrichtung übertragen.

In Tabelle 9 wird für die in Abschnitt 5.3 untersuchten Szenarien die Erhöhung der Biegemomente in Feldmitte der am Rand der brennenden Fläche liegenden Nebenträger nach der überschlüssigen Bemessung mit dem Ergebnis der numerischen Simulation verglichen. Maßgebend ist hierfür der Zeitpunkt, an dem bei den brandbeanspruchten Nebenträgern die maximale Stahltemperatur erreicht ist. Zwischen dem nach Gleichung (64) ermittelten Moment $M_{sd,fi,um}$ und dem Ergebnis der numerischen Simulation $M_{sd,fi,ex}$ besteht eine für die Vorbemessung ausreichend gute Übereinstimmung.

Tabelle 9 Biegemomente in Feldmitte von am Rand der brennenden Fläche liegenden Nebenträgern

Szenario		Träger	$M_{sd,fi,0}$ [kNm]	b_{eff} [m]	$b_{eff,fi}$ [m]	$M_{sd,fi,t,um}$ [kNm]	$M_{sd,fi,t,ex}$ [kNm]
1	Beflammter Nebenträger	5/A-C	40	2,50	3,75	60	71
2	Realbrand im Außenfeld	5/A-C	40	2,50	5,0	75	76
3	Realbrand im Eckfeld	4/A-C	40	2,50	5,0	80	78
4	Realbrand im Innenfeld	4/C-F	100	1,25	5,0	200	175

In Bild 115 ist der generelle Ablauf einer risikogerechten brandschutztechnischen Bemessung von Tragsystemen mehrgeschossiger Gebäude in Stahlbauweise für eine realistische Brandbeanspruchung in einem Bemessungsdiagramm zusammengefasst.

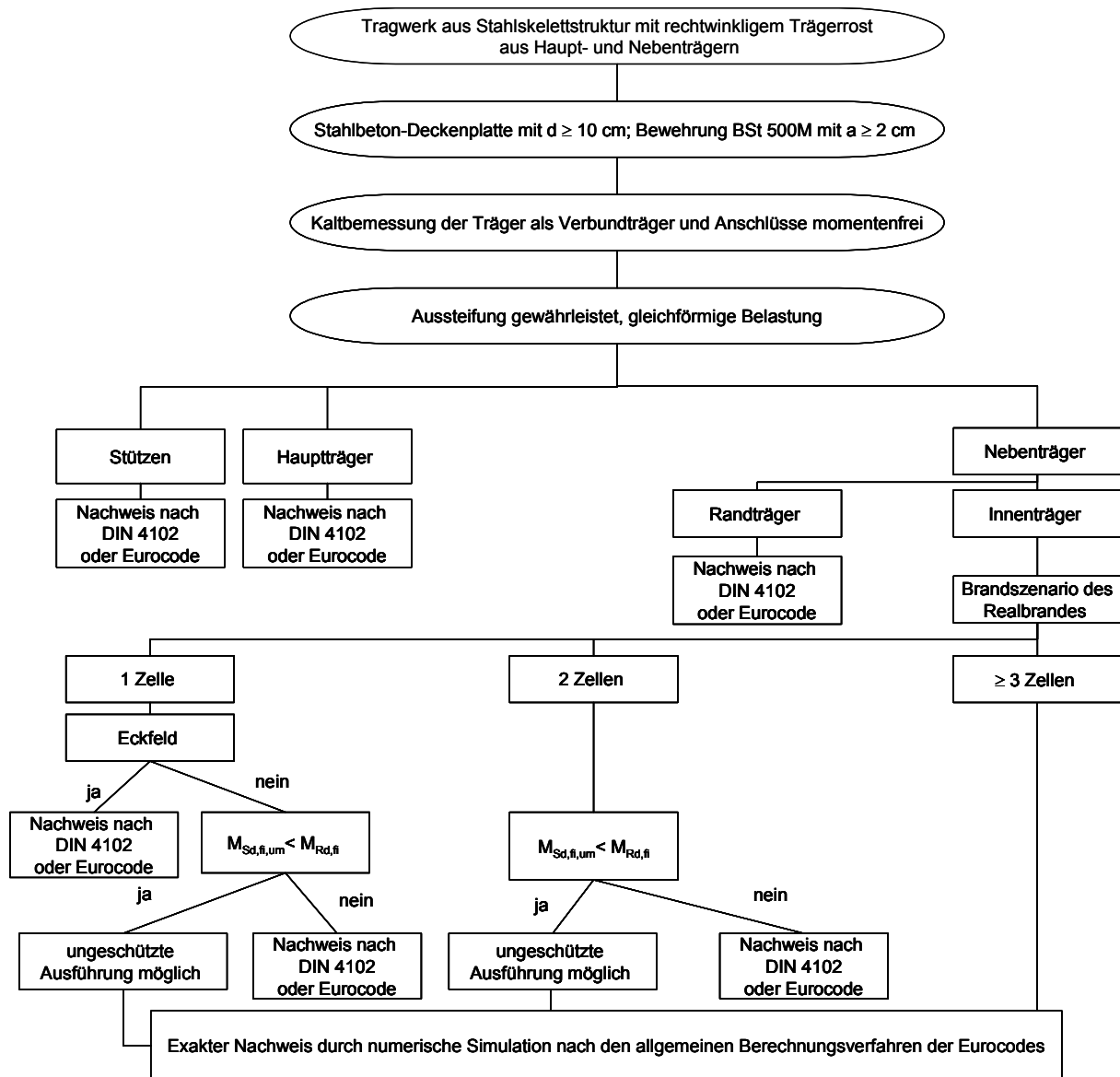


Bild 115 Bemessungsdiagramm zur brandschutztechnischen Auslegung von Gesamttragwerken

6.4 Wiederinstandsetzung

Werden übliche Baustähle bis auf Temperaturen von 700-750°C erwärmt, so erlangen sie ihre ursprünglichen Materialeigenschaften nach der Abkühlung zurück. Insbesondere bei Einwirkung höherer Temperaturen ist nach der Abkühlung mit einer Verfestigung sowie einer Versprödung des Stahls zu rechnen (Abschnitt 2.2.4). Zusätzlich müssen die großen plastischen Verformungen beachtet werden, die bei hohen thermischen Einwirkungen auftreten. Tragende Bauteile, die nach einem Brand große Verformungen aufweisen, müssen ausgetauscht werden.

Das in Abschnitt 5.1 beschriebene System bietet für die Sanierung im Brandschadensfall große Vorteile. Die Träger sind als Einfeldträger mit momentfreien Anschlüssen mit Schrauben-Verbindungen konzipiert. Die Deckenplatten werden als Beton-Fertigteilelemente verlegt. Die Verbundfuge wird mit Spezialmörtel vergossen, so dass eine Deckenscheibe ent-

steht. Die deformierten Stahlträger lassen sich durch Lösen der Schraubenverbindungen einfach von den Stützen trennen. Die Deckenplatten werden in dem Bereich erneuert, in dem Abplatzungen aufgetreten sind und wo höhere Temperaturen den Beton geschädigt haben und eine Gefahr für die Korrosion der Bewehrung besteht (Abschnitt 2.2.4, [HAK84]). Aufgrund des modulartigen Aufbaus des Tragwerks können Nebenträger und Deckenplatten im geschädigten Bereich entfernt werden, ohne dass das Rest-Tragwerk in seiner Standsicherheit gefährdet wird. Die Aussteifung des Rest-Tragwerks muss sichergestellt sein und notfalls durch temporäre Maßnahmen wie z. B. Abspannungen hergestellt werden. Die geschädigten Bauteile können bei Bedarf zersägt und durch die im Brand ebenfalls zerstörten Fensterflächen aus dem Gebäude entfernt werden. Auf dem gleichen Wege gelangen die neuen Bauteile in das Gebäude.

Die Innenstützen werden sich aufgrund ihrer Bekleidung und der Dehnbehinderung durch das umgebende Tragwerk nur geringfügig verformen, so dass in der Regel kein Sanierungsbedarf besteht. Bei den Außenstützen ist insbesondere bei lokal begrenzten Bränden zu prüfen, ob durch den Brand bleibende Verformungen entstanden sind. Im Falle bleibender Schädigungen kann die Außenstütze entweder ausgetauscht werden oder durch Verstärkungen (Laschen), nachträgliches Umhüllen mit Stahlbeton (Umwandlung in eine Verbundstütze) oder durch Lastverteilung an benachbarte Stützen über Querstreben ertüchtigt werden [HAS93].

6.5 Fazit

Das Trag- und Verformungsverhalten eines Gesamttragwerks unter Brandbeanspruchung ist durch die Komplexität der dreidimensionalen Lastabtragung gekennzeichnet. Eine lokale Temperaturbeanspruchung erzeugt Verformungen und Zwangspannungen im Tragwerk. Je nach Ausbildung der Steifigkeitsverhältnisse und der Brandausbreitung können Verformungen und Spannungen ihr Vorzeichen ändern. Es können starke Druck- und Zugkräfte auch in noch weiter entfernt vom Brandraum liegenden Trägern entstehen. Für die Betrachtung des Trag- und Verformungsverhaltens des in ein Gesamttragwerk eingebetteten Bauteils ist eine entsprechende konstruktive Ausführung der Bauteilanschlüsse und der lastumlagernden Tragelemente Voraussetzung.

Die Fähigkeit eines Trägers, Lasten von sich der Last entziehenden Trägern zu übernehmen, ist nur dann gewährleistet, wenn der lastübernehmende Träger nicht seinerseits erwärmt wird und durch Abfall seiner Steifigkeit immer weniger Lasten aufnehmen kann. Folglich muss der lastübernehmende Träger entweder außerhalb des Brandraums liegen, was eine lokale Begrenzung des Brandes voraussetzt, oder er muss durch Brandschutzmaßnahmen wie Bekleidungen oder dämmschichtbildende Anstriche vor übermäßiger Erwärmung geschützt werden. Die lokale Begrenzung eines Brandes in der Nutzungseinheit eines mehrgeschossigen Bürogebäudes kann schon durch leichte Trennwände erfolgen, die zwar in keine Feuerwiderstandsklasse einzuordnen sind, die einer ungehinderten Brandausbreitung jedoch entgegen wirken, so dass sich der Brand sukzessive ausbreitet. Voraussetzung hierfür ist jedoch ein Raumabschluss dieser Trennwand, die den Brand für einige Minuten in seiner Zelle begrenzt (Abschnitt 3.4). Ungeschützt ausgeführte Stahlbauteile erwärmen sich im natürlichen Brand in der Regel im Vergleich zur ETK-Beflammung nur mit geringer Verzögerung auf kritische Temperaturen, die Verzögerung der Erwärmung liegt in den meisten Fällen im Bereich von wenigen Minuten. Der Vorteil der Betrachtung einer realistischen Brandent-

wicklung ergibt sich für ungeschützte Stahlbauteile daher in erster Linie aus der Berücksichtigung einer sukzessiv erfolgenden Brandausbreitung und der Abkehr vom Szenario eines in der gesamten Nutzungseinheit wirkenden Vollbrandes.

Ein weiterer Vorteil der Betrachtung der realistischen Brandentwicklung liegt in der zeitlichen Begrenzung des Brandes, der entsprechend des Bemessungsbrandes (Abschnitt 3.1.2) abklingt, wenn 70 % der Brandlasten verbrannt sind. Diese Abklingphase setzt bei Bränden in Bürogebäuden mit einer üblichen Brandbelastung (80 %-Fraktile $q = 511 \text{ MJ/m}^2$) etwa nach 30-45 Minuten ein. In diesem Zeitraum ist auch ein Eingriff der Feuerwehr zu erwarten, so dass die Maximaltemperatur im realen Brand spätestens nach ca. 45 Minuten erreicht wird.

Die Lastumlagerung von sich der Last entziehenden Trägern kann nur erfolgen, wenn die lastumlagernden Bauteile dementsprechend ausgelegt sind und eine kraftschlüssige Verbindung zwischen Trägern und Deckenplatte besteht. Die Deckenplatte muss in ihrer Querschnittshöhe, der Bewehrungsmenge und dem Achsabstand der Bewehrung von der beflamnten Oberfläche so bemessen sein, dass sie die Lasten eines oder mehrerer sich der Last entziehenden Träger über Biegetragwirkung oder Membrantragwirkung übertragen kann. Die die Last aufnehmenden Träger müssen von ihrer Lastausnutzung her im Stande sein, diese zusätzlichen Lasten zu übernehmen. Es ist zu beachten, dass die Anschlüsse der ungeschützten Träger an die Stützen bzw. an andere Träger so ausgelegt sind, dass sie die im Brandfall infolge der Dehnbehinderung entstehenden Zwangkräfte übertragen können. Gleiches gilt für die Bewehrungsführung in der Deckenplatte. Die Bewehrungsmenge muss für die im Brandfall zu aktivierende Plattentragwirkung dimensioniert sein. Die Bewehrung ist über die Neben- bzw. Hauptträger zu führen, hierfür ist eine hinreichende Übergreifung bzw. Überlappung im Stützbereich einzuhalten, damit die im Brandfall auftretenden axialen Zwangkräfte und negativen Zwangmomente aufgenommen werden können.

Die parallel zur Deckenspannrichtung verlaufenden Hauptträger müssen eine ausreichende Bekleidung entsprechend der Anforderung in [MBO2002] aufweisen. Hiermit soll zum einen die Abmessung des lastumlagernden Deckenplattensystems begrenzt und zum anderen eine Dehnbehinderung der brandbeanspruchten Bauteile gewährleistet werden. Die Dehnbehinderung verbessert die Feuerwiderstandsdauer der Deckenplatte und verhindert größere Verformungen in den angrenzenden Tragwerksteilen.

Die Stützen müssen ebenfalls durch Brandschutzmaßnahmen entsprechend der Anforderungen in [MBO2002] ertüchtigt werden. Damit soll eine übermäßige Erwärmung der Stützen und eine thermische Ausdehnung verhindert werden, die Zwangspannungen in andere Geschosse „transportiert“, sowie ein Verlust der Steifigkeit verhindert werden. Beim Ausknicken oder Beulen von Stützen können anderenfalls oberhalb liegende Stockwerke durch Absenkung beeinträchtigt werden. Eine sich der Last entziehende Stütze hat in der Regel keine Lastumlagerungsmöglichkeit, da die horizontalen Tragglieder die zusätzlichen Lasten, die unter Umständen aus mehreren Stockwerken resultieren, nicht aufnehmen können. Für die Erfüllung der Schutzziele, den Brand geschossweise zu begrenzen und die Personengefährdung so gering wie möglich zu halten, müssen an vertikal lastabtragende Bauteile und Decken Anforderungen gestellt werden, die eine Brandausbreitung über Geschosse hinweg verhindern und den Raumabschluss zwischen den Geschossen gewährleisten. Die Dicke der Deckenplatte ist für den erforderlichen Raumabschluss auszulegen. Abplatzungen sind durch geeignete Maßnahmen zu verhindern [PAL03].

7 ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK

In dieser Arbeit werden die Grundlagen für eine schutzzielorientierte brandschutztechnische Bemessung mehrgeschossiger Wohn- und Bürogebäude unter Verwendung ingenieurmäßiger Verfahren entwickelt und zusammengestellt. Wichtiger Bestandteil der schutzzielorientierten brandschutztechnischen Bemessung ist die Berücksichtigung der realistischen Brandentwicklung auf der Basis eines Bemessungsbrandes. Hierfür werden Realbrandkurven entwickelt, mit denen die thermische Beanspruchung natürlicher Brände in mehrgeschossigen Gebäuden ermittelt werden. Mit Hilfe eines Rechenmodells wird gezeigt, dass die vorhandenen Tragreserven in Bauwerksystemen mehrgeschossiger Stahlkonstruktionen im Brandfall aktiviert werden können und zur deutlichen Verlängerung der Feuerwiderstandsdauer beitragen. Aus den Ergebnissen von numerischen Berechnungen werden Bemessungsregeln abgeleitet, die für eine optimierte brandschutztechnische Auslegung mehrgeschossiger Gebäude in Stahlbauweise angewendet werden können. Mit den hier entwickelten Realbrandkurven kann unter Einhaltung der angegebenen Bemessungsregeln eine risikogerechte Bemessung von Tragsystemen mehrgeschossiger Gebäude in Stahlbauweise unter natürlicher Brandbeanspruchung durchgeführt werden. Durch die risikogerechte, an den Schutzzielen orientierte Bemessung lässt sich gegenüber der derzeitigen Bemessungspraxis, durch die Ermöglichung der Ausführung von ungeschützten Stahlbauteilen und Reduzierung von Brandschutzmaterialien, ein wirtschaftlicher Vorteil erzielen.

In Abschnitt 2 wird der Stand der Erkenntnisse hinsichtlich der Ermittlung der Einwirkungen des Lastfalls Brand und des Tragverhaltens von Bauteilen im Brandfall aufgezeigt. Durch thermisch induzierte Dehnungen kann es zu großen Verformungen kommen. Werden die Verformungen behindert, entstehen Zwangspannungen, die zu Zwangkräften und –momenten führen. Eine weitere Folge der Einwirkung hoher Temperaturen ist die Änderung der Materialeigenschaften, die zu einer erheblichen Reduzierung von Steifigkeit und Festigkeit der Baustoffe führt.

Eine an den Schutzzielen orientierte brandschutztechnische Bemessung muss gewährleisten, dass es, unter Berücksichtigung der Einwirkungen im Brandfall, höchstens zum kalkulierten Ausfall von Teilsystemen wie einzelner Träger kommt. Die globale Standsicherheit darf jedoch nicht gefährdet werden. Auf der Grundlage eines definierten Bemessungsbrandes werden in Abschnitt 3 Temperaturzeitverläufe natürlicher Brände in mehrgeschossigen Wohn- und Bürogebäuden in Abhängigkeit der tatsächlich vorhandenen Randbedingungen ermittelt und hinsichtlich ihrer Einflussfaktoren systematisch untersucht. Unter Berücksichtigung der wesentlichen Parameter werden die Temperaturzeitverläufe mit vereinfachten Gleichungen als sogenannte Realbrandkurven mathematisch formuliert und mit verschiedenen Methoden validiert. Die Realbrandkurven geben dem in der Praxis tätigen Ingenieur die Möglichkeit, die thermischen Einwirkungen eines natürlichen Brandes in mehrgeschossigen Wohn- und Bürogebäuden für die Bauteilauslegung zu berücksichtigen, ohne auf die Anwendung relativ komplizierter Wärmebilanzmodelle angewiesen zu sein. Die in dieser Arbeit entwickelten Realbrandkurven eignen sich als Grundlage für die Bauteilauslegung mit den vereinfachten und allgemeinen Berechnungsverfahren der Eurocodes. Mit den Realbrandkurven kann die realistische Brandentwicklung für die brandschutztechnische Bemessung des Tragwerks erfasst werden. Die in dieser Arbeit vorgestellten Realbrandkurven ermöglichen auch die Berücksichtigung einer sukzessiven Brandausbreitung bei so genannten Raumzellenbränden, bei denen sich der Brand zunächst in seiner Ursprungszelle entwickelt

und sich dann mit Verzögerung auf benachbarte Raumzellen ausbreitet. Im Vergleich zu anderen vereinfachten Verfahren zur Bestimmung von Temperaturzeitverläufen in Wohn- und Bürogebäuden wie z. B. den parametrischen Temperaturzeitkurven in Eurocode 1 Teil 1-2 [EN 1991-1-2] zeichnet die Realbrandkurven aus, dass sie auf einem realistischen, international anerkannten Ansatz für die Energiefreisetzungsbasis basieren, die vorhandenen Ventilationsverhältnisse genauer berücksichtigen und Änderungen der Randbedingungen (Glasbruch, Wanddurchbruch, Zellenbauweise, Eingriff der Feuerwehr) erfassen können.

In Abschnitt 4 wird ein Rechenmodell beschrieben, mit dem das Trag- und Verformungsverhalten im Brandfall von Gesamttragwerken in Stahlbauweise mittels FE-Analyse simuliert werden kann und mit dem für unterschiedliche Szenarien die Lastabtragmechanismen im Brandfall untersucht werden können. Das Rechenmodell wird durch Nachrechnung von Brandversuchen an Bauteilen und Teiltragwerken validiert.

Unter Verwendung des Rechenmodells wird in Abschnitt 5 aufgezeigt, wie Bauwerksysteme mehrgeschossiger Gebäude in Stahlbauweise aus der Sicht des Brandschutzes optimiert werden können. Durch die Optimierung der Träger-Stützenverbindungen können die im Brandfall auftretenden Belastungen aus Zwangkräften in den Stahlträgern und den Anschlüssen reduziert werden. Mit Hilfe der Ergebnisse eines Parameterstudiums, bei dem verschiedene Brandszenarien rechnerisch untersucht werden, werden Randbedingungen formuliert, unter denen die Ausführung ungeschützter Stahlbauteile, die in ein Gesamttragwerk eingebettet sind, möglich ist. Hierfür muss eine kraftschlüssige Verbindung der Stahlträger zur bewehrten Deckenplatte bestehen. Die Deckenplatte muss ausreichend dimensioniert sein, um über Biegetragwirkung Lasten von brandbeanspruchten Trägern auf benachbarte, nicht vom Brand beanspruchte Träger umzulagern. Ein benachbarter Träger kann von einem sich der Last entziehenden Träger nur dann Lasten übernehmen, wenn er seinerseits nicht durch einen Abfall der Steifigkeit infolge seiner Erwärmung weniger Lasten aufnehmen kann. Daher muss sich der lastübernehmende Träger entweder außerhalb des Brandraums befinden, was eine lokale Begrenzung des Brandes voraussetzt, oder er muss durch Brandschutzmaßnahmen geschützt werden.

In Abschnitt 6 werden die wesentlichen Erkenntnisse der in dieser Arbeit durchgeführten numerischen Berechnungen in Form von Bemessungsregeln als Empfehlungen für die Praxis zusammengestellt. Bei Anwendung der Bemessungsregeln lässt sich die brandschutztechnische Dimensionierung des Tragwerks so ausführen, dass ein ausreichender Feuerwiderstand des Gesamttragwerks und der Einzelbauteile mit den allgemeinen Berechnungsverfahren nachgewiesen werden kann. Zur Vermeidung eines erhöhten Risikos für Gebäudenutzer und Rettungskräfte muss der Raumabschluss zwischen Nutzungseinheiten sowohl in horizontaler als auch in vertikaler Richtung gewährleistet sein, so dass übermäßige Verformungen von Deckenbauteilen und raumabschließenden Wandbauteilen begrenzt werden müssen. Bei der Brandschaden-Sanierung bieten Bauwerksysteme mit momentfreien Stahlbauanschlüssen sowie aufliegenden Beton-Fertigteilelementen große Vorteile. Aufgrund des modulartigen Aufbaus des Tragwerks können Stahlträger und Deckenplatten im geschädigten Bereich entfernt werden, ohne dass das Rest-Tragwerk in seiner Standsicherheit gefährdet wird.

Sowohl das in Abschnitt 3 entwickelte Modell für die Bestimmung der thermischen Einwirkungen realer Brände (Realbrandkurven) als auch das in Abschnitt 4 vorgestellte Rechenmodell für die Simulation des Trag- und Verformungsverhaltens von Tragwerken kann unabhängig voneinander verwendet und durch alternative Verfahren ausgetauscht werden. Die

hier vorgestellten Verfahren können als so genannte alternative Bemessungsverfahren auf der Grundlage des Eurocodes 1 Teil 1-2 [EN 1991-1-2] angewendet werden. Durch eine leistungsabhängige Festlegung der physikalisch bedingten thermischen Einwirkungen und eine Analyse des gesamten Bauwerks kann in Verbindung mit einem übergreifenden Sicherheitskonzept eine ökonomische und transparente Bauweise unter Verwendung von sichtbarem Stahl ermöglicht werden.

Im Hinblick auf eine weitere Optimierung von Bauwerkssystemen wären künftig rechnerische und experimentelle Untersuchungen wünschenswert, mit denen unter Variation der lasterzeugenden Parameter intensiv das Lastabtragverhalten der Deckenplatten unter mehraxialen Spannungszuständen erforscht wird und die Auswirkung von nicht-bekleideten oder mit reduzierten Brandschutzmaßnahmen ausgeführten Hauptträgern und Stützen unter Berücksichtigung der sukzessiven Brandausbreitung bei Raumzellenbränden geklärt wird. Für die rechnerische Erfassung der Abkühlphase bestehen noch eine Reihe von Fragen, da aufgrund bisher nicht vorliegender Kenntnisse der Materialeigenschaften nur qualitative Aussagen hinsichtlich der Spannungen, der bleibenden Verformungen, der Rissbildung und der Resttragfähigkeiten getroffen werden können. Gleiches gilt für die Modellierung von Schraubenverbindungen, für die ebenfalls keine abgesicherten temperaturabhängigen Materialeigenschaften für die mehraxiale Beanspruchung vorliegen, die Voraussetzung für die numerische Simulation ungeschützter Anschlusskonstruktionen sind.

Es gibt für den Stahlbau eine Vielzahl von Entwicklungen, die eine Verbesserung des Brandverhaltens zum Ziel haben. Beispielsweise kann die Bauteilerwärmung durch Verwendung dämmschichtbildender Anstriche erheblich verzögert werden oder durch Modifizierung der Stahllegierung der Festigkeitsabfall bei Temperatureinwirkung verringert werden. Verknüpft man diese Maßnahmen, so kann bei Berücksichtigung eines natürlichen Brandes mit Hilfe der Realbrandkurven sowie des Trag- und Verformungsverhaltens des Gesamttragwerks eine ästhetische und wirtschaftliche Stahlbauweise künftig auch Einzug in den mehrgeschossigen Wohn- und Bürohausbau halten.

LITERATUR

Monographien, Handbücher und Aufsätze

- [AHR91] Ahrens, H.; Dinkler, D.: Finite-Element-Methoden, Teil 1. Braunschweig: Institut für Statik, Bericht 88-50, 1991.
- [ALI01] Ali, F.; O'Connor, D.: Structural performance of rotationally restrained steel columns in fire. In: Fire Safety Journal 36. Kidlington, Oxford: Elsevier (2001), S. 679-691.
- [ALJ99] Al-Jabri, K. S.: The Behaviour of Steel and Composite Beam-to-Column Connections in Fire. Sheffield: University, Department of Civil and Structural Engineering, Ph.D. Thesis, 1999.
- [ANS7.1] ANSYS Rev. 7.1.: Swanson Analysis Systems, Inc. Houston (USA), 2002.
- [BAB81] Babrauskas, V.: A closed-form approximation for post-flashover compartment fire temperatures. In: Fire Safety Journal 4. Kidlington, Oxford: Elsevier (1981), S. 63-73.
- [BAE94] Baehr, H. D. ; Stephan, K.: Wärme und Stoffübertragung. Berlin ; Heidelberg ; New York : Springer-Verlag, 1994.
- [BAR02] Barnett, C. R.; Clifton, G. C.: Examples of fire engineering design for steel members, using a standard curve versus a new parametric curve. In: Structures in Fire, Second International Workshop, 18.-19. March 2002, Conference Proceedings, Christchurch (New Zealand), University of Canterbury (2002), S. 381-394.
- [BAT02] Bathe, J.: Finite-Element-Methoden. Berlin, Heidelberg, New York: Springer-Verlag, 2002.
- [BEU03] Baulicher Brandschutz im Industriebau. Kommentar zu DIN 18230 und Industriebaurichtlinie. Herausgeber: DIN Deutsches Institut für Normung e. V. und AGB Arbeitsgemeinschaft Brandsicherheit, Schneider/Max, Bruchsal. 3. Auflage, Berlin: Beuth Verlag, 2003.
- [BLU03] Blume, G. W.: Ingenieurmodell zur brandschutztechnischen Bemessung von Bauteilen auf der Basis von experimentell ermittelten Verbrennungseffektivitäten. Braunschweig: Technische Universität, Fachbereich Bauingenieurwesen, Dissertation, 2003.
- [BM78] Schriftenreihe des Bundesministers für Raumordnung, Bauwesen und Städtebau: Bau- und Wohnforschung, Brandversuche Lehrte, Bericht 04.037. Kassel-Wilhelmshöhe : Thiele & Schwarz, 1978.
- [BOT98] Both, C.: The Fire Resistance of Composite Steel-Concrete Slabs. Delft: Technical University, Dissertation, 1998.
- [BRE89] Brenig, H. W. ; Röwekamp, M. ; Müller, K.: Erste Bewertung der bei den HDR-Brandversuchen eingesetzten Rechenverfahren, GRS-A-1639. Köln, Garching: Gesellschaft für Reaktorsicherheit (GRS) mbH, 1989.

- [BRE03] Breunese, A. J.; Twilt, L.; Fellingner, J. H. H.: Multi-storey steel-framed buildings with composite slab flooring: finite element modelling of fire behaviour. *Advances in Structures (ASSCCA '03)*, 22.-25. June 2003, Sydney (Australia), Volume 1. Lisse, Abingdon, Exton (PA), Tokyo: A. A. Balkema Publishers, 2003, S. 629-633.
- [BRY75] Bryl, S.: Brandbelastung im Hochbau. In: *Schweizerische Bauzeitung* 93. Zürich : Jegher & Ostertag (1975), Heft 17, S. 243-249.
- [BS98] o. V.: *The Behaviour Of Multi-Storey Steel Framed Buildings In Fire. A European Joint Research Programme*. Swinden : Technology Centre, 1998.
- [BUC01] Buchanan, A.: *Fire Engineering Design Guide*, 2nd Edition. Christchurch: University of Canterbury, Centre for Advanced Engineering, 2001.
- [BUC02] Buchanan, A.: *Structural Design for Fire Safety*. Chichester: New York, Weinheim, Brisbane, Singapore, Toronto: John Wiley & Sons, 2002.
- [BUS35] Busch, H.: *Feuereinwirkung auf nicht brennbare Baustoffe und Baukonstruktionen*. Stuttgart: Technische Universität, Dissertation, 1935.
- [BUT67] Butcher, E. G.; Bedford, G. K.; Fradell, P. J.: *Further Experiments on Temperatures reached by Steel in Building Fires*. Symposium No. 2, Behaviour of structural steel in fire, 1967.
- [CAD01] Cadorin, J. F.; Franssen, J. M.; Pintea, D.: *The Design Fire Tool OZONE, V2.0 - Theoretical Description and Validation on experimental fire tests*, 1st DRAFT, 11.06.2001. Liege: University.
- [DEH03] Dehne, M.: *Probabilistisches Sicherheitskonzept für die brandschutztechnische Bemessung*. Braunschweig: Technische Universität, Fachbereich Bauingenieurwesen, Dissertation, 2003.
- [DIE87] Diederichs, U. et al.: *Hochtemperaturverhalten von Festbeton*. Sonderforschungsbereich 148 Brandverhalten von Bauteilen, Teilprojekt B3, Arbeitsbericht 1984-1986, Teil II. Braunschweig: Technische Universität, 1987.
- [DOR93] Dorn, T.: *Zur Berechnung des Tragverhaltens brandbeanspruchter Tragwerke in Verbundbauweise unter besonderer Berücksichtigung der Träger-Stützenanschlüsse*. Braunschweig: Technische Universität, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, Heft 99, Dissertation, 1993.
- [EHM69] Ehm, H.; Arnault, P.: *Versuchsbericht über Untersuchungen mit natürlichen Bränden (Metz)*. Europäische Konvention der Stahlbauverbände, Doc. CE-CM 3.1-69/29, 1969.
- [ELG01] Elghazouli, A. Y.; Izzuddin, B. A.: *Analytical assessment of the structural performance of composite floors subject to compartment fires*. In: *Fire Safety Journal* 36. Kidlington, Oxford: Elsevier (2001), S. 769-793.
- [FDS3] McGrattan, K. B. et al.: *Fire Dynamics Simulator (Version 3), User's Guide*: National Institute of Standards and Technology, U. S. Department of Commerce, 2002.
- [FEA02] Feasey, R.; Buchanan, A.: *Post-flashover fires for structural design*. In: *Fire Safety Journal* 37. Kidlington, Oxford: Elsevier, (2002), S. 83-105.

- [FRA00] Franssen, J.-M.: Failure temperature of a system comprising a restrained column submitted to fire. In: Fire Safety Journal 34. Kidlington, Oxford: Elsevier, (2000), S. 191-207.
- [FRA02] Franssen, J.-M.; Brauwiers, L.: Numerical determination of 3D temperature fields in steel joints. Structures in Fire, Second International Workshop, Conference Proceedings, 2002.
- [GOB02] Goldbeck Bau GmbH: Büro-/Geschäftshäuser: Systemübersicht. Bielefeld, 2002.
- [HAG87] Hagen, E.: Der natürliche Brand – Brandversuche in großen Brandabschnitten. Sonderforschungsbereich 148 Brandverhalten von Bauteilen, Teilprojekt C3, Arbeitsbericht 1984-1986. Teil II. Braunschweig: Technische Universität, 1987.
- [HAK84] Haksever, A.; Krampf, L.: Möglichkeiten, nachträglich die in einem Betonbauteil während eines Schadenfeuers aufgetretenen Temperaturen abzuschätzen. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 352, 1984.
- [HAM89] Hamme, U.: Zum Gesamttragverhalten stählerner Stabwerke während und nach einer thermischen instationären Beanspruchung. Wuppertal, Bergische Universität, Institut für konstruktiven Ingenieurbau, Heft 3, Dissertation, 1989.
- [HAS86] Hass, R.: Zur praxisgerechten brandschutztechnischen Beurteilung von Stützen aus Stahl und Beton. Braunschweig: Technische Universität, Fachbereich Bauingenieurwesen, Dissertation, 1986.
- [HAS89] Hass, R.; Meyer-Ottens, C.; Quast, U.: Verbundbau Brandschutz Handbuch, 1. Ausgabe. Berlin: Ernst & Sohn Verlag, 1989.
- [HAS93] Hass, R.; Meyer-Ottens, C.; Richter, E.: Stahlbau Brandschutz Handbuch. Berlin: Ernst & Sohn Verlag, 1993.
- [HOS93] Hosser, D.; Siegfried, W.: Vergleich von Simulationsmodellen für brandschutztechnische Fragestellungen. Braunschweiger Brandschutz-Tage '93. Braunschweig: Technische Universität, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, Heft 103, 1993.
- [HOS02.1] Hosser, D.; Zehfuß, J.: Theoretische und experimentelle Untersuchungen zum erforderlichen Brandschutz bei mehrgeschossigen Gebäuden in Stahlbauweise, Forschungsvorhaben S 503 im Auftrag der Stiftung Industrieforschung, Köln, Abschlussbericht: Braunschweig: Technische Universität, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, 2002.
- [HOS02.2] Hosser, D.; Richter, E.; Zehfuß, J.: Erarbeitung von Nationalen Anwendungsrichtlinien für rechnerische Nachweise nach den Brandschutzteilen der Eurocodes 2-5, Forschungsauftrag des Bundesministeriums für Raumordnung, Bauwesen und Städtebau, Referat RS III 4, Az. RS III 4-6741-97.120; November 1999, Revision März 2002. Braunschweig, Technische Universität, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz.

- [HOS03] Hosser, D.: Vorbeugender baulicher Brandschutz. Vorlesungsmanuskript Wintersemester 2003/2004. Braunschweig: Technische Universität, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz.
- [HOT98] Hostikka, S.; Keski-Rahkonen, O.: Results of CIB W14 Round Robin for Code Assessment, Scenario B. Espoo: VTT Technical Research Centre of Finland, 1998.
- [JUN85] Jungbluth, O.; Heddrich, R.: Trag- und Verformungsverhalten von Schraubenverbindungen bei brandgeschützten Stahl- und bei feuerwiderstandsfähigen Verbundprofil-Konstruktionen unter Brandeinwirkung, Forschungsbericht Nr. 33/85, Arbeitsgemeinschaft Industrieller Forschungsvereinigungen e.V., Fördernummer: 5524. Köln. Darmstadt, Technische Hochschule, Institut für Stahlbau und Werkstoffmechanik, 1985.
- [KAH93] Kahlmeyer, E.: Stahlbau nach DIN 18800 (11.90), Bemessung und Konstruktion - Träger, Stützen, Verbindungen. Düsseldorf: Werner-Verlag GmbH, 1993.
- [KAR00] Karlsson, B.; Quintiere, J. G.: Enclosure Fire Dynamics. Boca Raton, London, New York, Washington D. C.: CRC Press, 2000.
- [KAW58] Kawagoe, K.: Fire Behaviour in Rooms : Report No. 27. Tokyo: Building Research Institute, 1958.
- [KLI80] Klingsch, W.; Neves, I.: Zwängungen in Stahlrahmensystemen bei lokalen Bränden. Sonderforschungsbereich 148 Brandverhalten von Bauteilen, Teilprojekt A1, Arbeitsbericht 1978-1980, Teil I. Braunschweig: Technische Universität, 1980.
- [KLO32] Klöppel, K.: Feuersicherheit von Stahlskelettbauten. In: Stahlbau. Berlin : Ernst & Sohn Verlag, 1932.
- [KOR81] Kordina, K.; Meyer-Ottens, C.: Beton Brandschutz Handbuch. Düsseldorf: Beton-Verlag, 1981.
- [KRA97] Krätzig, W. B.; Başar, Y.: Theorie und Anwendung der Methode der Finiten Elemente. Berlin: Springer-Verlag, 1997.
- [LAT87] Latham, D. J. ; Kirby, B. R.; Thomson, G.: The temperatures attained by unprotected structural steelwork in experimental natural fires. In: Fire Safety Journal 12. Kidlington, Oxford: Elsevier (1987), S. 139-152.
- [LAW83] Law, M.: A basis for the design of fire protection of building structures. In: The Structural Engineer, Vol. 61A. London: Institution of Structural Engineers (1983), Nr. 1.
- [LES97] Leston-Jones, L. C.: The Influence of Semi-Rigid Connections on the Performance of Steel Framed Structures in Fire. Sheffield: University, Department of Civil and Structural Engineering, Ph.D. Thesis, 1997.
- [MAG70] Magnusson, S. E. et al.: Temperature-time curves of complete process of fire development. Bulletin 16. Lund (Sweden), Institute of Technology, 1970.

- [MAR01] Martin, D. M. et al.: Behaviour of a multi-storey, steel framed building subjected to natural fire effects : EUR 20029 EN-Report. Brussels: European Commission, 2001.
- [MCC81] McCaffrey, B. J.; Quintiere, J. G.; Harkleroad, M. F.: Estimating room temperature and likelihood of flashover using fire test data correlations. In: Fire Technology 17 (2) (1981). Norwell, Mass: National Fire Protection Association, Kluwer Academic, S. 98-119.
- [MIC64] Michejew, M. A.: Grundlagen der Wärmeübertragung. Berlin: VEB Verlag Technik, 1964.
- [MOS02] Moss, P. et al.: Effect of support conditions on the fire behaviour of steel and composite beams. In: Structures in Fire, Second International Workshop, 18.-19. March 2002, Conference Proceedings. Christchurch (New Zealand): University of Canterbury (2002), S. 175-191.
- [MOS03] Moss, P.; Buchanan, A.; Wastney, C.: Performance of unprotected steel and composite steel frames exposed to fire. In: Proceedings of the International Conference on Advances in Structures (ASSCCA '03), 22.-25.June 2003, Sydney (Australia), Volume 1. Lisse; Abingdon; Exton (PA); Tokyo: A. A. Balkema Publishers, 2003, S. 619-627.
- [MUL97] Müller, C.; Groth, G.: FEM für Praktiker. 4., aktualisierte Ausgabe. Renningen-Malmsheim: expert Verlag, 1997.
- [NEV95] Neves, I. C.: The Critical Temperature of Steel Columns with Restrained Thermal Elongation. In: Fire Safety Journal 24. Kidlington, Oxford: Elsevier (1995), S. 211-227.
- [NEV02] Neves, I. C.; Valente, J. C.; Rodrigues, J. P. C.: Thermal restraint and fire resistance of columns. In: Fire Safety Journal 37. Kidlington, Oxford: Elsevier (2002), S. 753-771.
- [NEW00] Newman, G. M.; Robinson, J. T.; Bailey, C. G.: Fire Safe Design: A new approach to multi-storey steel framed buildings. Silwood Park, Ascot: The Steel Construction Institute, 2000.
- [NIST92] Portier, R. W. et al.: A User's Guide for CFAST Version 1.6. Gaithersburg: United States Department of Commerce Technology Administration, National Institute of Standards and Technology, 1992.
- [PAL03] Paliga, K.: Entstehung und Vermeidung von Betonabplatzungen bei Tunnelbränden. Braunschweig: Technischen Universität, Fachbereich Bauingenieurwesen, Dissertation, 2003.
- [PEA93] Peacock, R. D.; Jones, W. W.; Bukowski, R. W.: Verification of a Model of Fire and Smoke Transport. In: Fire Safety Journal 21. Kidlington, Oxford: Elsevier (1993), S. 89-129.
- [RAN00] Ranby, A.; Inha, T.; Myllymäki, J.: Structural Steel Fire Design. SBI Publication 134. Finish Constructional Steelwork Association, Norwegian Steel Association, Swedish Institute of Steel Construction, 2000.

- [RIC87] Richter, E.: Zur Berechnung der Biegetragfähigkeit brandbeanspruchter Spannbetonbauteile unter Berücksichtigung geeigneter Vereinfachungen für die Materialgesetze. Braunschweig: Technische Universität, Fachbereich Bauingenieurwesen, Dissertation, 1987.
- [ROD00] Rodrigues, J. P. C.: Fire Resistance Of Steel Columns With Restrained Thermal Elongation. Lisboa: Universidade Técnica, Instituto Superior Técnico, Dissertation, 2000.
- [RUB85.1] Rubert, A.; Schaumann, P.: Temperaturabhängige Werkstoffeigenschaften von Baustahl bei Brandbeanspruchung. In: Stahlbau 54. Berlin: Ernst & Sohn Verlag (1985), Heft 3, S. 81-86.
- [RUB85.2] Rubert, A.; Schaumann, P.: Tragverhalten stählerner Rahmensysteme bei Brandbeanspruchung. In: Stahlbau 54. Berlin: Ernst & Sohn Verlag (1985), Heft 9, S. 280-287.
- [RUG77] Ruge, J.; Winkelmann, O.: Verfahren zur Bestimmung eines kritischen Kennwertes für den Fall instationärer Erwärmung bei Simulation einer Brandbelastung von Stahl. In: Materialprüfung 19. München: Carl Hanser Verlag (1977), Nr. 8.
- [RYA59] Ryan, J. V.; Robertson, A. F.: Proposed Criteria for Defining Load Failure of Beams, Floors, and Roof Constructions During Fire Tests. Journal of Research of the National Bureau of Standards, Vol. 63C, No. 2, 1959.
- [SAN00] Sanad, A. M. et al.: Composite beams in large buildings under fire - numerical modelling and structural behaviour. In: Fire Safety Journal 35. Kidlington, Oxford: Elsevier (2000), S. 165-188.
- [SCA84] Schaumann, P.: Zur Berechnung stählerner Bauteile und Rahmentragwerke unter Brandbeanspruchung. Bochum: Ruhr Universität, Institut für konstruktiven Ingenieurbau, Mitteilung 84-4, 1984.
- [SCL58] Schleich, L.: Brandlehre und chemischer Brandschutz, 2. Auflage. Heidelberg: Dr. Alfred Hüthig Verlag, 1958.
- [SCL99] Schleich, J. B. et al.: Competitive Steel Buildings through Natural Fire Safety Concept : Draft Final Report : CEC Agreement 7210-SA/125, 1999.
- [SCL00] Schleich, J. B. et al.: Natural Fire Safety Concept Full Scale Tests, Implementation in the Eurocodes and Development of an userfriendly design tool. Technical report No. 6 Period from 01.01.2000 - 30.06.2000. CEC Agreement 7210-PA/PB/PC/PD/PE/PF/PR-060. Esch / Alzette, 2000.
- [SCL01] Schleich, J. B.: Background documents for ENV 1991-2-2. Conversion of ENV 1991-2-2, meeting 14.06.2001.
- [SCN80] Schneider, U. et al.: Hochtemperaturverhalten von Festbeton. Sonderforschungsbereich 148 Brandverhalten von Bauteilen, Teilprojekt B3, Arbeitsbericht 1978-1980, Teil II. Braunschweig: Technische Universität, 1980.
- [SCN01] Schneider, U.: Ingenieurmethoden im baulichen Brandschutz. Kontakt & Studium. Band 531. Expert-Verlag: Renningen, 2001.

- [SFP90] Society of Fire Protection Engineers, National Fire Protection Association (Hrsg.): The SFPE Handbook of Fire Protection Engineering. Quincy (Massachusetts, USA): National Fire Protection Association, 1990.
- [SPY02] Spyrou, A. et al.: Experimental and analytical studies of steel joint components at elevated temperatures. In: Structures in Fire, Second International Workshop, 18.-19. March 2002, Conference Proceedings, Christchurch (New Zealand), University of Canterbury (2002), S. 21-33.
- [THI97] Thiele, A.; Lohse, W.: Stahlbau : Teil 1. Stuttgart : B.. Teubner, 1997.
- [TWI02] Twilt, L. et al.: Design tools for the behaviour of multi-storey steel framed buildings exposed to natural fire conditions. Cardington (2) final report, TNO report 2003-CVB-R0088, Final Report Agreement 7210-PA, PB, PC, PD-112, 2002.
- [TWI03] Twilt, L.: Structural Fire Safety Design of Multi Storey Framed Buildings under Natural Fires. Internationales Brandschutz-Symposium für Stahlbauten, 11.-12. Sept. 2003. Gemeinschaftsveranstaltung der Universität Hannover und BAUEN MIT STAHL e.V. Köln, 2003.
- [VLF99] Hosser, D. et al.: Erarbeitung eines Leitfadens „Ingenieurmethoden im vorbeugenden Brandschutz“, 1. Zwischenbericht: Auftraggeber: Landesumweltamt Nordrhein Westfalen, Essen. Braunschweig: Technische Universität, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, 1999.
- [WES83] Wesche, J.: Brandverhalten von Stahlbetonplatten im baupraktischen Einbauzustand. Braunschweig: Technischen Universität, Fachbereich Bauingenieurwesen, Dissertation, 1983.
- [WIE87] Wiese, J.: Die Stahlbetonplatte als Tragwerksausschnitt im Brand - Versuchsergebnisse und Rechenverfahren. Sonderforschungsbereich 148, Brandverhalten von Bauteilen, Abschlusskolloquium, Bauwerke unter Brandeinwirkung, 19./20.03.1987. Braunschweig, Technische Universität, S. 121-129.
- [WIE88] Wiese, J.: Zum Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonplatten unter partieller Brandbeanspruchung. Braunschweig:, Technischen Universität, Fachbereich Bauingenieurwesen, Dissertation, 1988.
- [WIE99] Wiese, J.: Brandszenarien bei Sonderbauten. In: Tagungsband der vfdb Jahresfachtagung 1999 in Saarbrücken, 30.05.-02.06.1999, S. 73-103.
- [ZEH01] Zehfuß, J.: Simulation des Trag- und Verformungsverhaltens von Stahlkonstruktionen unter Naturbrandbeanspruchung mit der FE-Methode. 19TH CAD-FEM USERS' MEETING 2001. Internationale FEM-Technologietage, 17.-19. Okt. 2001, Volume 1. Potsdam, S. 1.5.3.
- [ZEH02.1] Zehfuß, J.: Risikogerechte brandschutztechnische Bemessung mehrgeschossiger Wohn- und Bürogebäude am Beispiel der Stahlbauweise. In: Bauingenieur, Band 77, Juli / August 2002. Düsseldorf: Springer-VDI-Verlag (2002), S. 336-343.

- [ZEH02.2] Zehfuß, J.; Hosser, D.; Haß, S.: Versuchsbericht, Validierungsversuch mit Mobiliarbrandlasten im Rahmen des Forschungsvorhabens: Theoretische und experimentelle Untersuchungen zum erforderlichen Brandschutz bei mehrgeschossigen Gebäuden in Stahlbauweise. Braunschweig: Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, 2002.
- [ZEH03] Zehfuß, J.; Hosser, D.: Fire design of multi-storey steel-framed buildings considering realistic natural fires. Advances in Structures (ASSCCA '03), 22.-25. June 2003, Sydney (Australia), Volume 1. Lisse; Abingdon; Exton (PA); Tokyo: A. A. Balkema Publishers, 2003, S. 601-605.
- [ZHO00] Zhongcheng M.; Mäkeläinen, P.: Parametric temperature-time curves of medium compartment fires for structural design. In: Fire Safety Journal 34. Kidlington, Oxford: Elsevier (2000), S. 361-375.

Normen und Richtlinien

- [DAST019] DAST-Richtlinie 019, Brandsicherheit von Stahl- und Verbundbauteilen in Büro- und Verwaltungsgebäuden. Deutscher Ausschuss für Stahlbau, November 2001.
- [DIN84] Hoffend, F.; Kordina, K.; Meyer-Ottens, C.: DIN-Mitteilungen, Neue Prüfvorschriften für Stahlstützen bei Brandprüfungen nach DIN 4102 Teil 2 : DIN-Mitt. 63.1984, Nr. 3. Berlin: Beuth-Verlag.
- [DIN4102-2] DIN 4102 Teil 2: Brandverhalten von Baustoffen und Bauteile; Bauteile – Begriffe, Anforderungen und Prüfungen. Berlin: Beuth Verlag, September 1977.
- [DIN4102-4] DIN 4102 Teil 4: Brandverhalten von Baustoffen und Bauteile; Zusammenstellung und Anwendung klassifizierter Baustoffe, Bauteile und Sonderbauteile. Berlin: Beuth Verlag, März 1994.
- [DIN18230-1] DIN 18230 Teil 1: Baulicher Brandschutz im Industriebau; Rechnerisch erforderliche Feuerwiderstandsdauer. Berlin: Beuth Verlag, Mai 1998.
- [DIN18230-2] DIN 18230 Teil 2: Baulicher Brandschutz im Industriebau; Ermittlung des Abbrandverhaltens von Materialien in Lageranordnung; Werte für den Abbrandfaktor m . Berlin: Beuth Verlag, Januar 1999.
- [DIN18230-3] DIN 18230 Teil 3: Baulicher Brandschutz im Industriebau; Rechenwerte. Berlin: Beuth Verlag, August 2002.
- [DIN51900-2] DIN 51900 Teil 2: Prüfung fester und flüssiger Brennstoffe - Bestimmung des Brennwertes mit dem Bomben-Kalorimeter und Berechnung des Heizwertes - Verfahren mit isoperibolem oder static-jacket Kalorimeter, Mai 2003.
- [EC2-1-2] DIN V ENV 1992-1-2; Eurocode 2 Teil 1-2: Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken; Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall. Berlin: Beuth Verlag, Mai 1997.

- [EC3-1-2] DIN V ENV 1993-1-2; Eurocode 3 Teil 1-2 Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall. Berlin: Beuth Verlag, Mai 1997.
- [EC4-1-2] DIN V ENV 1994-1-2; Eurocode 4 Teil 1-2: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall. Berlin: Beuth Verlag, Juni 1997.
- [EN1991-1-2] DIN EN 1991-1-2; Eurocode 1 Teil 1-2: Einwirkungen auf Tragwerke: Allgemeine Einwirkungen, Brandeinwirkungen auf Tragwerke. Berlin: Beuth Verlag, September 2003.
- [ISO834] ISO 834 Part 1: Fire-resistance tests, Elements of building construction, General requirements. Geneva: International Organization for Standardization, 1999.
- [MBO2002] Musterbauordnung – MBO -: Fassung November 2002.
- [prEN1993-1-2] prEN 1993-1-2; Eurocode 3 Part 1.2: Design of steel structures, General rules, Structural fire design. Brussels: European Committee for Standardization, February 2003.
- [VDS2827] Bemessungsbrände für Brandsimulation und Brandschutzkonzepte. Köln: VdS Schadenverhütung Verlag, Mai 2000.

ANHANG

A GROßMAßSTÄBLICHE VERSUCHE IN CARDINGTON

In einem europäischen Verbundforschungsvorhaben wurden Ende der 90er Jahre umfangreiche experimentelle Untersuchungen zum Trag- und Verformungsverhalten mehrgeschossiger Gebäude durchgeführt. Ein Schwerpunkt war dabei die Untersuchung des Brandverhaltens mehrgeschossiger Stahlkonstruktionen. Hierfür wurde in Cardington nördlich von London ein mehrgeschossiges Stahl-Rahmentragwerk errichtet (Bild A - 1). Mit den in Cardington durchgeführten Versuchen im Realmaßstab mit Untersuchung der Auswirkungen auf das Gesamttragwerk wurde erstmals ein solch umfangreiches Versuchsprogramm an praxisgerecht konstruierten Teil- bzw. Gesamttragwerken durchgeführt (Tabelle A - 1).

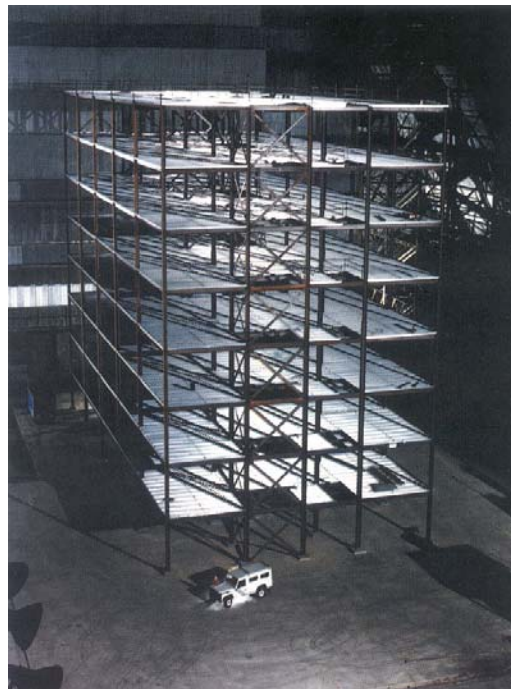


Bild A - 1 Stahlrahmen-Tragwerk für die großmaßstäblichen Versuche in Cardington [BS98]

Der Anlass für das Forschungsvorhaben lag in der Beobachtung der Auswirkung von Bränden in mehrgeschossigen Stahlgebäuden in England. Dort wurde festgestellt, dass die Schäden der Stahlkonstruktion infolge des Brandes wesentlich geringer als erwartet waren. Dies traf insbesondere für das so genannte „Broadgate-fire“ in London zu, wo bei einem sich im Bau befindlichen mehrgeschossigen Bürogebäude in Stahlbauweise ein Brand ausgebrochen war. Die Bekleidung der Stahlkonstruktion war zu diesem Zeitpunkt noch nicht vollständig angebracht und die im Brandschutzkonzept vorgesehene Sprinklerung war noch nicht funktionsfähig. Obwohl die Maximaltemperaturen des Brandes auf über 1000°C geschätzt wurden, trat kein Tragfähigkeitsversagen der Stahlkonstruktion ein [BS98].

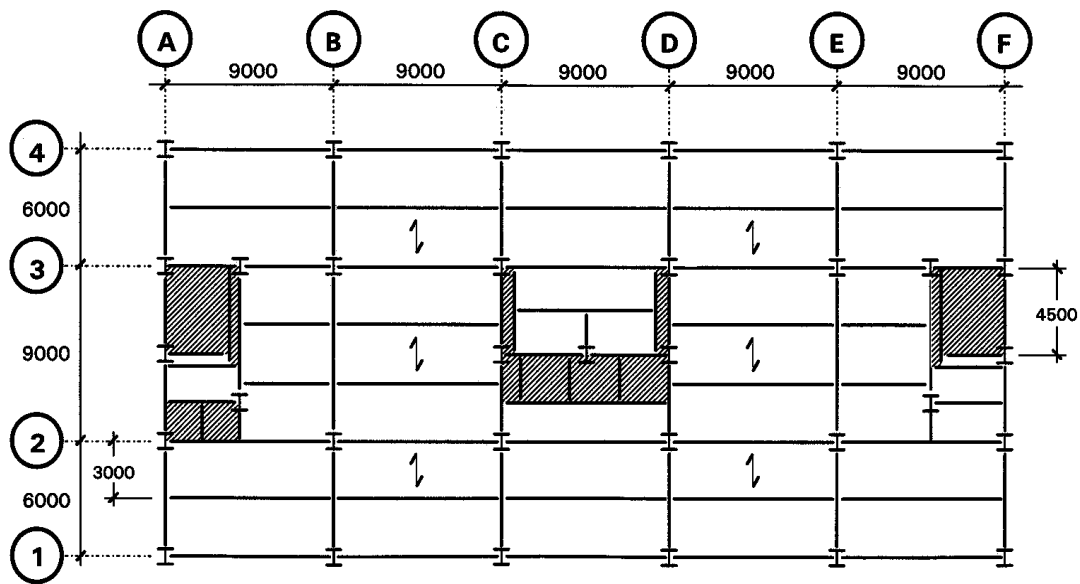


Bild A - 2 Positionsplan des Stahlrahmentragwerks in Cardington [BS98]

In einem ehemaligen Flugzeughangar wurde ein achtstöckiges Versuchsgebäude aufgebaut. Das horizontale Tragsystem bestand aus Hauptträgern (primary beams) in den Buchstabenachsen, die als Einfeldsystem gelenkig an den Stützen angeschlossen wurden. Senkrecht dazu entlang der Zahlenachsen verliefen die Nebenträger (secondary beams), die im Abstand von 3 m an die Hauptträger bzw. direkt an die Stützen gelenkig anschlossen, so dass für jedes Stockwerk eine Art Trägerrost entstand. Die Decke wurde als Verbundplatte ausgebildet. Zur Aussteifung dienten drei Treppenhauskerne. Bild A - 2 zeigt das Tragsystem im Grundriss. Eine detailliertere Beschreibung kann z. B. [BS98] und [NEW00] entnommen werden.

Tabelle A - 1 Versuchsprogramm in Cardington [BS98]

Versuch	Beschreibung	Grundfläche [m ²]	Stockwerk	Lage
1	Restrained beam	24	7	D-E/2
2	Plane frame	53	4	B/1-4
3	1 st Corner	76	2	E-F/1-2
4	2 nd Corner	54	3	E-F/3-4
5	Large compartment	340	3	A-C/1-4
6	Large compartment (office)	136	2	D-F/3-4

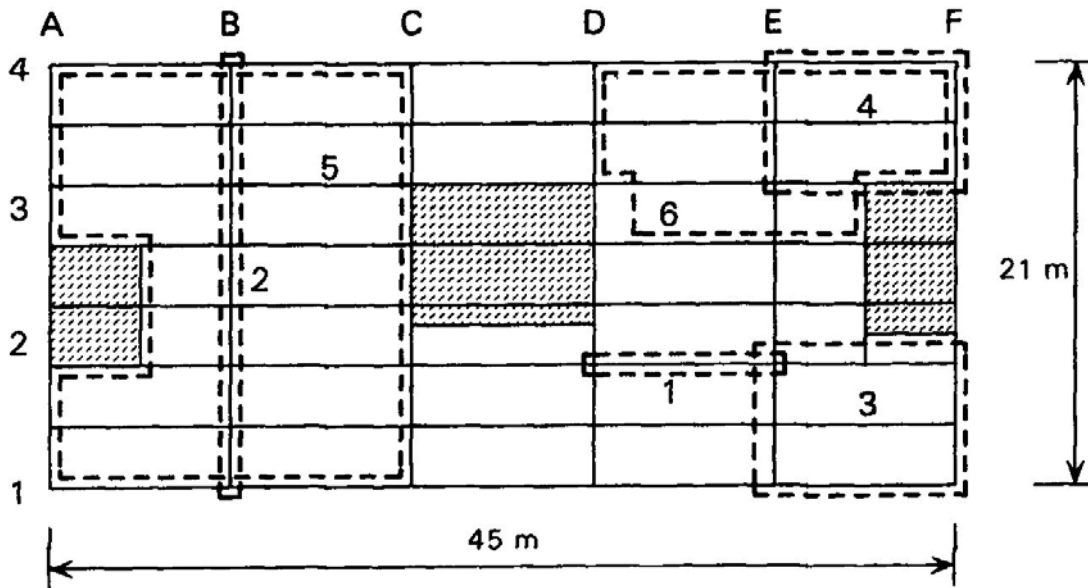


Bild A - 3 Lage der Versuche im Test-Gebäude in Cardington [BS98]

Mit dem Versuchsprogramm sollten folgende Ziele verfolgt werden:

- Validierung von Rechenmodellen anhand der Ergebnisse von Brandversuchen an praxismgerechten mehrgeschossigen Stahlkonstruktionen
- Demonstration des Trag- und Verformungsverhaltens von Gesamttragwerken im Brandfall
- Schaffung einer Grundlage für die Erstellung eines risikogerechten (realistischen) Bemessungskonzepts für mehrgeschossige Stahlgebäude im Brandfall

Insgesamt wurden sechs großmaßstäbliche Brandversuche in unterschiedlichen Tragwerksbereichen durchgeführt, bei denen verschiedene Phänomene wie die Ausbildung von Zwängungen, Lastumlagerungen und Brandausbreitung untersucht wurden (Tabelle A - 1 und Bild A - 3).

Im ersten von sechs Versuchen wurde ein $8,0\text{ m} \cdot 3,0\text{ m}$ großer Ausschnitt des Tragwerks beflammt, indem sich der Großteil des zwischen den Stützen in Achse D und E spannenden $9,0\text{ m}$ langen Nebenträgers der Achse 2 und ein $3,0\text{ m}$ breiter Streifen der umgebenden Deckenplatte befand. Der unbedeckte Nebenträger wurde nur auf $8,0\text{ m}$ Länge beflammt, so dass die Verbindungen kalt blieben. Mit dem Versuch sollte untersucht werden, inwieweit die kalte Umgebungsstruktur Einfluss auf das Trag- und Verformungsverhalten des Trägers hat und wie sich die entstehenden Zwangkräfte auswirken. Der Träger wurde mit einer Aufheizgeschwindigkeit von ca. 3 K/min bis 10 K/min erwärmt bis eine Stahltemperatur von 900°C erreicht wurde. Im Gegensatz zu einem beidseitig gelenkig gelagerten Balken, der bei Erreichen seiner kritischen Temperatur von ca. $500\text{-}550^\circ\text{C}$ (bei voller Lastausnutzung) durch starkes Anwachsen der Durchbiegungsgeschwindigkeit versagt, stieg die Durchbiegung des dehnbehinderten Trägers bis zum Versuchsende nur langsam an. Die kalte Umgebungsstruktur verhinderte offenbar mit ihrer Einspannwirkung ein starkes Anwachsen der Durchbiegungsgeschwindigkeit. Hiermit wurde gezeigt, dass sich ein Träger als Teil eines Tragwerks anders verhält als ein Einzelbauteil, welches im Regelfall in den Standard-Versuchen (z. B. nach DIN 4102) untersucht wird. Während des Versuchs beulte der Steg ($T = 507^\circ\text{C}$)

beidseitig im Übergangsbereich beflammt / unbeflammt, ohne dass es jedoch zum Versagen kam. Nach dem Versuch versagten Träger-Stützenverbindungen, verursacht durch die hohen Zugspannungen in der sich abkühlenden Konstruktion.

Für den zweiten Versuch wurde temporär ein 21 m langer, 4 m hoher und 2,50 m breiter Ofen errichtet, so dass in Achse B zwei innenliegende und zwei außenliegende Stützen, drei Hauptträger sowie ein 2,50 m breiter Streifen der Deckenplatte beflammt werden konnten. Die Stützen wurden nur bis 200 mm unterhalb der Hauptträgerflansche bekleidet, Hauptträger und Verbindungen blieben ungeschützt. Nach ca. 2 Stunden wurde am Untergurt des mittleren Hauptträgers die maximale Stahltemperatur von ca. 820°C gemessen. Die Vertikalverformung des mittleren Hauptträgers wuchs nach 110 Minuten stark an. Zu diesem Zeitpunkt beulten die innenliegenden Stützen im unbekleideten Bereich direkt unterhalb des Hauptträgeranschlusses, wo eine Temperatur von ca. 670°C gemessen wurde. Verursacht durch das Beulen der innenliegenden Stützen, verformte sich die Decke um 180 mm, ohne dass ein Versagen der Konstruktion eintrat. Die Verformung zog sich durch alle darüber liegenden Stockwerke, so dass eine Nutzung der oberhalb des Brandraums liegenden Geschosse nach einem Brand bis zur Sanierung nicht möglich wäre. Aus diesem Versuch wurde die Schlussfolgerung gezogen, dass die Stützen als einzige vertikale Tragelemente ohne Lastumlagerungsmöglichkeit über ihre gesamte Länge bekleidet werden müssen, um ein Absinken darüber liegender Stockwerke zu vermeiden. In den folgenden Versuchen wurden die Stützen über die gesamte Länge bekleidet.

Im dritten Versuch sollte das Lastumlagerungsverhalten des Verbund-Deckensystems untersucht werden. Das Hauptaugenmerk galt der Membrantragwirkung bzw. der Brückentragwirkung (Biegung) des Deckensystems, welches mit Hilfe alternativer Lastableitungspfade die Lastableitung der Stahlkonstruktion unterstützt. Hierfür wurde ein 10,0 m · 7,50 m großer Bereich einer Raumecke mit Porenbetonwänden abgetrennt. Dieser Brandraum wurde mit einer Holzkrippenbrandlast (45 kg Holz/m²) bestückt. Bei einer maximal gemessenen Energiefreisetzungsrate von 19 MW wurde eine maximale Brandraumtemperatur von ca. 950°C erreicht. Alle sich im Brandraum befindlichen Stützen (Achse 1/E, 2/E, 1/F, 2/F) inklusive der Trägeranschlüsse und die in den Außenwänden der Achse 1 und F liegenden Außenträger wurden bekleidet. Die innen liegenden Haupt- und Nebenträger blieben unbekleidet. Beim mittig liegenden Nebenträger in Achse 1'/E-F wurde bei einer Temperatur von über 900°C die maximale Vertikalverformung von 428 mm gemessen. Aufgrund behinderter thermischer Ausdehnung kam es im Bereich der Träger-Stützenverbindungen zum Beulen von Untergurt und Steg der Träger. Aus dem gleichen Grund beulte der mittige Nebenträger im Anschlussbereich an den Hauptträger in Achse E. Die Außenträger wurden infolge der Ausdehnungswirkung der Nebenträger verdreht.

Für Versuch 4 wurde zwischen den Achsen 3 und 4 sowie E und F eine Raumecke als Brandraum mit einer Fläche von 54 m² abgetrennt. Als Brandlast dienten Holzkrippen ($q = 40 \text{ kg/m}^2$). Alle Öffnungen des Brandraums waren zunächst geschlossen, so dass ein unterventilierter Schwelbrand entstand, der erst nachdem die Feuerwehr eine Fensteröffnung zerstört hatte, in den voll entwickelten Brand überging. Alle im Brandraum befindlichen Stützen (inkl. Anschlüsse) waren bis zur Unterkante der Decke bekleidet. Die in den Außenwänden der Achse 4 und F liegenden Träger und der mittig im Brandraum liegende Nebenträger in Achse 3' blieben unbekleidet ebenso wie die sich oberhalb der Trennwand in Achse 3 und E befindlichen Träger. Beim mittig liegenden Nebenträger in Achse 3'/E-F wurde bei einer Temperatur von über 900°C die maximale Vertikalverformung von 269 mm gemessen,

nach der Abkühlung verblieb eine plastische Verformung von 160 mm. Die Maximaltemperatur der ungeschützten Außenträger betrug 680°C, die maximale Verformung 52 mm. Diese im Vergleich zu den innenliegenden Trägern vergleichsweise geringe Verformung ließ sich dadurch erklären, dass die Außenträger durch die Windverbände im darüber liegenden Stockwerk gestützt wurden. Obwohl die oberhalb der Trennwände liegenden Träger wegen des großen Temperaturgradienten und der Ausdehnbehinderung ausknickten, blieb der Raumabschluss der Trennwände erhalten. An den restlichen Trägern, Stützen und Anschlüssen wurden keine großen Verformungen beobachtet.

Für den fünften Versuch wurde eine Fläche von 340 m² zwischen den Achsen 1 und 4 sowie A und C als Brandraum abgetrennt. Als Brandlast dienten Holzkrippen ($q = 40 \text{ kg/m}^2$). In den verglasten Außenwänden der Achsen 1 und 4 wurden Ventilationsöffnungen frei gelassen. Alle im Brandraum befindlichen Stützen (inkl. Anschlüsse) waren bis zur Unterkante der Decke bekleidet. Sämtliche Haupt- und Nebenträger inkl. Verbindungen blieben ungeschützt. In der Mitte des Brandraums wurde mit 691°C die maximale Stahltemperatur gemessen. Die größte Durchbiegung der Decke betrug im Bereich der Achsen 2-3 und B-C 557 mm, nach der Abkühlung verblieb eine plastische Verformung von 481 mm. Im Bereich der Anschlüsse Nebenträger / Hauptträger kam es aufgrund der behinderten thermischen Ausdehnung zu lokalem Beulen. In der Abkühlphase kam es an einigen Träger/Stützenverbindungen zum Bruchversagen, verursacht durch hohe Zugspannungen infolge der Verkürzung der sich abkühlenden Konstruktion.

Mit Versuch 6 sollte demonstriert werden, dass das in den vorherigen Versuchen beobachtete Trag- und Verformungsverhalten der Konstruktion sich bei einem realen Brandszenario ähnlich einstellen wird. Zu diesem Zweck wurde zwischen den Achsen 3 und 4 sowie D und F ein Brandraum mit einer Fläche von 136 m² geschaffen, in dem sich typische Bürobrandlasten wie Schreibtische, Computerhardware, Akten u. ä. befanden. Die Brandlastdichte hatte einen Holzvergleichswert von ca. 46 kg/m². Die Fläche der Öffnungen betrug 20 % der Brandraumgrundfläche. Alle im Brandraum befindlichen Stützen (inkl. Anschlüsse) waren bis zur Unterkante der Decke bekleidet. Sämtliche Haupt- und Nebenträger inkl. Verbindungen blieben ungeschützt. Die maximale Brandraum- und Stahltemperatur lag über 1200°C, die maximale Energiefreisetzungsrate wurde zu 58 MW abgeschätzt. Die größte Durchbiegung der Decke betrug 640 mm. Es trat kein Versagen der Konstruktion ein, rund um die Stützen bildeten sich infolge der Membrantragwirkung in der Deckenplatte Risse.

Als zentrales Ergebnis der großmaßstäblichen Versuche in Cardington lässt sich festhalten, dass die Tragkonstruktion insgesamt bei sämtlichen Versuchen die hohen Beanspruchungen infolge des Brandes ableiten konnte. Es kam in keinem Fall zum Einsturz der Konstruktion. Mit den Versuchen wurde verdeutlicht, dass das Trag- und Verformungsverhalten eines Gesamttragwerks im Brandfall aufgrund von Zwängungen und Lastumlagerungen komplexer als das Trag- und Verformungsverhalten eines brandbeanspruchten Einzelbauteils ist. Die Versuche haben gezeigt, dass das reale Trag- und Verformungsverhalten der Stahlrahmenkonstruktion nur in Verbindung mit den aufliegenden Deckenplatten dreidimensional betrachtet werden kann. Dieses dreidimensionale Tragverhalten unter Einbeziehung der Lastumlagerungen mittels Membran- und / oder Brückentragwirkung der Deckenplatten bietet im Vergleich zu einfachen Stahlrahmen Reserven im Feuerwiderstand [NEW00].

Nach Auswertung der Versuche werden in [BS98] folgende Konstruktionsempfehlungen beschrieben:

Die Stützen müssen auf ganzer Länge inklusive der Trägeranschlüsse bekleidet werden, um Beulversagen zu verhindern, wodurch es zum Absenken der Deckenplatte kommen kann. Wenn die innenliegenden Träger als Einfeldträger ausgebildet werden, können sie unbekleidet ausgeführt werden. In Einzelfällen kann es aufgrund von Zwangsspannungen zum Beulen der Steg- und Untergurtbleche in der Nähe der Anschlüsse kommen, aufgrund von Lastumlagerungen über die Deckenplatte tritt jedoch kein Tragfähigkeitsversagen ein. Außenliegende Träger sollten in der Regel bekleidet werden, damit sie eine ausreichende Steifigkeit besitzen, die den durch Zwangsspannungen verursachten Verformungs- und Verdrehungsbestrebungen widersteht. In Verbandsfeldern können die Windverbände als Unterstützung für außen liegende Träger herangezogen werden, so dass in diesem Fall u. U. keine Bekleidung der Träger erforderlich ist. Verbindungen sollten im Regelfall bekleidet werden, so dass in der Aufheizphase eines Brandes kein Versagen zu erwarten ist. In der Abkühlphase kam es bei den Versuchen zum Bruch von Kopfplatten und Schraubenversagen bei Winkelverbindungen, da infolge der Verkürzung hohe Zugkräfte in der Konstruktion wirken. Die Deckenplatte kann durch Brücken- bzw. Membrantragwirkung Lasten von stark beanspruchten Trägern zu weniger stark beanspruchten Trägern umlagern. Dieser Prozess funktioniert jedoch nur, wenn lediglich ein lokal begrenzter Bereich der Deckenplatte beflammt ist und als Stützwirkung ausreichend Zwang durch die kalte Umgebungsstruktur erzeugt wird. Obwohl in einigen Fällen in der Decke aufgrund der Membrantragwirkung erhebliche Rissbildung beobachtet wurde, kam es zu keinem Verlust der Integrität der Platte.

B ABLEITUNG DER WÄRMESTROM-MATRIZEN

Die instationäre Wärmeleitung in Festkörpern wird durch eine parabolische Differentialgleichung beschrieben, die auf Fourier zurückgeht:

$$\rho \cdot c_p \frac{\partial T}{\partial t} + \left(\frac{\partial}{\partial x} (\lambda_x \frac{\partial T}{\partial x}) + \frac{\partial}{\partial y} (\lambda_y \frac{\partial T}{\partial y}) + \frac{\partial}{\partial z} (\lambda_z \frac{\partial T}{\partial z}) \right) = -q''' \quad (\text{B-1})$$

wobei:

λ Wärmeleitfähigkeit des Bauteils [W/(mK)],

T Temperatur [K],

x, y, z Raumkoordinaten [m],

t Zeit [s],

q''' Wärmeeerzeugungsrate [W/m³].

Als Wärmeeerzeugungsrate werden innere Wärmequellen und –senken im betrachteten Bauteil bezeichnet. Schreibt man (B-1) in Matrixschreibweise, so ergibt sich:

$$\rho \cdot c_p \frac{\partial T}{\partial t} + \left(\{L\}^T ([D] \{L\} T) \right) = -q''' \quad (\text{B-2})$$

mit:

$$\{L\} = \begin{pmatrix} \partial / \partial x \\ \partial / \partial y \\ \partial / \partial z \end{pmatrix} \quad \text{Vektor Operator,}$$

$$[D] = \begin{bmatrix} \lambda_x & 0 & 0 \\ 0 & \lambda_y & 0 \\ 0 & 0 & \lambda_z \end{bmatrix} \quad \text{Matrix der Wärmeleitfähigkeit}$$

Da die Temperatur sowohl zeit- als auch ortsabhängig ist, kann diese Abhängigkeit nach Gleichung (B-3) separiert werden [ANS7.1]:

$$T = \{N\}^T \{T_e\} = \{N(x), N(y), N(z)\} \cdot \begin{Bmatrix} T_e(x, t) \\ T_e(y, t) \\ T_e(z, t) \end{Bmatrix} \quad (\text{B-3})$$

wobei:

$T = T(x, y, z, t)$ Temperatur,

$\{N\} = \{N(x, y, z)\}$ Element-Formfunktionen,

$\{T_e\} = \{T_e(t)\}$ Knotentemperaturvektor des Elements.

Die Formfunktionen für die Temperaturen im Element sind einfache Polynomfunktionen, deren Koeffizienten Temperaturgrößen an den Knoten des jeweiligen Elements sind.

Die zeitliche Ableitung von Gleichung (B-3) ergibt:

$$\dot{T} = \frac{\partial T}{\partial t} = \{N\}^T \left\{ \dot{T}_e \right\} \quad (\text{B-4})$$

Für die infinitesimale Änderung der Temperatur δT im Element folgt aus (B-3):

$$\delta T = \{\delta T_e\} \{N\}^T = \{\delta T_e\}^T \{N\}. \quad (B-5)$$

Multipliziert man Gleichung (B-2) mit δT und integriert über das Volumen des Elements, so erhält man für die linke Seite der Gleichung:

$$\int_V \left(\rho c_p \delta T \frac{\partial T}{\partial t} + \{L\}^T \cdot \delta T \cdot [D] \cdot \{L\} \cdot T \right) dV. \quad (B-6)$$

Setzt man (B-4) und (B-5) in (B-6) ein, so ergibt sich:

$$\int_V \left(\rho c_p \{\delta T_e\}^T \{N\} \{N\}^T \left\{ \dot{T}_e \right\} + \{L\}^T \{\delta T_e\}^T \{N\} [D] \{L\} T \right) dV. \quad (B-7)$$

Durch einsetzen von (B-3) erhält man mit Gleichung (B-9):

$$\{L\} T = \{L\} \{N\}^T \{T_e\} = [B] \{T_e\}, \quad (B-8)$$

wobei:

$$[B] = \{L\} \{N\}^T, \quad (B-9)$$

die Beziehung (B-10):

$$\int_V \left(\rho c_p \{\delta T_e\}^T \{N\} \{N\}^T \left\{ \dot{T}_e \right\} + \{\delta T_e\}^T [B]^T [D] [B] \{T_e\} \right) dV. \quad (B-10)$$

Die Dichte ρ wird konstant über das Volumen vorausgesetzt. $\{T_e\}$, $\left\{ \dot{T}_e \right\}$ und $\{\delta T_e\}^T$ sind Knoten-Größen und verändern sich nicht über das Element, so dass sie aus dem Integral herausgezogen werden können. Eliminiert man in (B-10) $\{\delta T_e\}^T$, so erhält man:

$$\rho \left\{ \dot{T}_e \right\} \int_V \left(c_p \{N\} \{N\}^T \right) dV + \{T_e\} \int_V \left([B]^T [D] [B] \right) dV. \quad (B-11)$$

Fasst man die zeitunabhängigen Größen in Matrizen zusammen, mit:

$$[C] = \rho \int_V c \{N\} \{N\}^T dV, \quad (B-12)$$

$$[K] = \int_V [B]^T [D] [B] dV, \quad (B-13)$$

so ergibt sich für den Wärmestrom ein Gleichungssystem in Matrixschreibweise:

$$[C] \cdot \left\{ \dot{T} \right\} + [K] \cdot \{T\} = -\{Q\}, \quad (B-14)$$

wobei:

- $\left\{ \dot{T} \right\}$ Vektor der 1. zeitlichen Ableitung der Temperatur,
- $\{T\}$ Vektor der Temperaturen,
- $[C]$ Matrix der Wärmekapazität,
- $[K]$ Matrix der Wärmeleitfähigkeit,
- $\{Q\}$ Vektor der von außen zu- oder abgeführten Wärmeströme.

C TRAG- UND VERFORMUNGSMECHANISMEN IM BRANDFALL

Allgemeines

Das Trag- und Verformungsverhalten von Stahl- und Stahl-Verbundtragwerken im Brandfall ist im Vergleich zum Gebrauchslastfall durch Komplexität und das Vorhandensein vieler Einflussfaktoren gekennzeichnet. Im Folgenden soll anhand von Beispielen die Trag- und Verformungsmechanismen untersucht werden, die sich bei unterschiedlichen statischen Systemen, Steifigkeitsverhältnissen und Bauweisen ergeben. Zur Deutung der Mechanismen werden die berechneten Verformungen, Schnittgrößen, Spannungsverläufe und Feuerwiderstandszeiten ausgewertet und miteinander verglichen.

Bild C - 1 zeigt das FE-Modell [ANS7.1] eines Tragwerks, aus dem einzelne Teilsysteme herausgeschnitten werden, um die Trag- und Verformungsmechanismen eines Rahmenriegels zu untersuchen und zwar als

- statisch bestimmt gelagerter Balken in Stahl-Verbundbauweise,
- beidseitig eingespannten Balken in Stahl-Verbundbauweise,
- Rahmen mit Riegel in Stahl-Verbundbauweise.

Die Bauteile werden unter ETK-Beanspruchung untersucht.

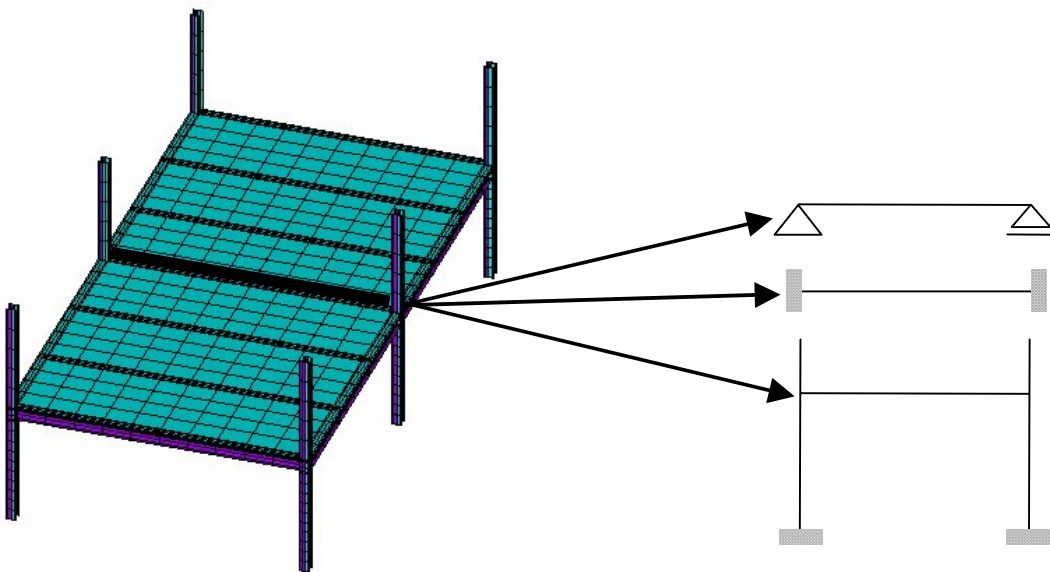


Bild C - 1 FE-Modell des räumlichen Tragwerks und untersuchte Teilsysteme

Der Rahmenriegel bzw. Balken besteht aus einem unbekleideten IPEa600 – Profil in S 355, die bewehrte Deckenplatte hat eine Dicke von 12 cm. Die Verbindung zwischen Riegel und Stielen wird als starr angenommen. Die fest eingespannten Rahmenstiele haben eine ausreichend starke Bekleidung, so dass ihre Erwärmung vernachlässigt werden kann. Die Belastung des Rahmenriegels bzw. Balkens beträgt $p = 50 \text{ kN/m}$. In Bild C - 2 ist die Erwärmung des Verbundquerschnitts dargestellt.

C - 2

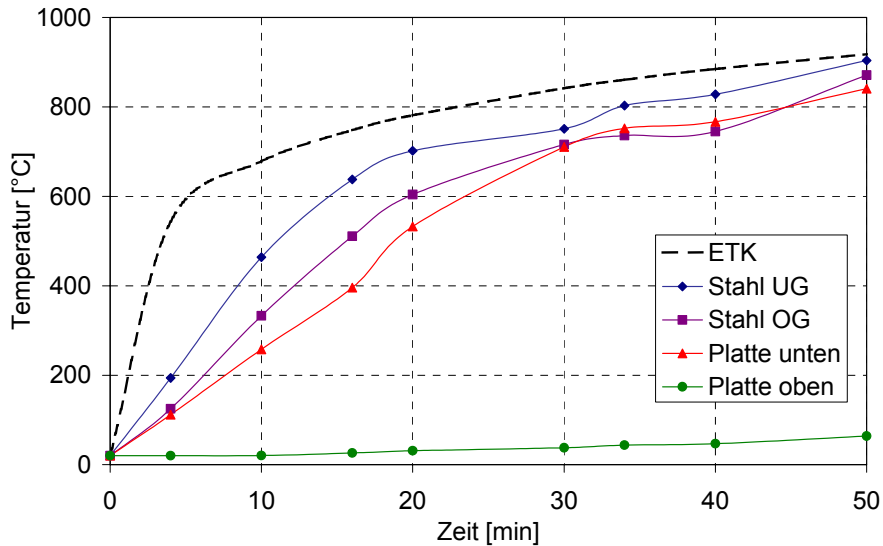


Bild C - 2 Erwärmung des Rahmenriegel- bzw. Trägerquerschnitts

Verformungen

Bei der Betrachtung der Vertikalverformungen in Feldmitte ergibt sich zunächst der erwartete Zustand, dass der statisch bestimmt gelagerte Balken die größte Durchbiegung aufweist und der beidseitig eingespannte Balken die kleinste Durchbiegung hat. Die Durchbiegung des Rahmenriegels liegt dazwischen. Der Rahmenriegel verhält sich wie ein teilweise eingespannter Balken, wobei der Einspanngrad von der Steifigkeit des Rahmenstiels abhängig ist. (Bild C - 3).

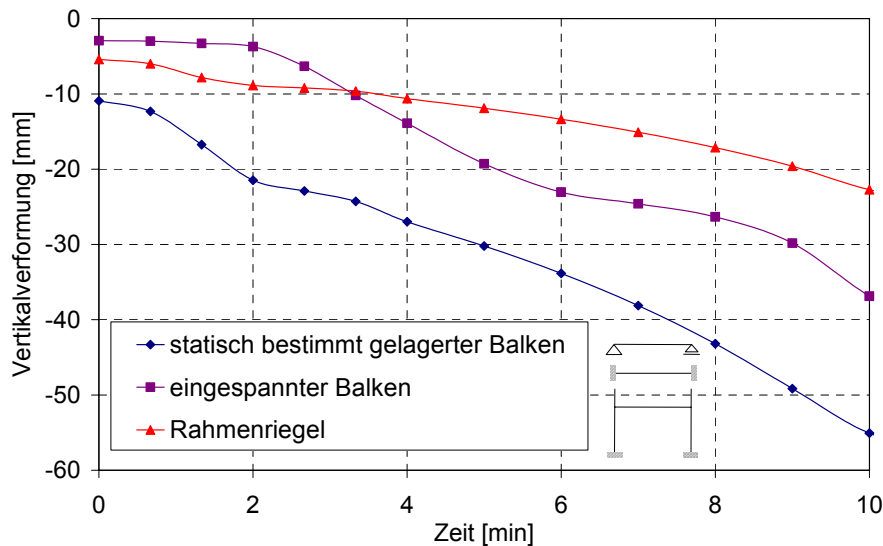


Bild C - 3 Vertikalverformung in Feldmitte innerhalb der ersten 10 Minuten

Nach etwa drei Minuten übersteigt die Vertikalverformung in Feldmitte des eingespannten Balkens die des Riegels. Zu diesem Zeitpunkt plastiziert der Balken aufgrund der hochgradigen Dehnbehinderung bereits im Auflagerbereich. Erwartungsgemäß versagt zuerst der gelenkig gelagerte Balken mit starkem Anwachsen der Verformung nach 18 Minuten durch

Überschreiten der zulässigen Durchbiegung von $l/20 = 400$ mm. Die Verformungen von Rahmenriegel und beidseitig eingespanntem Balken nähern sich mit zunehmender Beanspruchungsdauer an. Beide Systeme versagen nach 48 Minuten mit Überschreiten der zulässigen Durchbiegung (Bild C - 4).

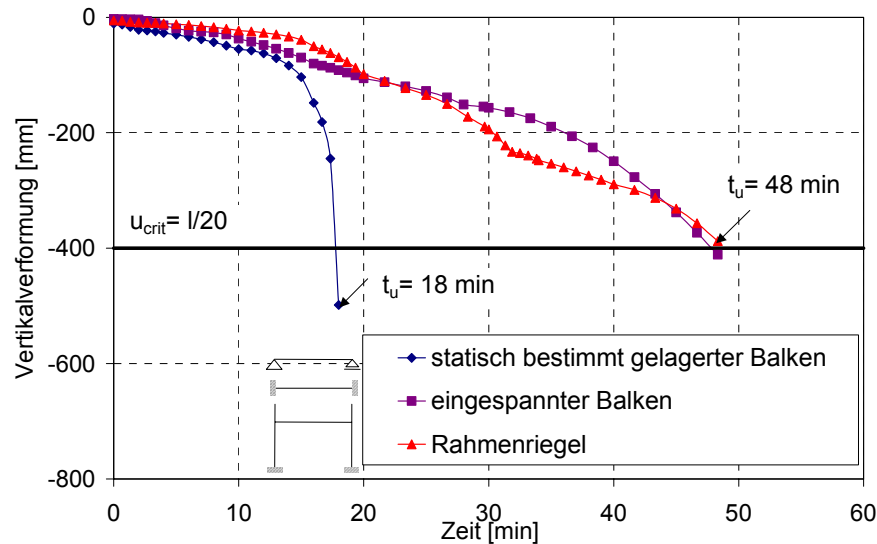


Bild C - 4 Vertikalverformung in Feldmitte und Bestimmung der Feuerwiderstandsdauer t_u

In Bild C - 5 ist die Horizontalverformung dargestellt. Der beidseitig eingespannte Balken kann sich nicht in horizontaler Richtung verformen, so dass sich hier die größten axialen Zwangkräfte aufbauen (Bild C - 6). Das Längsdehnungsbestreben des Rahmenriegels wird durch die Steifigkeit des Rahmenstiels begrenzt, der statisch bestimmt gelagerte Balken kann sich in Längsrichtung frei verformen. Bis zur 20. Minute ist die Vertikalverformung des Rahmenriegels aufgrund seiner horizontalen Verformbarkeit kleiner als die des eingespannten Balkens. Erst mit einsetzendem Verlust von Steifigkeit und Festigkeit des beflamnten Querschnitts überschreitet die Vertikalverformung des Rahmenriegels die des eingespannten Balkens, dessen Horizontalverformung dadurch etwas zurück geht.

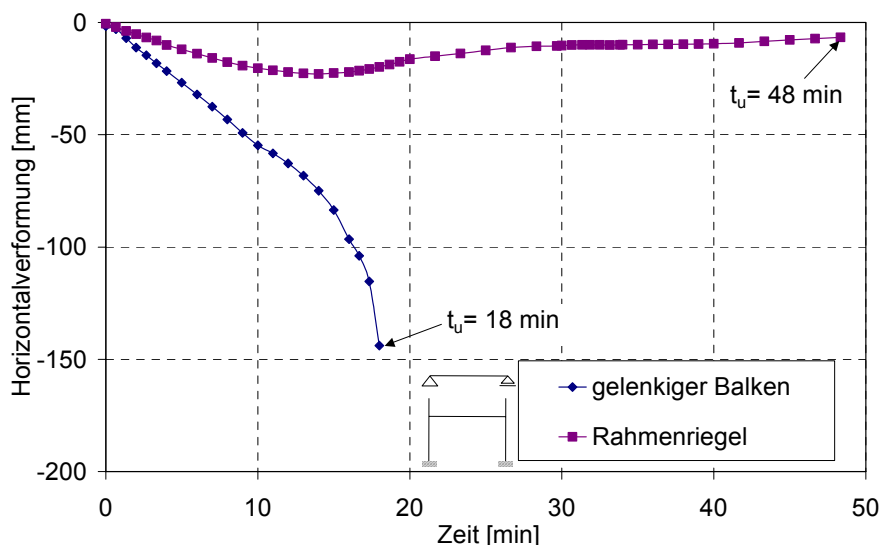


Bild C - 5 Horizontalverformung

Schnittgrößen

Durch die Erwärmung des Riegels bilden sich aufgrund von Dehnbehinderungen und Temperaturdifferenzen zwischen heißen Querschnittsteilen (Riegelsteg und –untergurt) sowie kälteren Querschnittsteilen (Riegelobergurt) Zwangsschnittgrößen (Axialkraft und Moment) aus.

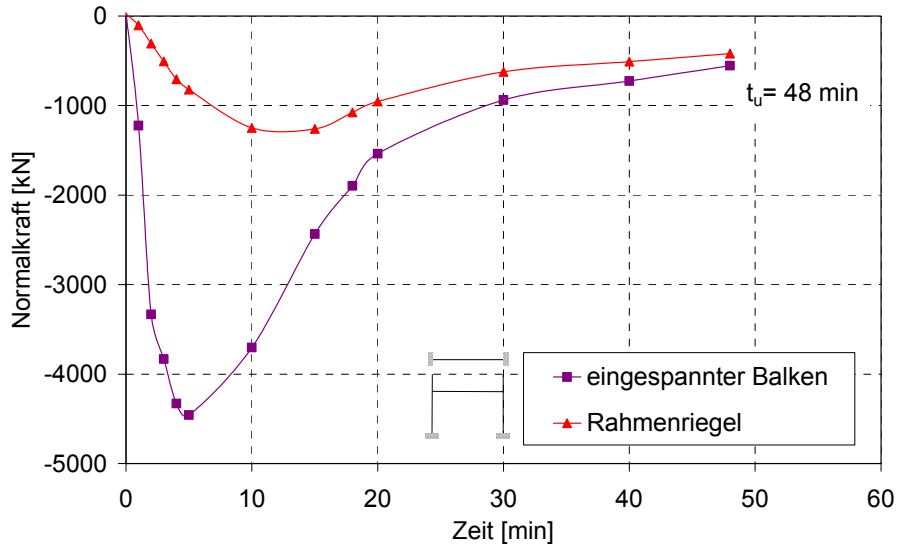


Bild C - 6 Entwicklung der Normalkraft

Beim beidseitig eingespannten, voll längsdehnbehinderten Balken steigt die axiale Druckkraft sehr schnell an und sinkt mit zunehmender Entfestigung des Materials wieder ab. Im Rahmenriegel verläuft die Normalkraft qualitativ ähnlich, das Maximum der Druckkraft wird etwas später erreicht und ist wesentlich geringer. Der statisch bestimmt gelagerte Balken ist aufgrund seiner beweglichen Lagerung in Axialrichtung nicht gezwängt.

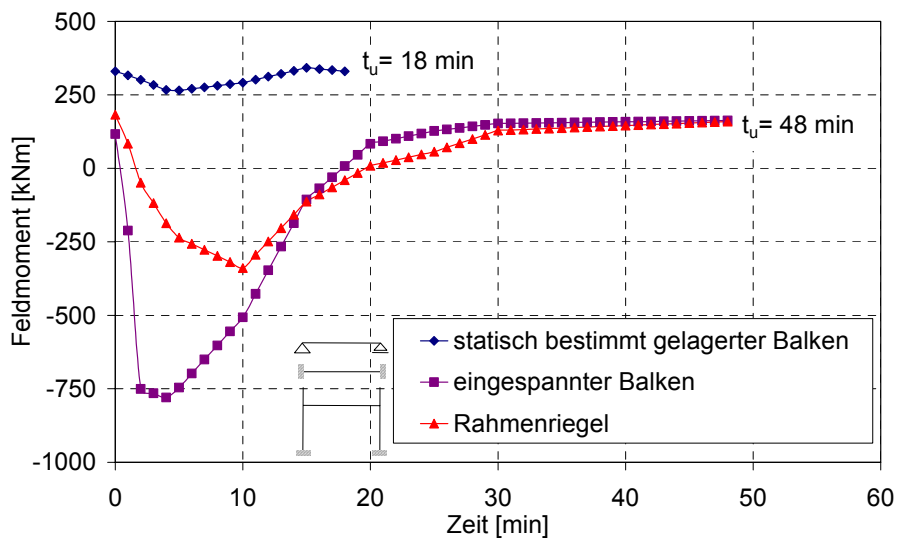


Bild C - 7 Entwicklung des Feldmoments

Das positive Feldmoment des statisch bestimmt gelagerten Balkens verläuft aufgrund seiner freien Verformbarkeit nahezu konstant. Das Feldmoment des eingespannten Balkens wird

durch das sich infolge der Rotationsbehinderung ausbildende negative Zwangmoment schnell abgebaut. Es entsteht ein negatives Moment, welches nach Plastizierung des Querschnitts mit zunehmender Entfestigung und Steifigkeitsverlust reduziert wird. Ähnlich ist der Verlauf des Feldmoments des Rahmenriegels, wobei das Maximum des negativen Moments niedriger als beim eingespannten Balken ist und später erreicht wird (Bild C - 7).

Durch die Entwicklung des Zwangmoments wird auch das Stützmoment beeinflusst, welches beim eingespannten Balken und beim Rahmenriegel zunächst ansteigt und nach Plastizierung des Querschnitts mit zunehmender Entfestigung und Steifigkeitsverlust des Querschnitts wieder absinkt.

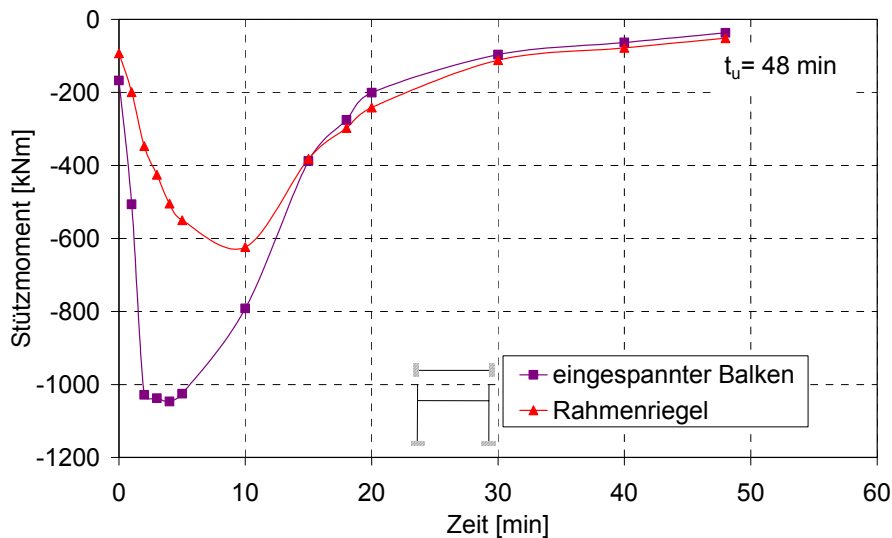


Bild C - 8 Entwicklung des Stützmoments

Versagensmechanismen

Bei der Beschreibung der Versagensmechanismen werden entsprechend der signifikanten Änderungen der Schnittkräfte, Spannungsverläufe und Verformungen fünf Phasen unterschieden.

Phase 1 (0.-5. Minute)

Die Zwangnormalkräfte wachsen infolge der Erwärmung im beidseitig eingespannten Balken und im Rahmenriegel in den ersten 5 Minuten sehr schnell an. Durch das sich bildende Zwangmoment kommt es bei beiden Systemen zu einem Anstieg der negativen Stützmente (Bild C - 6, Bild C - 8).

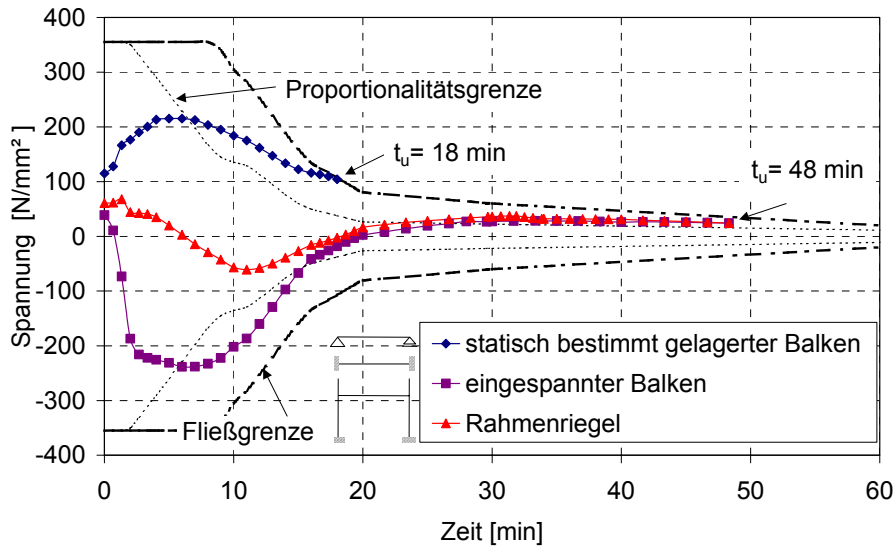


Bild C - 9 Entwicklungen der Spannungen im Untergurt in Feldmitte

Beim eingespannten Balken steigen die Zwangnormalkräfte aufgrund der stärkeren Dehnbehinderung des Riegels sehr steil an, beim Rahmenriegel verläuft der Anstieg langsamer. Das Feldmoment wird innerhalb von 2 Minuten (eingespannter Balken) bzw. 5 Minuten (Rahmenriegel) abgebaut und geht in den negativen Bereich über (Bild C - 7). Im Feldbereich fallen die Zugspannungen im Untergurt ab. Es werden dort Druckspannungen erzeugt (Bild C - 9). Der Feldquerschnitt ist durch das schnelle Anwachsen der Zwangnormalkräfte bis zur 20. Minute komplett überdrückt (Bild C - 10).

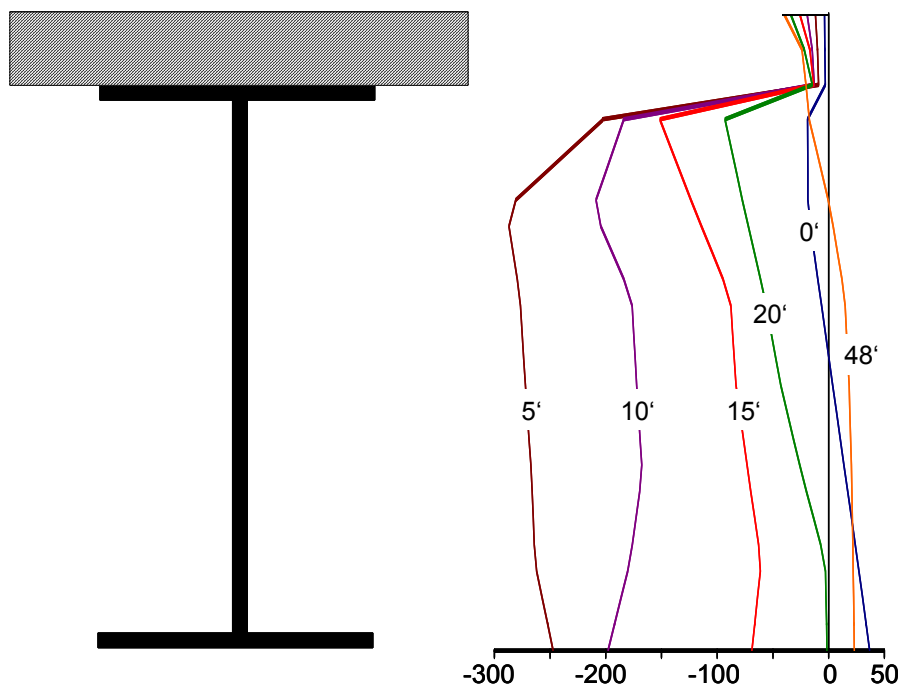


Bild C - 10 Spannungen [N/mm²] über der Querschnittshöhe des eingespannten Balkens in Feldmitte

Im Stützbereich wächst das negative Moment. Die Druckspannungen im Untergurt steigen schnell, beim eingespannten Balken wird die Proportionalitätsgrenze erreicht (Bild C - 11).

Beim statisch bestimmt gelagerten Balken bilden sich wegen der fehlenden Dehnbehinderung keine Zwangnormkräfte und –momente aus. Aufgrund des Temperaturgradienten des Querschnitts wächst das Feldmoment jedoch stark an. Die Zugspannungen im Untergurt erreichen die Proportionalitätsgrenze.

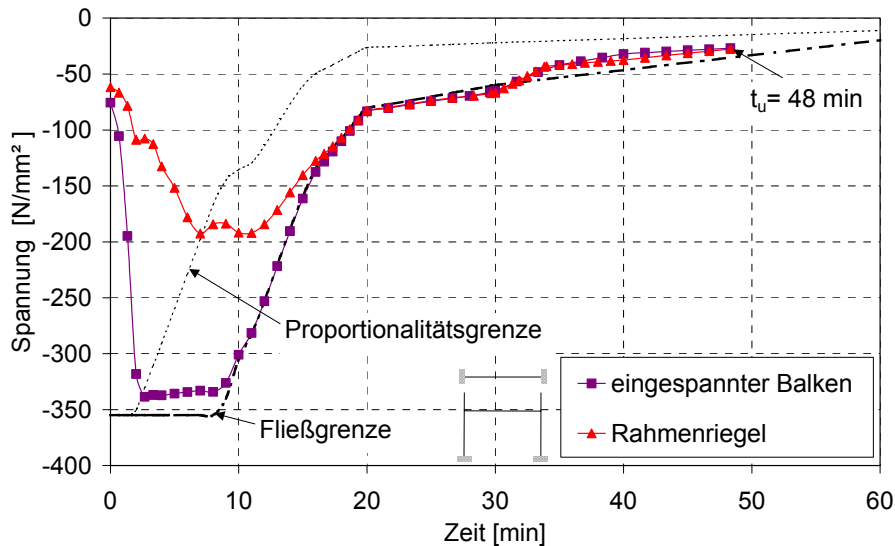


Bild C - 11 Entwicklungen der Spannungen im Untergurt im Stützbereich

Phase 2 (5.-10. Minute)

Die Spannungen im Rahmenriegel überschreiten, wie im eingespannten Balken schon geschehen, in Steg und im Untergurt des Stützbereiches die Proportionalitätsgrenze, der Querschnitt beginnt zu fließen, die Druckspannungen nehmen nicht mehr zu. Dadurch beginnen die Vertikalverformungen des Riegels anzusteigen. Die Zwangnormkräfte nehmen im Rahmenriegel aufgrund der weiteren Querschnittserwärmung zu, der Querschnitt wird immer mehr überdrückt, so dass die Zwangnormkraft immer mehr zentriert wird. Nach ca. 6 Minuten ist der Querschnitt im Stützbereich und Feldbereich komplett überdrückt, die Spannung schlägt im Obergurt durch und wird negativ (Bild C - 12). Im eingespannten Balken, bei dem diese Mechanismen bereits vor der 5. Minute stattgefunden haben, fallen nun die Stützmomente rapide ab und die Feldmomente gehen wieder in den positiven Bereich über.

Beim statisch bestimmt gelagerten Balken stagniert die Untergurtspannung im Feld ebenso wie das Feldmoment. Die Zunahme der Vertikalverformungen ist weiterhin moderat.

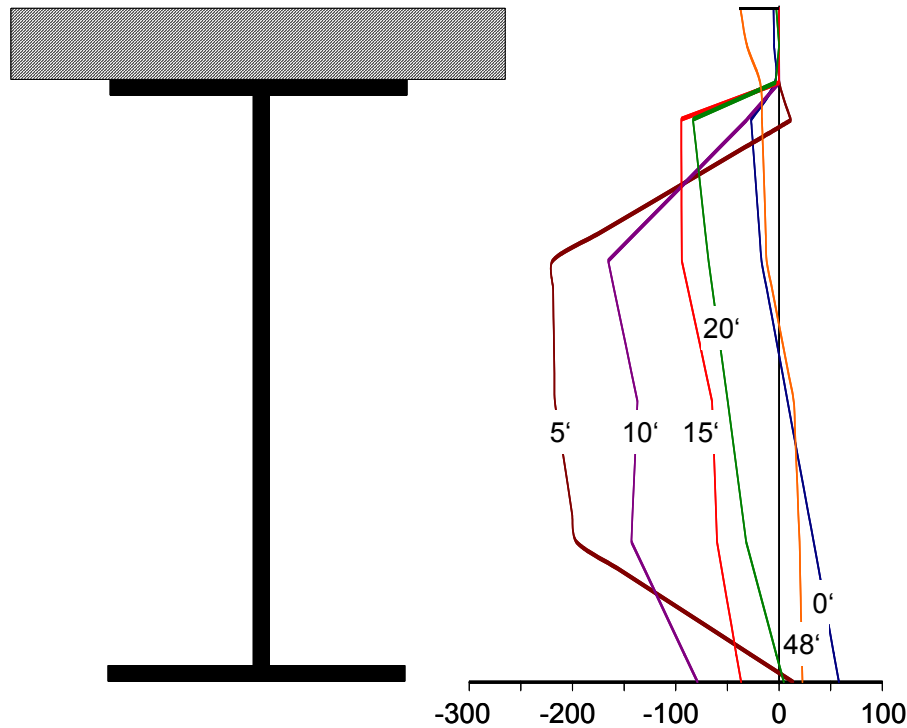


Bild C - 12 Spannungen $[N/mm^2]$ über der Querschnittshöhe des Rahmenriegels in Feldmitte

Phase 3 (10.-15. Minute)

Das Stahlprofil ist jetzt über den gesamten Querschnitt auf über $500^\circ C$ erwärmt und verliert schnell an Steifigkeit und Festigkeit.

Beim eingespannten Balken wird im Stützbereich am Untergurt nach 10 Minuten, beim Rahmenriegel nach etwa 15 Minuten, die Fließgrenze erreicht. Aufgrund der hohen Axialkraft ist der Obergurt des eingespannten Balkens komplett überdrückt, so dass auch in der Bewehrung der Deckenplatte Druckspannungen herrschen. Beim Rahmenriegel herrschen im Obergurt durch die axiale Druckkraft überwiegende negative Feldmomente Zugspannungen, die Bewehrung ist bis zur Fließgrenze von $500 N/mm^2$ ausgenutzt (Bild C - 13). Im Feldbereich beginnt der Querschnitt durch Überschreiten der Proportionalitätsgrenze an Untergurt und Obergurt (Bild C - 12) ebenfalls zu fließen. Der infolge der fortschreitenden Erwärmung weiche Querschnitt kann die hohen Zwangnormalkräfte nicht mehr aufnehmen, so dass mit Bildung eines plastischen Gelenks im Stützbereich die Zwangnormalkraft abnimmt. Der gesamte Querschnitt ist zur 15. Minute sowohl im Stütz- als auch im Feldbereich komplett überdrückt (Bild C - 12), die Spannung in der Bewehrung fällt ab. Die Stützmomente sinken stark, die positiven werdenden Feldmomente wachsen beim Rahmenriegel und beim eingespannten Balken an.

Aufgrund des fortschreitenden Steifigkeits- und Festigkeitsverlust des Querschnitts verringert sich beim gelenkig gelagerten Balken das Feldmoment. In Feldmitte beginnt der Querschnitt mit Erreichen der Fließspannung in Untergurt und Obergurt zu plastizieren. Dadurch wachsen die Vertikalverformung stark an.

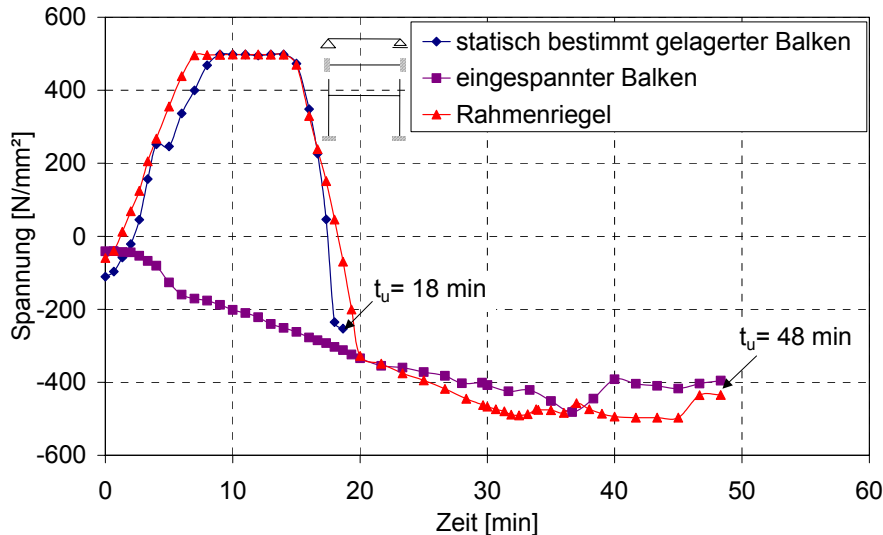


Bild C - 13 Entwicklung der Spannungen in der Bewehrung der Deckenplatte in Feldmitte

Phase 4 (15.-30. Minute)

Sowohl beim eingespannten Balken als auch beim Rahmenriegel nimmt die Vertikalverformung aufgrund des weicher werdenden Querschnitts immer stärker zu. Die Druckspannungen im Untergurt werden im Feldbereich nach einem Nulldurchgang zu Zugspannungen und nähern sich der Fließgrenze (Bild C - 9). Die Zwangnormalkräfte fallen weiter ab. Die Stütz-momente werden fast vollständig abgebaut, die Feldmomente gehen in den positiven Bereich über und verlaufen dann nahezu konstant. Der Obergurt ist über 500°C erwärmt, so dass im gesamten Stahlquerschnitt Festigkeit und Steifigkeit schnell abfallen. Mit Ausbildung eines plastischen Gelenks in Feldmitte versagt der gelenkig gelagerte Balken durch Überschreiten der kritischen Durchbiegung von $l / 20 = 400$ mm nach 18 Minuten.

Phase 5 (30.-60. Minute)

Sowohl beim eingespannten Balken als auch beim Rahmenriegel nehmen die Vertikalverformungen aufgrund der fortschreitenden Entfestigung und Steifigkeitsverminderung der Querschnitte immer stärker zu. Im Feldbereich haben die Zugspannungen im Untergurt die Proportionalitätsgrenze überschritten, der Querschnitt beginnt zu plastizieren. Die Schnittgrößen haben sich bei beiden Systemen weitgehend angeglichen. Mit Ausbildung eines plastischen Gelenks in Feldmitte versagen Rahmenriegel und eingespannter Balken durch Überschreiten der kritischen Durchbiegung von $l / 20 = 400$ mm nach 48 Minuten.

Zusammenfassung

Diese Beispiele zeigen, dass bei Vorhandensein von Längsdehnbehinderungen zum einen hohe Zwangspannungen entstehen können, zum anderen durch die Begrenzung der Verformungen und Ausnutzung plastischer Reserven höhere Feuerwiderstandsdauern erzielt werden können. Sowohl beim beidseitig eingespannten Balken als auch beim Rahmenriegel bilden sich zunächst in den Auflagerpunkten plastische Gelenke. Beide Systeme versagen erst, nachdem in Feldmitte der Querschnitt plastiziert und die Mitten-Durchbiegung übermäßig anwächst.

LEBENS LAUF

Persönliche Daten

Name: Jochen Zehfuß
Geburt: 26. September 1969 in Braunschweig
Familienstand: ledig

Werdegang

seit Juni 2000	Wissenschaftlicher Assistent, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig Fachgebiet Brandschutz und Grundlagen des Massivbaus, Prof. Dr.-Ing. D. Hosser
Jan. 1998 – Juni 2000	Wissenschaftlicher Mitarbeiter, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, Fachgebiet Brandschutz und Grundlagen des Massivbaus, Prof. Dr.-Ing. D. Hosser
Jan. 1999 – März 1999	Ausbildung zum Europäischen Schweißfach-Ingenieur (EWE) an der Schweißtechnischen Lehr- und Versuchsanstalt in Hannover
Okt. 1991 – Dez. 1997	Studium des Bauingenieurwesens an der Technischen Universität Braunschweig, Vertiefung: Stahlbau, Massivbau, Brand- und Katastrophenschutz, mit Abschluss Dipl.-Ing.
Sep. 1988 – Aug. 1996	Wehrersatzdienst im ABC-Zug der Freiwilligen Feuerwehr der Stadt Braunschweig
Sep. 1989 – Juni 1991	Ausbildung zum Groß- und Außenhandelskaufmann bei der Thyssen Handelsunion AG, Braunschweig
Mai 1989	Abitur, Gymnasium Raabeschule, Braunschweig