

Brandverhalten von Befestigungen mit großem Randabstand in Beton bei zentrischer Zugbeanspruchung

Von der Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen
der Universität Stuttgart genehmigte Abhandlung
zur Erlangung der Würde eines Doktor-Ingenieurs (Dr.-Ing.)

Vorgelegt von

Michael Reick

aus Göppingen

Tag der mündlichen Prüfung: 23. Mai 2001

Hauptberichter: Prof. Dr.-Ing. R. Eligehausen

Mitberichter: Prof. Dr.-Ing. M. Fontana

Prof. Dr.-Ing. B. Novák

Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart

2001

Vorwort

Der Grundstein für die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit am Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart sowie an der Forschungs- und Materialprüfungsanstalt Baden-Württemberg (Otto-Graf-Institut).

Allen, die zum Gelingen der Arbeit beigetragen haben, gilt mein herzlicher Dank:

- Herrn Prof. Dr.-Ing. R. Eligehausen für die Idee zu dieser Arbeit, seine Unterstützung sowie die Übernahme des Hauptberichts,
- Herrn Prof. Dr.-Ing. M. Fontana und Herrn Prof. Dr.-Ing. B. Novák für das der Arbeit entgegengebrachte Interesse und die Übernahme des Mitberichts,
- den Mitarbeitern des Otto-Graf-Institutes für die engagierte Mitarbeit an den experimentellen Untersuchungen. Stellvertretend sei hierfür mein ehemaliger Kollege W. Hennig erwähnt, der leider viel zu früh von uns gegangen ist. Ohne ihn wären die Brandversuche am Otto-Graf-Institut nicht in der vorliegenden Form möglich gewesen,
- den Herren Dr.-Ing. habil. J. Ožbolt, Dr.-Ing. R. Pukl, Dr.-Ing. Y. Li und Dipl.-Ing. U. Mayer für die Unterstützung bei den Finite-Elemente-Berechnungen,
- meiner Familie für die moralische Unterstützung und die Freistellung von vielen privaten Verpflichtungen während der vergangenen Jahre.

Die Arbeiten zu dieser Dissertation wurden im Rahmen der Grundlagenforschung im Bereich der Befestigungstechnik durchgeführt. Sie wurden von den Firmen fischerwerke, Hilti AG und Adolf Würth GmbH & Co. KG finanziell gefördert. Hierfür möchte ich mich herzlich bedanken. Mein Dank gilt weiter all denen, die mir praktische und ideelle Hilfe zukommen ließen.

Michael Reick

Inhaltsverzeichnis

BEZEICHNUNGEN UND ABKÜRZUNGEN	9
1 EINLEITUNG	11
2 EINFÜHRUNG.....	12
2.1 EINFÜHRUNG IN DIE MODERNE BEFESTIGUNGSTECHNIK.....	12
2.2 EINFÜHRUNG IN DEN VORBEUGENDEN BAULICHEN BRANDSCHUTZ	15
2.2.1 <i>Der vorbeugende Brandschutz im Baurecht</i>	15
2.2.2 <i>Brandverlauf und auftretende Temperaturen</i>	16
2.2.3 <i>Bauteilanforderungen und Feuerwiderstandsklassen</i>	18
2.2.4 <i>Feuerwiderstand von Tragwerken aus Stahlbeton</i>	19
2.2.5 <i>Brandversuche an Bauteilen - Sicherheitskonzept</i>	20
2.3 BEFESTIGUNGEN UND BRANDSCHUTZ	20
2.3.1 <i>Bisherige Forschungsversuche</i>	20
2.3.2 <i>Bisherige Versuchsergebnisse</i>	21
2.3.3 <i>Problematik von Befestigungen im Brandfall – derzeitiger Kenntnisstand</i>	22
2.3.4 <i>Derzeitige Zulassungssituation</i>	24
3 VERHALTEN VON BETON UND STAHL BEI ERHÖHTEN TEMPERATUREN	27
3.1 EINFLUß DER VERSUCHSART	27
3.2 MECHANISCHE EIGENSCHAFTEN VON BETON BEI ERHÖHTEN TEMPERATUREN.....	28
3.3 MECHANISCHE EIGENSCHAFTEN VON STAHL BEI ERHÖHTEN TEMPERATUREN	32
3.4 THERMISCHE EIGENSCHAFTEN VON BETON UND STAHL.....	35
3.4.1 <i>Dichte von Beton und Stahl</i>	35
3.4.2 <i>Spezifische Wärmekapazität von Beton und Stahl</i>	36
3.4.3 <i>Wärmeleitfähigkeit von Beton und Stahl</i>	37
3.4.4 <i>Thermische Dehnung von Beton und Stahl</i>	38
4 BERECHNUNG VON TEMPERATURFELDERN	40
4.1 BEKANNTE TEMPERATURVERTEILUNGEN IN STAHLBETONBAUTEILEN	40
4.2 TEMPERATURFELDER AN BEFESTIGUNGEN - BISHERIGE UNTERSUCHUNGEN	41
4.3 EIGENE BERECHNUNGEN	42
4.3.1 <i>Thermodynamische Grundlagen</i>	42
1.1.2 <i>Entwicklung und Verifikation des Rechenprogramms</i>	45
1.1.3 <i>Weitere Rechenannahmen</i>	50
1.1.4 <i>Geometrische Festlegungen für die Berechnung</i>	52
1.1.5 <i>Rechenergebnisse</i>	53
4.4 AUSWERTUNG DER PARAMETERSTUDIE.....	59
1.4.1 <i>Einfluß des Stahldurchmessers</i>	59

1.1.2	<i>Einfluß eines Anbauteils</i>	60
1.1.3	<i>Einfluß der beflamnten Stahllänge</i>	60
1.1.4	<i>Einfluß der Verankerungstiefe</i>	61
1.5	SCHLÜßFOLGERUNGEN FÜR DAS TRAGVERHALTEN VON BEFESTIGUNGEN.....	61
5	BERECHNUNG DER VERSAGENSART BETONAUSTRICH	62
5.1	EINFÜHRUNG	62
1.1.1	<i>Werkstoffkennwerte für die FE-Berechnung</i>	63
1.1.2	<i>Modellierung quasispröder Materialien</i>	63
1.1.3	<i>Das „Microplane“-Modell</i>	64
1.1.4	<i>Einfluß der Netzgeometrie</i>	65
1.1.5	<i>Modellierung für die FE-Berechnung</i>	66
1.2	BERECHNUNGEN MIT MICROPLANE	67
1.3	BERECHNUNGEN MIT DEM FE-PROGRAMM MASA	70
1.1.1	<i>Berechnung der mittleren Elementtemperatur in MASA</i>	70
1.1.2	<i>Temperaturabhängige Werkstoffeigenschaften für die Berechnungen mit MASA</i>	71
1.1.3	<i>Ergebnisse aus den Berechnungen mit MASA</i>	71
1.4	ZUSAMMENFASSUNG DER BERECHNUNGEN.....	74
6	SPANNUNGEN UND DEHNUNGEN IN EINER EINSEITIG BRANDBEANSPRUCHTEN STAHLBETONPLATTE	75
6.1	EINFÜHRUNG	75
6.2	THERMISCHE EIGENSPANNUNGEN	77
6.3	BERECHNUNG DER SPANNUNGS- UND DEHNUNGSVERTEILUNG.....	79
6.4	ERFORDERLICHE ANZAHL VON LAMELLEN FÜR DIE BERECHNUNG	84
6.5	PARAMETERSTUDIE FÜR STAHLBETONPLATTEN MIT MKFIRE.....	85
6.6	BERECHNETE DEHNUNGSVERTEILUNGEN	88
6.7	ZUSAMMENFASSUNG UND BEWERTUNG DER ERGEBNISSE.....	91
7	BRANDVERSUCHE AN BEFESTIGUNGEN	94
7.1	EIGENE GRUNDLAGENVERSUCHE – ÜBERBLICK.....	94
7.2	EIGENE GRUNDLAGENVERSUCHE – VERSUCHSAUFBAU UND VERSUCHSABLAUF	95
7.3	FORSCHUNGSVERSUCHE 1994	95
1.4	FORSCHUNGSVERSUCHE 1995	98
1.5	FORSCHUNGSVERSUCHE 1998	100
1.5.1	<i>Temperaturmessung bei den Brandversuchen</i>	100
1.5.2	<i>Versuche mit belasteten Befestigungen</i>	103
8	VERSAGENSMECHANISMEN VON BEFESTIGUNGEN - AUSWERTUNG DER BERECHNUNGEN UND DER BRANDVERSUCHE	108
8.1	STAHLVERSAGEN.....	108
8.1.1	<i>Versagensmechanismus bei Stahlversagen</i>	108

8.1.2	<i>Bisherige Auswertungen für Stahlversagen</i>	110
8.1.3	<i>Stahlversagen - Auswertung der Versuchsergebnisse</i>	112
8.1.4	<i>Zusammenfassung für Stahlversagen</i>	117
8.2	HERAUSZIEHEN	119
8.2.1	<i>Herausziehen von rißtauglichen drehmomentkontrolliert spreizenden Dübeln</i>	119
8.2.2	<i>Herausziehen von wegkontrolliert spreizenden Dübeln</i>	119
8.2.3	<i>Zusammenfassung für die Versagensart Herausziehen</i>	120
8.2.4	<i>Herausziehen von Verbunddübeln</i>	121
8.2.5	<i>Herausziehen in der Abkühlphase nach einem Brand</i>	122
8.3	BETONAUSBRUCH	122
8.3.1	<i>Betonausbruch ohne Randeinfluß</i>	122
8.3.2	<i>Betonausbruch mit Randeinfluß und bei Befestigungsgruppen</i>	125
9	VORSCHLAG ZUR PRÜFUNG UND BEMESSUNG VON BEFESTIGUNGEN FÜR DEN BRANDFALL	129
9.1	PRÜFKONZEPT	131
9.2	THEORETISCHE ABSCHÄTZUNG DER FEUERWIDERSTANDSDAUER	131
9.2.1	<i>Stahlversagen</i>	132
9.2.2	<i>Herausziehen</i>	136
9.2.3	<i>Betonausbruch</i>	139
9.2.4	<i>Beurteilung der theoretischen Abschätzung</i>	141
9.3	EXPERIMENTELLE BESTIMMUNG DER FEUERWIDERSTANDSDAUER	142
9.3.1	<i>Stahlversagen</i>	142
9.3.2	<i>Herausziehen</i>	143
9.3.3	<i>Betonausbruch</i>	144
9.4	GRUPPENBEFESTIGUNGEN MIT GROßEM RANDABSTAND	145
9.4.1	<i>Herausziehen und Stahlversagen</i>	145
9.4.2	<i>Betonausbruch</i>	145
10	ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK	147
11	ENGLISCHE KURZFASSUNG	149
12	LITERATUR	156
13	ANHANG: DATENBANK DER VERSUCHSERGEBNISSE MIT STAHLVERSAGEN	163

Bezeichnungen und Abkürzungen

Auf folgende Bezeichnungen und Abkürzungen wird in der vorliegenden Arbeit mehrfach zurückgegriffen:

Werkstoff Beton

E	Elastizitätsmodul
E_{cm}	Mittelwert des Elastizitätsmoduls von Beton
f_{ck}	charakteristische Zylinderdruckfestigkeit
f_{ct}	Zugfestigkeit
G_f	Bruchenergie

Werkstoff Stahl

A_s	Querschnittsfläche Stahl
\varnothing	Durchmesser der Stahlbewehrung

Thermische Eigenschaften

c	spezifische Wärmekapazität
λ	Wärmeleitfähigkeit
ε_{th}	thermische Dehnung
ρ	Dichte

Temperaturfeldberechnung

ϑ, θ	Temperatur [$^{\circ}\text{C}$]
T	Temperatur [K]
ϑ_0	Ausgangstemperatur
$\Delta\vartheta$	Temperaturdifferenz
α	Wärmeübergangskoeffizienten
t	Zeit
ETK	Einheitstemperatur-Zeitkurve
x	Laufvariable für den Ort
z	Laufvariable, Abstand von der Betonoberfläche
l_i, h_v	Länge des Stahles im Beton
l_a	Länge des Stahles im Feuer

Brandversuche

F_u	Versagenslast
h_{ef}	effektive Verankerungstiefe
u	Verschiebungen
t	Zeit bei Brandversuch

M-N- κ - Berechnung

M	Biegemoment
N	Normalkraft
κ	Krümmung
ε	Dehnung
ε_0	Dehnung in Querschnittsmitte
φ	Verdrehung eines Querschnittes
e	Exzentrizität
σ	Spannung

Indizes

d	Bemessungswert
k	charakteristischer Wert
s	Stahl
c	Beton
k_{alt}	Betrachtung bei Normaltemperatur
$90'$	Betrachtung nach 90 Minuten Brandbeanspruchung entsprechend der Einheitstemperatur-Zeitkurve ETK, gilt analog für 30' und 60'
f_i	kennzeichnet Werte für die Bemessung im Brandfall

1 Einleitung

Durch die zunehmende Verwendung der modernen Befestigungstechnik im Bauwesen hat die Problematik des Feuerwiderstandes dieser Verbindungen in den letzten Jahren immer mehr an Bedeutung gewonnen. Mit Kopfbolzen und metallischen Dübeln erfolgt heute auch die Montage von brandschutztechnisch klassifizierten Bauteilen. Hierzu gehören z. B. Lüftungsleitungen, Unterdecken, elektrische Kabelanlagen mit Anforderungen an den Funktionserhalt und Feuerlöschleitungen. Die uneingeschränkte Funktion dieser Bauteile und Installationen hat im Brandfall auf die Ausbreitung von Feuer und Rauch einen großen Einfluß. Darüber hinaus sind Lösch- und Rettungsmannschaften durch herabfallende Teile einer konkreten Gefährdung ausgesetzt.

Zu Beginn dieser Forschungsarbeit im Jahre 1994 waren zahlreiche Fragen ungeklärt. Zwar lagen diverse Ergebnisse aus Brandversuchen mit Befestigungsmitteln vor, diese wurden jedoch mit sehr unterschiedlichen Randbedingungen durchgeführt. Weiterhin wurde nur Stahlversagen (Abreißen des Querschnittes bzw. Versagen der Gewindegänge) untersucht. Ziel der vorliegenden Arbeit ist daher die Klärung des Tragverhaltens von Befestigungen im Brandfall bei allen relevanten Versagensarten.

Nach Auswertung der Versuche und der Berechnungen für die einzelnen Versagensarten soll am Ende dieser Arbeit ein Prüfprogramm vorgestellt werden, welches zukünftig einer einheitlichen Prüfung und Beurteilung des Brandverhaltens von Befestigungen dienen soll.

Im Rahmen dieser Arbeit sollen die Fragen des Feuerwiderstandes von metallischen Befestigungen in Normalbeton bei zentrischer Zugbeanspruchung behandelt werden. Bei Verbunddübeln und Kunststoffdübeln, bei Befestigungen in Beton mit niedriger oder hoher Festigkeit sowie in Mauerwerk und bei Beanspruchung des Befestigungsmittels durch Quer- und Schrägzug besteht hinsichtlich des Brandverhaltens weiterhin Forschungsbedarf.

2 Einführung

2.1 Einführung in die moderne Befestigungstechnik

Im Bereich der Bautechnik stellt sich häufig die Aufgabe, Lasten in Bauteile aus Stahlbeton einzuleiten. Neben der Möglichkeit, bereits bei der Herstellung von Betonbauteilen Einlegeteile wie z. B. Kopfbolzen vorzusehen, hat aufgrund der Weiterentwicklung der Bohrverfahren die nachträgliche Montage zunehmend an Bedeutung gewonnen. Eine Vielzahl von unterschiedlichen Dübeln befindet sich derzeit auf dem Markt.

Je nach ihrem Mechanismus und der Art der Kraftübertragung können diese Befestigungsmittel mit Bohrmontage eingeteilt werden in:

- Metallspreizdübel (drehmoment- oder wegkontrolliert spreizend)
- Hinterschnittdübel
- Betonschrauben
- Verbunddübel
- Injektionsdübel
- Kunststoffdübel

Bei den Metallspreizdübeln wird durch ein Drehmoment bzw. durch Hammerschläge eine Relativverschiebung einzelner Dübelteile erzeugt. Hierdurch entsteht eine Spreizkraft, mit welcher der Dübel sich gegen die Bohrlochwand preßt. Dieses Funktionsprinzip ist in Bild 2.1 dargestellt.

Bei Hinterschnittdübeln (siehe Bild 2.2) wird wie bei Einlegeteilen eine Verzahnung des Dübels mit dem Ankergrund angestrebt. Hierfür wird das zylindrische Bohrloch an einer bestimmten Stelle in einer definierten Form aufgeweitet. Dies kann durch ein spezielles Bohrverfahren oder den Dübel selbst erfolgen. Der Dübel verspreizt sich dann in dieser Aufweitung im Bohrloch.

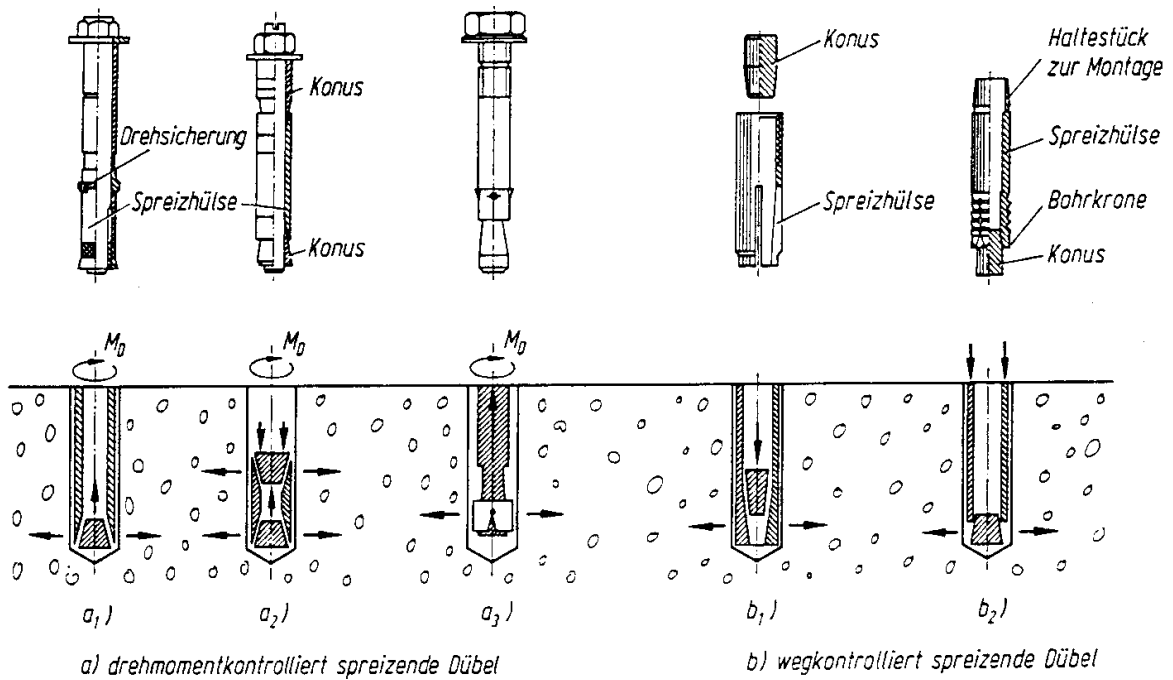


Bild 2.1: Ausbildung und Funktionsprinzip von Metallspreizdübeln, nach Elgehausen/Mallée/Rehm (1997)

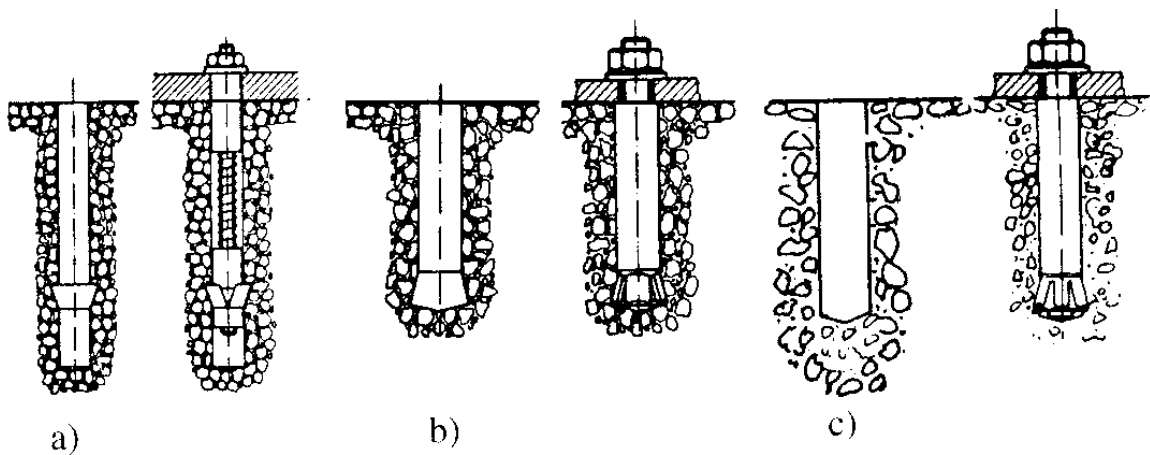
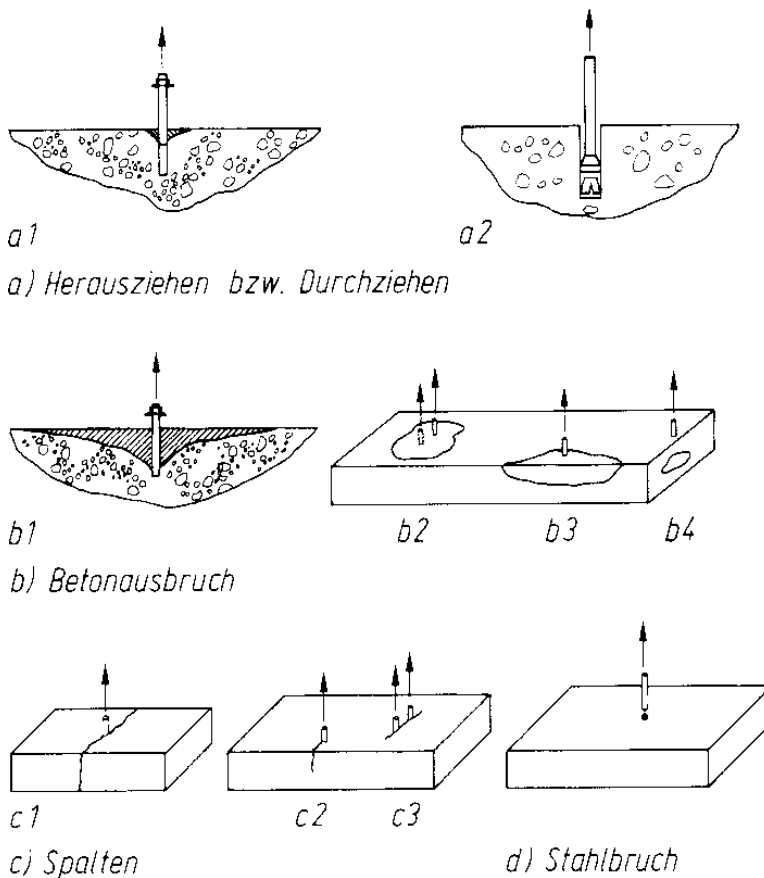


Bild 2.2: Hinterschnittdübel, nach Elgehausen/Mallée/Rehm (1997)

Bei Verbund-, Kunststoff- und Injektionsdübel ist das Brandverhalten sehr produktabhängig. Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurden diese daher nicht näher untersucht.

Die Versagensarten für Befestigungsmittel in Beton bei zentrischer Zugbeanspruchung sind in Bild 2.3 dargestellt. Hieraus ergibt sich, daß bei großem

Randabstand die Versagensarten Herausziehen, Betonausbruch und Stahlversagen zu betrachten sind.



**Bild 2.3: Brucharten bei Zugbeanspruchung,
nach Elgehausen/Mallée/Rehm (1997)**

Eine umfangreiche Einführung in die moderne Befestigungstechnik ist in *Elgehausen/Mallée/Rehm (1997)* enthalten. Auf die Berechnung der Tragfähigkeit wird ausführlich auch in den Schriften des *DIBt (1993)* sowie des *CEB (1995)* eingegangen. Der Anwendungsbereich dieser Montagesysteme wird in Deutschland überwiegend durch allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen geregelt.

Wissenschaftliche Ausarbeitungen zu verschiedensten Fragestellungen sind außerdem in der Schriftenreihe des Instituts für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart zu finden. Publikationen diverser Hersteller geben darüber hinaus einen guten und aktuellen Überblick über die am Markt angebotenen Befestigungssysteme, deren Funktionsweise und den Anwendungsbereich.

2.2 Einführung in den vorbeugenden baulichen Brandschutz

2.2.1 Der vorbeugende Brandschutz im Baurecht

In Deutschland werden im Rahmen des Baugenehmigungsverfahrens Anforderungen an den vorbeugenden baulichen Brandschutz von Gebäuden gestellt. Die rechtliche Grundlage hierfür bilden die entsprechenden Landesbauordnungen der Bundesländer (z. B. *Landesbauordnung Baden-Württemberg (1995)*), welche in Anlehnung an die Musterbauordnung (MBO) (*Böckenförde/Temme/Krebs (1996)*; *Musterbauordnung (1996)*) entstanden sind. Gemäß der Verpflichtung dafür zu sorgen, daß „die öffentliche Sicherheit oder Ordnung, insbesondere Leben und Gesundheit nicht bedroht werden“ (§3 MBO) regelt §17 der Musterbauordnung entsprechend:

„Bauliche Anlagen sind so anzuordnen und zu errichten, daß der Entstehung und Ausbreitung von Schadenfeuer im Interesse der Abwendung von Gefahren für Leben und Gesundheit von Menschen und Tieren vorgebeugt wird und bei einem Brand wirksame Löscharbeiten und die Rettung von Menschen und Tieren möglich sind.“

Anforderungen an den Schutz von Sachwerten (Gebäude und Inventar) sind im öffentlichen Baurecht nicht geregelt. Allenfalls wird der Schutz von Sachwerten indirekt über die gesetzlichen Vorschriften mit abgedeckt. Seitens der Versicherungsunternehmen können daher zusätzliche Forderungen an den Feuerwiderstand von Bauteilen bzw. an organisatorische und abwehrende Brandschutzmaßnahmen gestellt werden.

Für bauliche Anlagen besonderer Art und Nutzung können die Anforderungen der jeweiligen Landesbauordnung nicht immer in vollem Umfang angewendet werden, da die Landesbauordnungen erklärter Weise hauptsächlich für Wohngebäude üblicher Größe abgestellt sind. Für diese Sonderbauten können daher Erleichterungen gewährt, andererseits aber auch weitergehende Anforderungen gestellt werden. Es existieren daher in den einzelnen Bundesländern unterschiedliche Rechts- und Verwaltungsvorschriften für diese Sonderbauten. Hierzu gehören z. B. Versammlungsstätten, Krankenhäuser, Alten- und Pflegeheime, Hochhäuser und Industriebauten.

In diesen Vorschriften für Gebäude besonderer Art und Nutzung wird das „Standard-Brandschutz-Konzept“ der Landesbauordnungen präzisiert. Doch auch hiermit können nicht alle Probleme der Baupraxis gelöst werden. Für spezielle Fragestellungen wie z. B. die Entrauchung eines Atriums, die Evakuierung eines Stadions, usw. sind weiterführende Sicherheitsbetrachtungen und Berechnungen erforderlich. Hierzu sind individuell entwickelte Brandschutzkonzepte zu erstellen. Als Ergebnis müssen letztlich jedoch auch hier die Schutzziele der Landesbauordnung sichergestellt sein (*Kersken-Bradley (1993); Klingsohr (1997); Schneider/Lebeda (2000)*).

2.2.2 Brandverlauf und auftretende Temperaturen

Beim Brandverlauf wird zeitlich zwischen dem Entstehungsbrand und dem voll entwickelten Brand unterschieden.

Diese Idealisierung der Phasen eines Brandverlaufes ist in Bild 2.4 dargestellt. Während beim Entstehungsbrand das Baustoffverhalten (die Baustoffklasse) entscheidend ist, wird nach dem Feuerübersprung das Bauteilverhalten (der Feuerwiderstand) maßgebend.

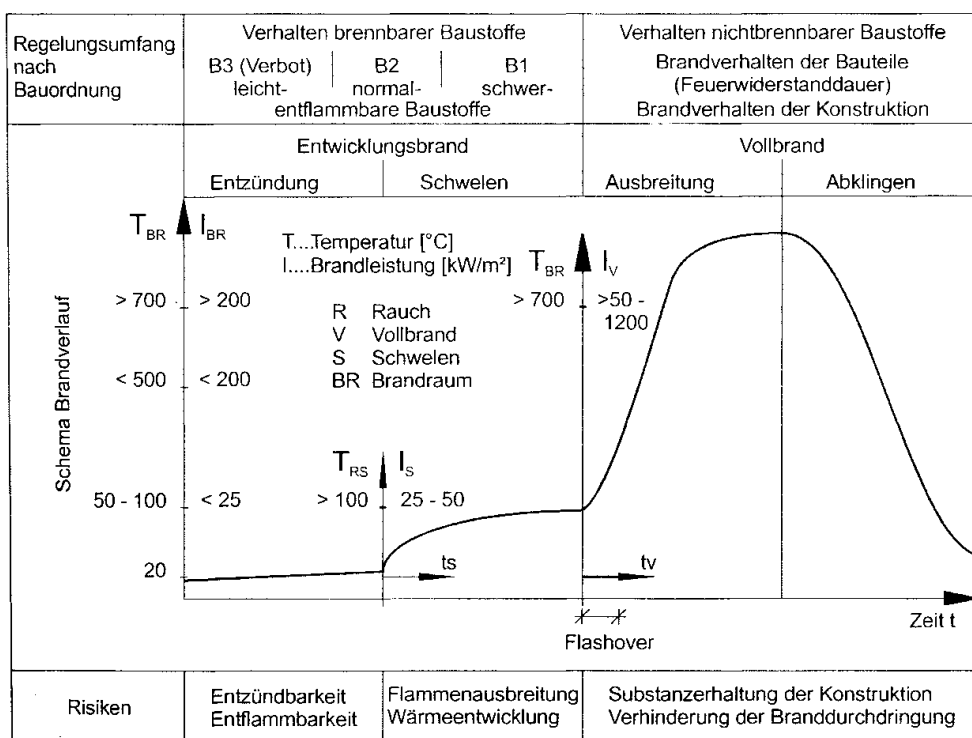


Bild 2.4: Schematisierter Brandverlauf, nach Schneider/Lebeda (2000)

Um einheitliche und reproduzierbare Prüf- und Beurteilungsgrundlagen zu haben, wurde die in Bild 2.5 dargestellte Einheitstemperatur-Zeitkurve (ETK) definiert. Der Temperaturanstieg im Brandraum als Funktion der Versuchszeit ist damit für Normbrandversuche festgelegt. Die Abkühlphase ist nicht definiert, da baurechtlich zu diesem Zeitpunkt keine Anforderungen mehr gestellt werden.

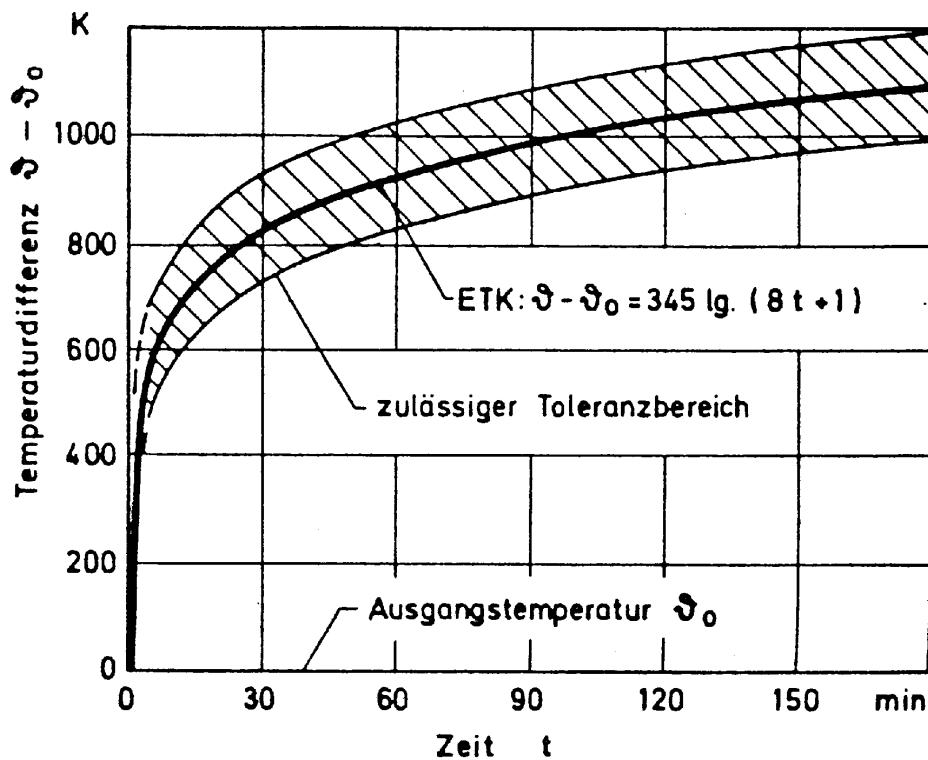


Bild 2.5: Einheitstemperatur-Zeitkurve (ETK) nach DIN 4102 Teil 2, nach Kordina/Meyer-Ottens (1981)

In realen Bränden entscheiden die Menge der brennbaren Stoffe, die Ventilationsbedingungen und weitere örtliche Gegebenheiten über den Temperaturanstieg und die maximal auftretende Temperatur im Brandraum. Der wirkliche Temperaturverlauf kann wie in Bild 2.6 angedeutet bei realen Bränden von der Einheitstemperatur-Zeitkurve deutlich abweichen. Für besondere Anwendungen werden neben der Einheitstemperatur-Zeitkurve daher auch andere Temperaturverläufe verwendet, z. B. die Hydrokarbonkurve (für Schadenfeuer mit brennbaren Flüssigkeiten) oder die abgeminderte Einheitstemperatur-Zeitkurve für Außenwände (siehe hierzu auch das *Grundlegendokument Brandschutz (1994)*).

Der zu erwartende Temperaturverlauf realer Brände kann mit relativ großem Aufwand durch Simulationsrechnungen oder auch vereinfacht mit Hilfe von abgeleiteten Rechenmodellen abgeschätzt werden. Die *DIN 18230 (1998) Baulicher Brandschutz im Industriebau* beinhaltet ein derartiges Verfahren für die Praxis und stellt über die sogenannte äquivalente Branddauer das tatsächlich vorhandene Brandpotential mit den Normbedingungen in Relation.

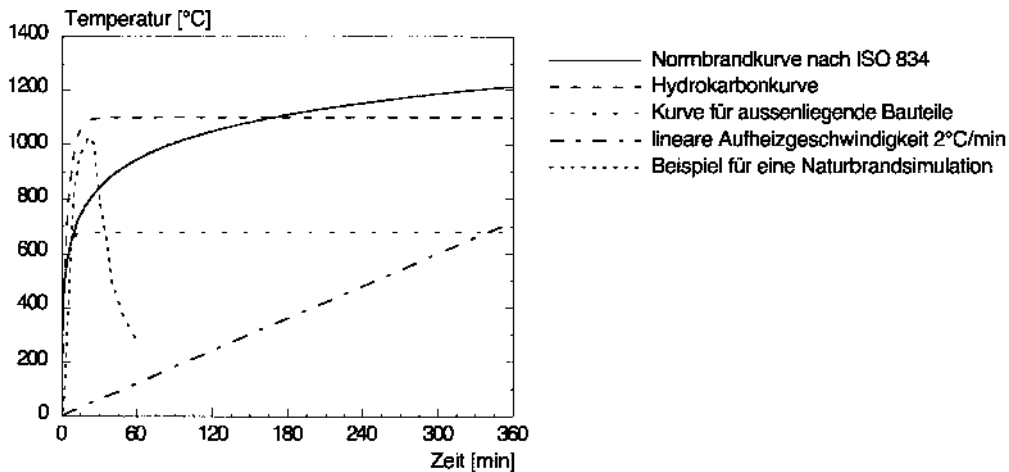


Bild 2.6: Temperaturverläufe bei realen Bränden im Vergleich zur ETK nach DIN V ENV 1991-2-2 (1997)

Die Vereinfachung des Temperaturverlaufes mittels der Einheitstemperatur-Zeitkurve und der damit ermittelte Feuerwiderstand einer Konstruktion nach DIN 4102 darf somit nicht uneingeschränkt auf alle Anwendungen der Praxis übertragen werden.

2.2.3 Bauteilanforderungen und Feuerwiderstandsklassen

Um die bauaufsichtlichen Forderungen für den Brandfall zu erfüllen werden an Bauteile je nach Bedarf Anforderungen hinsichtlich der Tragfähigkeit und/oder hinsichtlich des Raumabschlusses gestellt. In *DIN 4102 Teil 2 (1977)* ist daher eine Einteilung in

- tragende,
- raumabschließende (nicht tragende), sowie
- tragende und raumabschließende

Bauteile vorgenommen worden.

Bauteile werden hierbei aufgrund von Prüfungen oder ggf. Beurteilungen in Feuerwiderstandsklassen eingeteilt. Entscheidend hierfür ist die jeweilige Mindestdauer, während der das Bauteil die gestellten Anforderungen erfüllen kann.

Da im deutschen Baurecht meist eine Feuerwiderstandsdauer von 30 bzw. 90 Minuten (feuerhemmend bzw. feuerbeständig) gefordert wird, werden diese Zeitvorgaben im Rahmen dieser Arbeit für die Untersuchungen und Berechnungen herangezogen.

2.2.4 Feuerwiderstand von Tragwerken aus Stahlbeton

Zu Fragen des Feuerwiderstandes von Tragwerken aus Stahlbeton wurden in den vergangenen Jahren zahlreiche Publikationen abgefaßt. Stellvertretend sei hier auf *CEB (1991)*, die *DIN V ENV 1992-1-2 (1997)* und die Schriftenreihe des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Universität Braunschweig verwiesen.

Die Bemessung von Baukonstruktionen nach den Eurocodes (siehe *DIN V ENV 1991*; *DIN V ENV 1992-1-2*; *Hosser (1998)*) ermöglicht zukünftig erstmalig für Deutschland auch den rechnerischen Nachweis für den Lastfall Brand. Die Bemessung war bisher auf die Einhaltung von in Tabellen festgelegten Anforderungen reduziert. Diese für klassifizierte Bauteile in *DIN 4102 Teil 4 (1994)* festgelegten Randbedingungen richten sich im wesentlichen an den Achsabstand des Bewehrungsstahles von der Betonoberfläche und an Mindestbauteilabmessungen.

Bei diesen Nachweisen werden jedoch nur einzelne Bauteile hinsichtlich ihrer Feuerwiderstandsdauer betrachtet. Sind alle tragenden und aussteifenden Einzelbauteile nachgewiesen, kann damit auch auf den Feuerwiderstand der Gesamtkonstruktion geschlossen werden. Systemreserven werden dadurch oft nicht aktiviert. So sind statisch unbestimmte Tragwerke meist in der Lage, den örtlichen Verlust an Tragfähigkeit auf andere Bereiche umzulagern (siehe z. B. *Wesche (1985)*, *Wiese (1988)*).

Im Gegensatz hierzu können insbesondere bei Betontragwerken durch große temperaturbedingte Dehnungen zusätzliche Versagensarten beobachtet werden, zum Beispiel das Abscheren von steifen Stützen infolge Deckenausdehnung.

Die rechnerischen Nachweise der Eurocodes ermöglichen in Zukunft den Nachweis am Gesamttragwerk und damit bei höherem planerischen Aufwand eine wirtschaftlichere Bauausführung.

2.2.5 Brandversuche an Bauteilen - Sicherheitskonzept

Bei Brandversuchen sowie rechnerischen Nachweisen für den Feuerwiderstand von Konstruktionen wird es im allgemeinen als ausreichend angesehen, wenn die jeweilige Konstruktion die Anforderungen über die entsprechende Zeit gerade erfüllt. Ein Sicherheitsbeiwert ist hierbei nicht vorgesehen. Abschätzungen nach der Wahrscheinlichkeitstheorie unter Verwendung von Fraktilwerten sind aufgrund der meist geringen Zahl von Brandversuchen ebenfalls nicht möglich.

Bei Brandversuchen an Bauteilen nach *DIN 4102-2 (1997)* sind zwei Probekörper zu prüfen. Beide Versuchskörper müssen hierbei die gestellten Anforderungen erfüllen. Oft werden jedoch nicht zwei wirklich identische Probekörper geprüft. Bereits bei diesen zwei „Grundprüfungen“ können z. B. unterschiedliche Lagerungsbedingungen zur Anwendung kommen. Je nach Güte der Ausführung der Konstruktion und anderer, zum Teil zufälliger Einflüsse, ergibt sich eine Streuung der real zu erwartenden Feuerwiderstandsdauer der Konstruktion.

Im Hinblick auf die Bewertung von Befestigungen soll jedoch nicht unerwähnt bleiben, daß bei der Kombination von Bauteilen mit einer geprüften Feuerwiderstandsdauer das Risiko des Versagens der Gesamtkonstruktion zunimmt.

2.3 Befestigungen und Brandschutz

2.3.1 Bisherige Forschungsversuche

An insgesamt 19 Betonplatten wurden von *Paterson (1978)* Einlegeteile sowie Spreiz-, Verbund- und Kunststoffdübel untersucht. Die Versuche wurden alle nach etwa 60 Minuten abgebrochen. Als dominante Versagensursache wurde bei den Dübeln für statisch relevante Anwendungen Stahlversagen ermittelt. Nur bei Verbundankern trat Verbundversagen auf, bei kleineren Kunststoffdübeln wurde auch ein Herausziehen aus dem Bohrloch beobachtet.

An sechs mehrere Jahre alten und gerissenen Stahlbetonbalken wurden von *Zitzelsberger (1983)* insgesamt 28 Stahlsicherheitsdübel getestet. Diese wurden mit einer Belastung geprüft, die gegenüber den nach den Zulassungsbescheiden möglichen Werten erheblich abgemindert war. Als Versagensursache wurde überwiegend Herausziehen dokumentiert. Erstaunlich waren Ergebnisse, wonach partielle Brandschutzmaßnahmen das Tragverhalten sogar verschlechterten. Für Dübel aus C-Stahl wurde für eine Feuerwiderstandsdauer von 90 Minuten eine zulässige Stahlspannung von etwa 10 N/mm^2 ermittelt, für nichtrostenden Stahl ergab sich ein Wert von etwa 14 N/mm^2 .

2.3.2 Bisherige Versuchsergebnisse

In den letzten Jahren wurden überwiegend an den Materialprüfungsanstalten in Dortmund, Braunschweig und Stuttgart Brandprüfungen an Befestigungsmitteln diverser Hersteller durchgeführt.

An der MPA Nordrhein-Westfalen werden seit Jahren verschiedene Dübelssysteme für abgehängte Decken und Lüftungssysteme geprüft. Die Prüfungen werden in kleinen Brandkammern durchgeführt, der Beton befindet sich im ungerissenen Zustand. Die Ergebnisse dieser Versuche sind von den Herstellern veröffentlicht, beziehungsweise den entsprechenden Gutachten zu entnehmen.

An der Materialprüfungsanstalt in Braunschweig werden seit mehreren Jahren zahlreiche Untersuchungen an Befestigungsmitteln in kleineren Betonplatten durchgeführt. Der gerissene Beton wurde hierbei durch Sprengkeile simuliert und nach dem Setzen der Dübel meist eine Rißaufweitung auf ungefähr $0,2 \text{ mm}$ herbeigeführt. Untersuchungen wurden nicht nur für abgehängte Decken, sondern auch bereits für Dübel mit zulässigen Lasten bis 13 kN durchgeführt. Die Ergebnisse wurden von den Auftraggebern der Versuche in entsprechenden Publikationen veröffentlicht.

An der FMFA Baden-Württemberg wurden Brandversuche an Betonschrauben durchgeführt. Aufgrund der geringen Verankerungstiefe wurde auf die Untersuchung

des Einflusses des gerissenen Betons verzichtet, da die thermische Dehnung des Betons aufgrund der an der Oberfläche zu erwartenden hohen Temperaturen etwaige Risse im Verankerungsbereich der Schrauben schließt. Durch ein Setzen außerhalb des Risses sollte außerdem der Einfluß des aus dem Beton austretenden Wassers, welches an dieser Diskontinuität verstärkt austritt und den Probekörper abkühlen kann, verringert werden.

Bei all diesen Versuchen wurde nahezu ausschließlich Stahlversagen beobachtet. Herausziehen konnte lediglich bei Verbunddübeln festgestellt werden. Allerdings war der Versuchsaufbau nicht immer kritisch hinsichtlich dieser Versagensart gewählt. Versagen durch Betonausbruch wurde in keinem Fall dokumentiert, jedoch auch fast nie die tatsächliche Betonfestigkeit des Versuchskörpers. Aussagen hinsichtlich der Versagensarten Betonausbruch und Herausziehen sind durch die Versuchsergebnisse daher nicht ableitbar.

2.3.3 Problematik von Befestigungen im Brandfall – derzeitiger Kenntnisstand

Trotz der Ergebnisse aus den oben genannten Brandversuchen diverser Hersteller muß aufgrund der Versuche von *Zitzelsberger (1983)* davon ausgegangen werden, daß auch Herausziehen eine maßgebliche Versagensart sein kann. Betonausbruch wurde zwar bisher nie beobachtet, allerdings sind in der Versuchsberichten der Prüfanstalten keine Angaben zur Betonfestigkeit der verwendeten Stahlbetonplatten enthalten. Daher können diese Versuchsergebnisse zum Ausschluß der Versagensart Betonbruch nicht herangezogen werden.

An dieser Stelle muß daher festgehalten werden, daß im Brandfall prinzipiell dieselben Versagensarten auftreten können wie bei normaler Umgebungstemperatur.

Es sind dies:

- Stahlversagen
- Herausziehen (Gleiten bzw. Verbundversagen)
- Betonbruch

Die Versagenslasten sind im Brandfall bei allen Versagensarten gegenüber Raumtemperatur abgemindert. Dies kann anschaulich auf folgende Einflüsse zurückgeführt werden:

- Geringere Festigkeiten von Beton und Stahl aufgrund der erhöhten Temperatur

- Risse aufgrund von Spannungen und Dehnungen im Verankerungsgrund

Die Temperatur im Beton ist durch die im Brandfall auftretende Wärmeeinwirkung insbesondere in den oberflächennahen Bereichen stark erhöht, die Festigkeiten dadurch erheblich vermindert. Der Einfluß der Temperatur wird aufgrund der lokalen Störung des Temperaturfeldes durch das metallische Befestigungsmittel mit seiner hohen Wärmeleitfähigkeit unmittelbar im Verankerungsbereich noch verstärkt. Die Auswirkungen der Kombination dieser Einflüsse wurde bis zum Beginn der vorliegenden Arbeit nicht näher erforscht. Die auftretenden Temperaturfelder und die sich hieraus ergebenden Festigkeitseinbußen müssen daher untersucht und bewertet werden.

Eine Reduzierung der Tragfähigkeit wird zusätzlich von temperaturbedingten Dehnungen und Spannungen im Verankerungsgrund hervorgerufen. Über die Entwicklung von vorhandenen Rissen und die Entstehung weiterer Risse in Bauteilen während eines Brandes ist jedoch nur wenig bekannt. In zahlreichen Publikationen wird jedoch auf dieses Problem hingewiesen (*Izquierdo Bernaldo de Quiros (1996), Kiel (1982) und (1984), Wesche (1985)*). Hinsichtlich des Einflusses von Rissen auf das Tragverhalten von Befestigungsmitteln bei Umgebungstemperatur kann auf *Eligehausen/Mallée/Rehm (1997)* sowie *Lehmann (1992)* verwiesen werden.

Neben den Veränderungen im Verankerungsgrund in direkt brandbeanspruchten Bereichen können auch sekundäre Einflüsse wie zum Beispiel Risse in nur indirekt vom Brand betroffenen Bereichen auftreten. Auch diese können den Feuerwiderstand von Befestigungen erheblich beeinflussen.

Diese kurzen Ausführungen zeigen sehr deutlich, daß zum Brandverhalten von Befestigungen noch grundlegende Fragen geklärt werden müssen. Zahlreiche Aufsätze in Zeitschriften und auf entsprechenden Fachtagungen belegen darüber hinaus eindrucksvoll die Bedeutung dieses Themas für die Baupraxis (*siehe FMPA (1983), IfBt (1985), Klingelhöfer (1991), Nause (1992), Kordina (1993), Reuter (1993) und (1994), DIBt (1994)*).

2.3.4 Derzeitige Zulassungssituation

Aufgrund der oben genannten ungeklärten Fragestellungen wird das Brandverhalten von Befestigungen in den allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen des Deutschen Instituts für Bautechnik (DIBt) bisher nur sehr unzureichend behandelt (*IfBt (1985), DIBt (1994)*).

2.3.4.1 Befestigungen für kleinere Lasten / redundante Befestigungssysteme

Allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen des DIBt für Befestigungsmittel zur Montage von Unterdecken enthalten z. B. folgende Formulierung:

„Der Dübel darf auch zur Verankerung von leichten Deckenbekleidungen und Unterdecken verwendet werden, an die Anforderungen hinsichtlich der Feuerwiderstandsdauer gestellt werden. Das Brandverhalten der Gesamtkonstruktion einschließlich des Dübels ist durch Prüfzeugnis oder Gutachten einer hierfür anerkannten Prüfstelle nachzuweisen.“

Sofern entsprechende Prüfzeugnisse beim Zulassungsverfahren vorliegen, wird in Abhängigkeit der Feuerwiderstandsdauer auch eine zulässige Kraft in die Zulassung übernommen.

Brandschutztechnisch klassifizierte Unterdecken schützen bei einem darunter stattfindenden Brand den Deckenzwischenraum und damit auch die Dübel und die Abhängekonstruktion vor hohen Temperaturen. Weitergehende Anforderungen an diese sind also kaum zu stellen, da der Temperaturanstieg begrenzt ist. Sofern jedoch zwischen Unterdecke und Rohdecke eine Brandbelastung möglich ist, müssen auch die Dübel eine Feuerwiderstandsdauer bei unabgeminderter Normbrandbeanspruchung aufweisen. Dies ist der Fall, wenn entweder Brandlasten nicht geringer Menge im Zwischendeckenbereich vorhanden sind oder die Unterdecke brandschutztechnisch nicht erfolgreich geprüft wurde.

Feuerwiderstandsfähige Lüftungsleitungen müssen häufig auch im vom Brand unmittelbar betroffenen Bereich standsicher und funktionsfähig bleiben, da sonst

vorher festgelegte Brand- und/oder Rauchabschnitte unterlaufen werden. Die Abhängekonstruktion ist daher relevant und es ergeben sich zwei Lösungswege:

- Bekleiden der Abhängung:

Dies führt wegen der thermischen Längenänderung zu erheblichen Schwierigkeiten und erscheint daher nicht praktikabel (*Zitzelsberger (1983), (1986), (1996) und (1998)*).

- Statisches Überbemessen der Zugglieder

Entsprechende Untersuchungen (*Zitzelsberger (1986)*) zeigen, daß bei einer Zugspannung von 9 N/mm^2 im Zugglied eine Feuerwiderstandsdauer von 90 Minuten zwar erreicht werden kann, allerdings eine große Längenänderung auftritt. Aus diesem Grund wurde in *DIN 4102-4 (1994)* ein Wert von 6 N/mm^2 festgelegt.

In *DIN 4102-4 (1994)* ist für die Montage von Lüftungsleitungen mit einer Feuerwiderstandsdauer von 90 Minuten festgelegt:

„Die Abhänger sind aus Stahl ohne elastische Zwischenglieder herzustellen und so zu dimensionieren, daß die rechnerische Spannung nicht größer als 6 N/mm^2 ist.“

Nach *Klingelhöfer (1991)* ergaben Brandversuche, daß mit den damals untersuchten direkt brandbeanspruchten Dübeln bei einer Belastung von 0,5 kN eine Feuerwiderstandsdauer von 90 Minuten nicht erreicht wird. Für 0,25 kN wurde diese Zeit zwar erreicht, diese Last erschien aber zu klein für die praktische Anwendung. Es wurden daher folgende Randbedingungen festgelegt:

- Die Dübel sind doppelt tief zu setzen, wobei eine Mindestsetztiefe von 6 cm einzuhalten ist.
- Die Belastung darf maximal 0,5 kN betragen
- Es ist (mindestens) ein Stahlspreizdübel M8 zu verwenden.

Die *DIN 4102-4 (1994)* schreibt hierzu:

„Die Abhänger müssen mit Stahlspreizdübeln M8 befestigt werden. Die Dübel müssen den Angaben gültiger Zulassungsbescheide des Instituts für Bautechnik entsprechen und darüber hinaus doppelt so tief wie im Zulassungsbescheid gefordert - mindestens jedoch 6 cm tief - eingebaut werden, sofern im Zulassungsbescheid nichts anderes ausgesagt wird; die rechnerische Zugbelastung der Dübel darf 500 N nicht übersteigen.“

2.3.4.2 Befestigungen für größere Lasten

Insbesondere Dübelbefestigungen für höhere Lasten werfen hinsichtlich des Brandverhaltens bisher noch zahlreiche Fragen und Probleme auf. Da bisher keine allgemein anerkannten Prüfrichtlinien vorhanden sind, findet man in den Zulassungsbescheiden von Dübeln höherer Lastklassen zum Beispiel folgenden Wortlaut:

"Wird der Dübel ... zur Befestigung von Bauteilen verwendet, an die Anforderungen hinsichtlich der Feuerwiderstandsdauer gestellt werden, dann ist das Brandverhalten der Gesamtkonstruktion einschließlich des Dübels durch Prüfzeugnis oder Gutachten einer hierfür anerkannten Prüfstelle nachzuweisen, es sei denn, die Konstruktion kann direkt oder aufgrund von vorhandenen Schutzmaßnahmen ... nach DIN 4102 Teil 4 klassifiziert werden."

Dies bedeutet, daß die anerkannten Prüfstellen in der Vergangenheit durch entsprechende Prüfungen und gutachtliche Stellungnahmen das Brandverhalten von Befestigungselementen auf Wunsch der entsprechenden Hersteller beurteilen mußten. Daß dies aufgrund der in Kapitel 2.3.1 dargestellten Randbedingungen zu Schwierigkeiten führen mußte und die durchgeführten Brandversuche nicht immer vergleichbar waren, erscheint vor diesem Hintergrund verständlich. Es wird daher dringend eine allgemein anerkannte Prüf- und Beurteilungshilfe benötigt, um die Brandversuche zu vereinheitlichen. Wie groß der Bedarf an Befestigungsmittel mit einer nachgewiesenen Feuerwiderstandsdauer ist, zeigt sich deutlich an der großen Anzahl durchgeführter Brandversuche an den anerkannten Materialprüfungsanstalten in Deutschland.

3 Verhalten von Beton und Stahl bei erhöhten Temperaturen

Das Verhalten der Werkstoffe Beton und Stahl bei den im Brandfall erhöhten Temperaturen ist sehr komplex. Die ertragbaren Festigkeiten, insbesondere die Fließgrenze des Stahles sowie die Druck- und Zugfestigkeit des Betons, nehmen mit zunehmender Temperatur deutlich ab. Für das Verständnis des Tragverhaltens von Befestigungen in Beton und als Grundlage für die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Berechnungen werden nachfolgend die hierfür wichtigen Stahl- und Betoneigenschaften in Abhängigkeit der Temperatur behandelt.

Weiterführende Angaben können auch den Schriften des *Sonderforschungsbereiches 148 (1982), (1983) und (1987)*, sowie *Hass/Meyer-Ottens/Richter (1994)* und *Schneider (1982) und (1988)* entnommen werden.

3.1 Einfluß der Versuchsart

Für die Ermittlung mechanischer Eigenschaften von Werkstoffen für den Brandfall müssen Versuche durchgeführt werden, die im Vergleich zu Versuchen bei Raumtemperatur sehr aufwendig sind. Darüber hinaus hat bereits die Art der Versuchsdurchführung einen Einfluß auf das Ergebnis.

Für die Ermittlung von Hochtemperatureigenschaften unterscheidet man daher zwischen stationärer und instationärer Temperaturbeanspruchung. Eine Übersicht der verschiedenen Versuchsarten ist in Bild 3.1 gegeben. Fall (a) stellt einen Versuch bei vorausgegangener Erwärmung auf eine definierte Temperatur dar. Fall (b) den instationären Kriechversuch, bei dem der Prüfkörper vor der Erwärmung belastet wird. Diese Versuchsart entspricht am ehesten den realen Verhältnissen bei einem Brand und sollte daher zur Bestimmung der mechanischen Eigenschaften bevorzugt verwendet werden. Fall (c) dient der Untersuchung von Verformungen bei konstanter Last und konstanter Temperatur und ist für den Brandfall nur von geringer Bedeutung.

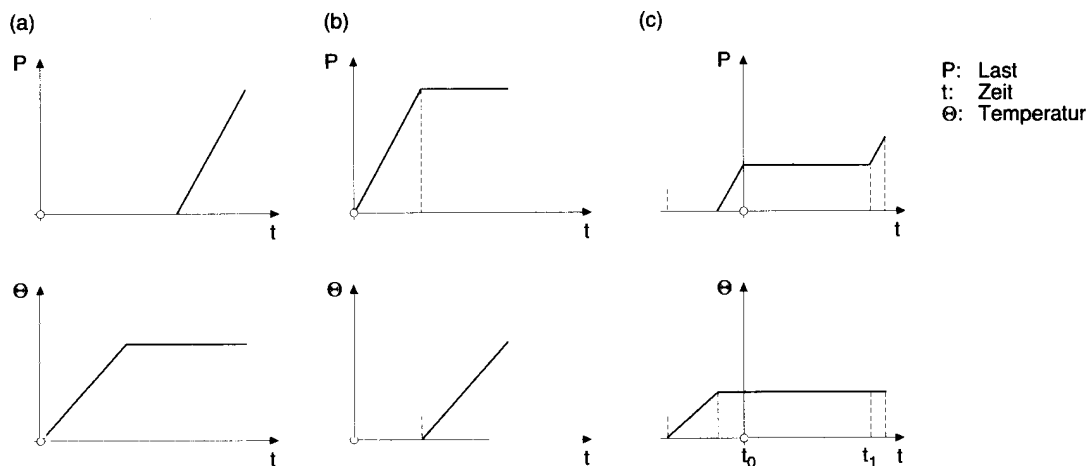


Bild 3.1: Versuchsarten, Variation von Temperatur und Beanspruchung nach Borgogno (1997)

- (a) Zug- oder Druckversuch bei konstanter Temperatur
- (b) instationärer Kriechversuch bei konstanter Last
- (c) stationärer Kriechversuch bei konstanter Last

3.2 Mechanische Eigenschaften von Beton bei erhöhten Temperaturen

Die mechanischen Eigenschaften von Beton bei erhöhten Temperaturen sind von mehreren Faktoren abhängig. Einen wesentlichen Einfluß hat das Verhalten des Bindemittels Zementstein und dessen Verbundeigenschaften zu den Zuschlagstoffen. Der Zementstein erfährt mit zunehmender Temperatur einen Festigkeitsverlust und zum anderen Schwindverformungen, welche zur Auflockerung und Zerstörung des Verbundes zwischen Zementstein und Zuschlag durch Rißbildung führen.

Aufgrund der unterschiedlichen thermischen Dehnung von Zementstein und Zuschlagstoffen hat auch dieses Verhalten einen Einfluß auf die Verbundeigenschaften. Beton mit kalksteinhaltigem Zuschlag hat daher gegenüber Beton mit silikathaltigem Zuschlag ein deutlich besseres Hochtemperaturverhalten. In *DIN V ENV 1992-1-2 (1997)* wird dies berücksichtigt.

Die Strukturschädigung von Beton nimmt erst ab etwa 450 °C zu, sie kann der Rißbildung zugeordnet werden, wie Versuche von *Hinrichsmeyer (1987)* belegen. Gemäß einer Spannungsanalyse entstehen die meisten Risse bei Temperaturen

über 150 °C als Matrixrisse zwischen den Zuschlägen. Beim Abkühlen können sich zudem Haftrisse zwischen den Zuschlägen und der Matrix bilden.

Der Zementstein verändert seine Struktur schon bei geringen Temperaturbeanspruchungen, da parallel zum physikalisch gebundenen Wasser auch Zwischenschicht- und Hydratwasser schwach gebundener Phasen abgegeben wird. Diese Entwässerung findet bei etwa 100 °C statt. Kann das Wasser aus der Probe entweichen, so findet kein Festigkeitsverlust statt. Wird der Ausdampfungsprozeß durch Ablagerung des Wassers in Zwischenschichten des Zementgels verzögert, so sinkt die Festigkeit bei ca. 150 °C ab. Bei etwa 180 °C erfolgt ein Gelabbau. Ab 450 °C beginnt ein kontinuierlicher Festigkeitsabfall, bedingt durch den Zerfall elementarer Hydratationsprodukte (Portlandzersetzung). Die Quarzumwandlung beginnt bei etwa 570 °C, die Zersetzung der CSH-Phasen (Calciumsilicathydrat ist maßgebend für die Festigkeit) bei 700 °C. Ab etwa 800 °C beginnt schließlich die Kalksteinentsäuerung.

Beton zeigt bei erhöhter Temperatur somit Veränderungen in der Makro- und Mikrostruktur, wodurch die Betondruckfestigkeit absinkt und die Verformungen zunehmen. Um die Entwicklung einiger wichtiger Materialeigenschaften aufzuzeigen sollen nachfolgend die entsprechenden Diagramme wiedergegeben werden. In den Bildern 3.2 bis 3.5 sind die Spannungs-/Dehnungs-Diagramme, die bezogene Festigkeit und der bezogene E-Modul bei verschiedenen Vorlasten und die Zugfestigkeit des Betons in Abhängigkeit der Temperatur dargestellt.

Von besonderer Bedeutung für das Brandverhalten von Beton ist außerdem der Umstand, daß unter bestimmten Umständen explosionsartige Abplatzungen auftreten können. Begünstigt wird diese unangenehme Neigung des Betons vor allem durch dünne Querschnitte, hohen Feuchtegehalt und Druckspannungen (siehe *Meyer-Ottens (1972)*). Dieses Verhalten ist vor allem bei hochfestem Beton besonders ausgeprägt.

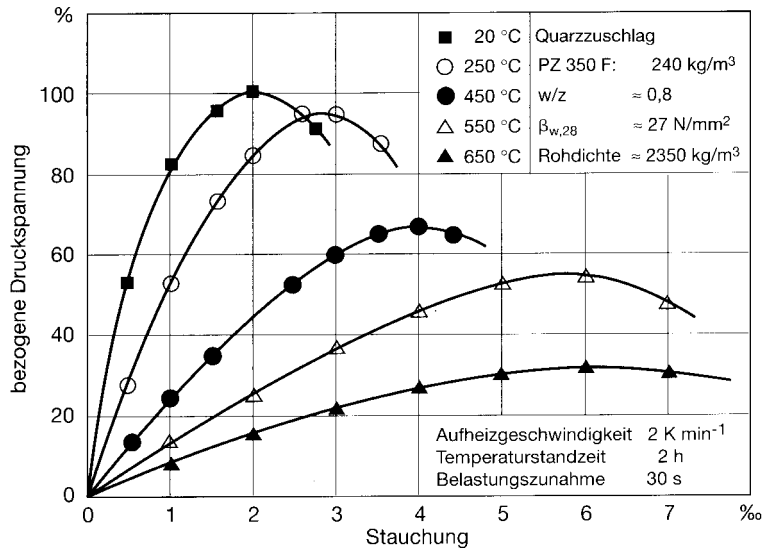


Bild 3.2: Bezogene Spannungs-Dehnungskurven von Normalbeton mit quarzhaltigem Zuschlag bei hohen Temperaturen, nach Kordina/Meyer-Ottens (1999)

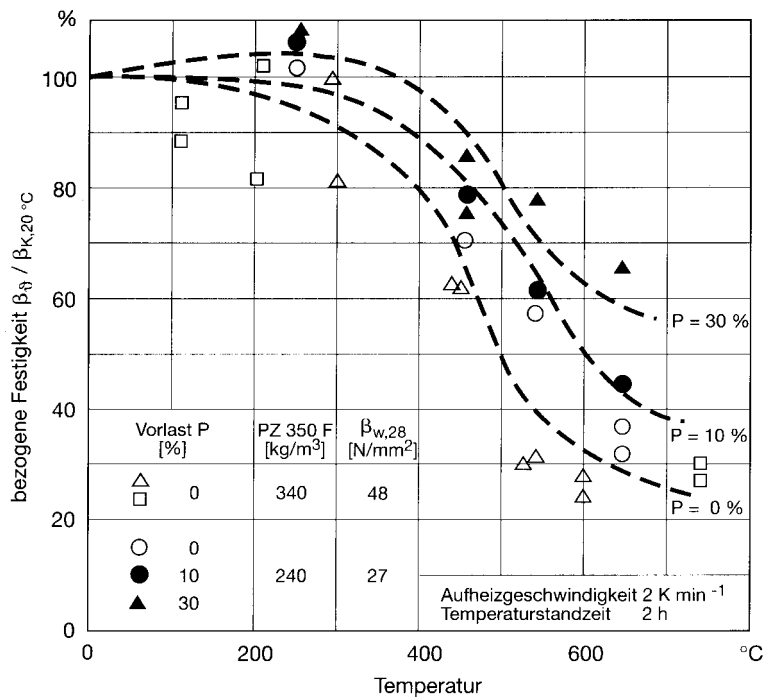


Bild 3.3: Bezogene Hochtemperaturdruckfestigkeit von Normalbeton mit quarzhaltigem Zuschlag bei verschiedenen Vorlasten, nach Kordina/Meyer-Ottens (1999)

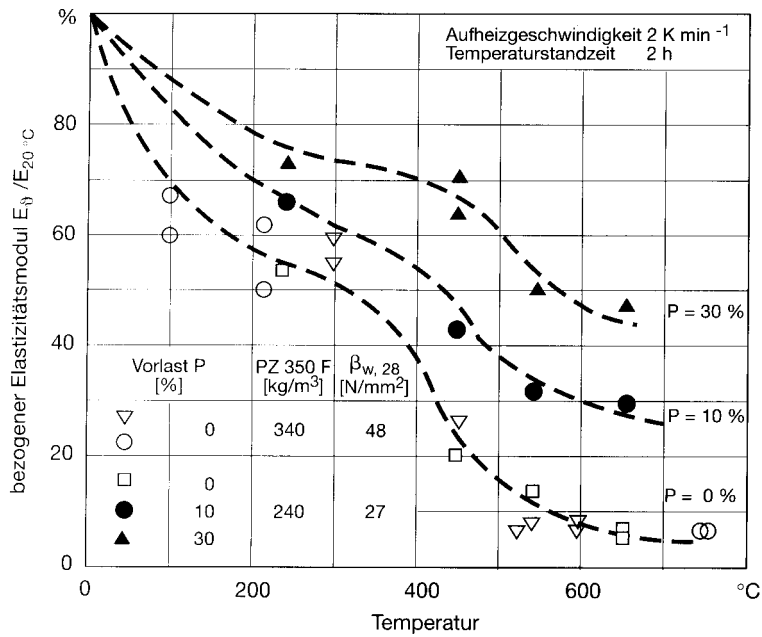


Bild 3.4: Bezogener E-Modul von Beton mit quarzhaltigem Zuschlag bei verschiedenen Vorlasten, nach Kordina/Meyer-Ottens (1999)

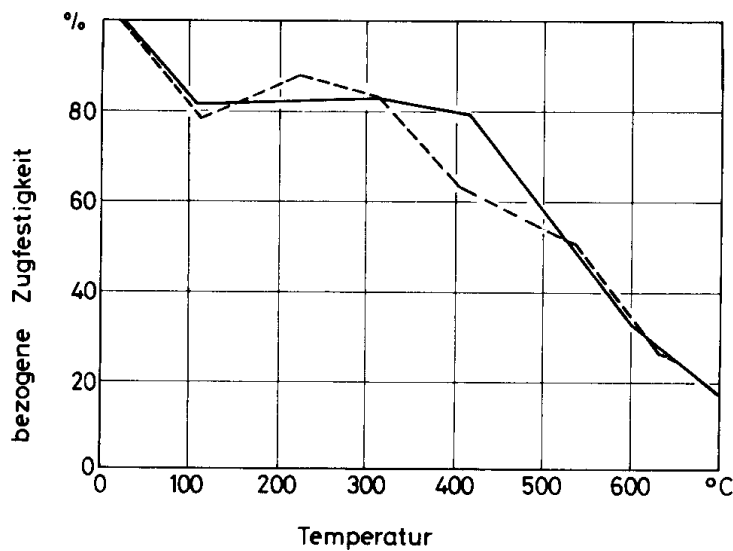


Bild 3.5: Zugfestigkeit von Beton bei zwei unterschiedlichen Aufheizgeschwindigkeiten, nach Kordina/Meyer-Ottens (1981)

3.3 Mechanische Eigenschaften von Stahl bei erhöhten Temperaturen

Das Verhalten von Stahlbetonbauteilen unter Brandbeanspruchung ist maßgeblich vom Festigkeits- und Verformungsverhalten des Bewehrungsstahles abhängig. Spannbetonbauwerke sind im Brandfall aufgrund der meist filigraneren Bauweise und der nachstehend dargestellten stärkeren Empfindlichkeit des Spannstahles gegenüber hohen Temperaturen besonders kritisch.

Zur Beurteilung des Hochtemperaturverhaltens verschiedener Stahlarten sollten vor allem Ergebnisse aus Warmkriechversuchen herangezogen werden. Diese besitzen gegenüber Versuchen mit konstanter Temperatur im Hinblick auf den Feuerwiderstand von Baukonstruktionen eine größere Aussagefähigkeit. Bei Warmkriechversuchen wird der Stahl während der Aufheizzeit einer konstanten Spannung unterworfen, thermische Dehnungen und lastabhängige Verformungen werden somit überlagert. Da außerdem die Fließgrenze bei steigender Temperatur abnimmt, gehen die Kriechverformungen unmittelbar in Fließverformungen über.

Den Abfall der Streckgrenze und des Elastizitätsmoduls mit steigender Temperatur verdeutlichen Bild 3.6 und Bild 3.7. Die bezogene Streckgrenze von Baustählen kann demnach bei einer Temperatur von 500 °C mit ungefähr 50% angegeben werden. Unter baupraktischen Bedingungen ergibt sich bei dieser Abnahme der Streckgrenze meist ein Versagen des Bauwerkes, weshalb oft auch 500 °C als kritische Stahltemperatur bezeichnet wird.

In Bild 3.8 und Bild 3.9 ist der Einfluß der Temperatur auf die Streckgrenze und die Zugfestigkeit von Beton- und Spannstählen dargestellt. Der Vergleich zeigt, daß Spannstähle bei Temperaturerhöhung deutlich empfindlicher sind, die Streckgrenze sinkt schon bei 350 °C auf 50% ihres Ausgangswertes.

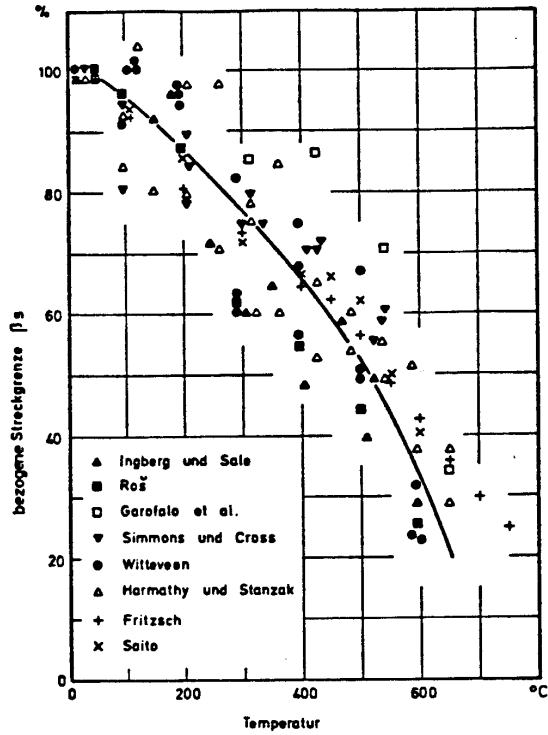


Bild 3.6: Bezogene Streckgrenze von Baustählen nach Kordina/Meyer-Ottens (1981)

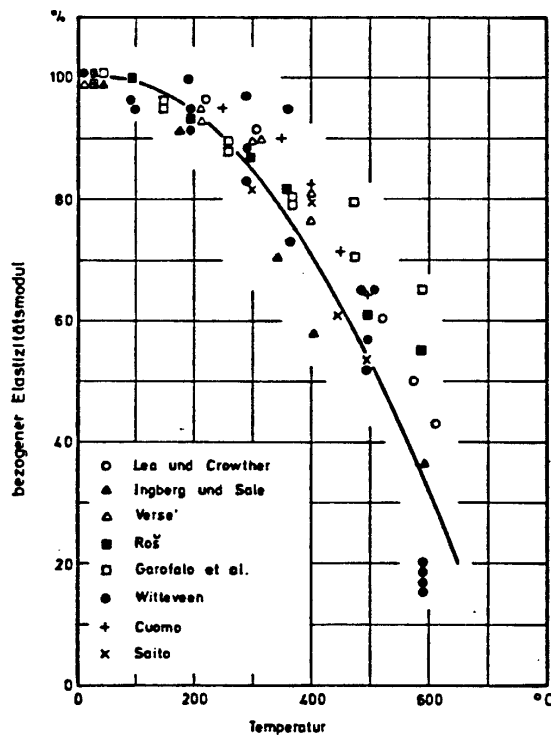


Bild 3.7: Bezogener E-Modul von Baustählen, nach Kordina/Meyer-Ottens (1981)

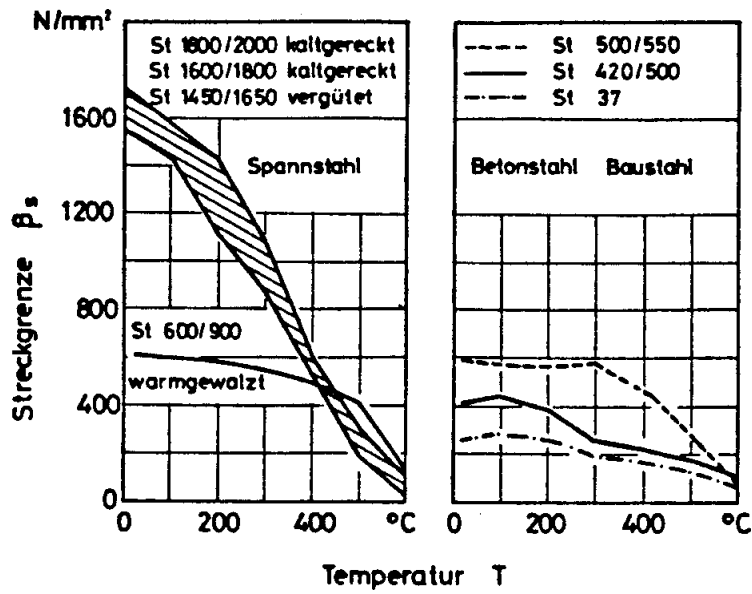


Bild 3.8: Streckgrenze von Beton- und Spannstählen in Abhängigkeit der Stahltemperatur, nach *Kordina/Meyer-Ottens (1981)*

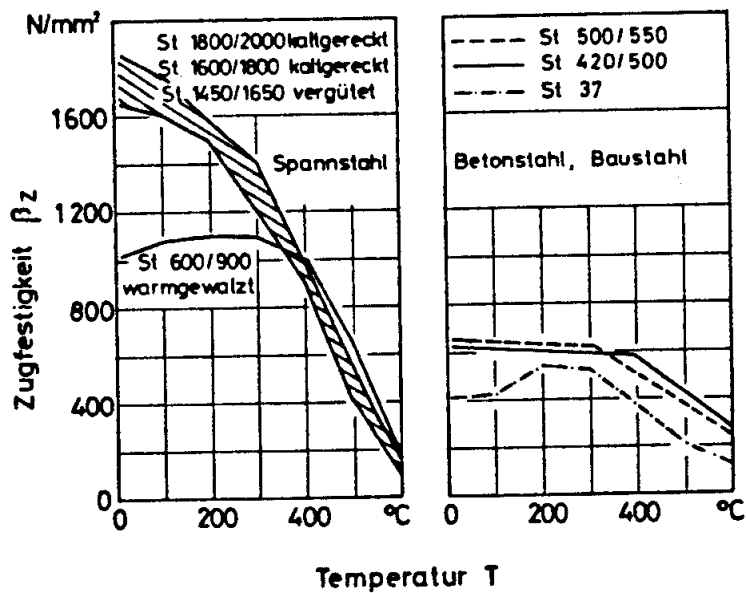


Bild 3.9: Zugfestigkeit von Beton- und Spannstählen in Abhängigkeit der Stahltemperatur, nach *Kordina/Meyer-Ottens (1981)*

3.4 Thermische Eigenschaften von Beton und Stahl

Die thermischen Eigenschaften von Stoffen beeinflussen den Wärmestrom bei instationären Temperaturverhältnissen und damit indirekt die mechanischen Eigenschaften der Baustoffe. Die für den Temperaturverlauf wichtigsten Parameter sind:

- die Dichte ρ
- die spezifische Wärmekapazität c
- die Wärmeleitfähigkeit λ
- der Wassergehalt p

Die thermische Dehnung von Beton und Stahl hat zwar keinen Einfluß auf den Wärmestrom, ist jedoch für die Berechnung der Spannungs- und Dehnungsverteilungen in Bauteilen von Bedeutung und soll daher nachstehend ebenfalls behandelt werden.

3.4.1 Dichte von Beton und Stahl

Die Dichte des Betons ändert sich im Temperaturbereich 0 °C bis 150 °C in Abhängigkeit der Zuschlagsart (kalkstein- oder silikathaltige Zuschläge) unterschiedlich stark (*Schneider 1982*). Bis 600 °C zeigt der kalksteinhaltige Beton nur eine geringfügige Dichteabnahme. Der silikathaltige Beton hingegen wird infolge Dehnung der Quarzite etwas leichter. Von 600 °C bis 900 °C führt die Kalksteinentsäuerung zu einem hochporösen Beton. Für Normalbeton mit einem Wassergehalt $\leq 2\%$ gibt die *DIN V ENV 1992- 1-2 (1997)* einen konstanten Wert von 2300 kg/m³ vor. Um die Verdampfung zu berücksichtigen kann die Dichte von Beton mit einer üblichen Feuchtigkeit von 4 % bis 6 % ab 100 °C um 100 kg/m³ abgemindert werden.

Meßwerte für Stahl zeigen einen mit der Temperatur linear leicht abfallenden Verlauf der Dichte (*Hass/Meyer-Ottens/Richter (1994)*). Die *DIN V ENV 1993-1-2 (1997)* vereinfacht die Dichte jedoch zu einem von der Temperatur unabhängigen Wert von 7850 kg/m³ (siehe Bild 3.10)

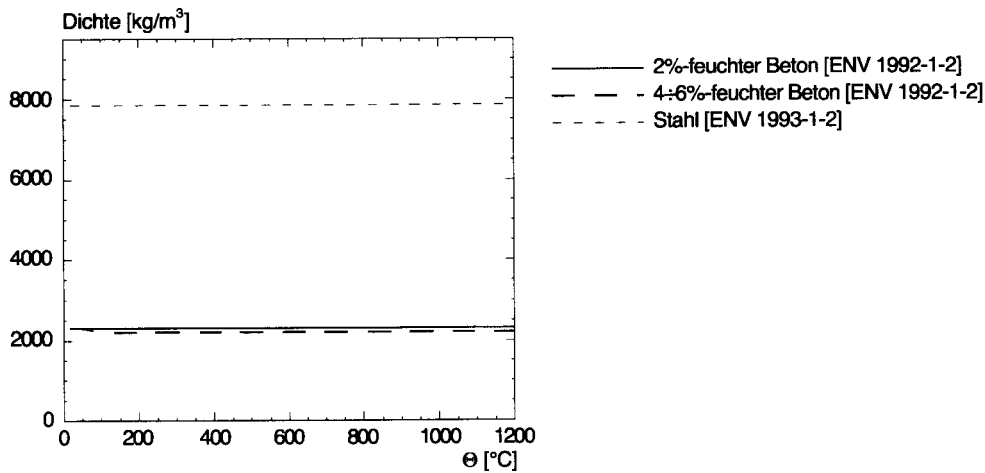


Bild 3.10: Dichte von Beton und Stahl, nach *Borgogno (1997)*

3.4.2 Spezifische Wärmekapazität von Beton und Stahl

Die spezifische Wärmekapazität c ist die Wärmemenge, die für die Erwärmung eines Stoffes um eine Temperatureinheit benötigt wird. Darin ist auch die latente Wärme berücksichtigt, die aufgebracht wird, um das Kristallgefüge des Materials bei bestimmten Temperaturen umzuwandeln.

Für Berechnungen von Temperaturfeldern wird häufig über die spezifische Wärmekapazität auch der Energieverbrauch berücksichtigt, welcher für die Verdampfung des enthaltenen Wassers benötigt wird. Der *EC 2 Teil 1-2 (1997)* nimmt hierauf entsprechend Rücksicht und beschreibt die spezifische Wärmekapazität in Abhängigkeit vom Wassergehalt des Betons. Alternativ kann die für das Verdampfen von Wasser benötigte Energie auch als Energiesenke berücksichtigt werden. Die getrennte mathematische Beschreibung des Feuchtetransports ist jedoch sehr aufwendig und wird ausreichend genau durch den erst genannten Weg in Temperaturfeldberechnungen berücksichtigt.

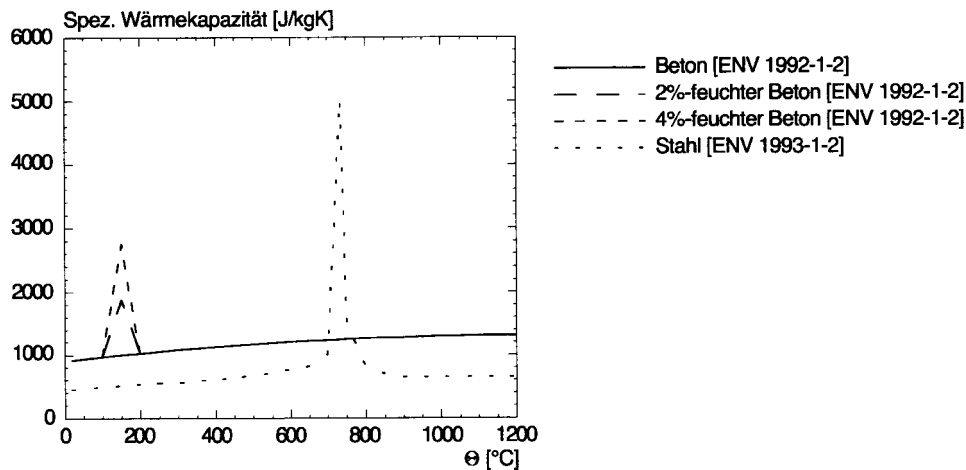


Bild 3.11: Spezifische Wärmekapazität von Stahl und Beton, nach Borgogno (1997)

Die spezifische Wärmekapazität von Stahl zeigt weiterhin eine lokale Ausprägung bei etwa 735 °C. Dies ist auf die Umwandlung der α - Mischkristalle in γ -Mischkristalle zurückzuführen. Die Angaben der *DIN V ENV 1992-1-2 (1997)* sind in Bild 3.11 dargestellt.

3.4.3 Wärmeleitfähigkeit von Beton und Stahl

Die Wärmeleitfähigkeit λ eines Materials definiert die Wärmemenge, die im stationären Zustand während einer Sekunde durch 1 m² einer 1 m dicken Stoffschicht bei einer Temperaturdifferenz von 1 Kelvin zwischen den Schichtoberflächen hindurchtritt. Sie ist im wesentlichen gekennzeichnet durch die Größe und Verteilung der Luftporen, die Wärmeleitfähigkeit der Grundstoffe und den Wassergehalt. Sie ist für die meisten Stoffe stark temperaturabhängig.

Mit steigendem Wassergehalt nimmt die Wärmeleitfähigkeit für Beton zu, mit steigendem Luftporengehalt nimmt sie ab. Die *DIN V ENV 1992-1-2 (1997)* berücksichtigt dies jedoch nicht und gibt die in Bild 3.12 dargestellten Werte vor.

Die Wärmeleitfähigkeit von Stahl wird vor allem durch dessen Legierungsgehalt und die Temperatur beeinflusst. Mit zunehmendem Legierungsgehalt nimmt die Wärmeleitfähigkeit bei konstanten Temperaturen ab. Die *DIN V ENV 1993-1-2 (1997)* gibt

für im Bauwesen übliche Stähle eine lineare Abnahme bis 800 °C vor und von da an einen konstanten Wert.

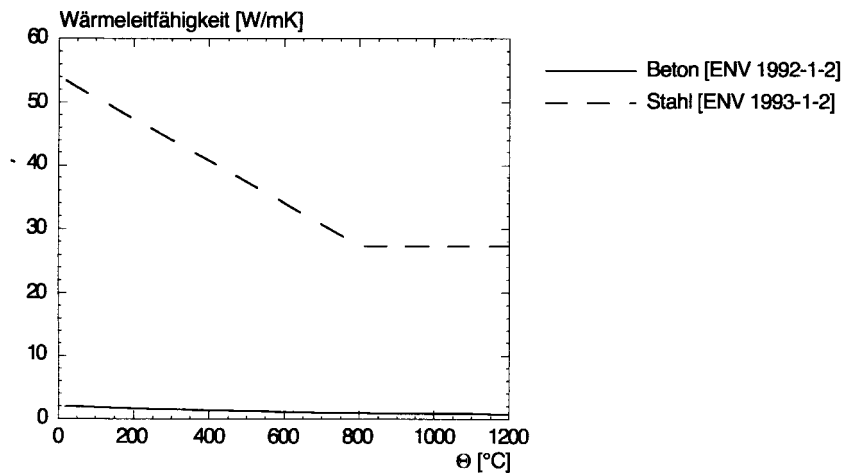


Bild 3.12: Wärmeleitfähigkeit von Stahl und Beton, nach *Borgogno (1997)*

3.4.4 Thermische Dehnung von Beton und Stahl

Mit steigender Temperatur dehnen sich Beton und Stahl aus. Dies wird durch die thermische Dehnung ε_{th} ausgedrückt.

Die thermische Dehnung von Beton wird durch dessen Einzelkomponenten maßgebend beeinflusst. Sie ist schon bei niedrigen Temperaturen nichtlinear und i.a. nicht reversibel. Haupteinflussgröße ist der Zuschlag, vor allem die Fraktion der Grobzuschläge. Ab 600 °C dehnt sich der Beton praktisch nicht mehr aus. Der Wassergehalt, der W/Z-Faktor und der Zementgehalt sind nur bei Temperaturen unterhalb von 200 °C von Einfluß. Das Schwinden bleibt im Vergleich zur thermischen Dehnung klein und kann für praktische Fälle vernachlässigt werden. Für silikathaltigen Beton gibt die *DIN V ENV 1992-1-2 (1997)* die Kurve in Bild 3.13 vor.

Die thermische Dehnung von Stahl wird weitgehend von der Art und Menge der Legierungszusätze bestimmt. Ein deutlicher Einfluß ist jedoch erst oberhalb von etwa 600 °C sichtbar. In Bild 3.13 sind die Angaben aus den zitierten Normen graphisch dargestellt.

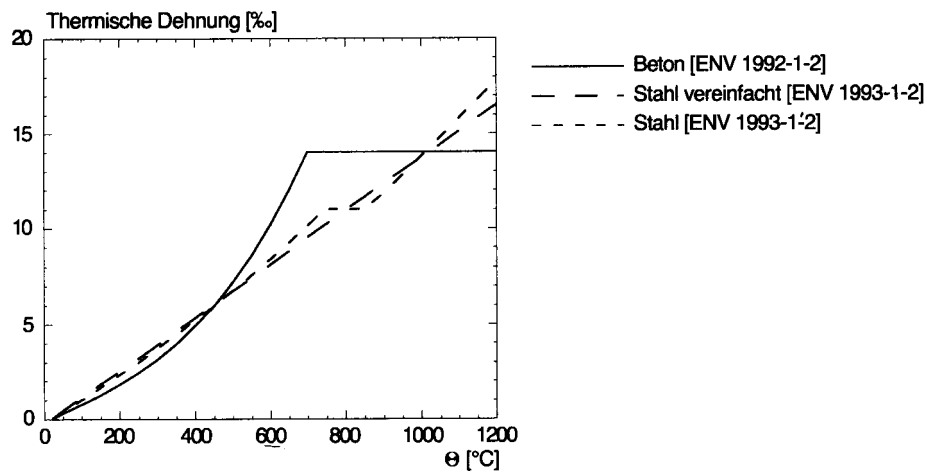


Bild 3.13: Thermische Dehnung von Stahl und Beton, nach *Borgogno* (1997)

4 Berechnung von Temperaturfeldern

4.1 Bekannte Temperaturverteilungen in Stahlbetonbauteilen

Um das Verhalten von Bauteilen im Brandfall rechnerisch beurteilen zu können, ist die Kenntnis der Temperaturverteilung eine wichtige Voraussetzung. Die Messung von Temperaturen bei Brandversuchen ist zwar prinzipiell möglich, aufgrund der Vielzahl von Konstruktionen ist es jedoch auch erforderlich, Temperaturfelder in Bauteilen aus Stahlbeton zu berechnen (siehe *Kordina/Bornemann (1966)*, *Kordina/Meyer-Ottens (1981)*, *Kordina (1993) und (1997)*, *Steinert (1996)*, *Huang/Usmani (1994)*). Da bei der Temperaturfeldberechnung verschiedene Parameter (z. B. die Wärmeübergangskoeffizienten) gewählt werden müssen, ist eine Überprüfung einzelner Rechenergebnisse mit den in Versuchen gemessenen Werten notwendig.

Als Beispiel für Temperaturfelder in Stahlbetonplatten sei Bild 4.1 aufgeführt. Man erkennt hieraus die starke Aufheizung des Betons nahe der beflammten Oberfläche und den nichtlinearen Verlauf über die Bauteildicke.

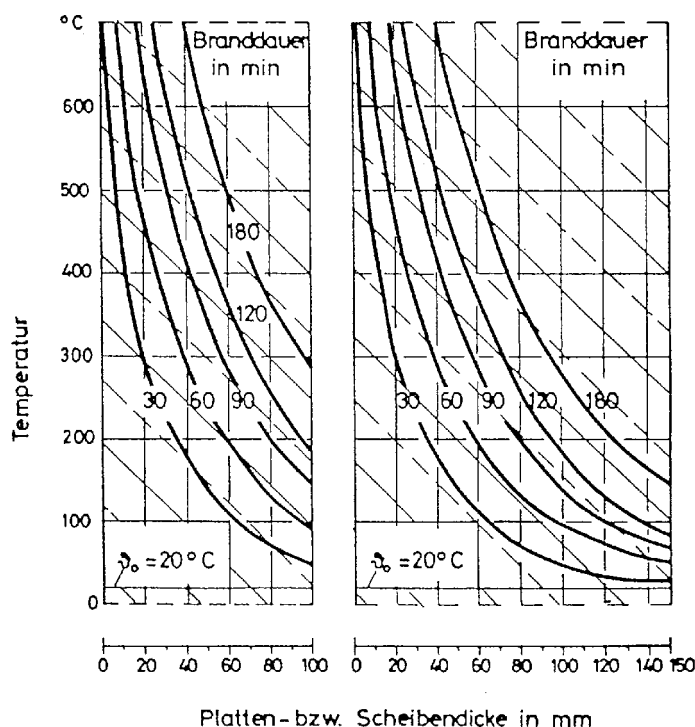


Bild 4.1: Temperaturverteilung in einseitig nach DIN 4102 (ETK) beanspruchten Scheiben bzw. Platten aus Normalbeton mit quarzhaltigem Zuschlag nach verschiedenen Zeiten, nach *Kordina/Meyer-Ottens (1981)*

4.2 Temperaturfelder an Befestigungen - bisherige Untersuchungen

Ausführungen über die Temperaturerhöhung an Bolzen, die Massivwände durchdringen, sind im Hinblick auf die raumabschließende Funktion von Bauteilen auch in *Kordina/Meyer-Ottens (1981)* gemacht. Die in Brandversuchen gemessene Temperatur am Bolzen auf der feuerabgewandten Seite nach 90 Minuten ergibt sich danach für eine 100 mm dicke Betonwand zu 245 °C (Bolzendurchmesser 12 mm) bzw. zu 300 °C (Bolzendurchmesser 20 mm). Diese Werte beziehen sich auf Normalbeton mit einem Feuchtegehalt von ungefähr zwei Gewichtsprozent. Versucht man diese Angaben auf Befestigungsmittel zu übertragen, muß die geänderte Geometrie berücksichtigt werden. Der Kopf eines Befestigungsmittels befindet sich im Inneren eines Stahlbetonkörpers und reicht nicht durch das Bauteil hindurch. Hierdurch wird sicherlich mehr Wärme abgeführt, als dies bei einem auf der feuerabgekehrten Seite freiliegenden Bolzen der Fall ist.

Die Berechnung des Temperaturfeldes von Verbunddübeln infolge Brandeinwirkung mittels eines Finite-Elemente-Programms wurde von *Wiesholzer (1998)* durchgeführt. Es wurde mit einem Verbundanker der Größe M10 mit einer Verankerungstiefe von 90 mm gerechnet und unter Annahme von Versagenskriterien die Versagenszeit abgeschätzt. Wie diese Berechnungen zeigen, ist die Temperatur im Beton unmittelbar neben dem Befestigungsmittel erhöht, sinkt aber mit zunehmender Entfernung zu diesem rasch wieder auf den Wert ab, der für einen homogenen Betonkörper zu erwarten ist. Berechnungen hierzu wurden allerdings nur bis zu einer Zeit von 30 Minuten durchgeführt. Während man normalerweise nach 30 Minuten Normbrandbelastung 90 mm von der beflamnten Oberfläche entfernt eine Temperatur von 50 °C erwarten könnte, ergab die Berechnung aufgrund der lokalen Störung des Temperaturfeldes durch den Dübel eine Temperatur von rund 150 °C.

4.3 Eigene Berechnungen

Für die Beurteilung des Tragverhaltens von Befestigungen reichen diese der Literatur entnommenen Angaben nicht aus. Neben der Temperatur im Beton ist für diesen Anwendungsfall auch die Temperaturverteilung im Befestigungsmittel zur Beurteilung des Stahlversagens von hohem Interesse.

Da kommerzielle Rechenprogramme aufgrund der in ihnen enthaltenen Vereinfachungen und der notwendigen Rechenannahmen oft Schwierigkeiten in der Auswertung der Ergebnisse mit sich bringen, wurde im Rahmen dieser Arbeit ein eigenes Rechenprogramm entwickelt. Dieses ist in der Lage eine Berechnung des Temperaturfeldes an einem Befestigungsmittel durchzuführen. Die hierbei auftretenden dreidimensionalen Wärmeströme können unter Ausnutzung der Achsensymmetrie auf eine zweidimensionale Berechnung bei Berücksichtigung der entsprechenden Randbedingungen zurückgeführt werden.

4.3.1 Thermodynamische Grundlagen

Die physikalischen Grundlagen zur analytischen Bestimmung von Energie, welche die Grenze eines Systems überschreitet, sind in der Lehre der Thermodynamik zu finden. Nach dem zweiten Hauptsatz der Thermodynamik fließt dabei Wärme stets in Richtung fallender thermodynamischer Temperatur über die Systemgrenze (*Baehr/Stephan (1996)*). Die Wärmeübertragung folgt hierbei der Kontinuumtheorie. Die auftretenden Felder sind zudem von der Zeit abhängig. Die Lehre von der Wärmeübertragung beschäftigt sich mit drei Arten des Wärmetransports:

- Wärmeleitung
- konvektiver Wärmeübergang
- Wärmestrahlung

Die nachfolgend dargestellten Gleichungen wurden aus *Baehr/Stephan (1996)* entnommen.

4.3.1.1 Wärmeleitung

Bei der Wärmeleitung handelt es sich um einen Energietransport zwischen benachbarten Molekülen. Die Ursache für diesen Energietransport sind die Temperaturgradienten im Material. Die Temperatur ϑ ist vom Ort und von der Zeit abhängig. Die Gesamtheit der Temperaturen wird als Temperaturfeld bezeichnet:

$$\vartheta = \vartheta(x, t) \quad (4.1)$$

Als Isotherme bezeichnet man eine Fläche (im dreidimensionalen Raum) bzw. eine Linie (im zweidimensionalen Bereich), die durch die Punkte gleicher Temperatur gebildet wird. Die stärkste Wärmeleitung erfolgt normal zu den Isothermen und ist durch den Temperaturgradienten

$$\text{grad}\vartheta = \frac{\partial\vartheta}{\partial x} e_x + \frac{\partial\vartheta}{\partial y} e_y + \frac{\partial\vartheta}{\partial z} e_z \quad (4.2)$$

bestimmt.

Die Vektoren \mathbf{e}_x , \mathbf{e}_y und \mathbf{e}_z sind hierbei die Einheitsvektoren der drei Koordinatenrichtungen. Der Gradienten-Vektor steht senkrecht auf der Isotherme und zeigt in Richtung des stärksten Temperaturanstieges.

Nach Fourier ergibt sich aufgrund der Linearität zwischen Temperaturdifferenz und Wärmestromdichte folgende Gesetzmäßigkeit:

$$\dot{q} = \lambda \cdot \text{grad}\vartheta \quad (4.3)$$

Die hierdurch definierte Materialeigenschaft, die Wärmeleitfähigkeit λ , ist abhängig von der Temperatur ϑ und vom Druck p :

$$\lambda = \lambda(\vartheta, p) \quad (4.4)$$

Sofern es sich um ein isotropes Material handelt, ist die Wärmeleitfähigkeit ein Skalar. Die Abhängigkeit der Wärmeleitfähigkeit vom Druck p braucht für Feststoffe im allgemeinen nicht berücksichtigt zu werden.

Ist die Temperaturabhängigkeit der Stoffwerte $\lambda = \lambda(\vartheta)$ und $c = c(\vartheta)$ nicht zu vernachlässigen, liegt ein nichtlineares Problem vor, das nur in Ausnahmefällen eine geschlossene mathematische Lösung gestattet. Man erhält

$$c(\vartheta)\rho \frac{\partial \vartheta}{\partial t} = \lambda(\vartheta)\nabla^2 \vartheta + \frac{d\lambda}{d\vartheta} \text{grad}^2 \vartheta + \dot{W} \quad (4.5)$$

als Wärmeleitungsgleichung. Die Leistungsdichte \dot{W} dient der Berücksichtigung von Wärmequellen im Innern des Körpers. Die Nichtlinearität ist an den beiden ersten Termen der rechten Seite klar zu erkennen.

4.3.1.2 Konvektiver Wärmeübergang

In einem strömenden Fluid wird Energie nicht nur durch Wärmeleitung, sondern auch durch die makroskopische Bewegung des Fluids transportiert. Für die vorliegende Problemstellung kann diese Form des Wärmeübergangs allerdings reduziert werden auf den Wärmeübergang zwischen Stahl- bzw. Betonoberfläche und strömender Luft. Die an einer festen Oberfläche auftretende Wärmestromdichte \dot{q} hängt in komplizierter Weise vom Temperatur- und Geschwindigkeitsfeld der Luft ab. Man hat daher

$$\dot{q} = \alpha \cdot (\vartheta_o - \vartheta_L) \quad (4.6)$$

gesetzt und damit den Wärmeübergangskoeffizienten α definiert.

4.3.1.3 Wärmestrahlung

Als Wärmestrahlung bezeichnet man elektromagnetische Wellen, die jeder Körper aufgrund seiner thermodynamischen Temperatur an seine Umgebung abgibt. Treffen diese elektromagnetischen Wellen auf Materie, dann absorbiert diese einen Teil der mit ihnen transportierten Energie, während der Rest reflektiert oder durchgelassen wird. Die spezifische Ausstrahlung wird beschrieben durch

$$\dot{q} = \varepsilon(T)\sigma T^4 \quad (4.7)$$

Hierbei ist $\varepsilon(T)$ der temperaturabhängige Emissionsgrad des Strahlers und σ die Stefan-Boltzmann-Konstante. Im Hinblick auf den Wärmeübergang durch Strahlung ist zu beachten, daß diese häufig zusammen mit dem Wärmeübergang durch Konvektion zusammengefaßt wird, indem ein Wärmeübergangskoeffizient definiert wird, welcher beide Wärmeübergangsarten berücksichtigt.

Zu weiteren Ausführungen betreffend der Grundlagen der Wärmeübertragung durch Konvektion und Strahlungsaustausch wird an dieser Stelle auf entsprechende Literatur verwiesen (z. B. *Huang/Usmani (1994)*, *Baehr/Stephan (1996)* und *Steinert (1996)*). Für das weitere Verständnis der in dieser Arbeit durchgeführten Berechnungen sind die vorstehenden Ausführungen ausreichend.

4.3.2 Entwicklung und Verifikation des Rechenprogramms

Für die mathematische Formulierung der Aufgabenstellung muß berücksichtigt werden, daß sowohl der Temperaturanstieg im Brandraum als auch die Abhängigkeit der Materialparameter (Wärmespeicherfähigkeit c und Wärmeleitfähigkeit λ) von der Temperatur nichtlinear sind. Als Grundlage für die mathematische Formulierung der Aufgabenstellung wurde daher die Finite Differenzen Methode (FDM) verwendet. Diese hat gegenüber der Finite Elemente Methode (FEM, siehe *Bathe (1986)*, *Thieme (1990)*) den Vorteil, daß sie einfacher zu programmieren ist und daß die Temperaturen im Mittelpunkt von Elementen und nicht an den Elementknoten ausgegeben werden.

Bei der Entwicklung des Programms wurden mit der Version Temp1D zunächst eindimensionale Problemstellungen untersucht (z. B. Betonwände und -decken). Eine Prinzipskizze hierzu zeigt Bild 4.2. Die durchgezogene Linie stellt den tatsächlichen Temperaturverlauf zu einem Zeitpunkt t_i dar, die gepunktete Linie den Verlauf der Temperatur bei Annahme einer mittleren Temperatur in jeder Schicht.

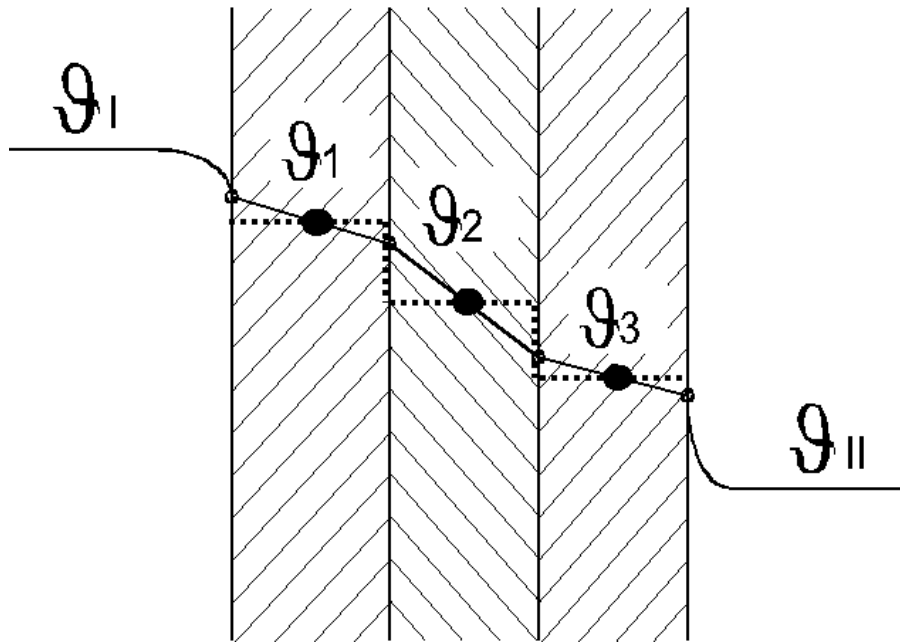


Bild 4.2: Eindimensionale Berechnung von Temperaturfeldern mit der Finite Differenzen Methode

Zur Berechnung des Temperaturfeldes zum Zeitpunkt $t_{i+1} = t_i + \Delta t$ muß hierzu folgendermaßen vorgegangen werden:

Der Wärmestrom \dot{Q} fließt bei der Berechnung zwischen den Mittelpunkten (bzw. Mittelebenen) der einzelnen Schichten in Abhängigkeit der Temperaturdifferenz, den Wärmeleitfähigkeiten der einzelnen Schichten und den jeweiligen Schichtdicken Δx_i nach Gleichung (4.8). Die Wärmemenge Q , die sich aus dem hierdurch ergebenden Wärmestrom errechnet, ergibt sich durch Multiplikation mit dem Zeitschritt Δt nach Gleichung (4.9).

$$\dot{Q} = \frac{1}{\frac{\Delta x_1}{2 \cdot \lambda_1} + \frac{\Delta x_2}{2 \cdot \lambda_2}} \cdot A \cdot \Delta \vartheta \quad (4.8)$$

$$Q = \dot{Q} \cdot \Delta t \quad (4.9)$$

Nach Berechnung der resultierenden Wärmemenge Q die im Zeitintervall Δt der jeweiligen Schicht von beiden angrenzenden Schichten zu- bzw. abgeflossen ist, können die neuen mittleren Schichttemperaturen berechnet werden. Hierzu muß die Wärmespeicherfähigkeit der jeweiligen Schicht zum Zeitpunkt t_i verwendet werden. Bei Verwendung entsprechend kleiner Schichtdicken läßt sich mit dieser Methode ein sehr genauer Temperaturverlauf im Beton errechnen. Dem Programm müssen jedoch die temperaturabhängigen thermischen Eigenschaften des Betons vorgegeben werden. Zu beachten ist ferner, daß der Zeitschritt Δt entsprechend klein gewählt wird, da es sonst wie bei den meisten expliziten Differenzenverfahren zu numerischer Instabilität kommt und das Ergebnis grob falsch werden kann. Als Stabilitätskriterium muß nach *Baehr/Stephan (1996)* für eindimensionale Wärmeströme Gleichung (4.10) verwendet werden.

$$\frac{\lambda}{c \cdot \rho} \cdot \frac{\Delta t}{\Delta x^2} \leq \frac{1}{2} \quad (4.10)$$

Da bei der Berechnung von brandbeanspruchten Konstruktionen sehr hohe Temperaturen auftreten und dadurch auch die thermischen Materialeigenschaften starken Schwankungen unterliegen, darf das Stabilitätskriterium nicht aus den Werten bei Umgebungstemperatur berechnet werden, es muß der tatsächlich kleinste mögliche Zeitschritt für ein stabiles Rechenverfahren verwendet werden.

Eine zusätzliche Schwierigkeit liegt noch in der Berechnung der Wärmübertragung vom Brandraum über die beflamnte Oberfläche in das Bauteil. Hierfür ist die Berechnung des Wärmeübergangs durch Strahlung und Konvektion erforderlich, wofür zuerst die Oberflächentemperatur bestimmt werden muß.

Für zweidimensionale (bzw. dreidimensionale) Problemstellungen wird der zu berechnende Körper nicht in Schichten sondern in Rechtecke (bzw. Quader) unterteilt. Die o. g. Anforderungen und Gleichungen müssen sinngemäß übertragen werden, wobei für die Stabilitätsbedingung noch strengere Begrenzungen formuliert werden, siehe hierzu *Baehr/Stephan (1996)*. Eine dreidimensionale Berechnung ist jedoch durch die große Anzahl von Elementen und den damit verbundenen Eingabe- und Rechenaufwand sehr zeit- und arbeitsintensiv. Außerdem lassen sich mit quaderförmigen Elementen achsensymmetrische Problemstellungen nicht zufriedenstellend lösen. Schon allein durch die große Zahl der insgesamt für die Parameterstudien erforderlichen Berechnungen schien daher die Erstellung eines entsprechenden Rechenprogramms angezeigt. Da außerdem die nichtlinearen Eigenschaften des vorliegenden Problems nur von sehr wenigen Programmen befriedigend behandelt werden können und sich die Wärmeübergangsbedingungen in einem Brandraum sehr individuell einstellen lassen müssen, war die Entwicklung eines eigenen Programms unabdingbar notwendig. Vorhandene Programme (z. B. der Preprozessor firesT von STABA-F, siehe *Schlüter (1991)*) erwiesen sich hierzu als nicht geeignet.

Zur Verifikation der 1-D-Version wurden Vergleichsrechnungen zu in Brandversuchen mit Betonwänden gemessenen Werten angestellt. Diese experimentellen Ergebnisse sind verfügbar für Wände unterschiedlicher Dicken und für Betone unterschiedlicher Feuchtigkeit. Hierbei konnten eine gute Übereinstimmung erzielt werden, die Abweichungen waren in einer Größenordnung von maximal 30 °C.

Auch nach Ausweitung des Programms auf zweidimensionaler Wärmeströme (z. B. für Unterzüge und Stützen, Programm Temp2D) wurde durch Vergleichsrechnungen die notwendigen Verifikation vorgenommen. Hierfür konnten Meßergebnisse aus Brandversuchen mit Unterzügen herangezogen werden (*siehe Kordina/Meyer-Ottens (1981)*). Erst nachdem hierfür ebenfalls eine gute Übereinstimmung der Rechen-ergebnisse mit in Brandversuchen gemessenen Werten erzielt werden konnte (wobei wiederum Abweichungen von maximal 30 °C festgestellt wurden), wurde das Programm auf achsensymmetrische Problemstellungen ausgebaut (Programm Temp2AS).

Bei achsensymmetrischen Berechnungen handelt es sich im Prinzip um eine zweidimensionale Berechnung. Es ist hierbei jedoch als Besonderheit zu beachten, daß mit dem Abstand zur Symmetrieachse sowohl das Volumen des zu berechnenden Elementes zunimmt als auch die Fläche, über die die Wärmestromdichte zwischen den einzelnen Elementen fließt. Dies verdeutlicht Bild 4.3 durch Darstellung von zwei in radialer Richtung hintereinander liegenden Elementen.

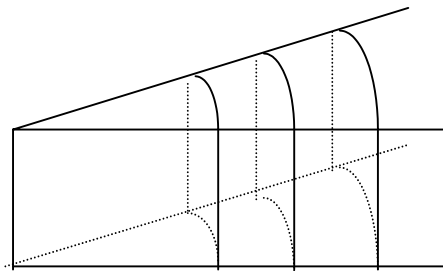


Bild 4.3: Form der Elemente bei der achsensymmetrischen Berechnung

Bild 4.4 zeigt das Ablaufschema des Programms, die interne Strukturierung und die Berechnungsschleifen. Das Rechenprogramm liest aus einem Eingabefile die Informationen über die Geometrie und die thermischen Randbedingungen des zu berechnenden Körpers ein. Als thermische Randbedingungen sind für jede Seite jeden Elementes vier Fälle möglich:

1. Die Elementseite ist dem Brandraum zugewandt
2. Die Elementseite ist dem Brandraum abgewandt
3. Das Element ist über die Seite mit einem anderen Element verbunden
4. Ein Wärmestrom über diese Elementseite ist nicht möglich

Nachdem zu jedem Zeitpunkt t_i die aufgrund der Temperaturverteilung auftretenden Wärmeströme über jede Elementseite errechnet und mit dem Zeitschritt Δt multipliziert werden, ergibt sich die dem Element zu- bzw. abströmende Energie. Unter Verwendung des temperaturabhängigen Wärmespeichervermögens errechnet sich hieraus die Temperatur des Elementes zum Zeitpunkt $t_i + \Delta t$.

Weitere Angaben zum Algorithmus des Rechenprogramms Temp2AS, zum Eingabefile und zur Bedienung des Programms sind in *Reick (1997)* dokumentiert.

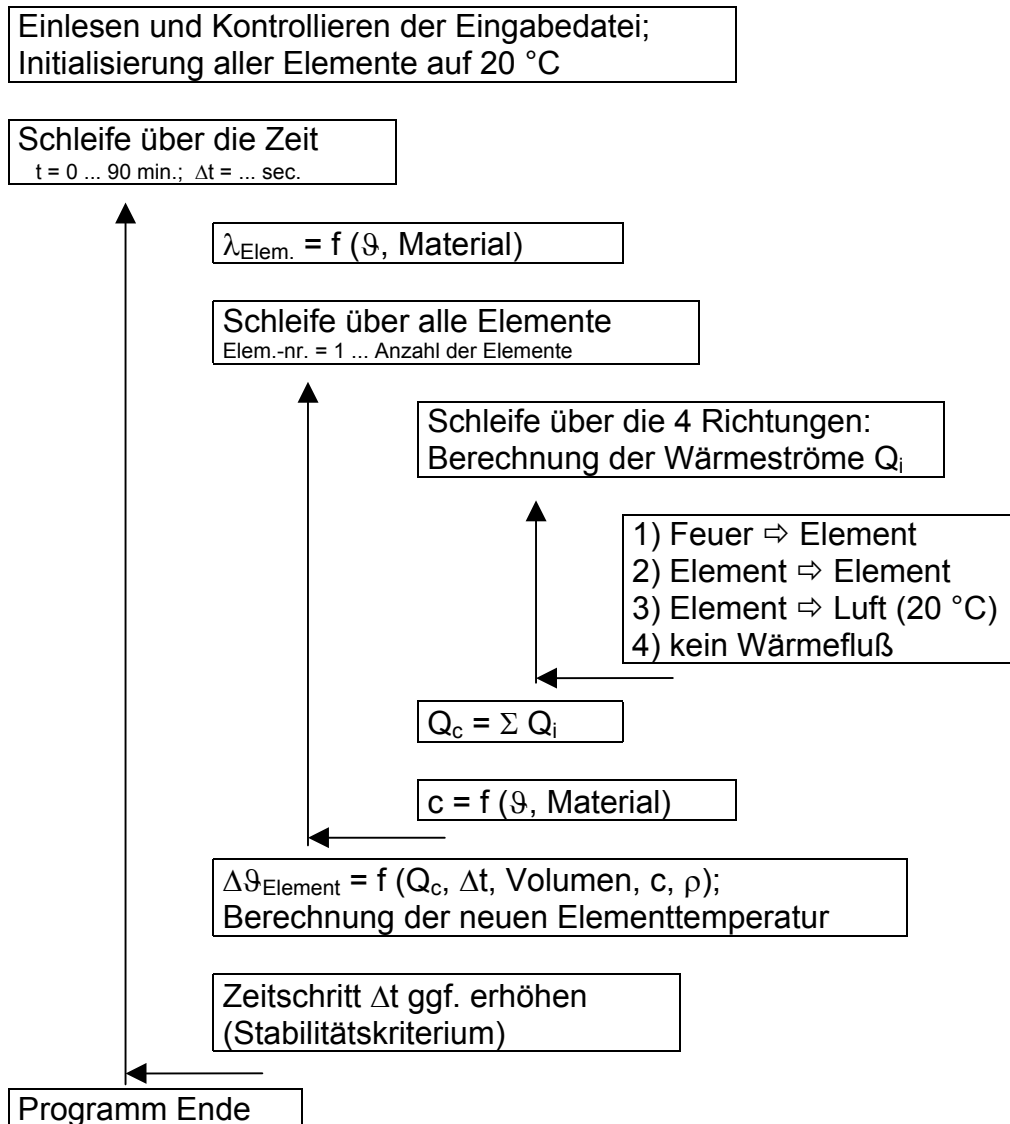


Bild 4.4: Ablaufschema für das Rechenprogramm

4.3.3 Weitere Rechenannahmen

Bevor der Einfluß diverser Parameter auf das Temperaturfeld an Befestigungen untersucht werden kann, müssen verschiedene Rechenannahmen getroffen werden. Hierzu gehören z. B. die thermischen Eigenschaften von Beton und Stahl sowie die Wärmeübergangsbedingungen.

Die notwendigen Annahmen wurden entsprechend praxisgerecht zu erwartenden Werten aus der Literatur (siehe *Eurocodes (1997)*, *Steinert (1996)*, *Reick (1997)* und Kapitel 3.4) entnommen und wie folgt gewählt:

Dichte Beton = 2300 kg/m^3

Dichte Stahl = 7850 kg/m^3

Für die Wärmeleitfähigkeit λ wurden folgende Stützwerte verwendet, wobei Zwischenwerte vom Programm linear interpoliert werden:

Wärmeleitfähigkeit von Beton und Stahl

Temperatur [°C]	Beton: λ_c [W/mK]	Stahl: λ_s [W/mK]
0	2,0	53
20	2,0	53
200	1,6	
400	1,267	
600	1,1	
800	1,0	27
1000	0,9	
1200	0,9	27

Die Stützwerte für die lineare Interpolation der spezifischen Wärmekapazität c wurden für die Berechnungen wie folgt gewählt:

spez. Wärmekapazität von Beton und Stahl

Temperatur [°C]	Beton: c_c [J/kgK]	Stahl: c_s [J/kgK]
0	920	475
20	920	470
100	1000	490
110	1875	
200	1050	520
300		560
400	1140	610
500		665
600	1220	720
700		800
800	1260	875
1000	1290	
1200	1300	875

4.3.4 Geometrische Festlegungen für die Berechnung

Durch Ausnutzung der Symmetrie zur Mittelachse des Befestigungselementes läßt sich das räumliche Problem wie vorstehend erläutert auf ein zweidimensionales zurückführen. Bild 4.5 zeigt eine Prinzipskizze des zu berechnenden Körpers:

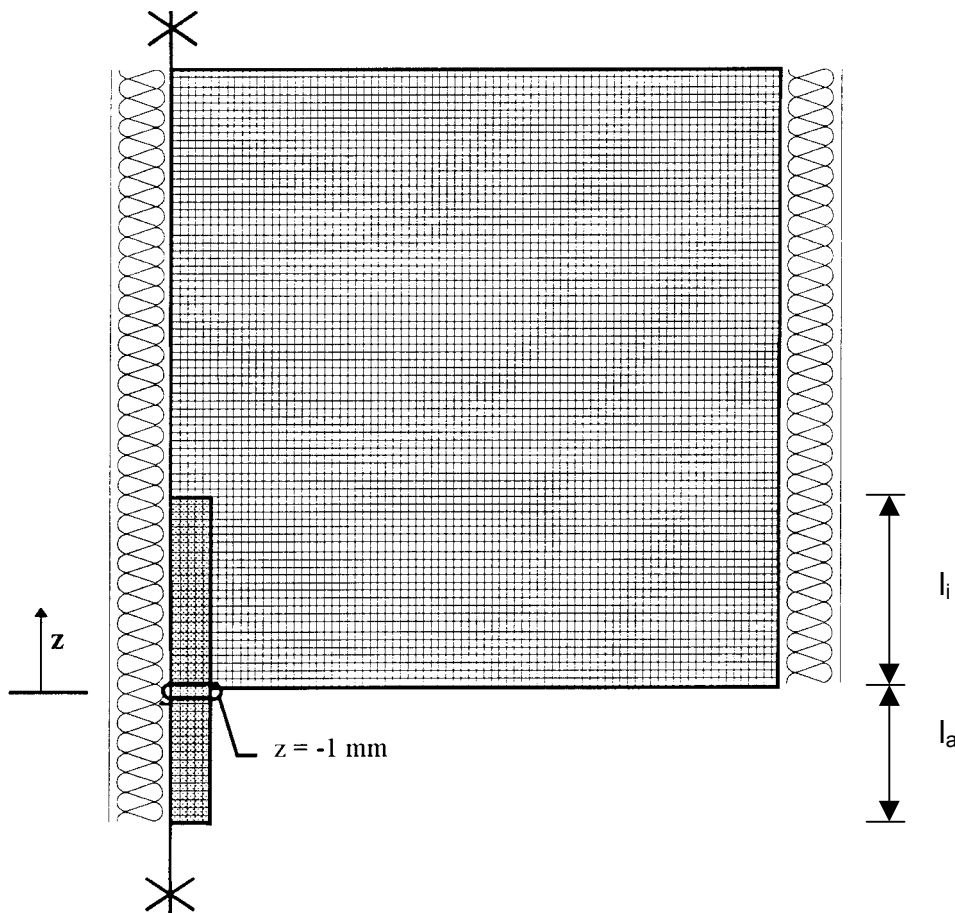


Bild 4.5: Geometrie für die Temperaturfeldberechnung

In die Symmetrieachse und durch die äußere Ringfläche des Betonkörpers fließt keine Energie. Diese beiden Systemgrenzen wurden daher thermisch isoliert dargestellt. Der Stahl des Befestigungselementes kann durch die äußere Geometrie und die Zuweisung der Materialeigenschaft im Innern des Körpers festgelegt werden. Auf der beflamnten Seite wird die Gastemperatur entsprechend der Einheitstemperatur-Zeitkurve gesteigert und der Wärmefluß in den Körper berechnet. Hier könnten auch beliebige andere Vorgaben gewählt werden. Auf der

feuerabgewandten Seite wird eine konstante Lufttemperatur von 20 °C angenommen. Die Dicke der Betonplatte wurde zu 16 bzw. 20 cm gewählt. Die Kantenlänge der quadratischen Elemente wurde mit 2 mm angesetzt, wodurch sich ein sehr feines Netz ergibt. Bedingt durch dieses feine Netz mit ca. 10.000 Elementen mußte auch der Zeitschritt sehr klein gewählt werden.

4.3.5 Rechenergebnisse

In Rahmen mehrerer Parameterstudien wurde für über 150 verschiedene Geometrien der Einfluß unterschiedlicher Durchmesser und Längen des Stahles (sowohl im Beton als auch frei dem Feuer ausgesetzt) und der Einfluß des Anbauteiles auf die Stahltemperatur untersucht. Bild 4.6 zeigt als Beispiel das errechnete Temperaturfeld für die Berechnung „d38“. Der Stahldurchmesser beträgt hier 20 mm, die Stahllänge im Beton 50 mm und die Stahllänge im Feuer ebenfalls 50 mm. Ein Anbauteil mit einem Durchmesser von 40 mm und einer Dicke von 10 mm ist ebenfalls berücksichtigt. Die Temperaturwerte und die Beeinflussung der Betontemperatur durch das Befestigungsmittel sind in diesem Bild sehr gut zu erkennen. Weitere ausgewählte Geometrien für die ersten Berechnungen sind in Bild 4.7 und in Bild 4.8 dargestellt. In diesen Bildern sind die berechneten Temperaturen an der Stelle $z = -1$ mm und $z = -21$ mm (Definition siehe Bild 4.5) eingetragen. Die Angaben zur Geometrie für diese ersten Berechnungen sind in Tabelle 4.1 dokumentiert.

Neben diesen ausgewählten Geometrien wurden eine systematische Variation von Stahldurchmesser und Stahllänge im Feuer und im Beton entsprechend der Geometrie in Bild 4.5 durchgeführt. Die Rechenergebnisse sind in Tabelle 4.2 zusammengefaßt. In dieser Tabelle sind in den ersten drei Spalten der Stahldurchmesser, die Länge des Stahlstabes im Beton (l_i) und die Länge des Stahlstabes im Feuer (l_a) spezifiziert. Für diese Geometrieverhältnisse sind dann die berechneten Temperaturen an der Stelle $z = -1$ mm, $z = -21$ mm und $z = -41$ mm angegeben.

Tabelle 4.1: Geometrie für die Berechnungen nach Bild 4.7 und 4.8

File	Stahl- \emptyset		Stahllänge		Beschreibung/ Besonderheit	30'		90'	
	\emptyset_s im Beton [mm]	\emptyset_s im Feuer [mm]	l_i [mm]	l_a [mm]		g_s z=-1	g_s z=-21	g_s z=-1	g_s z=-21
d30	20	20	50	30		546	615	859	921
d31	20	20	50	30	--- + „Isoliert“	555	623	866	925
d32	20	20	50	100		589	680	871	940
d33	20	20	50	100	--- + „Isoliert“	596	685	878	943
d34	20	20	50	50	Kopfbolzen	515	590	836	907
d35	20	20	50	50	--- + „Isoliert“	533	605	853	917
d36	20	40	50	50	$\emptyset_{\text{im Beton}} < \emptyset_{\text{im Feuer}}$	612	--	903	--
d37	40	20	50	30	$\emptyset_{\text{im Beton}} > \emptyset_{\text{im Feuer}}$	464	544	825	900
d38	20	20	50	50	mit Platte \emptyset 40 mm	603	679	891	948
d40	8	8	50	30		594	586	823	900
d41	8	8	80	30		582	660	839	924
d42	8	8	50	100		609	701	875	955
d43	8	8	30	30		627	693	860	949
d43i	8	8	30	30	--- + „Isoliert“	633	733	878	963
d44	20	8	50	30	$\emptyset_{\text{im Beton}} > \emptyset_{\text{im Feuer}}$	489	721	899	964
d8030	20	20	80	30		510	725	903	966
d80100	20	20	80	100		558	628	816	930

mit l_i = Stahllänge im Beton

l_a = Stahllänge außen (im Feuer)

Isoliert: Unter der Annahme, daß zwischen Bohrlochgrund und Stahl ein Spalt vorhanden ist, wurde an dieser Stelle der Wärmefluß behindert

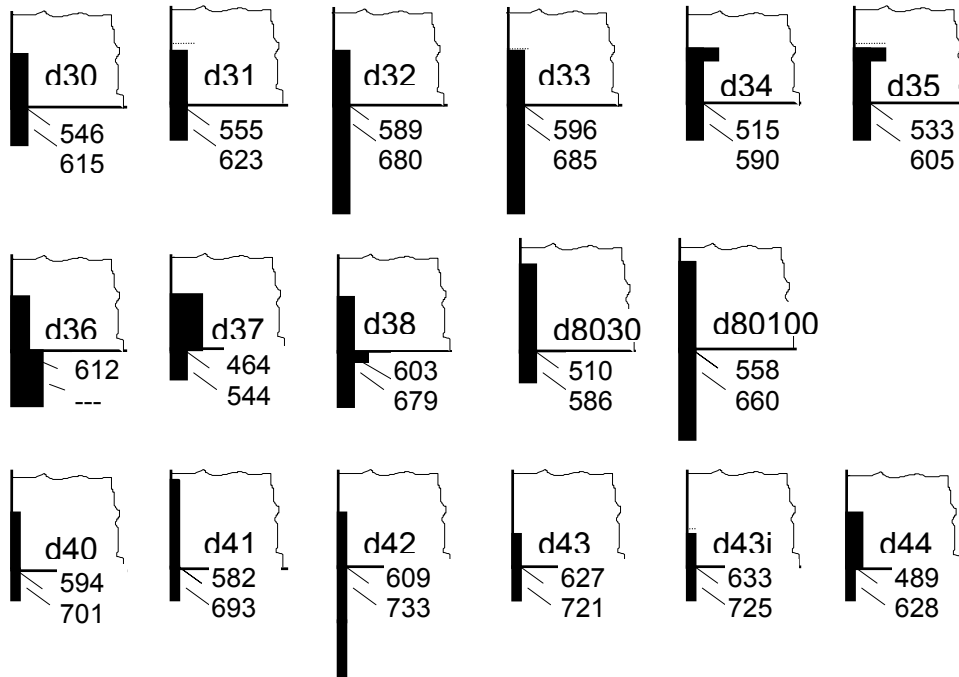


Bild 4.7: Berechnete Temperaturen nach 30 Minuten ETK-Beanspruchung



Bild 4.8: Berechnete Temperaturen nach 90 Minuten ETK-Beanspruchung

Tabelle 4.2: Rechenergebnisse für Stahltemperaturen

ϕ	l_i	l_a	30 min.			60 min.			90 min.		
			z=-1	-21	-41	z=-1	-21	-41	z=-1	-21	-41
4	30	10	591	-	-	789	-	-	888	-	-
		30	643	769	-	817	912	-	907	984	-
		50	646	783	819	818	917	937	907	987	1001
		70	647	784	824	818	917	938	907	987	1002
		90	647	784	824	818	917	938	907	987	1002
	50	10	573	-	-	772	-	-	873	-	-
		30	628	763	-	803	908	-	895	981	-
		50	632	778	819	804	914	937	896	984	1001
		70	632	779	822	804	914	938	896	985	1001
		90	632	779	823	804	914	938	896	985	1001
	70	10	569	-	-	766	-	-	869	-	-
		30	625	762	-	798	907	-	891	980	-
		50	629	777	818	800	913	936	892	984	1001
		70	629	778	822	800	913	937	892	984	1001
		90	629	778	822	800	913	937	892	984	1001
8	30	10	557	-	-	765	-	-	869	-	-
		30	627	726	-	807	889	-	899	967	-
		50	638	752	795	811	900	926	901	974	994
		70	640	755	803	812	901	929	902	974	996
		90	640	755	804	812	901	929	902	974	996
	50	10	516	-	-	727	-	-	837	-	-
		30	594	706	-	778	877	-	875	958	-
		50	607	737	788	783	890	922	878	967	991
		70	609	741	797	783	891	926	878	967	994
		90	609	741	799	783	891	926	878	967	994
	70	10	504	-	-	711	-	-	823	-	-
		30	583	700	-	765	871	-	863	954	-
		50	597	732	785	770	885	921	867	963	990
		70	599	736	796	771	889	925	867	964	993
		90	599	737	797	771	889	925	867	964	993
12	50	30	574	668	-	766	855	-	866	942	-
		50	595	708	760	775	874	909	872	955	982
		70	599	716	775	776	876	915	873	956	986
		90									
		110	600	718	778	776	877	916	873	956	987
	70	30	556	655	-	745	843	-	848	934	-
		50	578	699	754	755	865	905	854	948	980
		70	582	707	771	757	868	912	855	950	984
		90	583	709	774	757	868	913	855	950	984
		110	583	709	774	757	869	913	855	950	985
	90	30	550	651	-	736	838	-	838	929	-
		50	572	695	752	746	861	903	845	944	978
		70	577	704	769	748	864	911	846	946	983
		90	578	706	772	748	865	912	846	947	983
		110	578	706	773	748	865	912	846	947	983
110	30	548	649	-	732	835	-	833	927	-	
	50	570	694	751	742	859	902	840	943	977	
	70	575	703	769	744	862	910	841	945	982	
	90	576	705	772	744	863	911	841	945	983	
	110	576	705	772	744	863	911	841	945	983	
130	30	547	649	-	730	835	-	831	926	-	
	50	570	694	751	741	858	902	838	942	977	
	70	574	703	768	742	862	910	839	944	982	
	90	575	704	772	743	862	911	839	944	982	
	110	575	705	772	743	862	911	839	944	982	

Tabelle 4.2: Rechenergebnisse für Stahltemperaturen (fortgesetzt)

ϕ	l_i	l_a	30 min.			60 min.			90 min.		
			z=-1	-21	-41	z=-1	-21	-41	z=-1	-21	-41
16	50	30	559	640	-	759	839	-	862	931	-
		50	586	686	735	771	862	898	870	946	975
		70	592	697	755	774	866	906	871	948	980
		90	594	700	760	774	866	908	871	948	981
		110	594	701	761	774	866	908	871	949	981
	70	30	535	621	-	732	822	-	839	919	-
		50	563	672	725	747	849	891	848	936	970
		70	571	684	748	749	854	901	849	939	976
		90	572	687	753	750	855	902	850	940	977
		110	573	688	754	750	855	903	850	940	977
	90	30	525	613	-	718	813	-	824	911	-
		50	555	666	721	733	842	887	835	931	967
		70	562	679	745	736	847	898	836	934	974
		90	564	682	750	737	848	900	836	934	975
		110	564	683	751	737	849	900	836	934	975
	110	30	521	611	-	711	808	-	816	907	-
		50	551	664	720	727	839	885	827	927	965
		70	559	677	744	730	844	896	829	930	972
		90	560	680	749	730	845	898	829	931	973
		110	561	681	750	731	845	899	829	931	974
130	30	520	609	-	708	806	-	812	904	-	
	50	550	663	719	724	837	884	823	926	964	
	70	557	676	743	727	843	896	825	929	972	
	90	559	679	749	728	844	898	825	929	973	
	110	560	680	750	728	844	898	825	929	973	
20	50	30	546	618	-	754	826	-	859	923	-
		50	577	667	713	769	852	888	869	939	968
		70	586	681	737	773	857	898	871	942	974
		90	588	685	743	773	858	900	871	943	976
		110	589	686	745	773	859	900	871	943	976
	70	30	511	589	-	714	799	-	824	902	-
		50	545	645	697	733	831	875	836	923	959
		70	555	661	724	737	838	888	839	927	967
		90	558	666	732	738	840	891	839	928	969
		110	559	667	734	738	840	891	839	928	969
	90	30	504	583	-	705	792	-	814	896	-
		50	539	640	694	724	826	872	828	919	957
		70	549	657	722	728	834	886	830	923	965
		90	552	662	729	729	835	889	831	924	967
		110	553	663	731	730	836	889	831	924	967
	110	30	499	579	-	695	785	-	804	890	-
		50	534	637	691	715	821	869	818	914	954
		70	544	654	720	720	829	883	820	916	963
		90	547	659	728	721	831	886	821	920	965
		110	548	660	730	721	831	887	821	920	965
130	30	497	577	-	691	782	-	798	886	-	
	50	532	636	690	711	819	868	812	912	953	
	70	542	653	719	716	827	882	815	916	962	
	90	545	658	727	717	828	885	815	917	964	
	110	546	659	729	717	829	886	816	917	964	

mit ϕ = Stahldurchmesser,
 l_i = Länge des Stahlstabes im Beton
 l_a = Länge des Stahlstabes im Feuer

4.4 Auswertung der Parameterstudie

4.4.1 Einfluß des Stahldurchmessers

Bild 4.9 enthält die Stahltemperaturen an den Stellen $z = -1$ mm und $z = -21$ mm, aufgetragen über alle berechneten Durchmesser (4 bis 20 mm). In diesem Bild wurde eine Stahllänge im Beton von 50 mm und eine beflamnte Stahllänge von 30 mm gewählt. Es ist deutlich zu erkennen, daß an der Stelle $z = -21$ mm nach 30 Minuten ETK-Beanspruchung zwischen einem 4 mm und einem 20 mm dicken Stahlstab eine Temperaturdifferenz von 145 K auftritt. Dieser Vergleich zeigt eindrucksvoll, welche Temperaturunterschiede an Befestigungsmitteln allein in Abhängigkeit des Durchmessers auftreten.

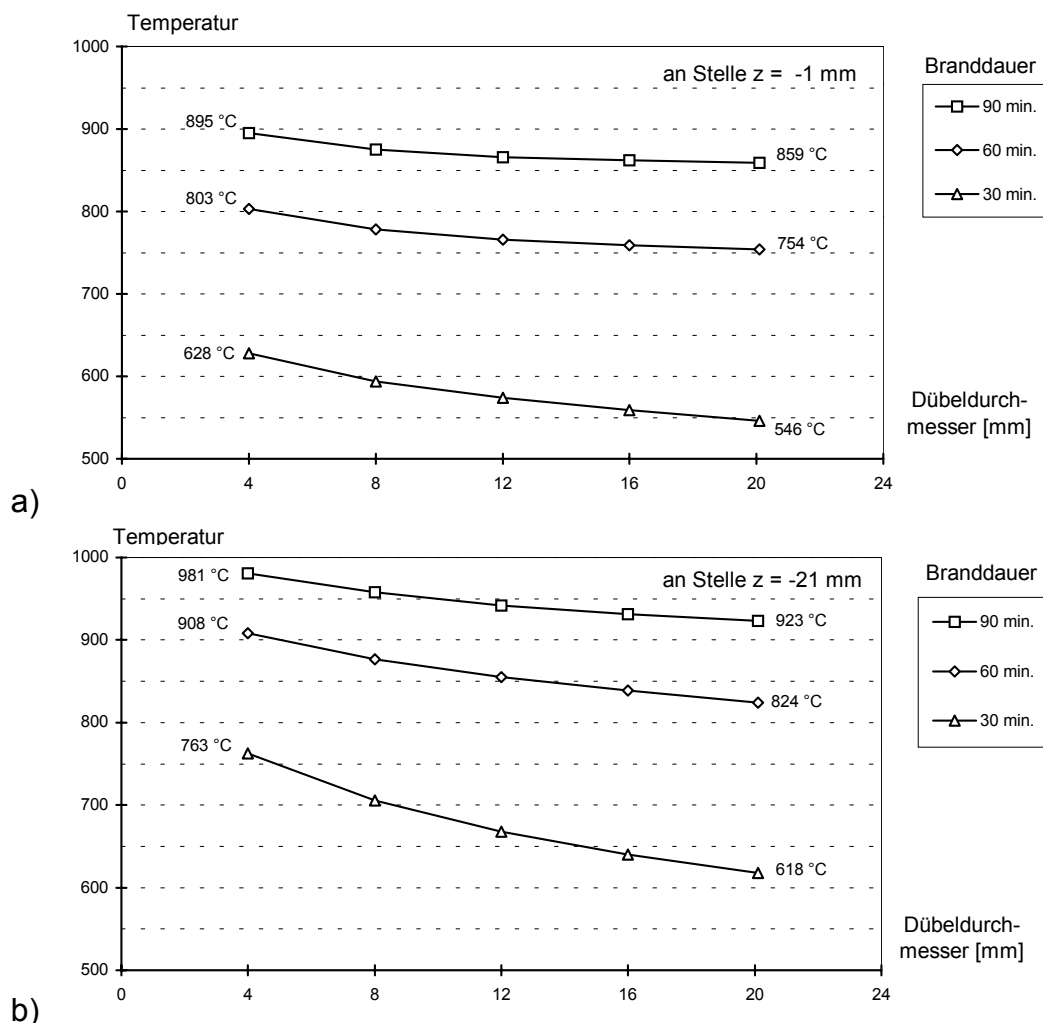


Bild 4.9: Einfluß des Stahldurchmessers auf die Stahltemperatur
a) an der Stelle $z = -1$ mm bzw. b) an der Stelle $z = -21$ mm
Stahllänge im Beton: 50 mm; Stahllänge im Feuer: 30 mm

4.4.2 Einfluß eines Anbauteils

Ein Vergleich zwischen der Berechnung „d38“ (Tabelle 4.1, Stahldurchmesser 20 mm, $l_i = l_a = 50$ mm) mit den entsprechenden Werten aus Tabelle 4.2 zeigt, daß an der Stelle $z = -1$ mm nach 30 Minuten (90 Minuten) eine Temperaturerhöhung durch das Anbauteil von 26 K (22 K) auftritt. Weitere Berechnungen zum Einfluß des Anbauteiles sind in *Reick (1997)* dokumentiert. Sie haben gezeigt, daß die Temperaturerhöhung durch ein kleines Anbauteil nach 90 Minuten ETK-Beanspruchung bis zu 45 K betragen kann. In diesem Bericht konnte ebenfalls gezeigt werden, daß eine Erhöhung des Anbauteildurchmessers auf Werte über 100 mm praktisch keinen Einfluß mehr auf die Stahltemperatur hat. Filigrane Anbauteile können die Stahltemperatur im Befestigungsmittel daher deutlich erhöhen, massige Anbauteile hingegen verringern die Stahltemperatur.

4.4.3 Einfluß der beflamnten Stahllänge

Bild 4.10 zeigt den Einfluß der beflamnten Stahllänge (freie Länge des Stahles im Brandraum) auf die Stahltemperatur an der Stelle $z = -21$ mm nach 30, 60 und 90 Minuten ETK-Beanspruchung. Es ist deutlich zu erkennen, daß die Vergrößerung der beflamnten Länge nur bis zu einem Wert von ungefähr 50 mm einen nennenswerten Einfluß auf die Stahltemperatur hat.

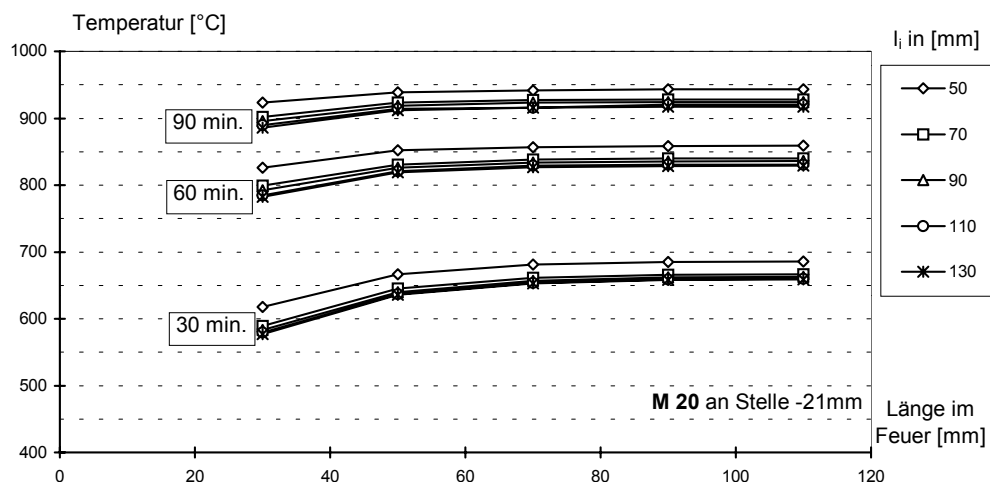


Bild 4.10: Einfluß der beflamnten Stahllänge nach 30, 60 und 90 Minuten (Durchmesser M20, an der Stelle $z = -21$ mm)

4.4.4 Einfluß der Verankerungstiefe

Ein Vergleich entsprechender Werte aus Tabelle 4.2 zeigt, daß eine im baupraktischen Bereich liegende Vergrößerung der Einbindetiefe des Befestigungsmittels eine Verringerung der Stahltemperatur um etwa 50 Kelvin herbeiführen kann. Eine Vergrößerung der Verankerungstiefe über etwa 80 mm hat selbst bei großen Durchmessern praktisch keinen Einfluß mehr (siehe hierzu Bild 4.10).

4.5 *Schlußfolgerungen für das Tragverhalten von Befestigungen*

Die Bedeutung dieser Temperaturfeldberechnungen für die Beurteilung des Feuerwiderstandes von Befestigungen läßt sich wie folgt anschaulich belegen:

Vergleicht man einen dicken Durchmesser (M20) mit einem dünnen (M4) unter folgenden Randbedingungen

- Einbindetiefe in den Beton: 5 cm
- beflamnte Stahllänge: 3 cm
- Vergleichsstelle: 21 mm unterhalb der beflamnten Betonoberfläche
(Anmerkung: etwa 20 mm von der Betonoberfläche entfernt ist Stahlbruch bzw. ein Erweichen der Gewindegänge zu erwarten)

dann können folgende Aussagen getroffen werden:

Die Stahltemperatur an dieser Vergleichsstelle beträgt nach 30 (90) Minuten

Brandbeanspruchung

- beim dünnen Stab: 764 °C (981 °C)
- beim dicken Stab: 618 °C (923 °C).

Ermittelt man die temperaturabhängige Tragfähigkeit der Stahlquerschnitte nach 30 (90) Minuten, dann ergeben sich folgende relative Resttragfähigkeiten:

- beim dünnen Stab: 15 % (4,4 %)
- beim dicken Stab: 43 % (5,5%).

Dieser Vergleich zeigt eindrucksvoll, daß die Stahlgeometrie über die hieraus resultierende unterschiedliche Temperatur insbesondere bei kurzer Branddauer einen erheblichen Einfluß auf die Resttragfähigkeit hat. Diese Rechenergebnisse verdeutlichen die Notwendigkeit, die Stahlgeometrie von Befestigungsmittel und die Anbauteile detailliert festzulegen.

5 Berechnung der Versagensart Betonausbruch

5.1 Einführung

Um die Bedeutung der Versagensart Betonausbruch für Befestigungen im Brandfall zu ermitteln, sind neben den durchgeführten Brandversuchen entsprechende numerische Untersuchungen erforderlich. Hierzu eignet sich die im Ingenieurwesen für vielfältige Problemstellungen häufig angewandte Finite Elemente Methode (FEM). Nicht alle FE-Programme sind jedoch geeignet, die vorliegende Aufgabenstellung zu lösen. Ein Rechenprogramm, welches die erforderlichen bruchmechanischen Grundlagen berücksichtigt, wurde am Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart erstellt und in den vergangenen Jahren ständig weiterentwickelt. Zahlreiche vergleichbare Berechnungen für Betonausbruchlasten bei Umgebungstemperatur wurden hiermit bereits erfolgreich durchgeführt. Sowohl die in *Eligehausen/Pukl/Reick (1995)* verwendete Programmversion „Microplane“ als auch die für diese Forschungsarbeit verwendete aktuelle Version „MASA“ (*Ožbolt (1998)*), mußten für die Berechnung des Betonausbruchs im Brandfall jedoch entsprechend modifiziert und erweitert werden.

Beton ist ein inhomogener Werkstoff. Für eine aussagekräftige Berechnung der Ausbruchkraft eines Kopfbolzens müssen folgende Besonderheiten und Einflüsse berücksichtigt werden:

- Nichtlineares Zugtragverhalten des Betons
- Bruchmechanische Einflüsse und Nachbruchverhalten
- Einfluß der hohen örtlichen Pressungen im Lasteinleitungsbereich

Der Großteil der in der Baupraxis vorhandenen FE-Programme benutzt diesbezüglich vereinfachte Annahmen. Daher sind diese Programme auch nicht in der Lage, den Betonausbruch bei normaler Umgebungstemperatur zu berechnen. Bereits das Programm „Microplane“ mit Entwicklungsstand 1995, in welches das "Nonlocal Microplane Model" implementiert ist, berücksichtigt diese Einflüsse und liefert bei normaler Umgebungstemperatur bei vergleichbaren Problemstellungen gute Ergebnisse (*Ožbolt/Bažant (1995)*, *Ožbolt (1992)*, *Ožbolt/Eligehausen (1995)*).

Zum besseren Verständnis der durchgeführten Berechnungen sind nachstehend die erforderlichen Grundlagen für die bruchmechanische Untersuchung des Werkstoffes Beton und die jeweiligen Materialmodelle in stark verkürzter Form dargestellt.

5.1.1 Werkstoffkennwerte für die FE-Berechnung

Bezüglich der Werkstoffeigenschaften des Betons müssen im FE-Programm folgende Werte definiert werden:

- Elastizitätsmodul E_c
- Zugfestigkeit f_{ct}
- Druckfestigkeit f_c
- Bruchenergie G_f

Für die Berechnungen mit dem „Nonlocal Microplane Model“ sind weitere Materialparameter erforderlich, so z. B. die charakteristische Rißlänge in Zusammenhang mit der Lokalisierungsbegrenzung für die Schädigungszone.

Bruchmechanische Berechnungen für brandbeanspruchte Betonkonstruktionen sind für vergleichbare Problemstellungen bisher nicht bekannt. Dies liegt vor allem auch daran, daß nicht bei allen Werkstoffeigenschaften der Einfluß der Temperatur für derartige Betrachtungen ausreichend erforscht ist. In Kapitel 3 sind Angaben zum Hochtemperaturverhalten der wichtigsten Materialparameter enthalten. Für die Bruchenergie G_f konnten jedoch nur wenige Angaben ausfindig gemacht werden (*Wittmann (1990)*, *Baker (1996)*, *Bažant/Prat (1988)*), weshalb hierfür zusätzliche Abschätzungen in Relation zu anderen Materialparametern getroffen werden mußten.

5.1.2 Modellierung quasispröder Materialien

Zur Modellierung von quasispröden Materialien können zwei Gruppen von Materialmodellen verwendet werden: a) Mikromodelle und b) Makromodelle. Bei den Mikromodellen wird das Zusammenwirken der Komponenten mit relativ einfachen Materialgesetzen beschrieben. Das makroskopische Verhalten des Werkstoffes ergibt sich automatisch aus dem Verhalten und dem Zusammenwirken der einzelnen

Materialkomponenten. Durch den enormen numerischen Aufwand ist es mit diesen Mikromodellen nicht möglich, große und umfangreiche Tragwerke zu berechnen. In der Praxis müssen daher Makromodelle benutzt werden.

Makromodelle sollen die relativ komplizierten Prozesse auf der Mikroebene, wie z. B. Rißbildung, Kohäsion, Reibung und die Wechselwirkung zwischen den Mikrorissen richtig darstellen. Die Schädigungszonen (Risse) können dabei entweder diskret oder verschmiert modelliert werden. Durch umfangreiche Arbeiten mit dem „Microplane“-Modell konnte in den letzten Jahren gezeigt werden, daß dieses in der Lage ist, das Verhalten des Betons für allgemeine dreidimensionale Spannungs-Dehnungs-Zustände realistisch zu erfassen.

5.1.3 Das „Microplane“-Modell

Im „Microplane“-Modell sind die Materialeigenschaften getrennt auf Mikroebenen unterschiedlicher Ausrichtung innerhalb des Materials definiert (Bild 5.1a). Auf diesen Mikroebenen liegen nur wenige einachsige Spannungs- und Dehnungskomponenten vor. Die Mikroebenen simulieren im Prinzip direkt das Verhalten auf verschiedenen schwachen Ebenen im Material. Hierbei kann es sich z. B. um Berührungsflächen zwischen Teilchen, um Grenzflächen und um Mikrorißebenen handeln. Die Materialeigenschaften sind vollständig durch eine eindimensionale Beziehung zwischen den Spannungs- und Dehnungskomponenten auf jeder Mikroebene sowohl in Normal- als auch in Schubspannungsrichtung gekennzeichnet (Bild 5.1b). Wenn man die Spannungs-Dehnungsbeziehung jeder Komponente der Mikroebene kennt, kann daraus die makroskopische Steifigkeit berechnet werden. Hierzu wird auf der Mikroebene unter Verwendung der Methode der virtuellen Arbeit eine Integration der Spannungs-komponenten über alle Richtungen ausgeführt. Das konstitutive „Microplane“-Gesetz wurde für verschiedene Lastkombinationen überprüft. Es zeigte sich, daß sich damit das Verhalten von Beton für allgemeine dreidimensionale Spannungs-Dehnungs-Zustände zutreffend vorhersagen läßt (*Ožbolt/ Mayer/ Vocke/ Eligehausen (1999)*).

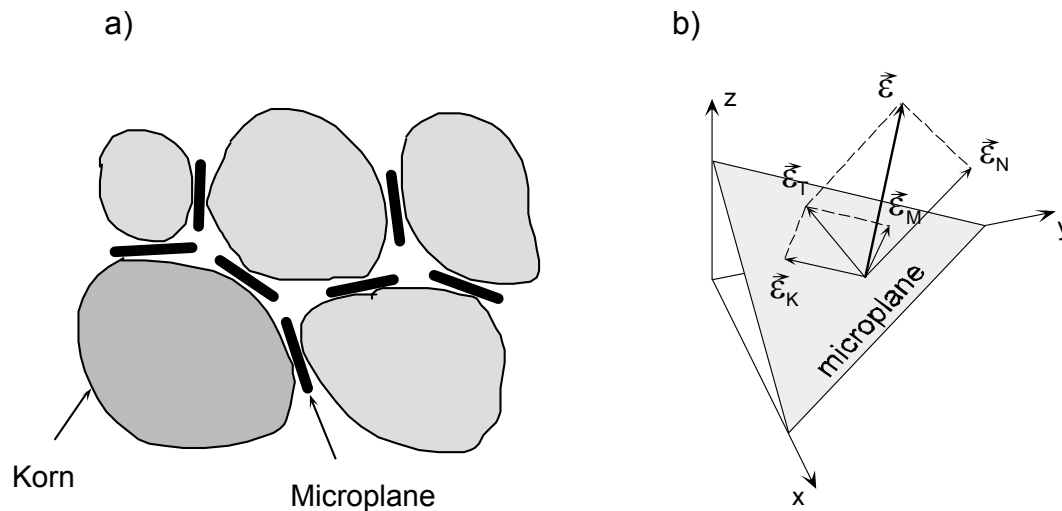


Bild 5.1: Das Konzept des „Microplane“-Modells: a) Kontaktflächen (Mikroebenen) im Material und b) Dehnungskomponenten

5.1.4 Einfluß der Netzgeometrie

Der häufig zu beobachtende Einfluß der Geometrie des FE-Netzes auf das Rechenergebnis bei Betonkörpern ist auf die Lokalisierung der Schädigung in einem begrenzten Bereich zurückzuführen. Dieser Bereich ist von den Elementabmessungen abhängig. Bei großen Elementen ist das Schädigungsvolumen und damit die verbrauchte Energie größer als bei kleinen Elementen. Aus diesem Grund müssen Lokalisierungsbegrenzer eingesetzt werden, welche eine Lokalisierung der Schädigung in einem von der Elementgröße unabhängigen Volumen gewährleisten. FE-Programme ohne Lokalisierungsbegrenzer liefern nur für die Berechnung von Strukturen aus elastisch-plastischen Materialien (z. B. Stahl) gute Ergebnisse. Bei quasispröden Materialien wie Beton sind die Ergebnisse netzabhängig und können grob falsch sein.

Als Lokalisierungsbegrenzer verwendet das Programm MASA wahlweise die Reißband-Methode oder die nichtlokale Integralmethode. Bei der Reißband-Methode wird angenommen, daß sich die Schädigung in einer Reihe aneinanderliegender finiten Elemente lokalisiert. Das konstitutive Entfestigungsgesetz muß dabei derart modifiziert werden, daß die Energiedissipation infolge der Reißbildung gleich groß wie die Bruchenergie des Betons G_f ist. Dies bedeutet, daß das Materialgesetz sowohl für die einachsige Zug- als auch für die Druckentfestigung an die Element

größe angepaßt wird. Trotz dieser Anpassung an die Elementgröße können die Ergebnisse von der Form und der Ausrichtung der Elemente abhängen. Um diese Abhängigkeit zu reduzieren wurde die „Stress Relaxation Method“ (Ožbolt (1999)) entwickelt. Hierbei handelt es sich um eine Kombination der Rißband-Methode mit der nichtlokalen Integralmethode.

Die nichtlokale Integralmethode benötigt als maßgeblichen Parameter die charakteristische Länge l_{ch} . Über diese Länge werden bei der Berechnung die Dehnungen gemittelt. Die optimalen Werte für die charakteristische Länge l_{ch} hängen nicht nur von der maximalen Zuschlaggröße d_a ab, sondern auch von der Problemstellung (z. B. Zugversagen oder Schubversagen). Es handelt sich hierbei also nicht um einen Materialkennwert sondern um eine vom Spannungs- und Dehnungsfeld in der Umgebung der Rißprozeßzone abhängige Größe. Das nichtlokale Konzept wurde daher in der Vergangenheit weiterentwickelt um die Wechselwirkung zwischen sich öffnenden Mikrorissen zu berücksichtigen.

Im FE-Programm MASA sind beide Lokalisierungsbegrenzer implementiert. Für die Berechnungen wurde jeweils die nichtlokale Integralmethode angewendet. Es hat sich gezeigt, daß realistische Ergebnisse gewonnen werden können, wenn die verwendeten FE-Netze im Bereich von Diskontinuitäten (D-Bereiche) fein genug sind. Der numerische Aufwand ist aufgrund der nichtlokalen Interaktion bei sehr feinen Netzen allerdings entsprechend groß.

5.1.5 Modellierung für die FE-Berechnung

Die FE-Programme „Microplane“ und „MASA“ können zur zwei- und dreidimensionalen linearen und nichtlinearen Berechnung von Konstruktionen aus quasispröden Materialien eingesetzt werden. Der zu berechnende Körper (bzw. das Tragwerk) muß mit quaderförmigen bzw. räumlichen Elementen diskretisiert werden.

Um den Aufwand für die Berechnung zu reduzieren wurde die Achsensymmetrie der Problemstellung ausgenutzt. Dieses Vorgehen ist in Bild 5.2 dargestellt.

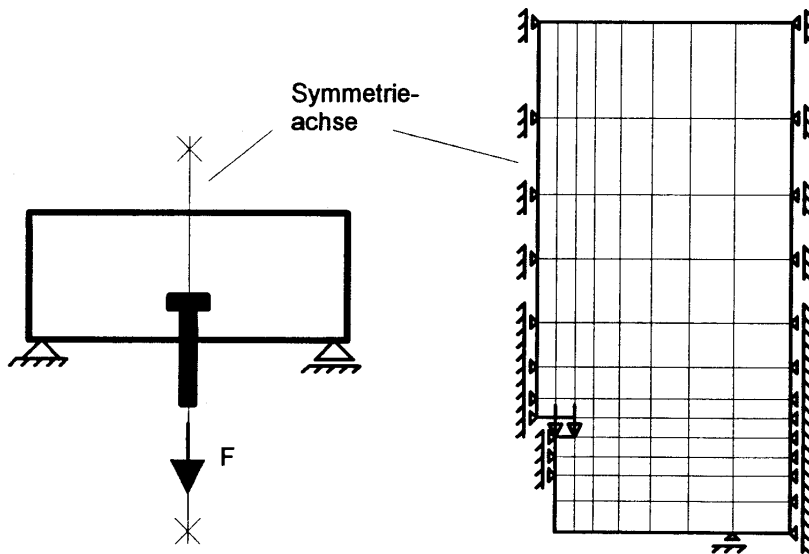


Bild 5.2: Geometrie des zu berechnenden Körpers und Beispiel für ein FE-Netz mit Darstellung der Lagerungsbedingungen

Die Berechnung wird inkrementell durchgeführt, d. h. die Beanspruchung wird in Last- bzw. Verschiebungsschritten aufgebracht. Als Pre- und Postprozessor zur Erstellung und graphischen Darstellung der Eingabedaten bzw. der Ergebnisse wird das kommerzielle Programm FEMAP[®] genutzt.

5.2 Berechnungen mit Microplane

In *Eligehausen/Pukl/Reick (1995)* wurden mit dem FE-Programm „Microplane“ verschiedene Berechnungen durchgeführt. Hierbei wurde das Programm derart weiterentwickelt, daß über die Definition von bis zu zehn verschiedenen Datensätzen für Beton die temperaturabhängigen Eigenschaften definiert werden konnten. Dies hatte zur Folge, daß die Finiten Elemente in eine begrenzte Zahl von Temperaturklassen eingeteilt werden mußten. Aufgrund dieser Temperaturklassen wurden den Elementen dann die entsprechenden Datensätze für die Materialeigenschaften zugeordnet. Besonders nachteilig ist hierbei, daß

- die Zuordnung in Temperaturklassen zu Unstetigkeiten in der Definition der Materialeigenschaften führt, und

- für jede Berechnung die Elementdaten von Hand bearbeitet werden mußten, damit eine Zuordnung der Finiten Elemente in die Temperaturklassen vorgenommen werden konnte.

Für die Berechnungen wurde eine Druckfestigkeit $f_{c,cube}$ von 25 N/mm^2 angesetzt. Mit zwei verschiedenen feinen FE-Netzen (siehe Bild 5.3) wurden Verankerungstiefen von 40, 50, 80 und 150 mm berechnet. Durch Vergleich der Ergebnisse konnte der Beweis geführt werden, daß die Netze grundsätzlich geeignet sind und kein Einfluß der Elementierung auf das Rechenergebnis besteht. Für die Berechnung der Betonausbruchlasten wurden zwei FE-Netze verwendet. Diese sind in Bild 5.3 wiedergegeben.

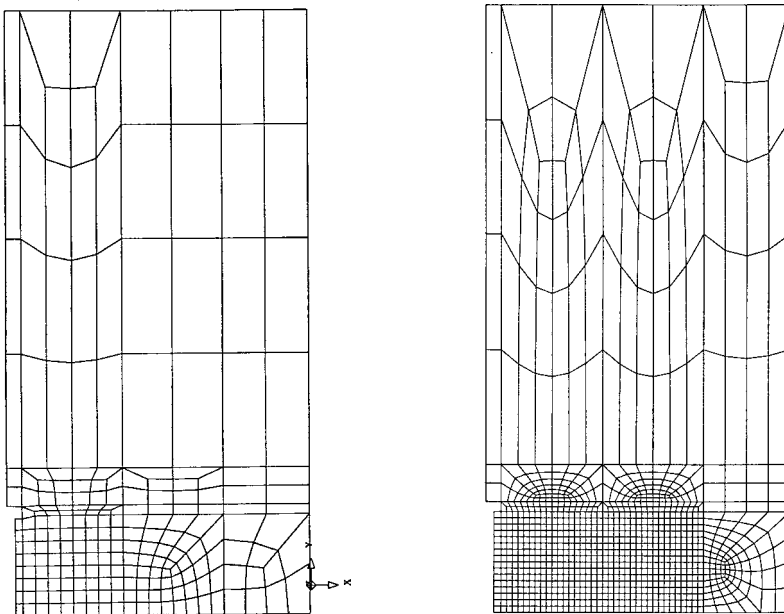


Bild 5.3: Grobes und feines Netz für die FE-Berechnung mit Microplane

In weiteren Berechnungen wurden besondere Randbedingungen modelliert. So wurde z. B. die Temperatur des Betons in unmittelbarer Umgebung des Befestigungsmittels erhöht, um den Einfluß des Befestigungsmittels als Wärmebrücke zu modellieren. Ebenfalls wurden Verschiebungen an den seitlichen Rändern der Betonkörper aufgebracht, um die Spannungszustände in der belasteten Stahlbetonplatte im Brandfall zu simulieren. Die Höchstlasten, die sich bei den Berechnungen ergeben haben, sind in Tabelle 5.1 und Tabelle 5.2 wiedergegeben.

Tabelle 5.1: Vergleich der Höchstlasten zwischen der „kalten Berechnung“ (Umgebungstemperatur) und den Ergebnissen für 90 Min. Brandbeanspruchung, Berechnung mit Microplane

	Verankerungstiefe			
	40 mm	50 mm	80 mm	150 mm
kalt	16,8 kN	23,3 kN	66,6 kN	139,0 N
90 Min. ETK-Beanspr.	3,7 kN	6,6 kN	25,2 kN	75.9 kN
relative Resttragfähigkeit	22,0 %	28,3 %	37,8 %	54,6 %

Diese Ergebnisse zeigen einen starken Einfluß der Verankerungstiefe auf die Resttragfähigkeit nach 90 Minuten Brandbeanspruchung.

Die Modellierung des Einflusses des Befestigungselementes als Wärmebrücke und die dadurch bedingte höhere Temperatur und geringere Festigkeit des Betons in unmittelbarer Umgebung des Befestigungsmittels erbrachte nahezu keinen Einfluß auf das Ergebnis. Anders verhielt es sich bei der Modellierung des Spannungs- und Dehnungszustandes in der Stahlbetonplatte. Vorgegebene Verschiebungen der äußeren Betonschichten und sich hieraus ergebende Druckspannungen in den oberflächennahen Schichten ergaben eine deutliche Erhöhung der Tragfähigkeit des Befestigungsmittels. Allerdings waren die Spannungen in den oberflächennahen Schichten durch die vorgegebenen Verschiebungen an den Rändern des berechneten Körpers nur qualitativ. Ein aussagefähiges quantitatives Ergebnis kann hieraus nicht abgeleitet werden.

Tabelle 5.2: Vergleich der Auswirkungen unterschiedlicher Einflüsse, Verankerungstiefe $h_v = 50$ mm, Netz 1: Höchstlast in [N]

	besonderer Einfluß	Versagenslast	Abnahme auf
kalt	-	23.277 N	(=100 %)
90 Min. ETK-Beanspr.	-	6.601 N	28,4 %
	lokale Temperaturerhöhung durch Dübel berücksichtigt	6.628 N	28,5 %
	Druckspannung in beflamelter Oberfläche simuliert	8.638 N	37,1 %

5.3 Berechnungen mit dem FE-Programm MASA

Das FE-Programm „MASA“ stellt mit dem Entwicklungsstand Dezember 1999 nach *Ožbolt (1998 und 1999)* die zwischenzeitlich weiterentwickelte Form des Programms „Microplane“ dar. Es war daher erforderlich, mit dieser Programmversion wiederum Berechnungen für die Versagensart Betonausbruch durchzuführen, um die Verbesserungen im Programm für die gegebene Problemstellung zu nutzen.

Auch im Hinblick auf die Bestimmung die mittlere Temperatur der finiten Elemente und damit deren Werkstoffkennwerten wurden Verbesserungen erzielt.

5.3.1 Berechnung der mittleren Elementtemperatur in MASA

Bevor die insgesamt 12 nachfolgend ausgewerteten Berechnungen durchgeführt wurden, mußten umfangreiche Modifikationen und Erweiterungen am Quellcode des Programms vorgenommen werden. Für das Gesamtprogramm wurden Unterprogramme entwickelt und entsprechend implementiert. Ein Unterprogramm berechnet die Temperatur in jedem finiten Element zunächst in Abhängigkeit vom Abstand des Schwerpunktes dieses Elementes von der beflamnten Oberfläche der Betonplatte für eine Brandbeanspruchung von 90 Minuten. In einem zweiten Schritt erfolgt eine Erhöhung der im ersten Schritt errechneten Temperatur in Abhängigkeit vom Abstand des Elementschwerpunktes von der Mittelachse des Befestigungsmittels und von dessen Verankerungstiefe. Dies betrifft alle Elemente deren Schwerpunkt bis zu 40 mm von der Symmetrieachse entfernt liegen und maximal 20 mm weiter von der beflamnten Oberfläche entfernt sind als das Befestigungsmittel in den Betonkörper eingebunden ist. Hiermit wird die Erhöhung der Betontemperatur aufgrund der Wärmeleitung des Befestigungsmittels in dessen unmittelbarer Umgebung berücksichtigt.

Weitere Unterprogramme errechnen zur ermittelten mittleren Betontemperatur jedes finiten Elementes die Abminderung der Betoneigenschaften gegenüber den Werten bei Umgebungstemperatur. Diese Berechnung wird für die Druck- und Zugfestigkeit als auch für den E-Modul und die Bruchenergie durchgeführt.

5.3.2 Temperaturabhängige Werkstoffeigenschaften für die Berechnungen mit MASA

Für die Berechnungen mit dem FE-Programm MASA wurde ein Beton mit einer Würfeldruckfestigkeit von 24 N/mm^2 entsprechend den Brandversuchen mit Kopfbolzen (siehe *Eligehausen/Reick (1996)*) herangezogen. Die weiteren Materialeigenschaften wurden für 20 °C wie folgt angenommen:

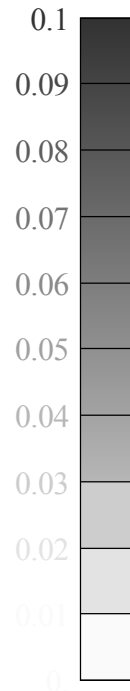
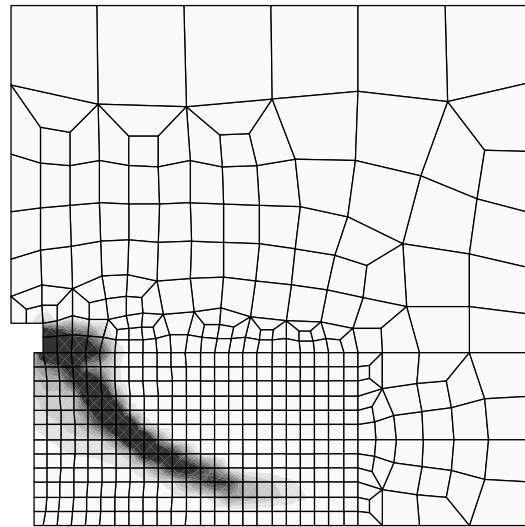
$$\begin{aligned}f_{c,\text{cube}} &= 24 \text{ N/mm}^2 \\f_{ct} &= 2,5 \text{ N/mm}^2 \\E_c &= 30.000 \text{ N/mm}^2 \\G_f &= 0,08 \text{ N/mm} \\v &= 0,18\end{aligned}$$

Die temperaturabhängigen Elastizitätsmoduli, Zug- und Druckfestigkeiten wurden in relativem Verhältnis zu ihrem Wert bei 20 °C bestimmt. Die Abminderung erfolgte nach *DIN V ENV 1992-1-2 (1997)*. Die temperaturabhängige Abnahme der Bruchenergie wurde als identisch zur Abnahme der Zugfestigkeit angenommen.

5.3.3 Ergebnisse aus den Berechnungen mit MASA

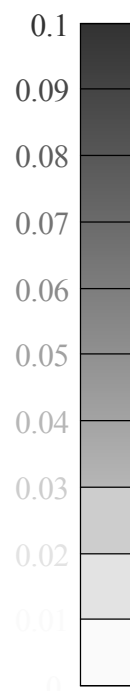
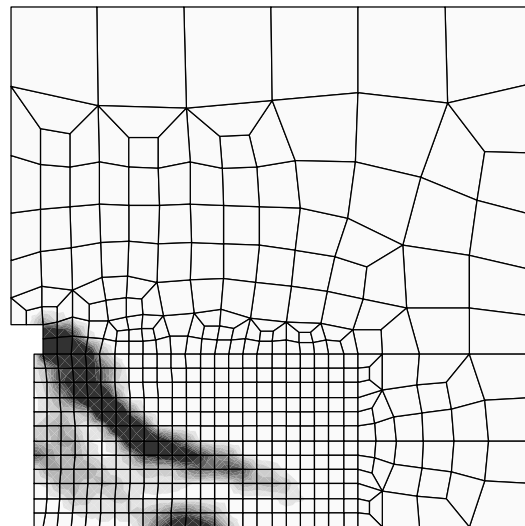
Zum Vergleich der Abnahme der relativen Betonausbruchlast wurde je eine „kalte“ und eine „warme“ Berechnung für Verankerungstiefen von 30, 40, 50, 60, 80 und 100 mm durchgeführt. Es wurde jeweils eine sehr feine Elemententeilung verwendet, wie aus den nachfolgenden Bildern ersichtlich ist.

In Bild 5.4 und in Bild 5.5 sind die Hauptzugdehnungen nach Erreichen der Höchstlast für eine Verankerungstiefe von 60 mm bei Umgebungstemperatur und nach 90 Minuten Brandbeanspruchung dargestellt. Die dunklen Bereiche zeigen hierbei die Zonen, in denen die größten Zugdehnungen auftreten und deuten somit den sich ausbildenden Ausbruchkegel an. Beim Vergleich dieser beiden Bilder zeigt sich, daß der Ausbruchkegel zunächst mit einer identischen Richtung am Kopfbolzen beginnt und dann in einer Tiefe von etwa 3 cm bei der Berechnung für 90 Minuten Brandbeanspruchung flacher verläuft. Auch bei den anderen Verankerungstiefen läßt sich diese Tendenz bestätigen.



Output Set: masa2 T60L200
Contour: Avrg.E11 stra.

**Bild 5.4: Hauptzugdehnungen nach Erreichen der Höchstlast;
Verankerungstiefe 60 mm, Umgebungstemperatur 20 °C**



Output Set: masa2 T60H200
Contour: Avrg.E11 stra.

**Bild 5.5: Hauptzugdehnungen nach Erreichen der Höchstlast;
Verankerungstiefe 60 mm, nach 90 Minuten Brandeinwirkung**

Die Berechnungen mit MASA ergaben hinsichtlich der Höchstlasten für die einzelnen Verankerungstiefen folgende Ergebnisse.

Tabelle 5.3: Berechnete Höchstlasten mit dem Programm MASA

h_{ef}	[mm]	30	40	50	60	80	100
$F_{u,90'fire}$	[kN]	3,13	5,41	7,22	11,99	27,6	62,2
$F_{u,20\text{ °C}}$	[kN]	19,23	27,85	33,60	46,18	77,80	106,70
$F_{u,90'fire} / F_{u,20\text{ °C}}$	[-]	16 %	19 %	21 %	26 %	35 %	58 %

Die Absolutwerte sind hier zwar deutlich zu hoch ausgefallen, von Interesse ist jedoch vielmehr die relative Abminderung der Höchstlasten. In Bild 5.6 sind die Ergebnisse zusammen mit den Ergebnissen aus Kapitel 5.2 graphisch dargestellt. Es zeigt sich hieraus, daß die Ergebnisse mit beiden Programmversionen durchaus vergleichbar sind. Die aktuelleren Berechnungen mit dem Programm MASA zeigen jedoch einen geringeren Einfluß der Brandeinwirkung auf die Höchstlast bei größerer Verankerungstiefe.

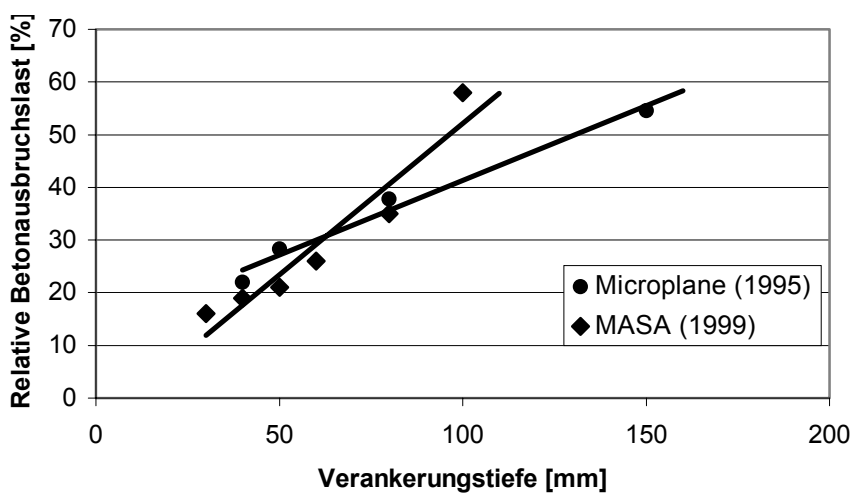


Bild 5.6: Rechnerische Ergebnisse für die Betonausbruchlast nach 90 Minuten ETK-Beanspruchung

5.4 Zusammenfassung der Berechnungen

Für die in diesem Kapitel beschriebenen Berechnungen mußten verschiedene Annahmen getroffen werden. Hierdurch können gewisse Unsicherheiten, insbesondere durch die temperaturabhängigen Materialeigenschaften, nicht völlig ausgeschlossen werden. Beispielhaft sei hier noch einmal die Bruchenergie G_f erwähnt, für die kaum Angaben über deren Temperaturabhängigkeit in der Literatur gefunden werden konnten. Des weiteren konnten mehrere mögliche Einflüsse nur in ersten Ansätzen berücksichtigt werden. Trotzdem lassen sich aufgrund der durchgeführten Berechnungen folgende Aussagen treffen:

- Die Verankerungstiefe hat auf die Betonausbruchlast bei Brandbeanspruchung eine entscheidende Rolle: Mit sinkender Verankerungstiefe nimmt die relative Resttragfähigkeit des Befestigungsmittels erkennbar ab.
- Für Verankerungstiefen kleiner 100 mm sinkt die relative Resttragfähigkeit für Betonausbruch auf unter 50 % der bei Umgebungstemperatur geltenden Werte. Der Einfluß sollte daher im Rahmen einer Beurteilung eines Befestigungsmittels unter Brandbeanspruchung für diesen Verankerungsbereich berücksichtigt werden.
- Die Druckspannungen aus der thermischen Dehnung am brandbeanspruchten Plattenrand, die selbst dann noch vorhanden sind, wenn eine Stahlbetonplatte mit ihrer zulässigen Gebrauchslast belastet wird, scheinen einen positiven Einfluß auf die Tragfähigkeit des Verankerungsmittels zu haben. Für den mit Microplane berechneten Fall ($h_{ef} = 50$ mm) ergab sich eine deutliche Steigerung der relativen Resttragfähigkeit.

6 Spannungen und Dehnungen in einer einseitig brandbeanspruchten Stahlbetonplatte

6.1 Einführung

In *Eligehausen/Mallée/Rehm (1997)* wird hinsichtlich der Betonausbruchlast von Befestigungen ausgeführt, daß diese bei der im Stahlbetonbau als maximal zulässig angesehenen Rißbreite von 0,4 mm auf das ca. 0,5 bis 0,8-fache des für ungerissenen Beton zu erwartenden Wertes absinkt. *Lehmann (1992)* hat den Einfluß der Rißbreite auf die Versagensart Herausziehen von drehmoment- und wegkontrolliert spreizenden Dübeln beschrieben. Im Brandfall kann die Tragfähigkeit einer Befestigung im Hinblick auf Betonversagen und die Gefahr des Herausziehens daher nur abgeschätzt werden, wenn zusätzlich der Spannungs- und Dehnungszustand im Innern des Verankerungsgrundes und damit die inneren Rißbreiten bekannt sind.

In Brandversuchen an belasteten Stahlbetonplatten (siehe *Eligehausen/ Pukl/Reick (1995)*, *Eligehausen/Reick (1996)* und *Schmid (1998)*) konnten zwar bis kurz vor dem Versagen der Stahlbetonplatten keine Risse an der beflamnten Oberfläche beobachtet werden, dies sagt jedoch nichts über mögliche Rißbreiten im Innern der Stahlbetonplatte aus. Die Temperatur der Betonstähle beträgt bei einem Achsabstand von 35 mm von der Betonoberfläche (siehe *DIN 4102 Teil 4 (1994)*, Anforderung an Stahlbetonplatten der Feuerwiderstandsklasse F90) nach 90 Minuten Brandbeanspruchung etwa 470 °C. Die thermische Dehnung des Stahles beträgt somit rund 6,5 ‰. Die Betondehnung an der Oberfläche beträgt hingegen zu diesem Zeitpunkt rund 14,3 ‰. Diese Gegenüberstellung der freien Temperaturdehnung läßt erkennen, daß aufgrund der großen Dehnungsdifferenz keine Risse an der Plattenoberfläche während der Feuerwiderstandsdauer der Stahlbetonplatte sichtbar werden. Diese Betrachtung ist jedoch stark vereinfacht und berücksichtigt nicht die Längenänderung und Durchbiegung der Platte infolge Erwärmung und statischer Beanspruchung.

In *Kiel (1982)* wird von Brandversuchen an zwei quadratischen Stahlbetonplatten mit einer Kantenlänge von 4,8 m und einer Plattendicke von 15 cm berichtet. Es werden dort auch die im Innern auftretenden spannungserzeugenden Dehnungen angegeben. Eine Platte war hierbei mit Dehnungsbehinderung, die andere Platte ohne Dehnungsbehinderung gelagert. In Bild 6.1 sind die Dehnungen graphisch dargestellt. Während sich im Fall (a) aufgrund der Dehnungsbehinderung der gesamte Querschnitt im gedrückten Bereich befindet, sind im Fall (b) positive Dehnungen und damit Zugspannungen im Beton zu beobachten.

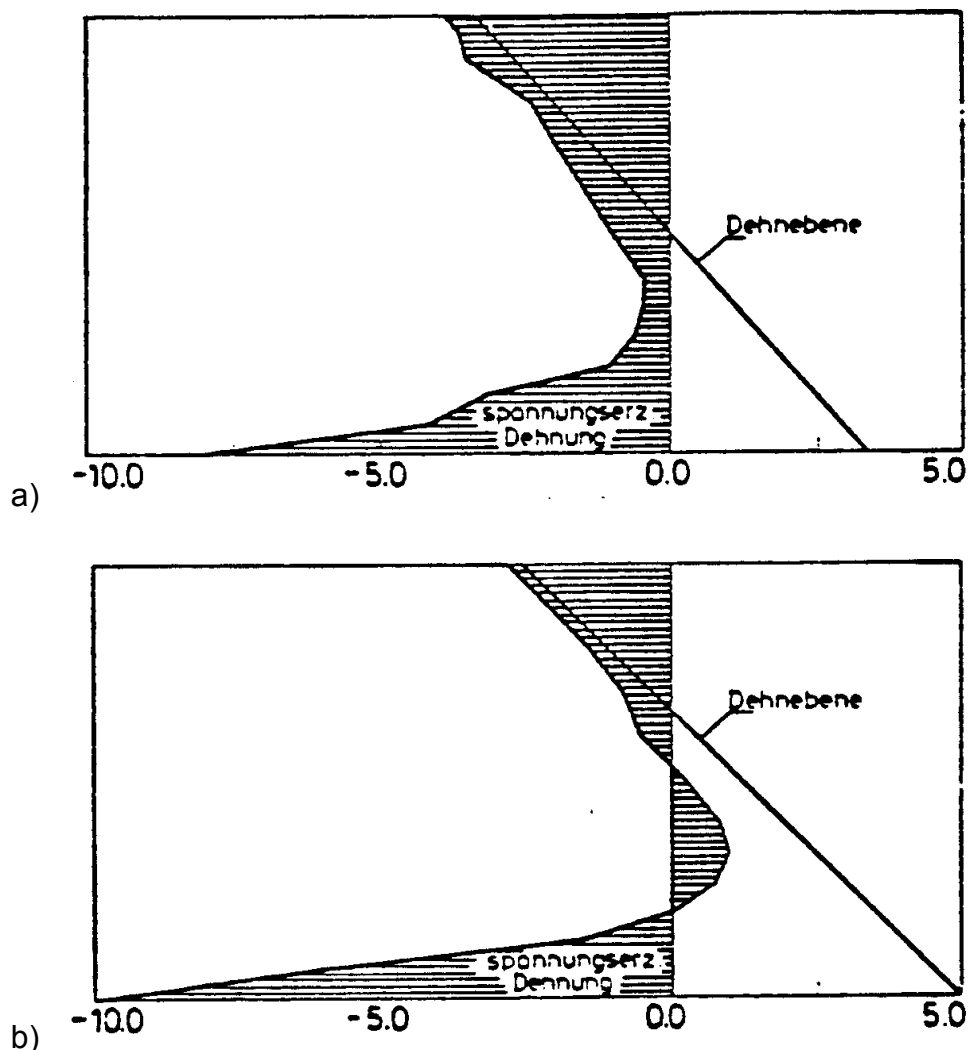


Bild 6.1: Spannungserzeugende Dehnung in [‰], t = 30 min.
 a) mit Dehnungsbehinderung
 b) ohne Dehnungsbehinderung

In *Eligehausen/Pukl/Reick (1995)* wurden mit dem Programm STABA-F (siehe *Quast/Hass/Rudolph (1984)*, *Schlüter (1991)*) Berechnungen der freien Dehnungen für verschiedene Plattendicken durchgeführt. Erwartungsgemäß unterscheiden sich diese kaum voneinander, da die Temperaturverteilung in der Platte auf der beflamten Seite ab einer gewissen Plattendicke von dieser nahezu unabhängig ist. Erste Ansätze für eine Berechnung der Spannungen und Dehnungen in einer brandbeanspruchten Stahlbetonplatte sind in *Eligehausen/Pukl/Reick (1995)* ebenfalls enthalten. Für eine weitergehende Abschätzung des Tragverhaltens von Befestigungen reichen diese allerdings nicht aus. Dies ist auf die geringe Anzahl der durchgeführten Berechnungen und auf die begrenzte Ausgabegenauigkeit des Programms zurückzuführen.

Für Stahlbetonplatten, in welche Befestigungen verankert sind, ist somit die Berechnung der Momenten-Krümmungs-Beziehung bei Brandbeanspruchung im Rahmen einer Parameterstudie erforderlich, um eine detailliertere Kenntnis über die Spannungs-/Dehnungsverteilung zu erhalten. Die Vorgehensweise und die durchgeführten Berechnungen sollen in diesem Kapitel dargestellt werden.

6.2 Thermische Eigenspannungen

In Kapitel 4.1 wurde die Temperaturverteilung in Scheiben und Platten aus Stahlbeton für 90 Minuten ETK-Beanspruchung behandelt. Verknüpft man diese Angaben mit der thermischen Dehnung des Betons α_c (siehe Kapitel 3.2) dann ergibt sich die freie Temperaturdehnung ε_{th} jeder Faser des Querschnittes gemäß der Gleichung

$$\varepsilon_{th} = \alpha_c \cdot \Delta\vartheta \quad (6.1)$$

Die somit errechnete freie Temperaturdehnung des Betonquerschnittes ist in Bild 6.2 dargestellt. Bild 6.3 zeigt die Definition der Dehnung in Querschnittsmitte ε_0 und die Verdrehung φ des Betonquerschnittes. Bei der Überlagerung von freier Temperaturdehnung mit dem gedehnten und verschobenen, jedoch eben gebliebenen Querschnitt ergeben sich die in Bild 6.4 dargestellten Zwängungsdehnungen und damit Zwängungsspannungen nach Bild 6.5.

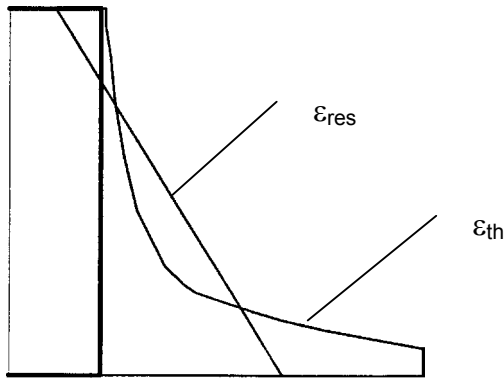


Bild 6.2: Freie Temperaturdehnung des Betons, überlagert mit dem eben gebliebenen Querschnitt (Bernoulli-Hypothese)

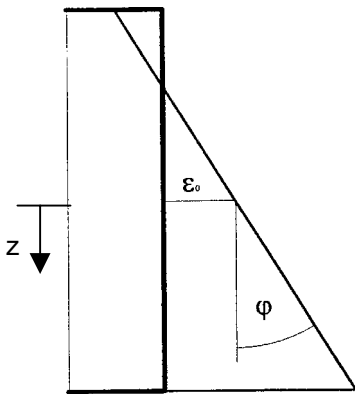


Bild 6.3: Definition der Dehnung in Querschnittsmitte ϵ_0 und der Verdrehung φ eines Querschnittes

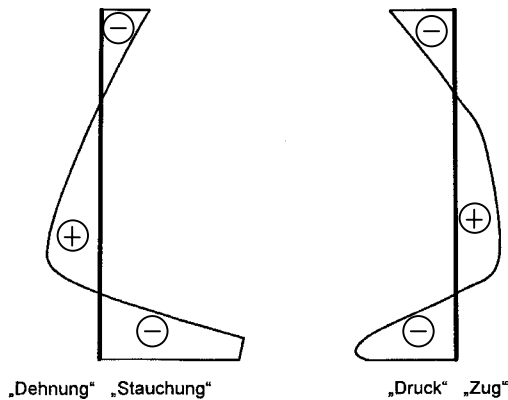


Bild 6.4: Zwängungsdehnungen aus Temperaturbeanspruchung

Bild 6.5: Zwängungsspannungen aus Temperaturbeanspruchung

6.3 Berechnung der Spannungs- und Dehnungsverteilung

Um eine Berechnung der Zwängungsdehnungen für den Lastfall Temperatur vornehmen zu können, wird der Querschnitt in einzelne Lamellen eingeteilt. Die Temperatur, und damit die Temperaturdehnung und die Materialeigenschaften werden innerhalb einer Lamelle als konstant angenommen (*Borgogno (1997)*).

Zur vollständigen Beschreibung der Gesamtdehnung $\varepsilon_{res,i}$ einer Lamelle ist es notwendig, die Dehnung des Querschnittes an einer Stelle (z. B. die Dehnung ε_0 auf halber Höhe des Querschnittes) und die Krümmung κ des Querschnittes zu kennen. Die Gesamtdehnungen einer Lamelle setzt sich aus der freien Temperaturdehnung $\varepsilon_{th,i}$ und der spannungserzeugenden Dehnung $\varepsilon_{E,i}$ zusammen.

$$\varepsilon_{res,i}(t) = \varepsilon_0(t) + \kappa(t) \cdot z_i(t) = \varepsilon_{th,i}(t) + \varepsilon_{E,i}(t) \quad (6.2)$$

$$\varepsilon_{E,i}(t) = \varepsilon_{res,i}(t) - \varepsilon_{th,i}(t) \quad (6.3)$$

mit:

- $\varepsilon_{res,i}$ resultierende Dehnung der Lamelle i aus Temperatur und Last
- $\varepsilon_{E,i}$ spannungserzeugende Dehnung der Lamelle i
- ε_0 mittlere Dehnung des Querschnittes
- $\varepsilon_{th,i}$ freie thermische Dehnung der Lamelle i
- z_i Abstand der Lamelle i zum Mittelpunkt des Querschnittes

Zur Berechnung der Größe der resultierenden Spannungen der einzelnen Lamellen ist es erforderlich, die spannungserzeugende Dehnung $\varepsilon_{E,i}$ mit den Materialgesetzen der jeweiligen Lamelle entsprechend der Temperatur zu verknüpfen:

$$\sigma_{res,i}(t) = \sigma(\varepsilon_{E,i}(t), t, \vartheta_i) \quad (6.4)$$

- mit:
- $\sigma_{res,i}$ resultierende Spannung der Lamelle i
 - $\sigma(\varepsilon, t)$ temperaturabhängiges Materialgesetz der Lamelle i zum Zeitpunkt t
 - ϑ_i Temperatur der Lamelle i zum Zeitpunkt t

Aus den Zwängungsdehnungen können somit unter Berücksichtigung des temperaturabhängigen E-Moduls die Zwängungsspannungen errechnet werden.

Betrachtet man nun eine statisch bestimmt gelagerte, mit einem Biegemoment beanspruchte Stahlbetonplatte, die nicht dehnbehindert ist, so muß die Summe der einzelnen Lamellenspannungen sich zu null ergeben, da keine Normalkraft in Längsrichtung der Platte wirkt. Die Normalkraft N und das Moment M , errechnen sich dann folgendermaßen:

$$N(t) = N_c(t) + N_s(t) = \sum_{i=1}^k (\sigma_{res,c,i}(t) \times A_i) + \sigma_{res,s}(t) \times A_s = 0 \quad (6.5)$$

$$M(t) = M_c(t) + M_s(t) = \sum_{i=1}^k (z_i \times \sigma_{res,c,i}(t) \times A_i) + (z_s \times \sigma_{res,s}(t) \times A_s) \neq 0 \quad (6.6)$$

mit:

- $\sigma_{res,c,i}$ Spannung einer Betonlamelle i
- $\sigma_{res,s}$ Spannung des Bewehrungsstahles
- A_i, A_s Fläche einer Betonlamelle bzw. der Bewehrung
- z_i, z_s Abstand der Betonlamelle bzw. der Bewehrung vom Schwerpunkt

Bei Iteration der unbekanntenen Dehnung in Querschnittsmitte $\varepsilon_0(t)$ kann man jeder Krümmung des Querschnitts $\kappa(t)$ ein bestimmtes Moment zuordnen. Es muß nur die entsprechende Dehnebene zur Erfüllung des Gleichgewichts gesucht werden. Mit Hilfe dieser zusätzlichen Betrachtung können die Momenten-Krümmungs-Beziehungen nun analog zum Verfahren bei Normaltemperatur (*Steidle (1987)*) durchgeführt werden.

Da es sich bei Stahlbetonplatten nicht um ein homogenes und ideales Material handelt ist hierbei jedoch zu beachten, daß Beton eine relativ geringe Zugfestigkeit hat. Dort, wo diese temperaturabhängige Zugfestigkeit einmal überschritten wurde, können keine Zugspannungen mehr übertragen werden.

Mit einem Tabellenkalkulationsprogramm wurde zur anschaulichen Demonstration eine automatisierte Berechnung entwickelt, mit dem der Querschnitt in 20 Lamellen unterteilt werden kann. Diesen Lamellen werden jeweils konstante Temperaturen, Materialeigenschaften, Dehnungen und Spannungen zugeordnet. Als Materialien wurden quarzhaltiger Beton mit einer Betonfeuchte von 2 Gew.-% und warmgewalzter Betonstahl vorausgesetzt. Die Materialparameter wurden entsprechend *DIN V ENV 1992-1-2 (1997)* gewählt.

Bei einer zu 20 cm gewählten Plattendicke sind folgende weitere Eingaben vorzunehmen (in Bild 6.6 grau unterlegt):

- Jeder Lamelle bzw. der Bewehrungstahllage ist eine konstante Temperatur zuzuweisen
- Druck- bzw. Zugfestigkeit des Betons bei Normaltemperatur
- Stahlfläche je Meter Plattenbreite; Elastizitätsmodul, Streckgrenze und Proportionalitätsgrenze der verwendeten Bewehrung bei Normaltemperatur

Mit Hilfe der Dehnung am oberen Rand ε_{oR} und der Krümmung κ kann dann die Dehnebene so lange verschoben werden, bis sich die Normalkraft zu Null ergibt. Die Krümmung κ und das zugehörige Moment ergeben einen spezifischen Punkt der Momenten-Krümmungs-Linie. Weiterhin können die freien Temperaturdehnungen, die spannungserzeugenden Dehnungen und die Spannungsverteilung über den Querschnitt entnommen werden. Diese werden auch grafisch ausgegeben. Anschaulich kann außerdem der abschnittsweise definierte Bereich der Spannungs-Dehnungs-Beziehung gezeigt werden. So kann z. B. schnell erkannt werden, ob die Bewehrung noch im linear elastischen Bereich ist, oder ob die Proportionalitätsgrenze bereits übergangen wurde bzw. der Stahl schon die Streckgrenze erreicht hat.

Diese Vorgehensweise hat den Nachteil, daß in jedem Iterationsschritt jeweils nur ein Wert der M- κ -Beziehung ermittelt werden kann. Da jeder Gleichgewichtsschritt von Hand iteriert werden muß, erfordert dieses Vorgehen außerdem einen großen Zeitaufwand.

Aufgrund dieser Nachteile wurde das Programm MKfire entwickelt, das die gleichen Materialeigenschaften wie das Tabellenkalkulationsprogramm benutzt. Es ist jedoch in der Lage, die komplette Momenten-Krümmungslinie und die jeweilige Randdehnung dazu in einem Arbeitsschritt auszugeben. Der im Programm enthaltenen Algorithmus kann wie folgt beschrieben werden:

- Schleife über alle κ eines dem Programm vorzugebenden Bereiches
 - Wahl der Randdehnung ε_{oR}
 - Berechnung der inneren Normalkraft: $N_I = \sum_{i=1}^k (\sigma_i \times A_i)$
 - Vergleich der inneren Normalkraft N_I mit N_{vorh}
 - Falls erforderlich: erneute Wahl von ε_{oR}
 - sonst: Berechnung des wirkenden Momentes: $M_I = \sum_{i=1}^k (\sigma_i \times z_i \times A_i)$
- Nächster Wert für κ , sonst Ende der Schleife über alle κ .

Die Anzahl der Datenpunkte (Schrittweite $\Delta\kappa$) und der Bereich der Momenten-Krümmungslinie kann im Vorfeld definiert werden. Außerdem ist die Möglichkeit vorhanden, Zugspannungen im Beton unberücksichtigt zu lassen. Alle stahl- sowie betonspezifischen Daten sowie die Anzahl der Lamellen für die Einteilung des Querschnittes sind ebenfalls frei wählbar.

BT-Höhe [m]:		0,2 m		Schichtdicke:		0,01 m													
Krümmung [1/m]:		0,1 1/m		fc,20°C=		30 MPa		N=		-0,00049 kN		EPSo größer wählen							
EPSo		-1,9885 ‰		fct,20°C=		2 MPa		M=		56,6 kNm									
EPSu		18,0115 ‰																	

x [m]	Breite [m]	Temp. °C	freie Temp.-Dehnung			spannungs-erzeugende Dehnungen			Bruch-Dehnung			max. Zugsp.			thermische Spannungen			Spannung	
			dehng. ‰	ebene ‰	Dehnungen ‰	kc,th	EPScu,th x1000	EPSce,th	EPSct,th/ EPScu,th	Ec,th (=Ect,th)	EPSct,u,th	fct,u,th	Zugsp.	Zug-Druckspannungen	Bereich I	Bereich II	FN [kN]	ex [m]	
0,005	1	37	0,15	-1,49	-1,64	0,99	2,713	20,53	0,606	10,942	0,183	2,00	0	24,3	0	-24,267	-242,672	-0,095	
0,015	1	39	0,17	-0,49	-0,66	0,99	2,738	20,59	0,241	10,829	0,185	2,00	0	10,7	0	-10,660	-106,595	-0,085	
0,025	1	43	0,21	0,51	0,30	0,99	2,788	20,72	-0,109	10,608	0,189	2,00	0	0	0	0	0	-0,075	
0,035	1	48	0,25	1,51	1,26	0,98	2,850	20,88	-0,441	10,342	0,193	2,00	0	0	0	0	0	-0,065	
0,045	1	55	0,32	2,51	2,19	0,98	2,938	21,09	-0,746	9,989	0,200	2,00	0	0	0	0	0	-0,055	
0,055	1	63	0,39	3,51	3,12	0,97	3,038	21,34	-1,027	9,611	0,208	2,00	0	0	0	0	0	-0,045	
0,065	1	72	0,48	4,51	4,03	0,97	3,150	21,63	-1,281	9,214	0,217	2,00	0	0	0	0	0	-0,035	
0,075	1	84	0,59	5,51	4,92	0,96	3,300	22,00	-1,491	8,727	0,229	2,00	0	0	0	0	0	-0,025	
0,085	1	99	0,73	6,51	5,78	0,95	3,488	22,47	-1,657	8,177	0,245	2,00	0	0	0	0	0	-0,015	
0,095	1	116	0,90	7,51	6,61	0,94	3,660	22,90	-1,806	7,721	0,251	1,94	0	0	0	0	0	-0,005	
0,105	1	140	1,14	8,51	7,37	0,93	3,900	23,50	-1,889	7,154	0,257	1,84	0	0	0	0	0	0,005	
0,115	1	171	1,47	9,51	8,04	0,91	4,210	24,28	-1,909	6,517	0,263	1,72	0	0	0	0	0	0,015	
0,125	1	210	1,92	10,51	8,59	0,90	4,650	25,25	-1,847	5,774	0,270	1,56	0	0	0	0	0	0,025	
0,135	1	258	2,54	11,51	8,97	0,87	5,370	26,45	-1,671	4,866	0,281	1,37	0	0	0	0	0	0,035	
0,145	1	315	3,37	12,51	9,14	0,84	6,225	27,88	-1,468	4,024	0,283	1,14	0	0	0	0	0	0,045	
0,155	1	387	4,64	13,51	8,88	0,76	7,305	29,68	-1,215	3,133	0,272	0,85	0	0	0	0	0	0,055	
0,165	1	474	6,54	14,51	7,98	0,64	8,980	31,85	-0,888	2,135	0,236	0,50	0	0	0	0	0	0,065	
0,175	1	580	9,53	15,51	5,98	0,48	11,900	34,50	-0,503	1,210	0,066	0,08	0	0	0	0	0	0,075	
0,185	1	706	14,00	16,51	2,51	0,29	14,030	37,65	-0,179	0,622	0,000	0,00	0	0	0	0	0	0,085	
0,195	1	856	14,00	17,51	3,51	0,11	14,780	41,40	-0,238	0,225	0,000	0,00	0	0	0	0	0	0,095	

Stahl:

x [m]	Breite [m]	Temp. °C	fy	fp	Ea	EPS	ky,th	kp,th	ke,th	EPSp,th	a	b	c	Bereich1	Bereich2	Bereich3
0,17	510	6,92	15,01	8,09	0,749	0,342	0,571	1,4261	0,0187	274,2	33,26	0,0000	349	0,0000	349,3	0,07

Stahlfläche je Ildm: 0,001 m² / Ildm Breite fy,20°C: 550 Mpa Normalkraft: -0,0005 kN
 E-Modul: 210000 Mpa fp,20°C: 500 Mpa Moment: kN

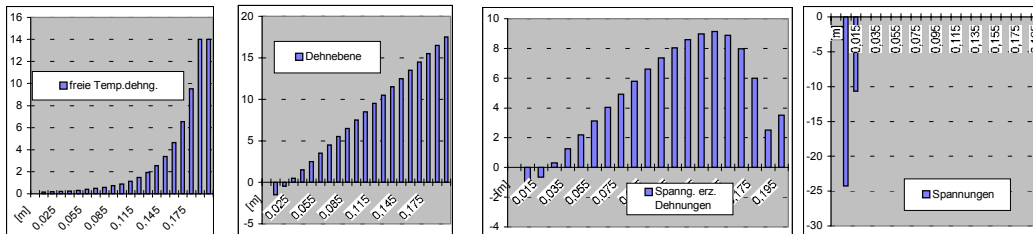


Bild 6.6: Excel-Datenblatt zur Berechnung einer einzelnen M-κ-Beziehung

6.4 Erforderliche Anzahl von Lamellen für die Berechnung

Bevor eine umfangreiche Parameterstudie mit dem Programm MKfire durchgeführt werden kann, muß ermittelt werden, in wie viele Lamellen der Querschnitt eingeteilt werden muß, um ein ausreichend gutes Ergebnis zu bekommen.

Bild 6.7 zeigt für eine 20 cm dicke Betonplatte, daß eine Einteilung in 20 Schichten nahezu identische Ergebnisse liefert wie bei einer Einteilung in 40 Schichten. Bei Verwendung von 10 Schichten sind noch geringe Abweichungen zu erkennen.

Auch bei Platten anderer Dicke und verschiedenen Bewehrungsgraden zeigte sich, daß eine Einteilung in jeweils 1 cm dicke Lamellen eine ausreichende Genauigkeit ergibt. Diese Lamellendicke wurde daher für die Berechnungen beibehalten.

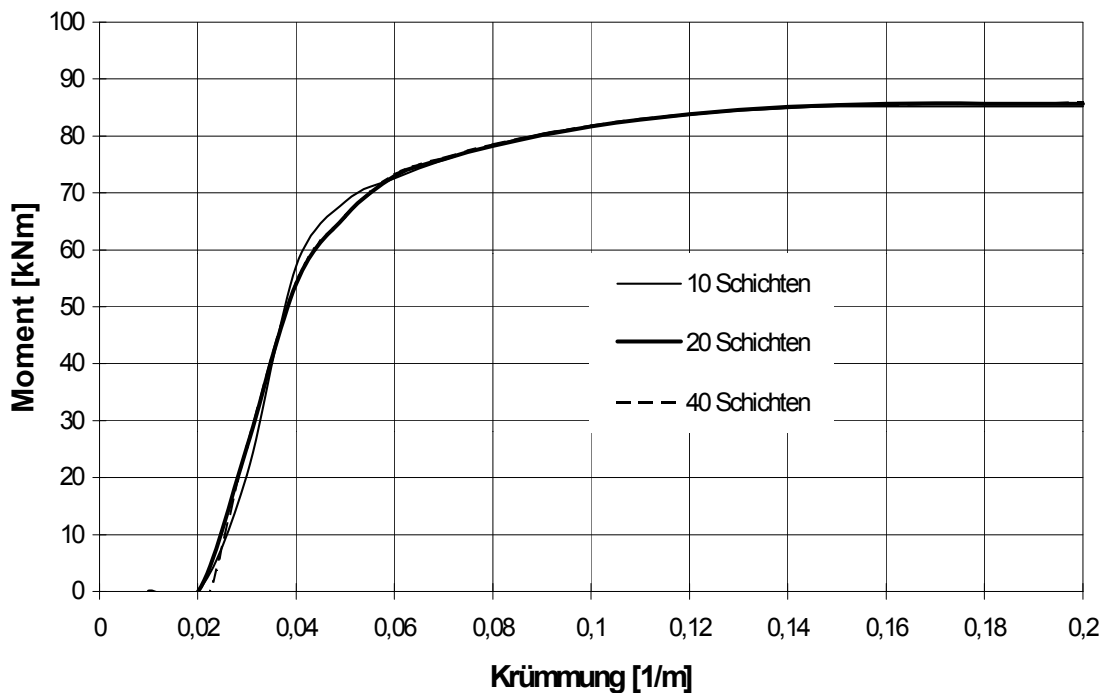


Bild 6.7: Berechnete Momenten-Krümmungslinien für eine 20 cm dicke Stahlbetonplatte mit konstantem Bewehrungsgehalt von $10 \text{ cm}^2/\text{m}$ nach 60 Minuten ETK-Beanspruchung und einer Schichteinteilung in 10, 20 und 40 Schichten

6.5 Parameterstudie für Stahlbetonplatten mit MKfire

Bei den in *Reick (1999)* beschriebenen Brandversuchen wurden Stahlbetonplatten mit einer Dicke von 20 cm und einem Bewehrungsgehalt von $10,8 \text{ cm}^2$ (7 Stäbe mit einem Durchmesser von 14 mm) bei einer Breite von 1,2 m verwendet.

Mit dem Programm MKfire wurden daher Berechnungen im Rahmen einer Parameterstudie an statisch bestimmt gelagerten und nicht dehnbehinderten Stahlbetonplatten durchgeführt, wobei die Randbedingungen wie folgt variiert wurden:

- Plattendicke: 15, 20, 25, 30, 35 und 40 cm
- Bewehrungsgehalt: 5, 10, 15, 20, 25 und $30 \text{ cm}^2/\text{m}$ (einlagig)

Ziel dieser Berechnungsreihe war es, eine Abhängigkeit der spannungserzeugenden Dehnungen nach 30, 60 und 90 Minuten Einheitstemperatur-Beanspruchung von der Fläche der Zugbewehrung und von der Dicke der Betonplatte nachzuweisen. Außerdem sollte abgeklärt werden, ob es zeitlich ein Maximum der spannungserzeugenden Dehnungen innerhalb von 90 Minuten Brandbeanspruchung gibt.

Für die Berechnung wurden folgende Annahmen getroffen:

- Unterteilung der Plattenhöhe in jeweils 1 cm dicke Schichten
- Berechnung der Momenten-Krümmungs-Linie mit einer Krümmung von $0,01 \text{ m}^{-1}$ bis $0,2 \text{ m}^{-1}$
- Die äußere Belastung erzeugt ein Moment, welches 90 % des Bemessungswertes M_d im Grenzzustand der Tragfähigkeit nach EC 2 entspricht.

Betonkennwerte:

- Quarzhaltiger Beton mit einer Betonfeuchte von 2 Gew.-%
- Zugfestigkeit des Betons $f_{ct}(20^\circ \text{ C}) = 2 \text{ N/mm}^2$
- Betondruckfestigkeit $f_c(20^\circ \text{ C}) = 30 \text{ N/mm}^2$

Bewehrungsstahlkennwerte:

- warmgewalzter Betonstahl der Güte BSt 500 S
- Proportionalitätsgrenze $\sigma_{spr}(20^\circ \text{ C}) = 500 \text{ N/mm}^2$

- effektive Fließgrenze $f_{y,(20^{\circ}C)} = 550 \text{ N/mm}^2$
- der Achsabstand der Bewehrung von der Betonoberfläche beträgt 35 mm

Nachfolgend sind einige der Rechenergebnisse dargestellt. Diese sollen zeigen, wie sich die Momenten-Krümmungslinien von Stahlbetonplatten bei hohen Temperaturen und in Abhängigkeit vom Stahlgehalt tendenziell verändern. Weitere Rechenergebnisse sind in *Schmid (1998)* enthalten. Es konnte gezeigt werden, daß die bei den Brandversuchen im Jahr 1998 (siehe Kapitel 7.6) ermittelte Krümmung von 0,05 1/m (aus der Durchbiegung der Stahlbetonplatte errechnet) nach 90 Minuten Brandbeanspruchung mit den Rechenergebnissen gut übereinstimmt.

Bild 6.8 zeigt die Verläufe der Momenten-Krümmungslinien einer 30 cm dicken Stahlbetonplatte mit einer Stahlfläche von 5 bis 30 cm²/m nach 90 Minuten Brandbeanspruchung. Mit zunehmender Stahlfläche steigt erwartungsgemäß das aufnehmbare Moment kontinuierlich an. Ab einer bestimmten Krümmung, die vom Stahlgehalt und der Plattendicke abhängig ist, wird ein Plateau erreicht bei dem kein Momentenzuwachs mehr möglich ist, da der Stahl die effektive Streckgrenze bereits überschritten hat. Das maximal erreichbare Biegemoment ist nahezu identisch mit dem Bemessungswert für das Biegemoment M_d nach *DIN V ENV 1992* bei Umgebungstemperatur.

Wie sich die Momenten-Krümmungslinie im Laufe des Brandgeschehens verändert ist in Bild 6.9 dargestellt. Das Bild zeigt für eine 40 cm dicke Betonplatte mit einem Bewehrungsgehalt von 30 cm²/m. Eingezeichnet ist die Momenten-Krümmungslinie bei Umgebungstemperatur sowie für 30, 60 und 90 Minuten Brandbeanspruchung. Man erkennt, daß mit zunehmender Branddauer die Anfangskrümmung ansteigt. Auch ist ersichtlich, daß erst bei der Berechnung für 90 Minuten Brandbeanspruchung das maximal aufnehmbare Biegemoment kleiner wird.

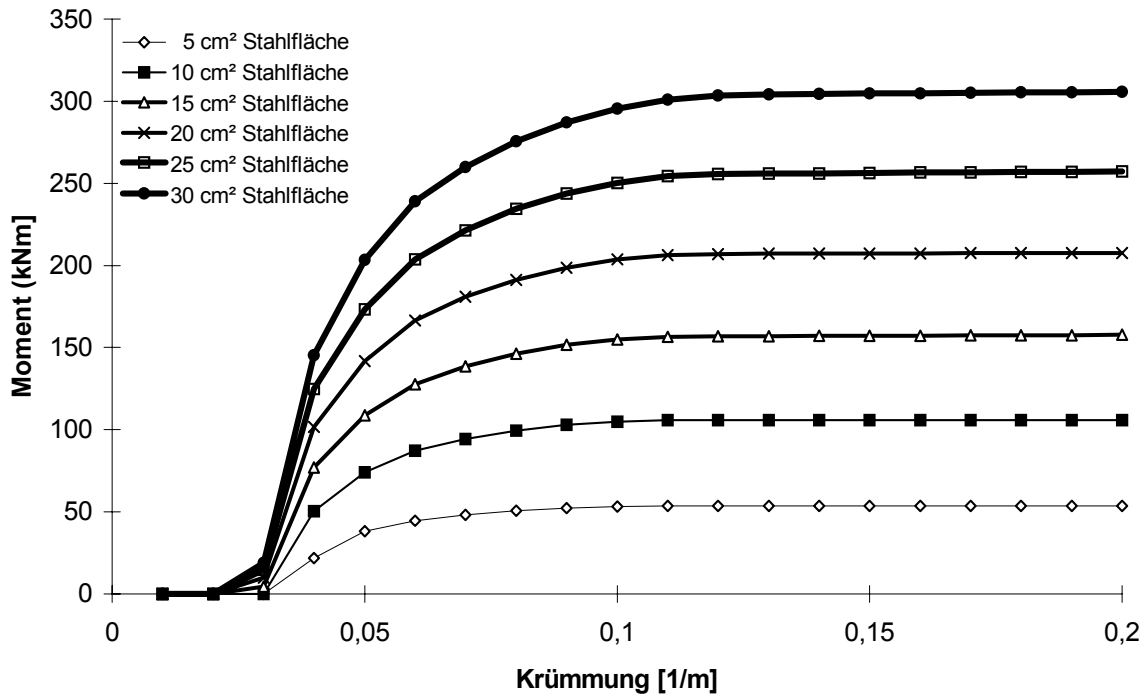


Bild 6.8: Darstellung der Momenten-Krümmungslinien für eine 30 cm dicke Betonplatte bei einer Branddauer von 90 Minuten nach der Einheits-temperatur-Zeitkurve mit verschiedenen Bewehrungsgehalten.

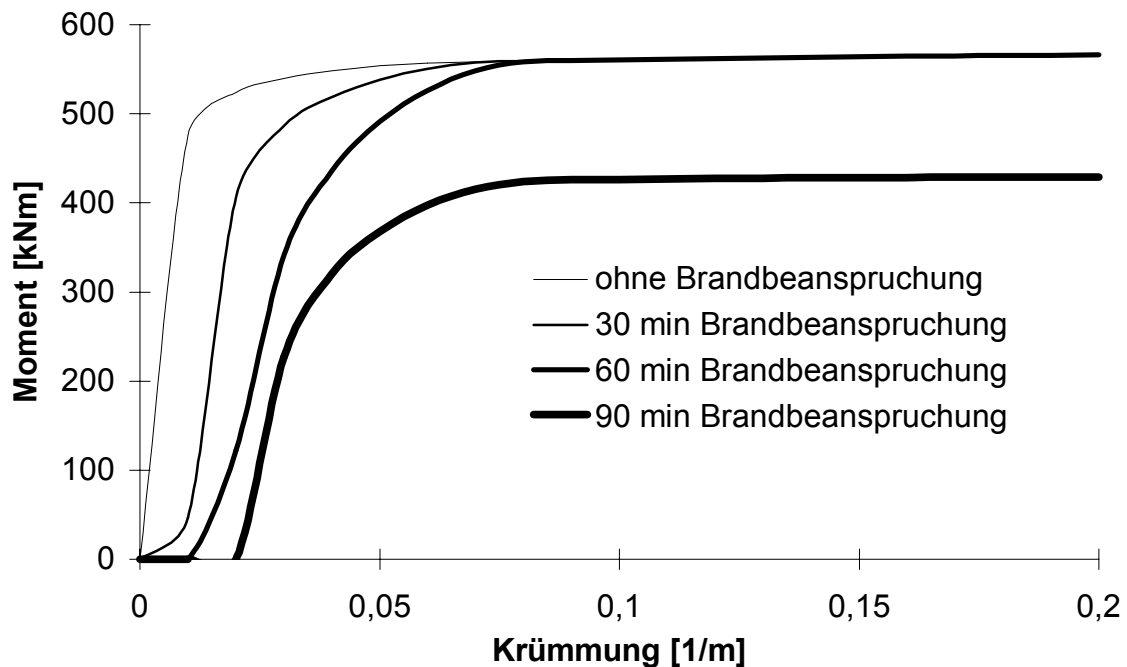


Bild 6.9: Darstellung der Momenten-Krümmungslinien für eine 40 cm dicke Betonplatte mit einem Bewehrungsgehalt von 30 cm²/m bei einer Brandbeanspruchung nach der ETK von 0, 30, 60 und 90 Minuten.

6.6 Berechnete Dehnungsverteilungen

In Bild 6.10 und Bild 6.11 sind die berechneten spannungserzeugenden Dehnungen nach 60 Minuten Brandbeanspruchung bei einer Beanspruchung des Querschnittes mit 90 % des Bemessungswertes für das Biegemoment (im Grenzzustand der Tragfähigkeit) nach *DIN V ENV 1992* dargestellt.

Folgende Beobachtungen können aus diesen Bildern unter Berücksichtigung aller Ergebnisse aus der Parameterstudie gemacht werden:

- Mit zunehmendem Bewehrungsgehalt nehmen die spannungserzeugenden Zugdehnungen ab. Diese Feststellung ist unabhängig von der Plattendicke und der Dauer der Temperaturbeanspruchung. Bei den gering bewehrten Querschnitten sind diese Zugdehnungen am größten.
- Die Lage der maximalen Zugdehnungen ist vom Bewehrungsgrad nahezu unabhängig und wird nur von der Plattendicke und der Brandbeanspruchungsdauer beeinflusst.
- Bei steigender Plattendicke und konstantem Bewehrungsgehalt verschiebt sich die Lage der maximalen Zugdehnungen ins Platteninnere.

Ein zeitlicher Maximalwert der spannungserzeugenden Dehnungen vor der 90. Brandminute konnte nicht festgestellt werden. Vielmehr bleibt festzustellen, daß mit zunehmender Branddauer die Zugdehnungen im Platteninnern kontinuierlich ansteigen.

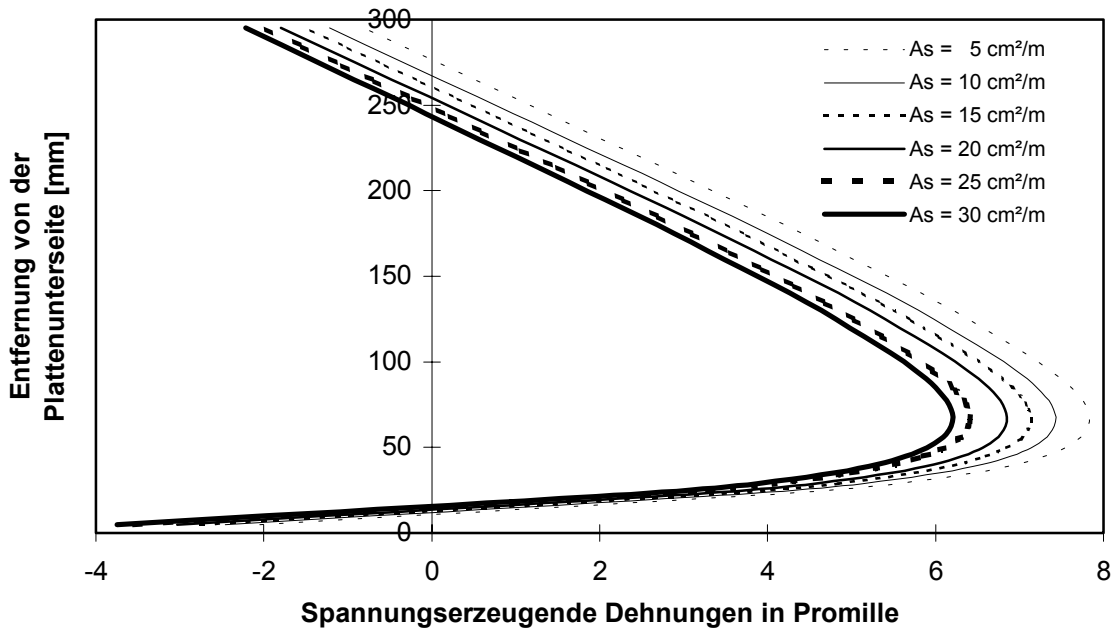


Bild 6.10: Spannungserzeugende Dehnungen in Abhängigkeit von der Fläche der Bewehrung für eine 30 cm dicke Betonplatte nach 60 Minuten Brandbeanspruchung

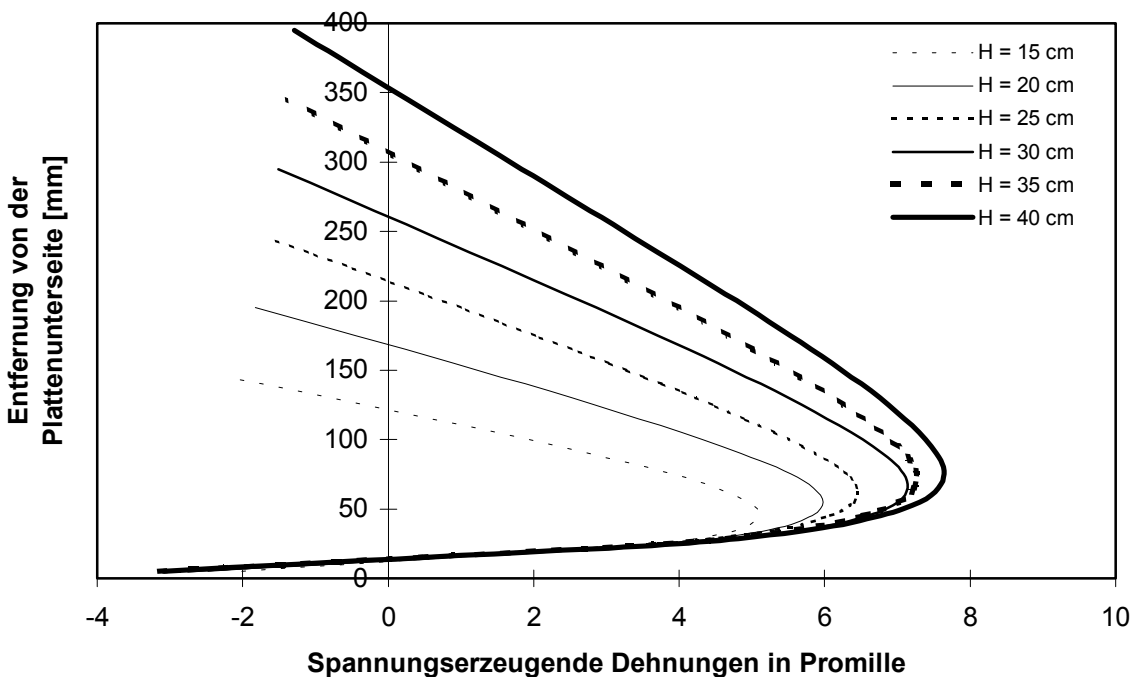


Bild 6.11: Spannungserzeugende Dehnungen in Abhängigkeit von der Betonplattendicke bei einer konstanten Bewehrung von $15 \text{ cm}^2/\text{m}$ nach 60 Minuten Brandbeanspruchung

Platten- dicke H [cm]	Stahl- fläche (EC2) [cm ² /m]	M zul. (EC2) [kNm]	Stahl- spanng. [N/mm ²]	Beton- dehnung [Promille]	Stahl- aus- nutzg. [%]	Beton- aus- nutzg. [%]	90% M _d (EC2) [kNm]	Spannungserzeugende Dehnungen bei 90% des zulässigen Momentes auf die Betonplatte nach EC2 [Promille]																					
								Entfernung von der Plattenunterseite [mm]																					
								5	15	25	35	45	55	65	75	85	95	105	115	125	135	145	155	165	175	185	195		
15	5	23	435	-2,91	100	83	21	6,1	4,6	7,6	9,1	9,5	9,2	8,5	7,7	6,6	5,4	4,2	2,8	1,5	0	-1,4							
	10	43	435	-3,50	100	100	39	5,4	3,9	6,8	8,3	8,7	8,5	7,8	6,9	5,9	4,7	3,4	2,1	0,7	-0,7	-2,1							
	15	60	435	-3,50	100	100	54	4,5	3	6	7,5	7,9	7,6	6,9	6,1	5	3,8	2,6	1,2	-0,1	-1,6	-3							
	20	74	435	-3,50	100	100	67	3,8	2,3	5,2	6,7	7,1	6,9	6,2	5,3	4,3	3,1	1,8	0,5	-0,9	-2,3	-3,7							
20	5	34	435	-2,20	100	63	31	6,7	5,5	8,9	11	11	12	11	11	10	9,3	8,4	7,4	6,4	5,4	4,3	3,2	2,2	1,1	-0	-1,1		
	10	65	435	-3,50	100	100	59	6	5	8,2	10	11	11	11	10	9,4	8,6	7,7	6,7	5,8	4,7	3,7	2,6	1,5	0,4	-0,7	-1,8		
	15	93	435	-3,50	100	100	84	5	3,9	7,2	9,1	9,9	10	9,8	9,2	8,6	7,8	6,9	6	5	4	2,9	1,9	0,8	-0,2	-1,3	-2,4		
	20	117	435	-3,50	100	100	105	3,7	2,6	6	7,9	8,7	8,9	8,7	8,2	7,6	6,8	6	5,1	4,1	3,2	2,2	1,2	0,1	-0,9	-1,9	-3		
	25	138	435	-3,50	100	100	124	2,9	1,8	5,2	7,2	8	8,2	8	7,5	6,9	6,2	5,4	4,5	3,6	2,6	1,7	0,7	-0,3	-1,3	-2,4	-3,4		
25	5	45	435	-1,81	100	52	41	7,8	6,9	10	12	13	14	14	13	13	12	11	11	9,8	9	8,1	7,3	6,4	5,5	4,5	3,6		
	10	87	435	-3,07	100	88	78	6	5,1	8,7	11	12	12	12	12	11	11	10	9,4	8,7	7,9	7,1	6,2	5,4	4,5	3,7	2,8		
	15	125	435	-3,50	100	100	113	5,5	4,6	8,2	10	11	12	12	11	11	10	9,6	8,9	8,1	7,3	6,5	5,7	4,9	4	3,2	2,3		
	20	161	435	-3,50	100	100	145	4,3	3,5	7,1	9,2	10	11	11	10	9,9	9,3	8,7	8	7,3	6,5	5,8	5	4,2	3,3	2,5	1,7		
	25	193	435	-3,50	100	100	174	3,6	2,7	6,3	8,5	9,5	9,9	9,9	9,7	9,3	8,7	8,1	7,4	6,7	6	5,2	4,4	3,6	2,8	2	1,2		
30	5	56	435	-1,57	100	45	50	8,3	7,5	11	13	14	15	15	15	14	14	13	13	12	11	11	9,9	9,2	8,5	7,7	6,9		
	10	109	435	-2,60	100	74	98	7,1	6,3	10	12	13	14	14	14	13	13	12	12	11	10	9,8	9,1	8,4	7,6	6,9	6,1		
	15	158	435	-3,50	100	100	142	5,3	4,6	8,3	11	12	12	12	12	12	12	11	11	9,9	9,3	8,7	8	7,4	6,7	6	5,3		
	20	204	435	-3,50	100	100	184	4,6	3,9	7,6	9,9	11	12	12	12	11	11	10	9,9	9,4	8,7	8,1	7,5	6,8	6,2	5,5	4,8		
	25	247	435	-3,50	100	100	222	3,6	2,9	6,7	9	10	11	11	11	11	10	9,7	9,2	8,6	8,1	7,4	6,8	6,2	5,5	4,9	4,2		
	30	286	435	-3,50	100	100	257	3	2,3	6,1	8,4	9,6	10	10	10	10	9,7	9,2	8,7	8,2	7,6	7	6,4	5,7	5,1	4,5	3,8		
35	5	67	435	-1,40	100	40	60	8,6	7,9	12	14	15	16	16	16	16	15	15	14	14	13	13	12	11	11	10	9,3		
	10	130	435	-2,28	100	65	117	6,7	6	9,9	12	13	14	14	14	14	14	13	13	12	12	11	11	10	9,5	8,8	8,2		
	15	191	435	-3,12	100	89	172	5,9	5,3	9,1	11	13	13	14	14	13	13	13	12	12	11	11	10	9,4	8,9	8,3	7,6		
	20	248	435	-3,50	100	100	223	5	4,3	8,2	11	12	12	13	13	13	12	12	12	11	11	10	9,9	9,3	8,8	8,2	7,6	7,1	
	25	301	435	-3,50	100	100	271	4,1	3,5	7,3	9,7	11	12	12	12	12	12	12	11	11	10	9,8	9,2	8,7	8,2	7,6	7,1	6,5	
	30	352	435	-3,50	100	100	317	3,6	3	6,9	9,3	11	11	11	12	11	11	11	10	9,8	9,4	8,8	8,3	7,8	7,2	6,7	6,1		
40	5	78	435	-1,28	100	36	70	8,5	7,9	12	14	16	16	16	16	16	16	15	15	14	14	13	13	12	12	11	10		
	10	152	435	-2,04	100	58	137	7,3	6,7	11	13	14	15	15	15	15	15	15	14	14	13	13	12	12	11	11	10		
	15	223	435	-2,78	100	79	201	5,8	5,2	9,1	12	13	14	14	14	14	14	14	13	13	13	12	12	11	11	10	9,7	9,2	
	20	291	435	-3,49	100	100	262	5	4,5	8,4	11	12	13	13	13	13	13	13	13	12	12	12	11	11	10	9,7	9,2	8,7	
	25	356	435	-3,50	100	100	320	4,4	3,9	7,8	10	12	12	13	13	13	13	13	13	12	12	12	11	11	10	9,7	9,2	8,7	8,2
	30	417	435	-3,50	100	100	375	3,7	3,2	7,2	9,6	11	12	12	12	12	12	12	12	12	12	11	11	10	9,6	9,2	8,7	8,2	7,7

**Bild 6.12: Ergebnisblatt der Berechnungen für 90 Minuten
Brandbeanspruchung**

In Bild 6.12 sind für baupraktisch interessante Abmessungen und Bewehrungsgrade die Zugdehnungen in Abhängigkeit des Abstandes von der Plattenunterseite nach 90 Minuten Brandbeanspruchung angegeben. Für jeden Querschnitt wurde der nach *DIN V ENV 1992* ermittelte Bemessungswert für das Biegemoment im Grenzzustand der Tragfähigkeit mit Hilfe von Bemessungstabellen ermittelt. Die bei diesem Biegemoment herrschende Spannung sowie die statische Ausnutzung der Baustoffe Stahl und Beton sind in der Tabelle ebenfalls enthalten.

Die Werte für die spannungserzeugenden Dehnungen werden jeweils in der Mitte der 1 cm dicken Lamellen wiedergegeben, die Entfernung ist daher in Schritten von 10 mm ab einer Entfernung von 5 mm dargestellt. Die grau unterlegten Werte zeigen die maximal auftretenden spannungserzeugenden Zugdehnungen für den jeweiligen Querschnitt.

Tabelle 6.1 enthält die berechneten Entfernungen der maximalen Zugdehnungen von der Plattenunterseite nach 30, 60 und 90 Minuten Brandbeanspruchung. Die maximalen Dehnungen treten bei diesen Plattendicken in Abstand von 40 bis 75 mm von der Plattenunterseite auf. Man erkennt, daß die Plattendicke einen wesentlichen Einfluß, die Branddauer jedoch fast keinen hat.

Tabelle 6.1: Entfernung der maximale Dehnungen von der Plattenunterseite nach 30, 60 und 90 Minuten Brandbeanspruchung

Plattendicke [cm]	Entfernung der maximale Dehnungen von der Plattenunterseite [mm] nach 30, 60 und 90 Minuten Brandbeanspruchung		
	30 Minuten	60 Minuten	90 Minuten
15	40	45	45
20	50	55	55
25	55	60	60
30	60	65	65
35	65	70	70
40	70	75	75

6.7 Zusammenfassung und Bewertung der Ergebnisse

Aufgrund der Rechenergebnisse kann festgestellt werden, daß sich bei brandbeanspruchten Stahlbetonplatten Zwängungsspannungen einstellen, wie dies in den Überlegungen am Anfang dieses Kapitels anschaulich hergeleitet wurde. In der Druckzone des Querschnittes und in den stark erwärmten Schichten auf der feuerzugewandten Seite entstehen Druckspannungen. Risse an der brandbeanspruchten Oberfläche (Plattenunterseite) entstehen erst kurz vor deren Versagen. Dies trifft selbst bei einer hohen statischen Ausnutzung des Querschnittes zu. Im Innern treten jedoch über die gesamte Zeit der Brandbeanspruchung positive Zwängungsdehnungen auf, deren Maximum in einem Bereich von etwa 4 bis 8 cm vom brandbeanspruchten Rand entfernt ist.

Bewertung im Hinblick auf die durchgeführten Brandversuche

Aufgrund der Druckspannungen an der Plattenunterseite erklärt sich, daß eine Rißöffnung bei den Brandversuchen nicht beobachtet werden konnte. Bei den in *Reick (1999)* beschriebenen Brandversuchen wurden die Stahlbetonplatten aus Gründen der Vergleichbarkeit mit baupraktischen Verhältnissen so belastet, daß sich das Biegemoment zwischen 70 und 90 % des Bemessungswertes nach *DIN V ENV 1992* einstellte. Im Hinblick auf das Auftreten von Rissen an der Plattenunterseite stimmen die rechnerischen Ergebnisse mit den Beobachtungen aus den Brandversuchen gut überein.

Übertragung der Ergebnisse auf Bauwerke

Die Berechnungen beziehen sich auf einachsig gespannte, nicht dehnbehinderte Stahlbetonplatten aus Normalbeton. Da Befestigungen auch in anderen Bauteilen, wie z. B. Stahlbetonbalken verankert werden, können mit diesen Berechnungen nicht alle Fragestellungen zufriedenstellend beantwortet werden.

Offene Fragen und Risiken können sich ergeben:

- in Stahlbetonbalken: Aus Bilder 6.11 ist mit steigender Plattendicke eine Steigerung der positiven Zwängungsdehnungen erkennbar. Die „inneren“ Rißweiten können daher in Stahlbetonbalken noch größer sein.
- in zweiachsig abtragenden Platten
- an Bauteilrändern (mehreseitige Beflammung)

Bedeutung der Ergebnisse für den Verankerungsbereich von Befestigungen

Die maximal errechneten Dehnungswerte liegen mit einem Wert von 4 bis 6 ‰ in einem Bereich zwischen 4 und 8 cm Entfernung vom Bauteilrand. Dieser Bereich dient der Verankerung von Befestigungsmitteln. Bei einem Rißabstand von 30 cm würden sich bei dieser Dehnung eine Rißweite von ungefähr 1,5 mm ergeben. Aufgrund der Druckspannungen am unteren Rand und der temperaturbedingt reduzierten Zugfestigkeit des Betons ist jedoch zu vermuten, daß sich im Innern des Verankerungsgrundes weitere Risse ausbilden, so daß der Rißabstand und damit die

Rißbreite deutlich kleiner sein wird. Sowohl rechnerisch als auch versuchstechnisch konnte dies jedoch bisher nicht bestätigt werden.

Bei der Übertragung auf baupraktische Verhältnisse muß weiterhin berücksichtigt werden, daß in der Parameterstudie Querschnitte berechnet wurden, die in der Baupraxis nicht alltäglich sind. Außerdem muß berücksichtigt werden, daß die großen Deformationen, wie sie bei einachsig gespannten Stahlbetondecken in Brandversuchen auftreten, bei realen Bränden fast nie beobachtet werden. Dies beruht sehr häufig darauf, daß die Tragwerke in der Praxis meist statisch unbestimmt ausgeführt werden oder sich aus anderen Gründen Zwängungen der brandbeanspruchten Bauteile einstellen. Im Übrigen sind Stahlbetonplatten im Brandfall oft sehr viel geringer beansprucht, als dies bei der statischen Berechnung angenommen wurde.

7 Brandversuche an Befestigungen

An Befestigungen wurden neben den zahlreichen Brandversuchen diverser Hersteller auch Forschungsversuche an Materialprüfanstalten durchgeführt. Nachfolgend sollen die wichtigsten Ergebnisse aus fremden und eigenen Versuchen vorgestellt werden. Bei der Bewertung der Versuchsergebnisse muß nach *Kordina (1993)* berücksichtigt werden, daß Brandversuche an Befestigungen den realen Verhältnissen so gut wie möglich entsprechen müssen. Grundlagenversuche zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Befestigungsmitteln unter Brandbelastung sollten daher in Verbindung mit Bauteilen durchgeführt werden, die mit ihrer zulässigen Gebrauchslast (Bemessungswert der Einwirkungen) belastet sind. Hierdurch kann der Einfluß der Rißentwicklung wirklichkeitsnah berücksichtigt werden. Dies ist bei den von Dübelherstellern beauftragten Versuchen nicht immer der Fall, daher ist deren Aussagekraft hinsichtlich der einzelnen Versagensarten sehr eingeschränkt.

7.1 Eigene Grundlagenversuche – Überblick

Im Rahmen des Forschungsvorhabens wurden insgesamt 11 Brandversuche an belasteten Stahlbetonplatten durchgeführt. Eine Übersicht dieser Brandversuche enthält Tabelle 7.1.

Tabelle 7.1: Übersicht der eigenen Brandversuche an Befestigungen

Jahr	Prüfanstalt	Anzahl Versuche	Anzahl Dübel	Ergebnis (nur versagte Dübel aufgeführt)
1994	MPA Braunschweig	3	27	20 x Stahlversagen 1 x Verbundversagen
1995	MPA Braunschweig	2	21	13 x Stahlversagen 6 x Betonausbruch (Kopfbolzen)
1998	FMPA BW Stuttgart	2	16	16 x Temperaturmessungen (Anbauteil)
	FMPA BW Stuttgart	4	16	8 x Temperaturmessungen 4 x Herausziehen von drehm.k. spr. D. 1 x Herausziehen von wegk. spr. D. 1 x Betonausbruch einer Gruppenbefestigung

7.2 Eigene Grundlagenversuche – Versuchsaufbau und Versuchsablauf

Alle Versuche wurden an statisch bestimmt gelagerten, einachsig gespannten Stahlbetonplatten durchgeführt. Die äußere Belastung wurde hierbei mittels hydraulischer Zylinder und einer Stahlkonstruktion (zur Lastverteilung) aufgebracht, so daß sich im Bereich, in dem die Befestigungsmittel eingebaut wurden, ein nahezu konstanter Momentenverlauf einstellen konnte. Die Stahlbetonplatten wurden in diesem Bereich bei den Versuchen mit 70 bis 90 % des Bemessungswertes für das Biegemoment nach *DIN V ENV 1992* beansprucht. Diese Belastung wurde während der Versuche konstant gehalten. Die erforderte ein ständiges Nachsteuern der äußeren Belastung, sofern sich durch ein Versagen von Dübeln die Belastung der Stahlbetonplatte reduzierte.

Vor den Brandversuchen wurden die Stahlbetonplatten belastet, bis an der Plattenunterseite Risse aufgetreten sind. Diese Risse wurden markiert und die Platte anschließend entlastet. Das Setzen der Dübel erfolgte dann in die zuvor markierten Risse. Vor Beginn der Brandversuche wurden auf die Dübel die vorgesehene Belastung aufgebracht und die Stahlbetonplatten wieder belastet.

Eine ausführliche Darstellung der Versuche kann außerdem den nachstehend benannten Berichten entnommen werden.

7.3 Forschungsversuche 1994

Im Oktober 1994 wurden an der Materialprüfanstalt in Braunschweig drei Brandversuche mit insgesamt 27 Befestigungen durchgeführt. Wie sich nachträglich herausstellte, betrug die Zylinderdruckfestigkeit des Betons bei diesen Versuchen etwa 60 N/mm^2 . Daß bei diesen Versuchen kein Betonausbruch beobachtet werden konnte, kann aufgrund der guten Betoneigenschaften daher nicht verallgemeinert werden. Tabelle 7.2 gibt einen Überblick über Ergebnisse aus diesen Versuchen. Eine ausführliche Darstellung der Versuchsergebnisse ist in *Eligehausen/Pukl/Reick (1995)* enthalten.

Tabelle 7.2: Übersicht über die Brandversuche 1994

Dübel- typ	F _{vorh} [kN]	σ _{vorh} [N/mm ²]	Versagenszeit in [min.]		
			Stahlversagen Gewinde/Abriß	Verbund- versagen	Beton- versagen
Decken- abhängiger M6 h _{ef} = 30 mm	0,25	9	59' A 61' A		
	0,50	18	40' G 45' A 54' A 90 A'		
Decken- nagel A _s = 15,4 mm ² h _{ef} = 32 mm	0,25	16	ohne, bzw. ≥145'		
	0,50	32	55' A 66' A 96' A 102' A		
Hinterschnittdübel M12 h _{ef} = 80 mm	2,27	27	ohne, bzw. ≥120' ohne, bzw. ≥120' ohne, bzw. ≥120'		
	6,60	78	74' G 85' G		
drehmoment- kontrolliert spreizender Dübel M12 h _{ef} = 68 mm	2,27	27	124' G 131' G		
	6,60	78	84' G 105' G		
Verbunddübel M12 h _{ef} = 80 mm	2,27	27	112' A	84'	
	6,60	78	54' G		
Hinterschnittdübel M10; h _{ef} = 40 mm	2,10	36	121' G 144' G		

Bewertung der Versuchsergebnisse von 1994:

Die Versuchsergebnisse für die Deckenabhängiger (mit Schraubverbindung bzw. als Deckennagel) zeigen eine starke Streuung. Die beobachtete Versagensart war ausschließlich Stahlversagen.

Bei M12 wurde bei einer Stahlspannung von 27 N/mm² Stahlversagen zwischen der 112. und der 131. Versuchsminute festgestellt. In vier weiteren Fällen trat kein Versagen bis zum Ende des Brandversuches auf. Die Ergebnisse für eine Stahlspannung von 78 N/mm² können dagegen nicht in der Auswertung für Stahlversagen berücksichtigt werden, da bei diesen Befestigungen die Mutter des

Dübeln mit einer Schutzplatte teilweise gegen die Erwärmung im Brandraum geschützt war.

Versuchsbeobachtungen zur Rißentwicklung und Betonabplatzung

Bereits kurz nach dem Beginn der Brandversuche schlossen sich die Risse an den Plattenunterseiten. Von der 15. bis etwa zur 40. Minute waren die Risse nur durch den Austritt von Feuchtigkeit lokalisierbar. An den Befestigungsmitteln selber und an den Seitenflächen der Platten war dieser Wasseraustritt besonders deutlich.

Deutlich sichtbare Risse traten bei den Versuchen erst auf, als die Platte wenige Minuten vor dem Versagen eine deutliche Zunahme ihrer Verformungsgeschwindigkeit aufwies. Betonabplatzungen trat nicht auf.

Beobachtungen zum Last-Verschiebungsverhalten der Dübel

Das Last-Verschiebungsverhalten wurde bei diesen Versuchen nur augenscheinlich beobachtet. Bei den Prüfungen konnte teilweise beobachtet werden, wie sich vor dem Versagen der Dübel zwischen Lastadapter und Betonoberfläche ein Spalt gebildet hatte. Dieser Spalt war teilweise etwa 2 bis 5 mm groß (siehe Bild 7.1), es folgte jedoch erst ca. 10 Minuten nach Auftreten dieser großen Spalte ein Versagen der Befestigung.

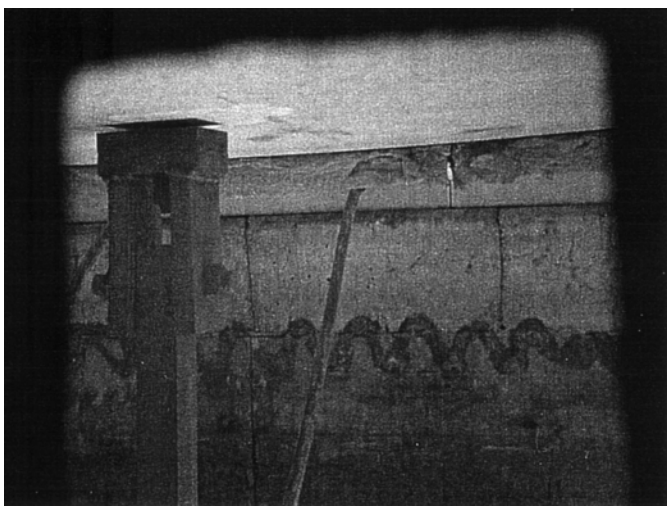


Bild 7.1: Brandversuch vom 31.10.1994, 115. Minute

Deutlich zu erkennen ist der Spalt, der sich zwischen dem Anbauteil und der Betonoberfläche gebildet hat

7.4 Forschungsversuche 1995

Im November 1995 wurden ebenfalls an der Materialprüfanstalt in Braunschweig zwei weitere Brandversuche mit 21 Befestigungen durchgeführt. Bei diesen Versuchen betrug die Betonfestigkeit etwa 25 N/mm^2 , die Platten hatten aufgrund des geringen Alters von ungefähr 60 Tagen jedoch noch eine sehr hohe Feuchtigkeit. Weitere Angaben zu diesen Versuchen sind in *Eligehausen/Reick (1996)* dokumentiert. Tabelle 7.3 gibt einen Überblick über die Ergebnisse aus diesen Versuchen.

Tabelle 7.3: Übersicht der Brandversuche 1995, $\beta_w = 25 \text{ N/mm}^2$

Anzahl	Dübeltyp	F _{zul.} [kN]	F _{ist,} Anfang [kN]	F _{ist,Versage} n [kN]	Versagenszeit [Min.]	
					Stahl- versagen	Beton- versagen
6	Decken- abhängiger M6 $h_v = 30 \text{ mm}$	0,5	0,3	0,3	116' A ³⁾ ohne, bzw. > 132' ohne, bzw. > 132'	
			0,3	0,3		
			0,3	0,3		
			0,5	0,5	54' A ³⁾	
			0,5	0,5	62' A ³⁾	
0,5	0,5	74' A ³⁾				
6	Decken- nagel $A_s = 15,4 \text{ mm}^2$ $h_v = 32 \text{ mm}$	0,5	0,3	0,3	116' A ⁴⁾	
			0,3	0,3	120' A ⁴⁾	
			0,3	0,3	121' A ⁴⁾	
			0,5	0,5	67' A ⁴⁾	
			0,5	0,5	78' A ⁴⁾	
0,5	0,5	97' A ⁴⁾				
2	Wegkontr. spr. Dübel M10, A4, $h_v = 40 \text{ mm}$	3,0 ¹⁾	5,0	5,0	52' A ⁶⁾	
			5,1	5,1	85' A ⁶⁾	
1	Hint.D.; M10; $h_v=40$	3,0 ¹⁾	4,1	4,5 ⁷⁾	95' ⁵⁾	
2	Kopfbolzen $h_{ef} = 40 \text{ mm}$	4,1 ²⁾	4,2	6,0 ⁷⁾		113'
			4,2	6,5 ⁷⁾		122'
2	Kopfbolzen $h_{ef} = 50 \text{ mm}$	5,7 ²⁾	5,9	9,8 ⁷⁾		113'
			5,9	10,7 ⁷⁾		119'
2	Kopfbolzen $h_{ef} = 60 \text{ mm}$	7,5 ²⁾	12,6	12,6 ⁷⁾		81'
			12,6	13,5 ⁷⁾		94'

1) $F_{zul.} = 7,1 * (\beta_{WN})^{0,5} * h_{ef}^{1,5} / 3,0$ mit $\beta_{WN} = 25 \text{ N/mm}^2$

2) $F_{zul.} = 8,1 * (\beta_{WN})^{0,5} * h_{ef}^{1,5} / 2,5$ mit $\beta_{WN} = 25 \text{ N/mm}^2$

3) Abriß der Gewindestange

4) Abriß des Stahles, direkt neben dem Dübelkopf

5) Versagen der Gewindegänge (Abkrepeln)

6) Abriß der Schraube, zwischen Kopf und Gewindeteil

7) Steigerung der Last nach 90 Minuten Brandbeanspruchung

Die Dübel wurden bei diesen Versuchen wiederum in die Biegerisse von zuvor belasteten Stahlbetonplatten montiert. Nach dem Setzen der Dübel in die entlasteten Stahlbetonplatten wurden diese für den Brandversuche wiederum mit einer entsprechenden äußeren Belastung beaufschlagt.

Versuchsbeobachtungen zur Rißentwicklung und Betonabplatzung

Wie bei den Versuchen aus dem Jahr 1994 haben sich die Risse an der Plattenunterseite in den ersten 5 bis 10 Minuten geschlossen. Die Risse blieben trotz der großen Durchbiegung der Stahlbetonplatte bis zur 100. Versuchsminute geschlossen. In der 105. Versuchsminute betrug die Rißbreite ungefähr 0,1 mm, in der 111. Versuchsminute ungefähr 0,5 mm. Betonabplatzungen sind trotz des geringen Alters der Stahlbetonplatten nicht aufgetreten.

Beobachtungen zum Last-Verschiebungsverhalten der Dübel

Die Relativverschiebungen zwischen Betonoberfläche und Dübelkopf (Herausziehen) wurden bei den Versuchen visuell dokumentiert. Dies geschah nur augenscheinlich, also ohne technische Hilfsmittel. Als Größenvergleich konnte jedoch die bekannte Dicke der Stahlteile der Belastungseinrichtung herangezogen werden. Die beiden wegkontrolliert spreizenden Dübel und der Hinterschnittdübel zeigte dabei die in Bild 7.2 dargestellten Verschiebungen.

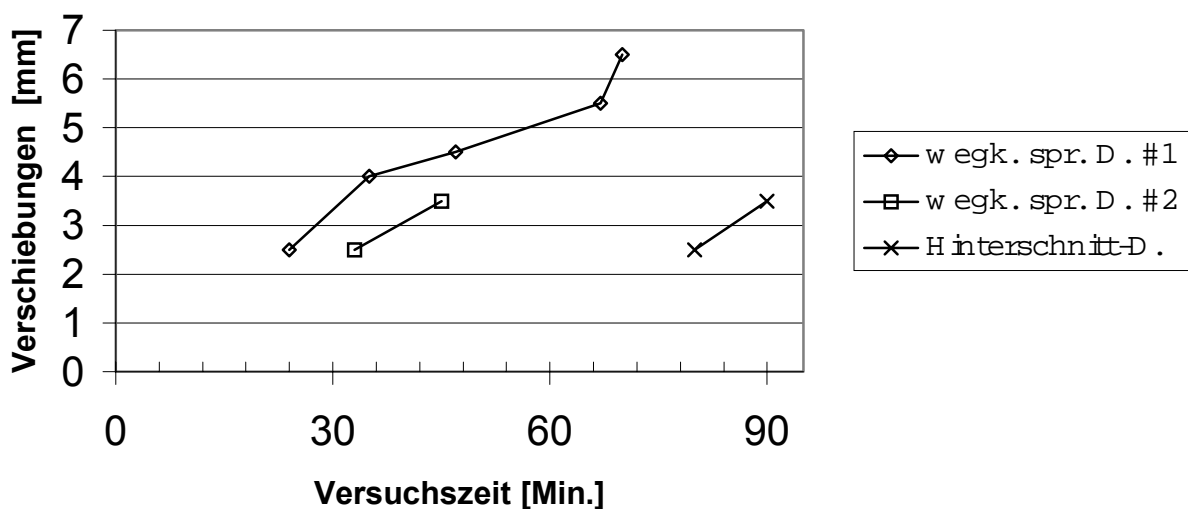


Bild 7.2: Verschiebungen der Befestigungen (nur visuelle Abschätzung !)

Abkühlphase

In der Abkühlphase entstanden an der Plattenunterseite deutlich sichtbare Risse. Diese entwickelten sich aufgrund des Abkühlens der äußeren Betonschicht, während sich gleichzeitig die Durchbiegung der Stahlbetonplatte nur geringfügig reduzierte. Zwei Deckenabhängiger versagten bei einer Belastung von 0,3 kN in der Abkühlphase durch Herausziehen.

7.5 Forschungsversuche 1998

Im Jahr 1998 wurden an der FMPA Baden-Württemberg insgesamt sechs Brandversuche an belasteten Stahlbetonplatten durchgeführt. Bei zwei Versuchen wurden ausschließlich Temperaturmessungen durchgeführt, bei vier Versuchen wurden erfolgte neben der Temperaturmessung auch die Prüfung von belasteten Befestigungen. Eine ausführliche Dokumentation der Versuche enthält *Schmid (1998)*.

7.5.1 Temperaturmessung bei den Brandversuchen

Zur Überprüfung der Ergebnisse der Temperaturfeldberechnungen aus Kapitel 4 wurden bei insgesamt vier Brandversuchen Meßstellen zur Bestimmung der Temperatur an Befestigungen bzw. an den Anbauteilen angebracht. Bei den ersten beiden Versuchen stellte sich heraus, daß die Meßergebnisse aufgrund von austretendem Wasser stark streuen, daß also der Versuchsaufbau (insbesondere Bohrungen für Leitungen zur Temperaturmessung !) einen sehr großen Einfluß auf das Ergebnis hat. Durch das Anbringen der Thermoelemente entstehen Hohlräume und Diskontinuitäten im Beton an denen sich die enthaltene Feuchtigkeit sammelt bzw. konzentriert austritt. Durch die beim Verdampfen des Wassers notwendige Energie kommt es zur Beeinflussung der Stahltemperatur. Bei den weiteren Versuchen wurden daher die durch die Montage hervorgerufenen Hohlräume sorgfältig mit Zwei-Komponenten-Mörtel auf Epoxidharzbasis verschlossen.

Beim Brandversuch am 21.09.1998 wurden vier verschiedene Anbauteile verwendet. Je Anbauteil wurden zwei Stück in den Brandraum montiert. Die Geometrie der verwendeten Stahlteile wurde in Anlehnung an Anbauteile gewählt, wie sie von

Prüfanstalten für Brandversuche an Befestigungen verwendet werden. Die Geometrie der Anbauteile ist in Bild 7.3 und Tabelle 7.4 angegeben.

Die während des Versuches gemessenen Temperaturen sind in Bild 7.4 und Tabelle 7.5 dargestellt. Der Einfluß der Masse bzw. des Profilkfaktors A/V nach *DIN 4102 Teil 4 (1994)* geht aus diesem Schaubild deutlich hervor. Der Unterschied nimmt jedoch mit zunehmender Versuchsdauer deutlich ab, wie die Temperaturdifferenzen in Tabelle 7.6 belegen.

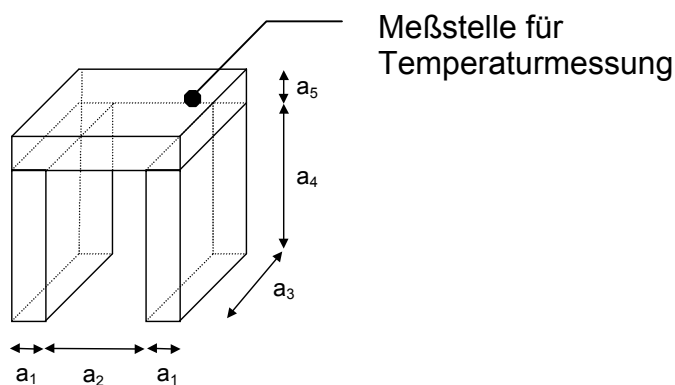


Bild 7.3: Geometrie der Anbauteile für die Temperaturmessung

Tabelle 7.4: Übersicht für die beim Brandversuch vom 21.09.98 geprüften vier verschiedenen Anbauteilformen zur Temperaturmessung

	a_1 [mm]	a_2 [mm]	a_3 [mm]	a_4 [mm]	a_5 [mm]	A [cm ²]	V [cm ³]	A/V [m ⁻¹]
Form 1	10	40	50	100	10	292	130	225
Form 2	20	40	50	100	20	372	280	133
Form 3	20	60	80	120	40	632	704	90
Form 4	20	60	120	120	40	880	1056	83

A = beflammete Oberfläche; V = Stahlvolumen; A/V = Profilkfaktor

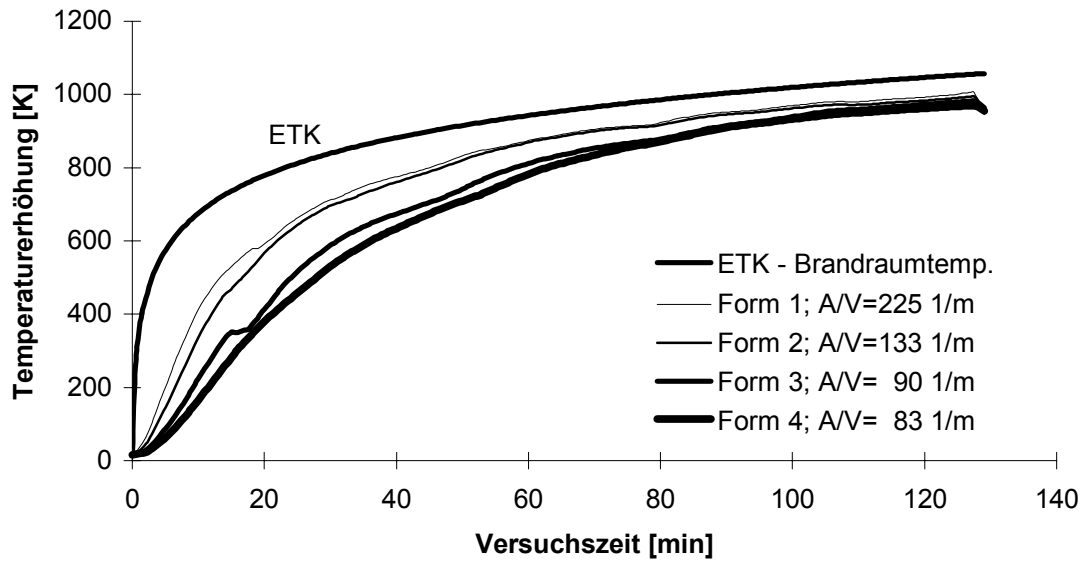


Bild 7.4: Gemessene Temperaturen an den Anbauteilen beim Brandversuch vom 21.09.1998

Tabelle 7.5: Maximale Temperaturen an den einzelnen Anbauteilen



Anbauteilform 	A/V m ⁻¹	Maximale Temperaturen [°C] bei einer Brandbeanspruchungsdauer von			
		30 Minuten	60 Minuten	90 Minuten	120 Minuten
Form 1	83	731	894	972	1013
Form 2	90	716	889	965	1003
Form 3	133	608	831	934	992
Form 4	225	550	802	930	982

Tabelle 7.6: Maximale Temperaturdifferenzen an den Anbauteilen

Anbauteilform 	Maximale Temperaturdifferenz [K] bei einer Brandbeanspruchungsdauer von			
	30 Minuten	60 Minuten	90 Minuten	120 Minuten
Form 1- Form 4	181	92	42	31

Diese Versuchsergebnisse belegen deutlich die Notwendigkeit, die Geometrie der Anbauteile für die experimentelle Bestimmung der Feuerwiderstandsdauer von Befestigungen festzulegen. Eine Temperaturdifferenz von über 180 Kelvin im Temperaturbereich von 500 bis 700 °C ist für die Bestimmung der Tragfähigkeit von enormem Einfluß.

7.5.2 Versuche mit belasteten Befestigungen

Im Zeitraum vom 18.08.1998 bis zum 09.10.1998 wurden an der Forschungs- und Materialprüfungsanstalt Baden-Württemberg vier Brandversuche durchgeführt, die das Verhalten von Befestigungsmitteln speziell hinsichtlich der Versagensart Herausziehen und Betonausbruch untersuchen sollten. Hierbei wurden auch die Verschiebung der Dübeln im Bohrloch gemessen. Weiterhin wurde eine Gruppenbefestigung auf Betonausbruch geprüft. Die Versuche sind in *Reick (1999)* beschrieben. Eine Übersicht der bei diesen Brandversuchen geprüften Befestigungen gibt Tabelle 7.7.

Tabelle 7.7: Verwendete Dübel bei den Brandversuchen 1998, $\beta_w = 34 \text{ N/mm}^2$

	Belastung der Betonplatte	Dübeltyp	Einbinde tiefe [mm]		Stahlart ¹⁾
Vers. 1 18.08.98	70 % $M_{zul.EC2}$	drehmomentkontr.	85	M16	A4-Stahl
		drehmomentkontr.	85	M16	A4-Stahl
Vers. 2 27.08.98	75 % $M_{zul.EC2}$	drehmomentkontr.	46	M8	A4-Stahl
		drehmomentkontr.	125	M24	A4-Stahl
Vers. 3 21.09.98	90 % $M_{zul.EC2}$	drehmomentkontr.	85	M16	A4-Stahl
		drehmomentkontr.	85	M16	C-Stahl
Vers. 4 9.10.98	70 % $M_{zul.EC2}$	wegkontrolliert	50	M16	C-Stahl
		4 x <i>Hinterschnitt</i> ²⁾	50	M12	C-Stahl

¹⁾ A4: Nichtrostender Stahl; C: Kohlenstoffstahl

²⁾ Achsabstand = 50 mm

Lastaufbringung auf die Befestigungsmittel

Die Lasteinleitung in die Befestigungsmittel erfolgte über eine Hebelkonstruktion, wie in Bild 7.5 dargestellt. Die Gewichtskraft der sich außerhalb des Brandraumes befindlichen Stahlplatten wird über ein Zugseil (mit Kraftmeßdose) in den Brandraum eingeleitet. Der hierzu erforderliche Hebel stützt sich auf ein Gegengewicht aus Beton ab, welches sich im Brandraum befindet. Die Seilkraft wird über die Zugstange und das Anbauteil in das Befestigungsmittel eingeleitet. Diese Methode der Lastaufbringung gestattet es, die Belastung der Dübel während der Versuche zu erhöhen und über die Kraftmeßdose kontinuierlich zu dokumentieren.

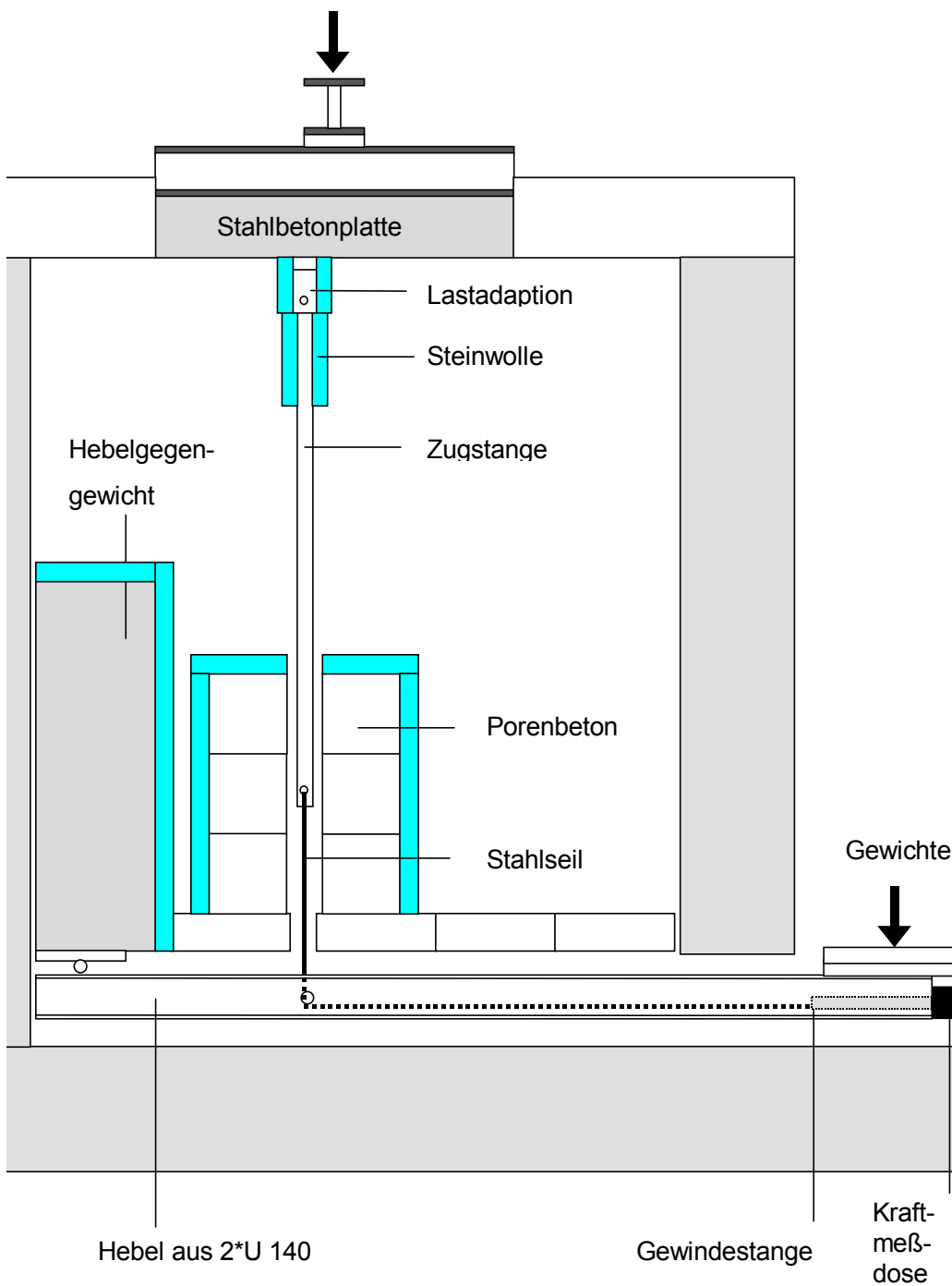


Bild 7.5: Querschnitt durch den Brandraum;
dargestellt ist die Stahlbetonplatte, das Anbauteil (hier mit Steinwolle
gedämmt) und die Hebelkonstruktion zur Krafteinleitung.

Lastaufbringung auf die Stahlbetonplatten

Die Belastungseinrichtung der Stahlbetonplatten ist in Bild 7.6 dargestellt. Sofern Befestigungen während der Versuche versagen, verringert sich die Beanspruchung der Stahlbetonplatten. Dies kann jedoch durch die äußere Belastung der Platten kompensiert werden. Die Kraft des Hydraulikzylinders mußte daher während der Prüfung entsprechend angepaßt werden.



Bild 7.6: Belastung der Stahlbetonplatten während der Prüfungen

Messung der Verschiebung (Herausziehen)

Bei den Brandversuchen sollten Meßdaten über die Verschiebung der Befestigungsmittel während der Versuche gewonnen werden. Hierzu wurde nach dem Erstellen des Bohrlochs für den Dübel dieses mit einem kleineren Bohrer durch die komplette Betonplatte verlängert. Vor dem Einbau der Befestigungsmittel wurde an diese ein dünner Stahlstab (6 mm dick) angeschweißt, welcher auf der Oberseite der Platte herausragte. Die Bewegung der Stahlstäbe konnte mit Hilfe von Meßuhren auf ein Hundertstel Millimeter genau festgestellt werden. Während der Versuche wurde die Verschiebung der Dübel laufend überwacht und in Abständen von ein bis fünf Minuten dokumentiert. Der Aufbau der Meßeinrichtung ist in Bild 7.7 dargestellt.

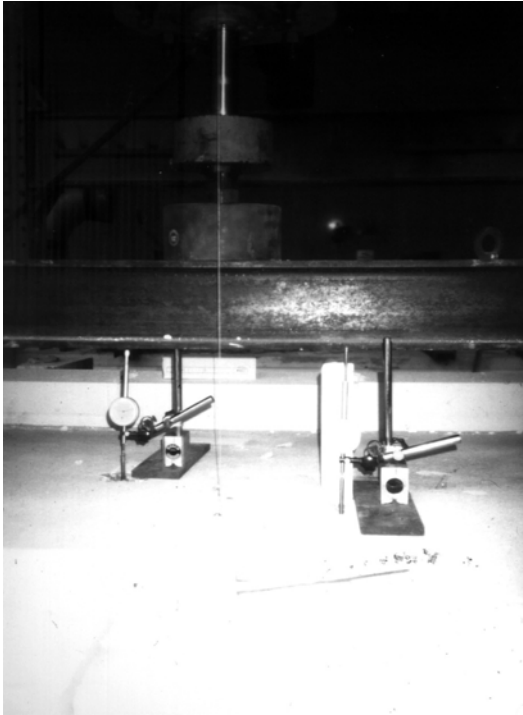


Bild 7.7: Messung der Dübelverschiebungen mit Meßuhren

Versuchsergebnisse für Herausziehen und Stahlversagen

Die Ergebnisse der vier Brandversuche sind in Tabelle 7.8 dargestellt. Bild 7.8 zeigt exemplarisch den Verlauf der gemessenen Verschiebungen eines Dübels.

Tabelle 7.8: Ergebnisse der Brandversuche 1998, , $\beta_w = 34 \text{ N/mm}^2$

Dübel- typ ¹⁾	Ein- binde- tiefe [mm]	Verschiebung in [mm] nach ... Minuten			Prüflast bis zur 90. Min. [kN]	Prüflast bei Ver- sagen [kN]	Versagenszeit und -ursache
		30´	60´	90´			
dmk	85	1,3	3,0	5,5	6,3	9,2	136´: Herausziehen
dmk	85	1,2	2,3	4,2	6,3	6,3	136´: Stahlversagen ²⁾
dmk	46	0,8	1,5	2,4	2,5	4,9	113´:Herausziehen
dmk	125	0,6	1,3	2,3	13,4	19,2	ohne (>115´)
dmk	85	0,6	1,2	2,0	6,3	12,5	108´: Herausziehen
dmk	85	0	0	≈ 0	3,0	14,0	126´: Herausz. mit Bet.ausbr.
wegk	50			≈ 10	3,6	6,0	99´: Herausz. mit Bet.ausbr.
4 x H ³⁾	50			≈ 0	10,6	10,6	75´: Betonausbruch

¹⁾ dmk = drehmomentkontrolliert spreizender Dübel;

wegk = wegkontrolliert spreizender Dübel;

H = Hinterschnittdübel

²⁾ Dieser Dübel war nicht mit Steinwolle ummantelt

³⁾ Achsabstand = 50 mm

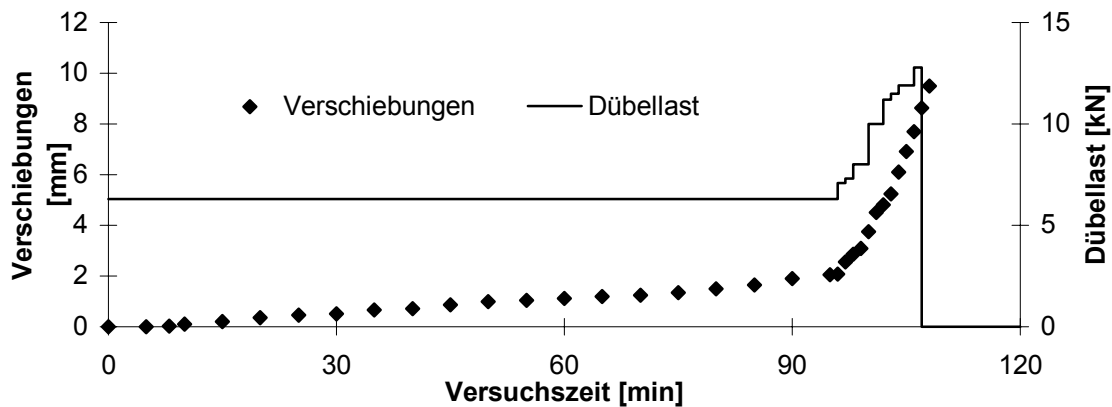


Bild 7.8: Aufgebrachte Belastung und gemessene Verschiebungen eines drehmomentkontrolliert spreizenden Dübels (Versuch vom 21.09.1998, $h_{ef}=85$ mm)

Zusammenfassend läßt sich aus diesen Versuchen ableiten, daß die untersuchten rißtauglichen drehmomentkontrolliert spreizenden Dübel nach 90 Minuten Brandbeanspruchung etwa 3 bis 5 mm herausgezogen wurden.

Der geprüfte wegkontrolliert spreizende Dübel hingegen wurde um etwa 10 mm auf eine verbleibende Verankerungstiefe von 40 mm herausgezogen, nach 99 Minuten Brandbeanspruchung versagte er dann bei dieser reduzierten Verankerungstiefe durch Betonausbruch.

8 Versagensmechanismen von Befestigungen - Auswertung der Berechnungen und der Brandversuche

Die durchgeführten Brandversuche und die theoretischen Berechnungen haben gezeigt, daß im Brandfall bei Befestigungsmitteln prinzipiell dieselben Versagensarten auftreten wie bei normaler Umgebungstemperatur. Es sind dies:

- Stahlversagen
- Herausziehen (Gleiten bzw. Verbundversagen)
- Betonausbruch

Das Risiko des Versagens kann aufgrund der in dieser Arbeit vorgestellten neuen theoretischen und experimentellen Erkenntnisse getrennt für die einzelnen Versagensarten bewertet werden.

8.1 Stahlversagen

Aufgrund der Berechnungen in Kapitel 4 konnte erkannt werden, daß der Versuchsaufbau und die Geometrie des Befestigungsmittels einen starken Einfluß auf die Temperatur des Stahles und damit auf das Stahlversagen hat. Bei den Brandversuchen wurde dies bisher nicht ausreichend berücksichtigt. Dies führte zu einer starken Streuung der Versuchsergebnisse.

8.1.1 Versagensmechanismus bei Stahlversagen

Bei den Brandversuchen konnten zwei Stahlversagensarten (*Hass/Meyer-Ottens/Richter (1994), Reick (1998)*) beobachtet werden:

- „Querschnittsabriß“
- „Abkrepeln“ der Gewindegänge des Gewindestabes und/oder der Schraubenmutter

Querschnittsabriß

Bei einem Querschnittsabriß wird ein Stahlteil (Gewindestange, Schraube oder zylindrischer Schaft) an einer bestimmten Stelle aufgrund des Überschreitens der temperaturabhängigen Zugfestigkeit in zwei Teile getrennt. Das Versagen erfolgt über den gesamten Querschnitt, nachdem sich lokal eine Einschnürstelle ausbildet. Unter Annahme einer gleichmäßigen Temperaturverteilung über den Querschnitt ergibt sich die Tragfähigkeit zu

$$F_{s,Abriß} = f_{s,u}(\vartheta_s) * A_k \quad (8.1)$$

Hierbei ist $f_{s,u}(\vartheta_s)$ die temperaturabhängige Zugfestigkeit des Stahles und A_k der Kernquerschnitt.

Aufgrund der hohen Wärmeleitfähigkeit des Stahles ergibt sich innerhalb eines kleinen Querschnittes bei den hier zugrunde liegenden Gegebenheiten (Feuerwiderstandsprüfungen in Anlehnung an DIN 4102 Teil 2, Beflammung mit der Einheitstemperatur-Zeitkurve, Versuchszeit größer 30 Minuten, usw.) eine weitgehend gleichmäßige Temperaturverteilung. Eine Aufteilung der Querschnittsfläche in Bereiche mit unterschiedlicher Temperatur und damit unterschiedlicher Festigkeit ist daher nicht erforderlich.

Ein Stahlversagen aufgrund eines Querschnittabbrisses stellt sich an der Stelle ein, an der sich im Brandfall nach Gleichung 8.1 ein Minimum ergibt. Dies ist nicht unbedingt die Stelle mit der kleinsten Querschnittsfläche oder der höchsten Querschnittstemperatur.

Befestigungen, die durch Kaltumformung hergestellt werden (z. B. Deckennägel) versagen häufig an dieser Unstetigkeitsstelle.

Abkrepeln der Gewindegänge

Beim Abkrepeln der Gewindegänge erweichen und verformen sich diese so, daß die Mutter über die Gewindestange gezogen wird. Je nach den vorhandenen

Randbedingungen (Werkstoffe, Temperaturverhältnisse, ...) können die Gewindgänge der Mutter oder der Gewindestange zuerst versagen.

Ob ein zusätzlicher Einfluß aufgrund von Einschnürungen des Gewindestabes vorliegt, wurde bei den bisherigen Versuchen nicht untersucht. Ebenso liegen keine Angaben darüber vor, ob das Abkrepeln der Gewindgänge vornehmlich in der Mutter oder am Gewindestab stattfindet. Eine weitergehende Differenzierung kann daher zum gegenwärtigen Zeitpunkt nicht vorgenommen werden.

8.1.2 Bisherige Auswertungen für Stahlversagen

Eine erste Auswertung von damals zugänglichen Versuchsergebnissen wurde von *Latenser (1993/1) und (1993/2)* durchgeführt. Zwischenzeitlich liegen weitere Brandversuche von Herstellern und die Versuchsergebnisse aus diesem Forschungsprojekt vor. Für die Auswertung aller Versuchsergebnisse wurde eine Datenbank unter Verwendung eines Tabellenkalkulationsprogramms erstellt. Eine erste Auswertung dieser Datenbank mit 254 Einzelergebnissen wurde in *Reick (1998)* dokumentiert. Seitdem wurden weitere Versuchsergebnisse eingearbeitet, so daß die Datenbank nunmehr 345 Einzelergebnisse beinhaltet. Im Anhang sind hiervon diejenigen 192 Ergebnisse dargestellt, die hinsichtlich ihrer Aussagekraft für Stahlversagen herangezogen werden können. Hierbei wurden Ergebnisse aus Brandversuchen mit Gewindestangen nicht berücksichtigt, da sich bei diesen Versuchen andere Temperaturverhältnisse ergeben.

Für die Tragfähigkeit einer Befestigung im Brandfall hinsichtlich des Stahlversagens sind als wesentliche Einflüsse zu nennen:

- die verwendeten Werkstoffe (Stahlzusammensetzung bzw. -legierung),
- die Stahltemperatur an der Versagensstelle und
- die Stahlquerschnittsfläche

Die **Werkstoffe** der sich derzeit auf dem Markt befindlichen Befestigungselemente lassen sich in die verschiedenen Festigkeitsklassen bei C-Stählen (normaler, i.d.R. galvanisch verzinkter Stahl) und bei nichtrostenden Stählen unterteilen. Weiterhin ist danach zu unterscheiden, ob für die Herstellung des Produktes sogenannter Automatenstahl bei der spanabhebenden Fertigung oder Umformstahl bei

Kaltumformung verwendet wurde. Daß Schraubverbindungen aus nichtrostendem Stahl im Brandfall bessere Festigkeitseigenschaften als Schraubverbindungen aus C-Stahl haben, konnte in *Reick (1998)* deutlich nachgewiesen werden.

Einen wesentlichen Einfluß auf das Versagen einer Befestigung im Brandfall hat die **Stahltemperatur** im Versagensquerschnitt. Diese hängt wesentlich ab von:

1) dem Energieeintrag in das Befestigungselement:

- Temperatur- und Strahlungsverhältnisse im Brandraum
- geometrische Gestaltung und Oberflächenbeschaffenheit des sichtbaren Teils des Befestigungsmittels (Durchmesser, Gewindeüberstand, ...) sowie der angeschlossenen Konstruktion (Anbauteil).

2) der Energieweiterleitung im Befestigungselement:

- innere Ausbildung des Befestigungsmittels
- Werkstoffparameter des Stahles :
Wärmeleitfähigkeit λ , Wärmespeicherfähigkeit c , Rohdichte ρ
- Wärmeübergang an Grenzschichten

3) der Energieableitung in den Beton:

- Einbindetiefe (Verankerungstiefe)
- Kontakt zwischen Befestigungsmittel und Beton entlang des Bohrloches
- Werkstoffparameter des Betons (λ , c , ρ)
- Feuchtegehalt des Betons

Diese Einflüsse sind zum Teil durch den Prüfkörper festgelegt. Manche dieser Einflüsse hingegen werden durch den Prüfaufbau bestimmt. Auf die Stahltemperatur an der Versagensstelle und somit das Prüfergebnis hat der Versuchsaufbau daher einen großen Einfluß.

Aufgrund dieser Überlegungen müssen die Einflüsse, die sich auf die Stahltemperatur beziehen, genau beachtet werden, damit übertragbare und reproduzierbare Ergebnisse erzielt werden können. Hierzu muß insbesondere die Ausbildung der Konstruktion für die Lasteinleitung einheitlich definiert und zukünftig in der Versuchsdokumentation angegeben werden.

8.1.3 Stahlversagen - Auswertung der Versuchsergebnisse

In den nachstehenden Abbildungen werden die in der Datenbank enthaltenen Versuchsergebnisse hinsichtlich diverser Parameter aufgeschlüsselt. Berücksichtigt wurden hierbei in einem ersten Schritt alle Dübel, bei denen Stahlversagen tatsächlich aufgetreten ist. In einem zweiten Schritt wurden weitere Dübel zusätzlich berücksichtigt, die zu einem vergleichbaren Zeitpunkt bei einer höheren Beanspruchung noch nicht versagt hatten bzw. die auf eine andere Weise versagten. Hierzu gehören z. B. Dübel, bei denen bis zum Ende der Brandversuche kein Versagen beobachtet werden konnte. Die Verwendung dieser Versuchsergebnisse ist sinnvoll, da diese ja zumindest belegen, daß bei diesen Dübeln bis zum jeweiligen Zeitpunkt kein Stahlversagen aufgetreten ist.

Bild 8.1 zeigt alle Versuchsergebnisse an Dübeln. Dargestellt ist die bei Versagen wirkende Stahlspannung in Abhängigkeit der Versagensminute. Die Versuchsergebnisse sind hierbei aufgeteilt in Dübel aus A4-Stahl und Dübel aus C-Stahl. Es zeigt sich deutlich, daß mit A4-Stahl bei gleicher Beanspruchung ein deutlich höherer Feuerwiderstand zu erzielen ist. Die Ergebnisse weisen allerdings eine sehr hohe Streuung auf, weshalb sie im Hinblick auf weitere Einflüsse selektiert und getrennt ausgewertet werden müssen.

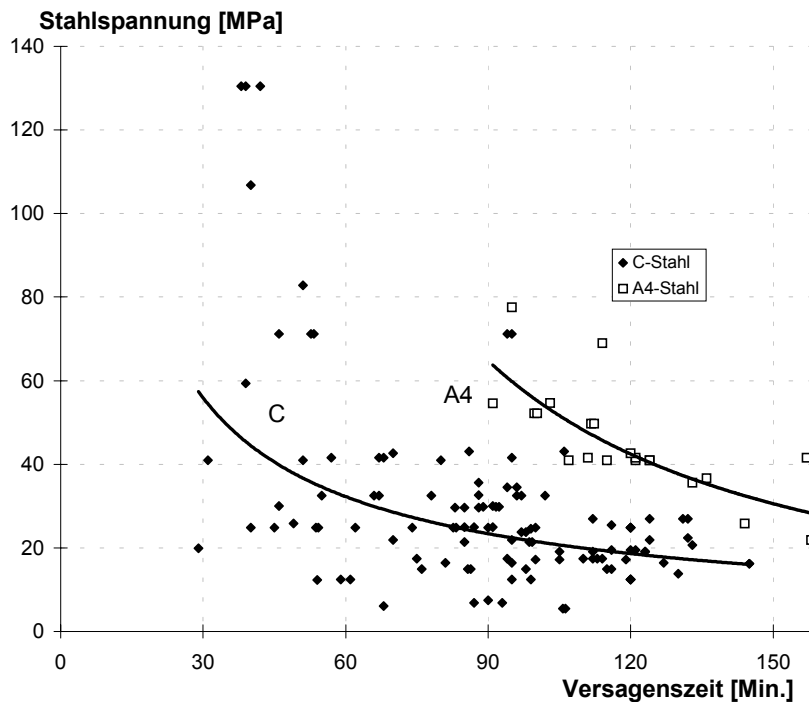


Bild 8.1: Stahlspannung bei Bruch in Abhängigkeit von Dübeln aus C-Stahl bzw. A4-Stahl

Bild 8.2 und Bild 8.3 zeigen die Ergebnisse für Dübel aus C-Stahl, die Trendlinien sind hierbei getrennt für die einzelnen Durchmesser angegeben. Es zeigt sich deutlich, daß Dübel mit einem kleineren Durchmesser bei gleicher Branddauer geringeren Stahlspannungen standhalten als Dübel mit größerem Durchmesser. Dieser Unterschied ist bei geringer Branddauer besonders ausgeprägt.

Bild 8.4 und Bild 8.5 zeigen die analoge Darstellung für Dübel aus A4-Stahl. Es sind jedoch zu wenige Ergebnisse vorhanden, um auch hier den Einfluß des Durchmessers nachzuweisen.

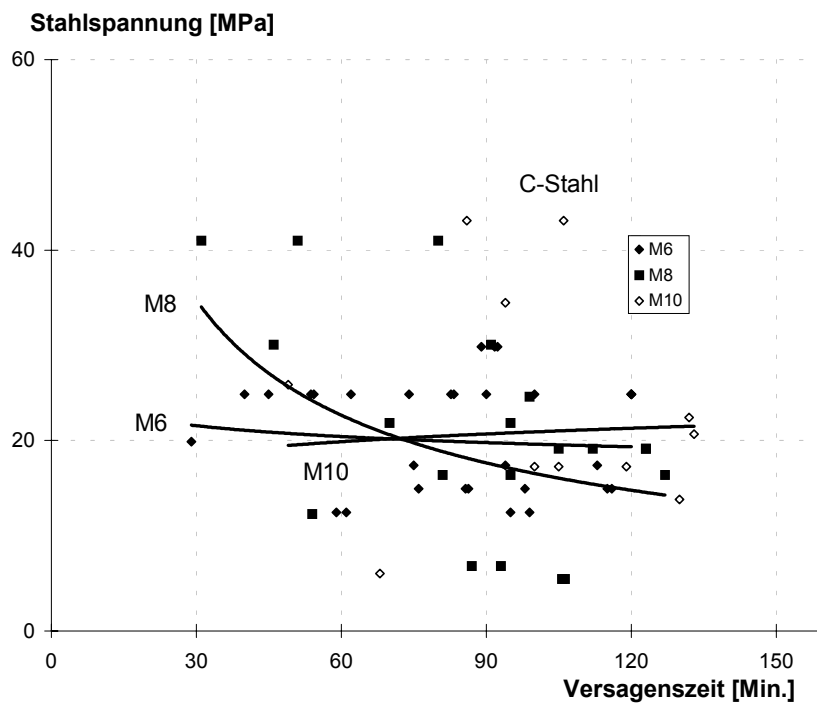


Bild 8.2: Stahlspannung bei Bruch, Dübel aus C-Stahl, Einfluß des Dübeldurchmessers, M6 bis M10

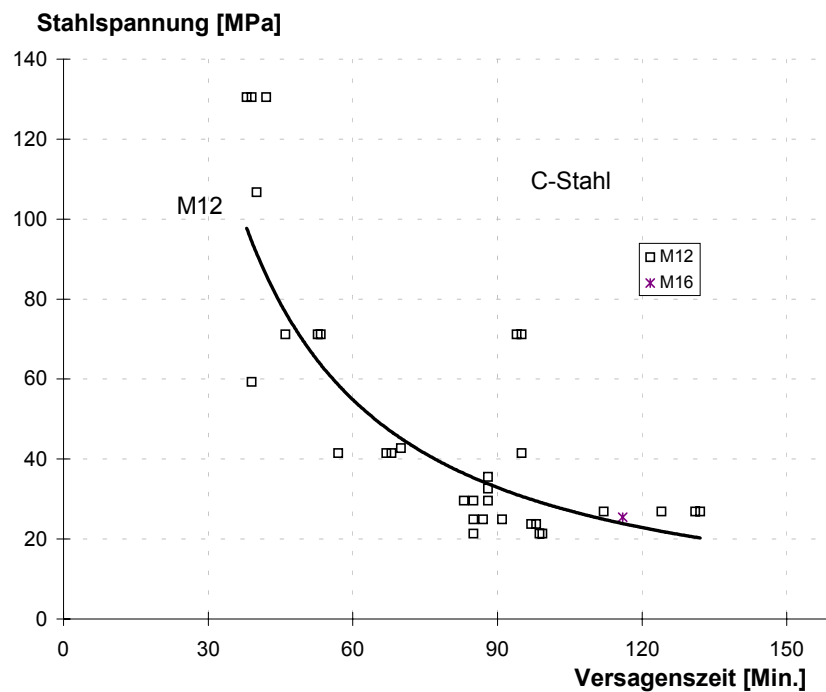


Bild 8.3: Stahlspannung bei Bruch, Dübel aus C-Stahl, Einfluß des Dübeldurchmessers, M12 und M16

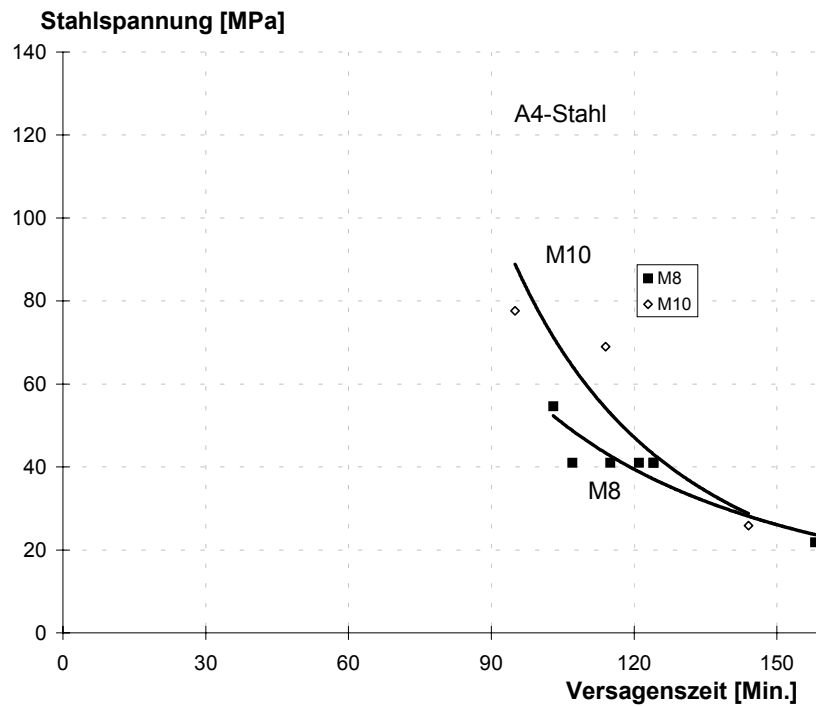


Bild 8.4: Stahlspannung bei Bruch, Dübel aus A4-Stahl; Einfluß des Dübeldurchmessers, M8 und M10

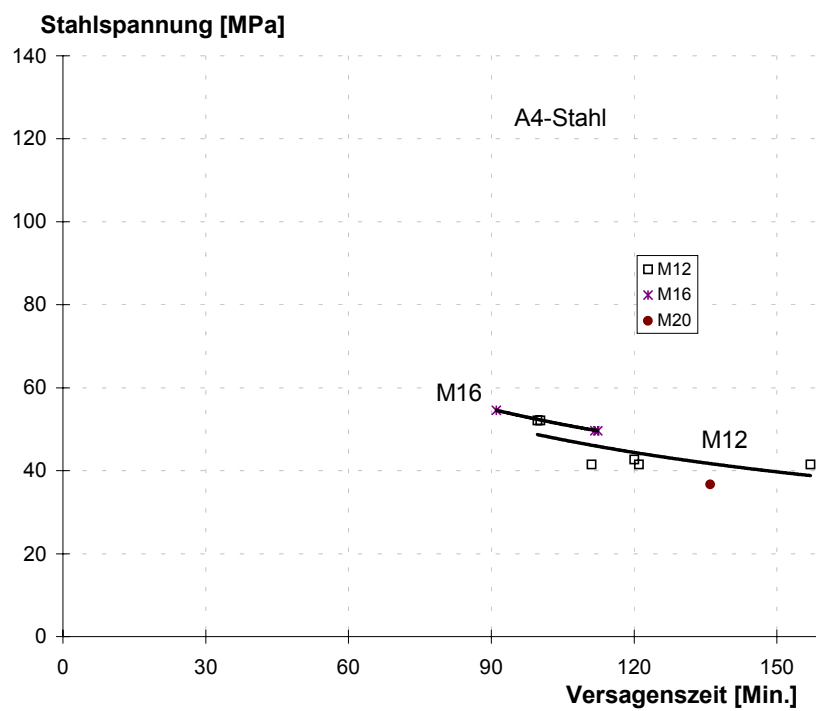


Bild 8.5: Stahlspannung bei Bruch, Dübel aus A4-Stahl; Einfluß des Dübeldurchmessers, M12 bis M20

In Bild 8.6 wurden die Versuchsergebnisse hinsichtlich der Versagensarten Abkrepeln und Abreißen differenziert. Hierfür wurden die Ergebnisse an Dübeln aus C-Stahl der Abmessung M12 ausgewählt. Es läßt sich jedoch kein Übergang innerhalb der unterschiedlichen Versagensarten erkennen. Beide Versagensarten sind über nahezu die gesamte Versuchsdauer aufgetreten. Die Trendlinien liegen eng beieinander.

Weitere Unterscheidungen zum Stahlversagen wurden in *Reick (1998)* durchgeführt. Weitergehende Differenzierungen sind aufgrund der geringen Anzahl von Ergebnissen derzeit jedoch meist nicht möglich.

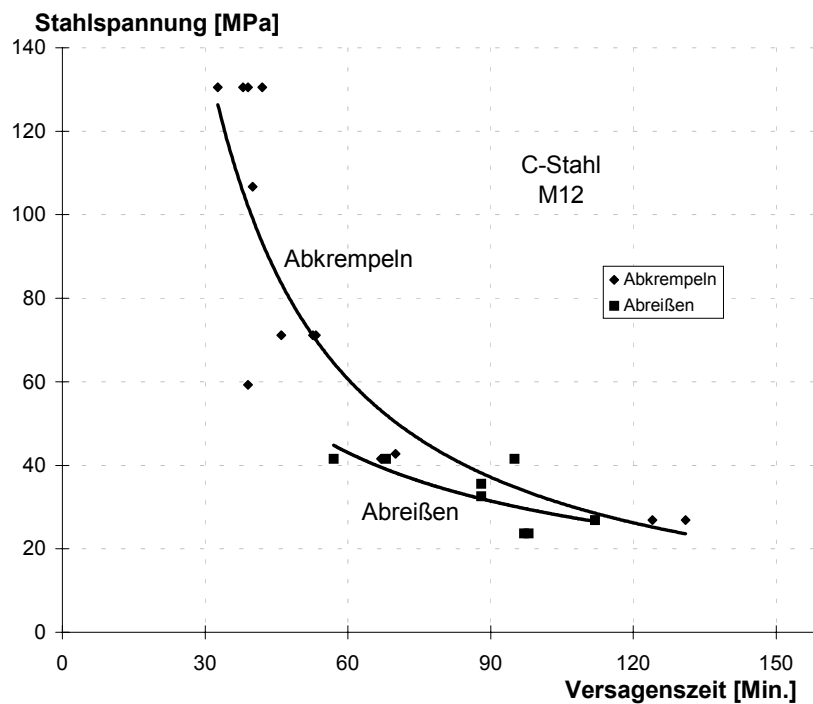


Bild 8.6: Versuchsergebnisse an Dübeln aus C-Stahl der Größe M12; Versagensart Abkrepeln vs. Versagensart Abreißen

8.1.4 Zusammenfassung für Stahlversagen

In diesem Kapitel sind Diagramme abgebildet, die den Einfluß verschiedener Faktoren auf das Stahlversagen von Befestigungen beinhalten. Gewisse Abhängigkeiten konnten hierdurch erkannt werden und sind bei den entsprechenden Abbildungen hervorgehoben. Leider sind in den vorliegenden Versuchsdokumentationen zahlreiche Parameter nicht angegeben, weshalb eine detailliertere Auswertung dieser Versuche nicht möglich ist. In den Versuchsberichten werden zum Beispiel keine bzw. nur sehr wenig Angaben zur Geometrie der Anbauteile (bzw. zur Krafteinleitung) gemacht. Der Einfluß kann daher auch nicht weiter untersucht werden.

Neben den experimentellen Werten können die Erkenntnisse aus der Parameterstudie für die Temperaturfeldberechnungen (siehe Kapitel 4) und der Temperaturmessungen (siehe Kapitel 7) für die Bewertung hinsichtlich Stahlversagen herangezogen werden. Aus den theoretischen und experimentellen Erkenntnissen lassen sich folgende Schlußfolgerungen ziehen:

- Große Streuung der Versuchsergebnisse
Die Streuung der Ergebnisse ist insbesondere bei kurzer Betrachtungszeit (Feuerwiderstandsdauer von 30 Minuten) sehr groß. Sie läßt sich jedoch aufgrund der Temperaturfeldberechnungen und der experimentellen Ergebnisse mit der Abhängigkeit der Stahltemperatur vom Versuchsaufbau erklären.
- Abhängigkeit von der Stahlart
Bei den Versuchen haben bei gleicher Brandbeanspruchungsdauer die aus A4-Stahl hergestellten Befestigungsmittel eine höhere Belastung ausgehalten als diejenigen aus C-Stahl. Befestigungen aus A4-Stahl sind im Brandfall daher deutlich tragfähiger im Vergleich zu C-Stahl.
- Abhängigkeit vom Durchmesser bei C-Stahl
Befestigungen mit kleinem Durchmesser versagen bei geringeren Stahlspannungen. Je kürzer die Versuchszeit, desto ausgeprägter zeigt sich diese Abhängigkeit sowohl bei den Temperaturfeldberechnungen als auch bei den Brandversuchen. Bei 120 Minuten ist kein Einfluß des Durchmessers mehr erkennbar.

- Abhängigkeit vom Durchmesser bei A4-Stahl

Bei A4-Stahl ist bei den Brandversuchen keine wesentliche Abhängigkeit vom Durchmesser feststellbar. Insgesamt sind jedoch noch relativ wenige Versuchsergebnisse verfügbar. Aufgrund der theoretischen Berechnungen dürfte sich auch hier ähnlich zu den Befestigungen aus C-Stahl eine Abhängigkeit vom Durchmesser einstellen.

- Für sehr differenzierte Beurteilungen (z. B. C-Stahl, M6, Unterscheidung der Versagensarten Abreißen vs. Abkrepeln) ist die Anzahl der vorliegenden Versuchsergebnisse noch nicht ausreichend.

Aufgrund der theoretischen und experimentellen Ergebnisse, die in diesem Kapitel für das Stahlversagen von Befestigungen bei Brandversuchen diskutiert wurden, muß hinsichtlich des Prüfverfahrens festgestellt werden, daß

1. der Prüfaufbau einen starken Einfluß auf das Ergebnis hat (Brandraum, Lastadaption und Lage der Befestigung im Riß), und
2. ein starker Einfluß durch die Ausbildung des Befestigungsmittels vorliegt (Verankerungstiefe, Ausbildung, Herstellung).

Es ergibt sich daher die Notwendigkeit, den Prüfaufbau zukünftig detaillierter vorzuschreiben. Hierzu gehört insbesondere die Abstimmung der Lastadaption auf die projektierte Feuerwiderstandsdauer und „heiße Tragfähigkeit“ des Prüflings. Dies bedeutet, daß abhängig von der Größe des Befestigungsmittels, bzw. von der zu erzielenden Feuerwiderstandsdauer, ein entsprechend dimensionierter Prüfaufbau verwendet werden muß. Insbesondere überdimensionierte Anbauteile, die eine Erwärmung des Prüflings verhindern bzw. verzögern, müssen zukünftig ausgeschlossen werden. Weiterhin ist die Lage der Dübel in Rissen festzulegen. Dübel sollten zur Prüfung der Stahltragfähigkeit außerhalb von Rissen angeordnet werden.

8.2 Herausziehen

8.2.1 Herausziehen von rißtauglichen drehmomentkontrolliert spreizenden Dübeln

Bei den im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Brandversuchen haben drehmomentkontrolliert spreizende Dübel auf Herausziehen versagt. Allerdings fand diese Versagensart erst statt (siehe Tabelle 7.8), nachdem die Stahlbetonplatte selbst kurz vor dem Versagen war. Es ergibt sich somit für eine Feuerwiderstandsdauer von 90 Minuten, daß für eine Verankerungstiefe von 46 mm ein Herausziehen erst ab einer Belastung von 5 kN (Prüfergebnis: 4,9 kN nach 113 Minuten) und bei einer Verankerungstiefe von 85 mm erst ab 12,5 kN (Prüfergebnis 12,5 kN nach 108 Minuten und 9,2 kN nach 136 Minuten) zu erwarten ist. Dies konnte nur für rißtaugliche Befestigungen festgestellt werden.

Die gemessene Verschiebung erreichte nach 90 Minuten Brandbeanspruchung Werte bis zu 5 mm.

8.2.2 Herausziehen von wegkontrolliert spreizenden Dübeln

Ein wegkontrolliert spreizender Dübel mit einer Verankerungstiefe von 50 mm und einer Belastung von 3,6 kN wurde bis zur 90. Versuchsminute um ca. 10 mm herausgezogen. Nach einer Laststeigerung auf 6,0 kN versagte dieser in der 99. Minute nach einer Verschiebung von 12 mm. Aufgrund dieses Ergebnisses und den Berechnungen in Kapitel 6 muß angenommen werden, daß wegkontrolliert spreizende Dübel aufgrund ihres fehlenden Nachspreizvermögens bis auf eine Restverankerungstiefe von 35 mm herausgezogen werden. In den äußeren 35 mm kann nach Kapitel 6 angenommen werden, daß aufgrund des hohen Querdrucks infolge der Betondehnung Druckspannungen vorhanden sind, die dem Dübel genügend Halt geben und ein weiteres Herausziehen verhindern. Diese Druckspannungen können sich jedoch nur aufbauen, wenn der Beton in der unmittelbaren Umgebung des Dübels auch ungehindert der Brandraumtemperatur ausgesetzt ist. Ein sehr massives Anbauteil oder der lokale thermische Schutz des Dübels vor Erwärmung könnte das Aufheizen des Betons um den Dübel herum derart behindern, daß sich diese Druckspannungen nicht aufbauen können. Wegkontrolliert spreizende

Dübel sind hinsichtlich ihres Brandverhaltens daher sehr kritisch einzustufen. Es sollte in jedem Fall angenommen werden, daß sie in Stahlbetonbauteilen der Feuerwiderstandsklasse F90 bis auf eine Restverankerungstiefe von 35 mm herausgezogen werden. Das Risiko des Betonausbruches bei dieser reduzierten Verankerungstiefe muß bei der Bemessung berücksichtigt werden.

8.2.3 Zusammenfassung für die Versagensart Herausziehen

Es hat sich gezeigt, daß bei einem entsprechenden Prüfaufbau ein Herausziehen von Befestigungen beobachtet werden kann. Ab einer Verankerungstiefe von etwa 35 mm muß damit gerechnet werden, daß sich der Beton im Verankerungsbereich des Befestigungselementes in einem gerissenen Zustand befindet. Aufgrund der lokalen Störung des Betons durch den Dübel muß außerdem damit gerechnet werden, daß dieser im Brandfall in einem im Innern der Platte geöffneten Riß verankert ist. Die theoretischen Ableitungen aus Kapitel 6 (Spannungs- und Dehnungsberechnung) stimmen insgesamt gut mit den Prüfergebnissen aus Kapitel 7 überein. Experimentelle Untersuchungen für das Brandverhalten von Befestigungen müssen diese Erkenntnisse berücksichtigen und müssen daher in belasteten Stahlbetonplatten durchgeführt werden. Keilrißplatten sind für diese Versuche nicht geeignet, da hier die Durchbiegung und Krümmung der Platte im Brandversuch geringer ausfällt.

Der kritische Versuchsaufbau für Herausziehen von drehmoment- und wegkontrolliert spreizenden Dübeln ist aufgrund dieser Überlegungen dann gegeben, wenn

- die Verformung des als Verankerungsgrundes dienenden Bauteils groß ist,
- die Aufheizung des Betons an der Plattenoberfläche in der Nähe des Befestigungsmittels behindert ist.

Hinsichtlich der Verformung des als Verankerungsgrund dienenden Bauteils ist die ungünstigste in der Praxis zu erwartende Konstellation dann gegeben, wenn auf die Deckenplatte die maximal zulässige Belastung der statischen Bemessung (ohne Berücksichtigung von Brandbeanspruchung) aufgebracht wird.

Eine behinderte Erwärmung des Betons am Dübel kann in der Praxis dann vorkommen, wenn z. B. durch ein massiges Anbauteil oder eine lokale Abschirmung oder Wärmedämmung vorhanden ist. Dies ist regelmäßig der Fall, wenn Stahlkonstruktionen mit einer Brandschutzbekleidung ausgeführt werden. Hierdurch nimmt der Querdruck im Beton aufgrund der geringeren Temperaturdehnung ab. Die Formulierung in den Zulassungen:

*...das Brandverhalten ist nachzuweisen (sinngemäß),
„(...) es sei denn, die Konstruktion kann direkt oder aufgrund von vorhandenen Schutzmaßnahmen (z. B. Ummantelung, Bekleidung, Betondeckung der Stahlteile) nach DIN 4102 Teil 4 klassifiziert werden.“*

kann dazu verleiten, derartige Schutzkonstruktionen anzubringen.

Weiterhin kann eine Aussparung im Verankerungsgrund oder eine Bauteilkante den Aufbau eines Querdruckes aufgrund der thermischen Dehnung des oberflächennahen Betons erschweren, was ein Versagen durch Herausziehen ebenfalls begünstigt.

Aufgrund dieser Überlegungen bleibt festzuhalten, daß Herausziehen (bzw. Herausziehen mit nachfolgendem Betonausbruch) als Versagensursache für Befestigungen im Brandfall in Betracht zu ziehen ist.

8.2.4 Herausziehen von Verbunddübeln

Obwohl Verbunddübel eigentlich nicht Gegenstand dieser Arbeit sind, soll der Vollständigkeit halber erwähnt werden, daß auch bei Verbunddübeln in Brandversuchen diverser Hersteller Versagen durch Herausziehen beobachtet wurde. Hierbei spielt das temperaturabhängige Festigkeitsverhalten (Erweichen) des Verbundmaterials eine entscheidende Rolle. Allgemeine Aussagen hierzu können nicht getroffen werden, da die temperaturabhängige Festigkeit vom verwendeten Produkt abhängig ist.

Bei Brandversuchen an Verbunddübeln sollte daher analog zu Versuchen für die Versagensart Stahlversagen darauf geachtet werden, daß die kritische Situation für diese Versagensart dann gegeben ist, wenn das Aufheizen des Probekörpers durch den Versuchsaufbau nicht behindert wird. Während es bei Stahlversagen jedoch um die Temperatur an der kritischen Stelle für Stahlversagen (in der Regel in unmittelbarer Nähe der Mutter bzw. unterhalb des Kopfes bei Deckennägeln)

ankommt, ist bei Verbunddübeln die Temperaturverteilung in der gesamten Verbundschicht (entlang des Bohrloches) von Bedeutung.

8.2.5 Herausziehen in der Abkühlphase nach einem Brand

Nach einem vollentwickelten Brand gehen in der Abkühlphase die temperaturbedingten Dehnungen zurück, während die Verformungen des Verankerungsgrundes (zum Beispiel die Durchbiegung einer Betondecke) weitgehend bestehen bleiben. Hieraus entstehen Risse im Beton, die für den baulichen Brandschutz eigentlich nicht von Interesse sind. Die Standsicherheit nach einem Brandfall muß ohnehin individuell bewertet werden.

Bei den Brandversuchen 1995 (*siehe Eligehausen/Reick (1996)*) sind in der Abkühlphase zwei Deckenabhängiger nach dem Brandversuch heruntergefallen. Dieses Versagen ging einher mit einer starken Durchbiegung der Deckenplatte und sich öffnenden Risse an der Deckenunterseite.

8.3 Betonausbruch

Da bei den zahlreichen Versuchen diverser Hersteller fast nie die Festigkeitseigenschaften des Betons dokumentiert wurden bzw. keine äußere Belastung aufgebracht wurde, lassen sich aus diesen Versuchen hinsichtlich der Versagensart Betonausbruch keine Ableitungen treffen. Zur Beurteilung dieser Versagensart können daher lediglich die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Brandversuche und Berechnungen herangezogen werden.

8.3.1 Betonausbruch ohne Randeinfluß

Versagen durch Betonausbruch wurde in den Brandversuchen 1995 für Verankerungstiefen von 40, 50 und 60 mm bei Verankerungen mit Kopfbolzen festgestellt (*siehe Tabelle 7.3*). Auch in den Brandversuchen 1998 (*siehe Tabelle 7.8*) ergab sich ein Versagen durch Betonausbruch nach Herausziehen bei zwei

Einzelbefestigungen und ein Betonausbruch bei einer Gruppenbefestigung mit vier Hinterschnittdübeln. Bei den Einzeldübeln konnte die Höhe des Ausbruchkegels für Betonversagen durch die Messungen während des Versuches und durch nachträgliche Vermessung ausreichend genau ermittelt werden. Die in Tabelle 8.1 dargestellten Versuchsergebnisse an Kopfbolzen und die in Tabelle 8.2 dargestellten Ergebnisse für Einzelbefestigungen sind somit die einzigen vorliegenden Ergebnisse aus Brandversuchen für Betonausbruch ohne Randeinfluß.

Tabelle 8.1: Betonausbruch von Kopfbolzen im Brandversuch

h_{ef} [mm] (1)	Versagenszeitpunkt [Min.] (2)	Versagenslast $F_{u,c,fire}$ [kN] (3)	mittleres Versuchsergebnis [kN] (4)	$N_{u,c}^0$ ¹⁾ (5)	$N_{u,Brand} / N_{u,c}^0$ (3)/(5)
40	113'	6,0	6,2	14,7	0,41
	122'	6,5			0,44
50	113'	9,8	10,2	20,6	0,48
	119'	10,7			0,52
60	81'	12,6	13,0	27,0	0,47
	94'	13,5			0,50

$$^1) N_{u,c}^0 = 0,75 \cdot 15,5 \cdot (\beta_W)^{0,5} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad (\text{gerissener Beton, Kopfbolzen})$$

mit $\beta_W = 25 \text{ N/mm}^2$ (Brandversuche 1995)

Tabelle 8.2: Einzeldübel (Versuche 1998), die durch Herausziehen mit anschließendem Betonausbruch versagt hatten

geprüfter Dübel	h_{ef} [mm]	$h_{ef,red.}$ [mm]	t [min]	$N_{u,c}^0$ kalt ¹⁾ (Umgebungstemperatur) [kN]	$N_{u,c}^0$ Brand ₍₂₎ (Brandversuch) [kN]	$N_{u,c}^0$ Brand / $N_{u,c}^0$ kalt
wegkontr. spr.	50	38	99	12,9	6,0	0,46
drehmom.k. spr.	85	74	126	35,1	14,0	0,40

$$^1) N_{u,c}^0 = 0,70 \cdot 13,5 \cdot (\beta_W)^{0,5} \cdot h_{ef,red.}^{1,5} \quad (\text{gerissener Beton, Metaldübel})$$

$\beta_W = 34 \text{ N/mm}^2$ (Versuche 1998)

Die Resttragfähigkeiten ($N_{u,c}^0 \text{ Brand} / N_{u,c}^0 \text{ kalt}$) sind zusammen mit den Ergebnissen der FE-Berechnungen (Programm MASA) in Bild 8.7 dargestellt. Hierbei ist zu beachten, daß diese graphische Darstellung nicht die tatsächliche Versagenszeit berücksichtigt. Der drehmomentkontrolliert spreizende Dübel (Versagenszeit 126 Minuten) aber auch die Kopfbolzen mit 40 und 50 mm Verankerungstiefe (Versagenszeiten

zwischen 113 und 122 Minuten) hätten bezogen auf eine Brandbeanspruchungsdauer von 90 Minuten höhere Werte erbracht. Hierauf soll durch die in Bild 8.7 dargestellten Pfeile hingewiesen werden.

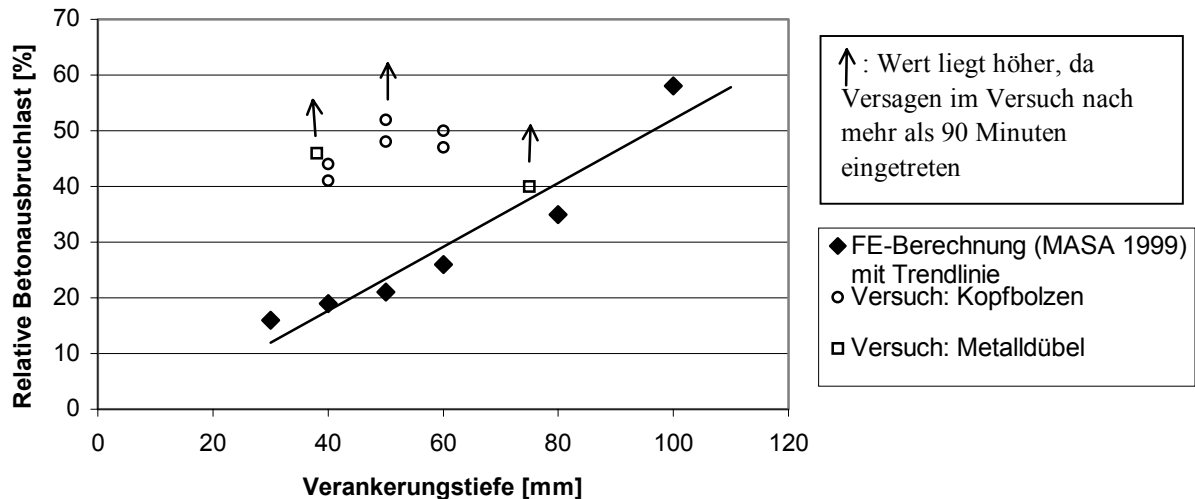


Bild 8.7: Relative Resttragfähigkeit für Betonausbruch, Vergleich der Versuchsergebnisse an Kopfbolzen und Metalldübeln mit den FE-Berechnungen für 90 Minuten Brandbeanspruchung

Deutlich zu erkennen ist in Bild 8.7 ebenfalls, daß die Versagenslasten aus den Brandversuchen deutlich über den mit dem FE-Programm MASA errechneten Werten liegen. Diese deutliche Abweichung ist auf den Spannungs- und Dehnungszustand in der brandbeanspruchten Stahlbetonplatte zurückzuführen, da dies in der FE-Berechnung nicht entsprechend berücksichtigt werden konnte. Hier wären weitere Berechnungen erforderlich, bei denen der Druckspannungszustand aus der thermischen Dehnung am unteren Rand der Stahlbetonplatte simuliert wird. Dies ist in der vorhandenen Programmversion nicht möglich und kann allenfalls mit weitergehenden Vereinfachungen simuliert werden, wie in den Berechnungen aus dem Jahr 1995 mit Microplane geschehen.

Aus diesen Versuchsergebnissen ergibt sich auch, daß ab einer Verankerungstiefe von 40 mm diese Versagensart bei Einfachverankerungen ohne Randeinfluß nicht kritisch ist. Die relative Resttragfähigkeit für Betonausbruchlast liegt bei allen Versuchswerten über 40 %. Eine Umrechnung auf einen Betrachtungszeitpunkt von 90 Minuten ist mit den bisherigen Erkenntnissen nicht möglich. Hierfür wären

zahlreiche weitere FE-Berechnungen mit unterschiedlichen Versagenszeitpunkten (Temperaturfelder) und unterschiedlicher Verankerungstiefe erforderlich. Da deren Aussagekraft jedoch aufgrund des weitreichenden Einflusses des Spannungs- und Dehnungszustandes eingeschränkt ist, ist der hierfür erforderliche Aufwand derzeit nicht gerechtfertigt. Unter Berücksichtigung eines Gesamtsicherheitsbeiwertes $\gamma \geq 2,5$ gegenüber Betonversagen bei Umgebungstemperatur kann jedoch aufgrund dieser Erkenntnisse die Bedeutung von Betonversagen für brandbeanspruchte Befestigungen als nicht relevant angesehen werden. Dies gilt jedoch nicht für wegkontrolliert spreizende Dübel.

Brandversuche an Befestigungen mit einer Verankerungstiefe bis 50 mm wurden in der Vergangenheit sehr zahlreich durchgeführt. Aufgrund der geringen Belastung, die an diese Befestigungen auch bei Umgebungstemperatur aufgebracht werden darf, wurde auch in keinem Fall Betonausbruch beobachtet.

Aufgrund dieser Ergebnisse an Kopfbolzen und Metalldübeln kann daher festgehalten werden, daß Einzelbefestigungen aus rißtauglichen drehmomentkontrolliert spreizenden Dübeln, Hinterschnittdübeln, Kopfbolzen sowie Verbunddübel im Brandfall nicht durch Betonausbruch versagen, sofern keine reduzierte Verankerungstiefe infolge Herausziehen angenommen werden muß.

8.3.2 Betonausbruch mit Randeinfluß und bei Befestigungsgruppen

Versuche mit Kopfbolzen oder anderen Befestigungen mit Randeinfluß sind bisher nicht bekannt und wurden auch im Rahmen dieser Forschungsarbeit nicht durchgeführt. Bei dieser Art des Einbaus muß berücksichtigt werden, daß im Beton aufgrund der mehrseitigen Brandbeanspruchung höhere Temperaturen herrschen und er daher noch stärkere Festigkeitseinbußen aufweisen wird. Außerdem kann der Aufbau von Druckspannungen in den oberflächennahen Schichten aufgrund des freien Randes beeinflußt werden. Diese Druckspannungen wurden insbesondere bei der Beurteilung der Versagensart Herausziehen positiv in Ansatz gebracht.

Bei dem Brandversuch am 09.10.1998 wurde Betonausbruch bei einer 4-fach Befestigung mit Hinterschnittdübeln beobachtet. Die Hinterschnittanker wurden eingesetzt um ein Herausziehen bzw. teilweises Herausziehen zu verhindern, so daß die exakte Verankerungstiefe von 50 mm bekannt war. Es wurden Dübel aus A4-Stahl gewählt und ein großer Randabstand eingehalten. Angeordnet waren die Dübel quadratisch mit einem Achsabstand von 50 mm. Zwei Anker der Mehrfachbefestigung wurden in den zuvor durch Belastung der Stahlbetonplatte mit Hilfe eines Hydraulik-Prüfzylinder erzeugten Riß gesetzt. Für diese Verankerungstiefe ergibt sich nach dem CC-Verfahren (*Fuchs, Eligehausen (1995) und Fuchs, Eligehausen, Breen (1995)*) eine Bruchlast von rechnerisch 37,1 kN für Mehrfachbefestigungen mit diesen Achsabständen bei normaler Umgebungstemperatur. Die Dübelgruppe versagte bei einer Last von 10,6 kN nach 75 Minuten Brandbelastung. Dies entspricht einer relativen Resttragfähigkeit des Verankerungsgrundes auf Betonausbruch von: $10,6 \text{ kN} / 37,1 \text{ kN} = 28,6 \%$.

Das Ergebnis für die 4-fach Befestigung ist somit in zweierlei Hinsicht kritischer einzuschätzen als die Ergebnisse für Einzelbefestigungen:

- die gemessene relative Resttragfähigkeit des Verankerungsgrundes auf Betonausbruch ist sehr gering, und kleiner als die sich für Einzelbefestigungen ergebende relative Resttragfähigkeit
- die 4-fach Befestigung versagte bereits vor 90 Minuten Brandbeanspruchung und nach einer wesentlich kürzeren Zeit als die Einzelbefestigungen

In Bild 8.8 wurde das Ergebnis für die 4-fach Befestigung in die Übersicht für Einzelbefestigungen aufgenommen, um das kritischere Verhalten der 4-fach Befestigung auf Betonausbruch grafisch darzustellen. Die dargestellten Pfeile geben wiederum Hinweis darauf, daß hier Versagen deutlich vor bzw. nach der 90. Versuchsminute stattgefunden hat und dies beim Vergleich der Ergebnisse entsprechend berücksichtigt werden muß.

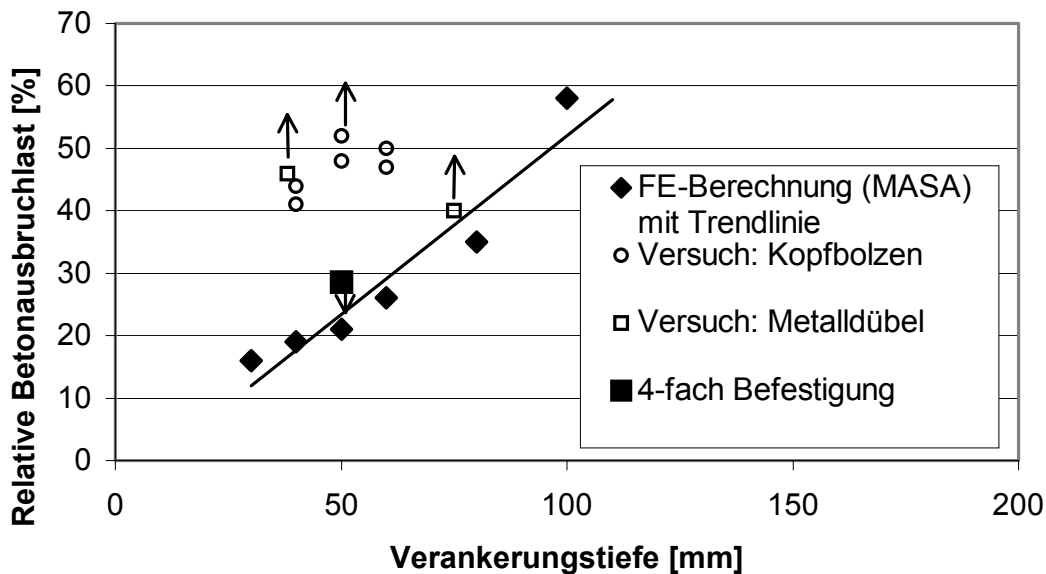


Bild 8.8: Relative Resttragfähigkeit – Vergleich der Versuchsergebnisse und der FE-Berechnung

Als Erklärung für das kritische Verhalten der 4-fach Befestigung auf Betonausbruch im Verhältnis zu Einzelbefestigungen können die im Brandversuch beobachteten großen Ausbruchkegel dienen (siehe Tabelle 8.3).

Tabelle 8.3: Bei Brandversuchen beobachtete Durchmesser der Ausbruchkegel

Versuch vom	h_{ef}	Durchmesser des Ausbruchkegels
03.11.1995	40 mm	30 cm
		33 cm
	50 mm	40 cm
		41 cm
09.11.1995	60 mm	44 cm
		46 cm

Bei größeren Ausbruchkegeln muß auch der Abstand der Dübel untereinander und zum freien Rand hin größer gewählt werden, sonst überschneiden sich die einzelnen Bruchkegel bzw. es kommt zu einem gemeinsamen Ausbruchkegel. Das CC-Verfahren geht von einer mittleren Neigung von 35° des Betonausbruchkörpers gegenüber der Betonoberfläche aus. Daher muß der Mindestabstand s zwischen

einzelnen Dübeln mindestens drei mal so groß sein wie die effektive Verankerungstiefe h_{ef} , damit keine Überschneidung der Ausbruchkörper auftritt. Für eine Bemessung im Brandfall sollte aufgrund der beobachteten Größe der Ausbruchkegel dieser Mindestabstand s größer gewählt werden. Ein entsprechender Vorschlag für die Bemessung wird im nachfolgenden Kapitel gemacht.

Weiterhin ergeben sich Risiken aus dem in den Brandversuchen beobachteten unterschiedlichen Ausziehverhalten der Dübel. Entziehen sich einzelne Dübel einer Mehrfachbefestigung der Lastaufnahme, was aufgrund der Lage einzelner Dübel in einem Riß angenommen werden muß, dann erfolgt eine Kraftumlagerung auf die anderen Befestigungsmittel. Diese Unwägbarkeiten können anhand der derzeit vorliegenden Versuchsergebnisse nicht abschließend beurteilt werden. Bei der Bemessung von Befestigungsgruppen muß dies daher entsprechend berücksichtigt werden.

9 Vorschlag zur Prüfung und Bemessung von Befestigungen für den Brandfall

Für die Beurteilung des Tragverhaltens von Befestigungen bei Brandeinwirkung existiert bisher keine einheitliche Vorgehensweise. Aufgrund der Erkenntnisse aus den theoretischen Berechnungen, der Auswertung der vorhandenen Brandversuche und den durchgeführten Forschungsversuchen soll daher nachstehend ein Vorschlag für ein einheitliches Vorgehen bei der Prüfung, Beurteilung und Bemessung von Befestigungen gemacht werden.

Folgende Einschränkungen müssen hierzu getroffen werden:

1. Die nachstehend vorgeschlagenen Abschätzungen und Prüfvorschläge beziehen sich auf die Beurteilung von Befestigungsmitteln bei **Beanspruchung auf zentrischen Zug**. Für eine Beanspruchung durch Querkräfte existieren noch so wenig Versuchsergebnisse, daß allgemeine Aussagen noch nicht möglich sind.
2. Der ausgearbeitete Bemessungsvorschlag ist beschränkt auf Befestigungen (und Befestigungsgruppen) mit einem **Mindestabstand von 30 cm zum Bauteilrand**. Bei geringerem Abstand vom Bauteilrand tritt ein mehrdimensionaler Wärmestrom im Bauteil auf, welcher zu höheren Temperaturen im Bauteil führt. Hierzu liegen bisher keine Ergebnisse aus Brandversuchen vor. Aufgrund der höheren Betontemperaturen muß jedoch bei Befestigungen am Rand mit einem früheren Versagen durch Herausziehen oder Betonausbruch gerechnet werden.

Voraussetzung für die Einstufung eines Befestigungsmittels in eine bestimmte Feuerwiderstandsklasse muß außerdem sein, daß das **Stahlbetonbauteil**, in welches das Befestigungsmittel verankert ist, **mindestens dieselbe Feuerwiderstandsdauer** aufweist. Dies gilt selbstverständlich auch für die mit diesem Stahlbetonbauteil verbundene tragende und aussteifende Konstruktion.

Für die tragende Konstruktion wird im Baurecht sehr häufig die Forderung feuerbeständig (also F 90) gestellt, während für Einbauten (z. B. elektrische Kabelanlagen) feuerbeständige oder feuerhemmende (F 30) Ausführungen als ausreichend angesehen werden.

In Tabelle 9.1 sind die derzeit in der Baupraxis überwiegend vorkommenden **Anforderungskombinationen** aufgeführt. Die Varianten 1 und 3 stellen eine Kombination vergleichbarer Anforderungen (bzw. Feuerwiderstandsdauern) dar. Die anderen Feuerwiderstandsdauern sind im deutschen Baurecht nahezu unbedeutend.

Tabelle 9.1: Für die Baupraxis relevante Einbauvarianten

Variante	Befestigung mit einer Feuerwiderstandsdauer von ... Minuten,	verankert in einem Stahlbetonbauteil mit einer Feuerwiderstandsklasse von (mindestens)
1	30	F 30
2	30	F 90
3	90	F 90

Da eine F 30 Decke bei entsprechender Belastung nach 30 Minuten Brandbeanspruchung bereits kurz vor dem Versagen steht, während eine F 90 Decke zu diesem Zeitpunkt noch große Tragreserven besitzt, hat die Kombination 2 insbesondere bei der Versagensart „Herausziehen“ auch einen Einfluß auf das Befestigungsmittel. Da Brandversuche mit belasteten Stahlbetonplatten der Feuerwiderstandsklasse F 30 bisher nicht bekannt sind, **gelten die nachstehenden Aussagen für Befestigungsmittel für 30, 60 und 90 Minuten Brandbeanspruchung nur in Verbindung mit einer Stahlbetonkonstruktion mindestens der Feuerwiderstandsklasse F90.**


Die Einstufung eines Bauteiles in eine Feuerwiderstandsklasse setzt i. d. R. eine Prüfung nach DIN 4102 Teil 2 voraus. Im Sinne dieser Norm gelten als Bauteile entsprechend Absatz 1 dieser Norm „Wände, Decken, Stützen, Unterzüge, Treppen, usw.“. Streng genommen können daher einzelne Befestigungselement nicht als „Bauteil“ nach DIN 4102 verstanden werden. Die Unterscheidung zwischen der erreichten „Feuerwiderstandsdauer eines Befestigungsmittels in Anlehnung an DIN 4102 Teil 2“ und der „Feuerwiderstandsklasse eines Bauteils“ muß daher getroffen werden. Nachstehend wird daher nicht die für die Feuerwiderstandsklasse belegte Abkürzung „F“ verwendet sondern der Begriff Feuerwiderstandsdauer, abgekürzt mit „Fwstd.“.

9.1 Prüfkonzzept

Für die Beurteilung eines Befestigungsmittels für den Brandfall soll sowohl ein praktischer Nachweis über Brandversuche als auch eine theoretische Abschätzung möglich sein. Die theoretische Abschätzung basiert auf einer konservativen Auswertung von Ergebnissen aus den bisher durchgeführten Brandversuchen und liegt daher auf der sicheren Seite. Bei beiden Arten des Nachweises sollen soweit erforderlich die relevanten Versagensarten Stahlversagen, Betonausbruch und Herausziehen getrennt betrachtet werden.

In Abhängigkeit der Ziele eines Herstellers sollte nach der theoretischen Abschätzung der Tragfähigkeit eines Befestigungsmittels für den Brandfall der erforderliche experimentelle Prüfaufwand gewählt werden, um gegebenenfalls eine höhere Tragfähigkeit eines Befestigungsmittels nachzuweisen. Sofern für die drei Versagensarten Stahlversagen, Herausziehen und Betonausbruch drei verschiedene Brandversuche durchgeführt werden müssen, ergeben sich theoretisch für die Beurteilung eines Befestigungsmittels insgesamt $2^3 = 8$ Kombinationen der beiden Nachweisarten für die drei Versagensmechanismen.

Tabelle 9.2: Acht Beurteilungskonzepte für ein Befestigungsmittel

	Stahlversagen	Herausziehen	Betonausbruch	Prüfaufwand
1	Theoretisch	Theoretisch	Theoretisch	 <p>gering</p> <p>hoch</p>
2	Brandversuch	Theoretisch	Theoretisch	
...	
8	Brandversuch	Brandversuch	Brandversuch	

9.2 Theoretische Abschätzung der Feuerwiderstandsdauer

Die theoretische Abschätzung der Feuerwiderstandsdauer soll es ermöglichen, für Feuerwiderstandsdauern von 30, 60, 90 und 120 Minuten konservative Werte für die Tragfähigkeit des jeweiligen Befestigungsmittels zu ermitteln.

9.2.1 Stahlversagen

Mit dem umfangreichen Datenmaterial an Brandversuchen zum Thema Stahlversagen ist es möglich, eine auf der sicheren Seite liegende Abschätzung der Versagenslast eines Befestigungsmittels in Abhängigkeit der Geometrie und der Stahlgüte vorzunehmen. Die Datenmenge umfaßt dabei 345 Einzelergebnisse aus dokumentierten Brandversuchen. Eine detaillierte Auswertung hierzu ist in Kapitel 8 vorgenommen worden (siehe auch *Reick (1998)*).

Wie in Kapitel 8 dargelegt, muß differenziert werden zwischen

- A4-Stahl und C-Stahl sowie
- Durchmesser der Befestigungselemente

Eine Mindestverankerungstiefe der Befestigungsmittel muß für eine theoretische Abschätzung eingehalten werden. Diese soll gewährleisten, daß ein entsprechender Wärmeabfluß in den Beton gegeben ist.

Bei der nachstehenden Abschätzung der Tragfähigkeit der Befestigungsmittel mußte ein sehr konservatives Vorgehen gewählt werden, da bei den Brandversuchen teilweise Einbauten in unmittelbarer Umgebung des Prüflings angebracht waren. Diese behindern die Umströmung des Befestigungsmittels mit heißer Brandraumluft. Des weiteren wurden bei den Brandversuchen häufig im Verhältnis zur tatsächlichen Prüflast sehr massige Anbauteile zur Lasteinleitung verwendet. Diese haben, wie in den theoretischen und experimentellen Untersuchungen gezeigt werden konnte, insbesondere bei kurzer Versuchsdauer (30 Minuten) einen großen Einfluß auf die Temperaturen am Befestigungsmittel und damit auf die Versagenslast bzw. auf den Versagenszeitpunkt beim Brandversuch.

9.2.1.1 Dübel aus C-Stahl

In Bild 8.2 sind alle Ergebnisse der Versuche mit Dübeln aus C-Stahl dargestellt. Bild 9.1 zeigt die Werte für den Gewindedurchmesser M6. Die darin enthaltene Trendlinie stellt den Bemessungsvorschlag für diesen Gewindedurchmesser dar. Bild 9.2 enthält diese Trendlinien für die Durchmesser M6 bis M24.

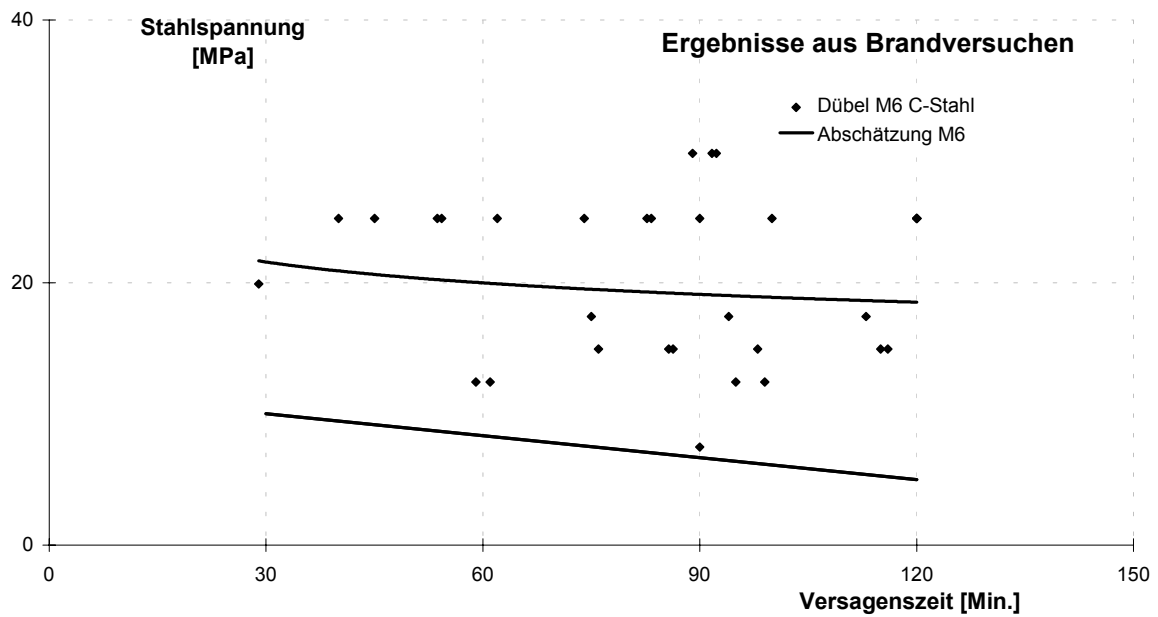


Bild 9.1: Abschätzung der Tragfähigkeit für Dübel aus C-Stahl mit einem Gewindedurchmesser von M 6

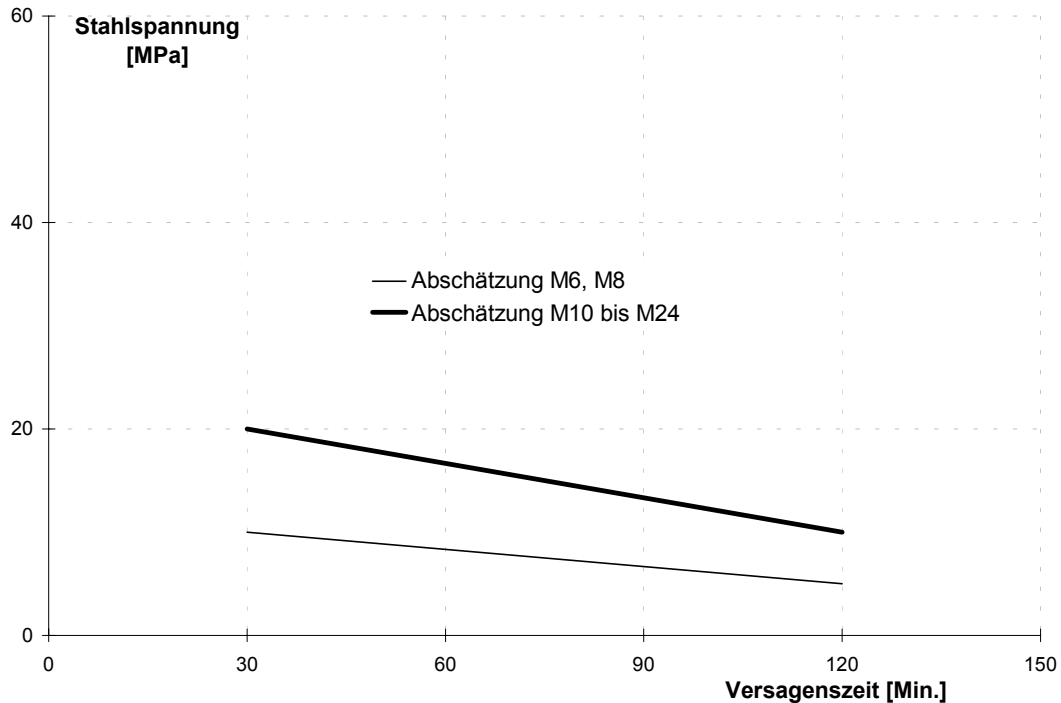


Bild 9.2: Vorschlag zur Abschätzung der ertragbaren Stahlspannung für Befestigungen aus C-Stahl

Wie in *Reick (1999)* dargestellt wurde für alle gebräuchlichen Dübeldurchmesser eine ähnliche Abschätzung der Tragfähigkeit anhand der Versuchsergebnisse durchgeführt. Dies führte zu dem in Tabelle 9.3 dargestellten Vorschlag für die Abschätzung der Tragfähigkeit.

Tabelle 9.3: Vorschlag zur Abschätzung der Tragfähigkeit eines Befestigungsmittels aus C-Stahl gegenüber Stahlversagen:

C-Stahl ¹⁾	$h_{\min}^{2)}$ [mm]	Spannung in [N/mm ²] für Stahlversagen bei einer Feuerwiderstandsdauer von			
		30'	60'	90'	120'
M 6	30	10	8,3	6,7	5
M 8	30	10	8,3	6,7	5
M 10	45	20	16,7	13,3	10
M 12	50	20	16,7	13,3	10
M 16	50	20	16,7	13,3	10
M 20	50	20	16,7	13,3	10
M 24	50	20	16,7	13,3	10

C-Stahl ¹⁾	$h_{\min}^{2)}$ [mm]	Tragfähigkeit in [N] für Stahlversagen bei einer Feuerwiderstandsdauer von			
		30'	60'	90'	120'
M 6	30	201	167	134	101
M 8	30	366	305	244	183
M 10	45	1160	967	773	580
M 12	50	1686	1405	1124	843
M 16	50	3140	2617	2093	1570
M 20	50	4900	4084	3266	2450
M 24	50	7040	5868	4692	3520

Anmerkungen zu Tabelle 9.3:

- 1) aufgrund der fehlenden Versuchsergebnisse für Dübel aus C-Stahl mit einem Gewindedurchmesser von M 20 und 24, wurde für diese Größe die ertragbare Stahlspannung gleich angenommen wie für Dübel mit einem Gewindedurchmesser von M 10, M 12 und M 16.
- 2) Für die Durchmesser bis M 12 wurden als Mindestverankerungstiefe für diese Abschätzung Werte aus dem unteren Bereich der bei Brandversuchen verwendeten Befestigungsmittel angesetzt. Ab einer Größe von M 12 wurde diese Mindestverankerungstiefe bewußt nicht mehr gesteigert, da auch die ertragbare Stahlspannung nicht mehr erhöht wurde.

9.2.1.2 Dübel aus A4-Stahl

In Bild 8.3 sind alle Ergebnisse der Versuche mit Dübel aus A4-Stahl dargestellt. Bei diesen Versuchsergebnissen ist keine so starke Abhängigkeit der ertragbaren Stahlspannung mit zunehmendem Gewindedurchmesser zu erkennen. Auch hierzu sind in *Reick (1999)* detaillierte Auswertungen für die einzelnen Durchmesser enthalten.

Aus Bild 9.3 kann der Vorschlag zur Abschätzung der ertragbaren Stahlspannung für Befestigungen aus A4-Stahl entnommen werden. Mit zunehmendem Gewindedurchmesser wird auch hier entsprechend den Befestigungen aus C-Stählen eine höhere ertragbare Stahlspannung angesetzt. Dies resultiert mehr aus den theoretischen Berechnungen über die zu erwartenden Temperaturfelder (Kapitel 4) als aus den wenigen Versuchsergebnissen. In Tabelle 9.4 sind die für den jeweiligen Dübeldurchmesser ertragbaren Dübellasten aufgeführt. Diese ergeben sich aus der Multiplikation der ertragbaren Stahlspannung mit dem Gewindequerschnitt.

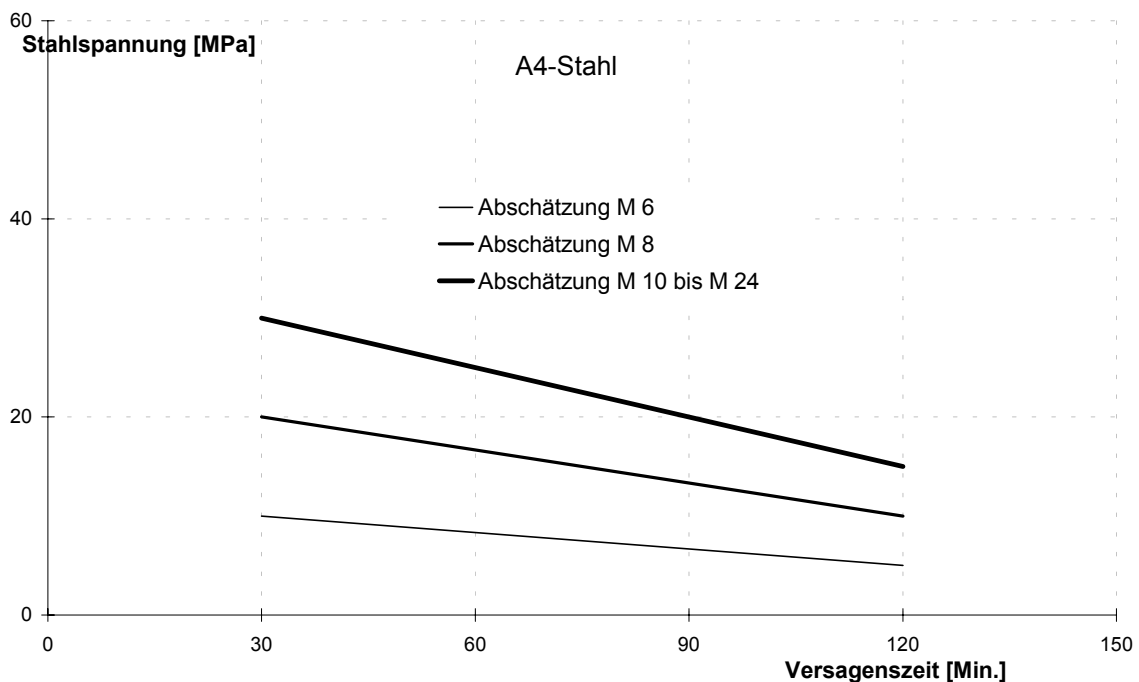


Bild 9.3: Vorschlag zur Abschätzung der ertragbaren Stahlspannung für Befestigungen aus A4-Stahl

Tabelle 9.4: Vorschlag zur Abschätzung der Tragfähigkeit eines Befestigungsmittels aus A4-Stahl gegenüber Stahlversagen:

A4-Stahl	$h_{\min}^{4)}$ [mm]	Spannung in [N/mm ²] für Stahlversagen bei einer Feuerwiderstandsdauer von			
		30'	60'	90'	120'
M 6 ¹⁾	30	10	8,3	6,7	5
M 8	30	20	16,7	13,3	10
M 10	45	30	25	20	15
M 12	50	30	25	20	15
M 16	50	30	25	20	15
M 20 ²⁾	50	30	25	20	15
M 24 ³⁾	50	30	25	20	15

A4-Stahl	$h_{\min}^{4)}$ [mm]	Tragfähigkeit für Stahlversagen in [N] bei einer Feuerwider- standsdauer von			
		30'	60'	90'	120'
M 6 ¹⁾	30	201	167	134	101
M 8	30	732	610	488	366
M 10	45	1740	1450	1160	870
M 12	50	2529	2108	1686	1265
M 16	50	4710	3925	3140	2355
M 20 ²⁾	50	7350	6125	4900	3675
M 24 ³⁾	50	10560	8800	7040	5280

Anmerkungen zu Tabelle 9.4:

- 1) aufgrund der fehlenden Versuchsergebnisse für Dübel aus A4-Stahl mit einem Gewindedurchmesser von M6, wurde für diese Größe die ertragbare Stahlspannung gleich angenommen wie für Dübel mit einem Gewindedurchmesser von M6 aus C-Stahl.
- 2), 3) aufgrund der fehlenden Versuchsergebnisse für Dübel aus A4-Stahl mit einem Gewindedurchmesser von M 20 und M 24, wurde für diese Größe die ertragbare Stahlspannung gleich angenommen wie für Dübel aus A4-Stahl mit einem Gewindedurchmesser von M10, M12 und M 16.
- 4) Siehe Fußnote „2)“ zu Tabelle 9.3.

9.2.2 Herausziehen

9.2.2.1 Rißtaugliche drehmomentkontrolliert spreizende Dübel

Das Spannungs- und Dehnungsfeld im Innern brandbeanspruchter Stahlbetonkonstruktionen wurde in Kapitel 6 eingehend behandelt. Die real auftretenden Rißbreiten sind demnach abhängig von der Feuerwiderstandsklasse der Bauteile, der Branddauer und der statischen Belastung der Konstruktion. Eine theoretische Abschätzung für die Versagensart Herausziehen ist daher nur für Befestigungsmittel

denkbar, die in der Lage sind, um dieses Maß Nachzuspreizen. Die Tauglichkeit für die Verwendung in gerissenem Beton muß ebenfalls nachgewiesen sein. Bei diesen Rißbreiten sollte das Herausziehmaß, das der Dübel zum Nachspreizen benötigt, 10 mm nicht überschreiten.

Anmerkung: Die Verschiebung u für drehmomentkontrolliert spreizende Befestigungsmittel nach 90 Minuten Brandbeanspruchung kann somit mit $u = 10$ mm angenommen werden. Dies muß nachstehend bei der Berechnung des Widerstandes gegen Betonausbruch aufgrund der geringeren Verankerungstiefe berücksichtigt werden.

Die Herausziehlast für 90 Minuten Brandbeanspruchung nach der Einheitstemperatur-Zeitkurve kann mit der in Bild 9.4 dargestellten Abschätzung wie folgt angenommen werden:

$$N_{u,p}(90') = 0,1 \times h_{ef} - 1,5 \quad [\text{kN}] \quad \text{für: } 30 \text{ mm} \leq h_{ef} \quad (9.1)$$

mit: $N_{u,p}(90')$ Versagenslast für Herausziehen bei 90 Minuten
Brandbeanspruchung nach der Einheitstemperatur-Zeitkurve in [kN]
 h_{ef} effektive Verankerungstiefe in [mm]

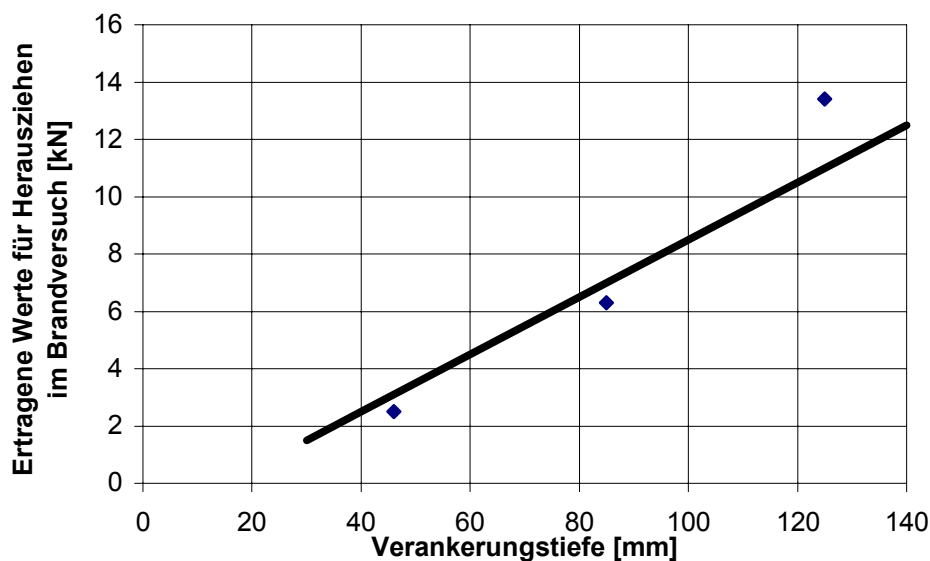


Bild 9.4: Abschätzung der Herausziehlast für drehmomentkontrolliert spreizende Befestigungsmittel in Abhängigkeit der Verankerungstiefe für 90 Minuten Brandbeanspruchung

Aufgrund der geringen Anzahl der Versuchsergebnisse mit der Versagensart Herausziehen kann hier nur eine Abschätzung für 90 Minuten Brandbeanspruchung nach der ETK angegeben werden. Für 30 Minuten und 60 Minuten Feuerwiderstandsdauer müssen daher dieselben Werte für die Versagensart Herausziehen angenommen werden. Werte für 120 Minuten Brandbeanspruchung können zwar bisher nicht angegeben werden, sie dürften aufgrund der Forderung, daß die als Verankerungsgrund dienenden Stahlbetonbauteile mindestens dieselbe Feuerwiderstandsdauer wie die Befestigung aufweisen müssen, bei einer Befestigung in einer F120 Stahlbetonkonstruktion in derselben Größenordnung liegen wie für eine Feuerwiderstandsdauer von 90 Minuten.

9.2.2.2 Wegkontrolliert spreizende Dübel

Eine Herausziehlast für wegkontrolliert spreizende Dübel konnte bisher weder in Brandversuchen noch theoretisch abgeleitet werden. Eine sichere Abschätzung kann daher nur auf folgenden Überlegungen beruhen:

Aufgrund der thermischen Dehnung des Betons kann bei Stahlbetonplatten unter Brandbeanspruchung in den äußeren 35 mm mit dem Vorhandensein von Druckspannungen gerechnet werden. Dies bedeutet, daß im Riß sitzende wegkontrolliert spreizende Befestigungsmittel mit einer Verankerungstiefe größer 40 mm mit sehr hoher Wahrscheinlichkeit nicht weiter als bis auf eine Restverankerungstiefe von 35 mm herausgezogen werden. Für diese verbleibende Verankerungstiefe ist dann ein Versagen durch Betonausbruch nachzuweisen.

Für Befestigungsmittel mit einer ursprünglichen Verankerungstiefe von weniger als 40 mm ist aufgrund der bisherigen Überlegungen ein Herausziehen von maximal 5 mm anzunehmen. Die Betonausbruchlast ist für diese Befestigungsmittel entsprechend zu berechnen.

Für eine Feuerwiderstandsdauer von 30, 60 und 120 Minuten liegen bisher keine Versuchsergebnisse für die Versagensart Herausziehen vor. Sofern jedoch Stahlbetonbauteile der Feuerwiderstandsklasse F 90 bzw. F 120 verwendet werden, können die vorgenannten Abschätzungen für das Herausziehen angesetzt werden.

9.2.2.3 Formschlüssige Befestigungsmittel

Formschlüssige Befestigungsmittel versagen nicht durch die Versagensart Herausziehen. Die Verschiebung u (zur Berechnung des Widerstandes gegenüber Betonausbruch) kann für Befestigungsmittel von diesem Typ unabhängig von der Dauer der Brandbeanspruchung mit $u = 0$ mm angesetzt werden.

9.2.3 Betonausbruch

Die Widerstand von Befestigungen gegenüber der Versagensursache Betonausbruch kann für Beton der Güte C20/25 und 90 Minuten Feuerwiderstandsdauer wie nachstehend ausgeführt ermittelt werden. Höhere Betongüten werden nicht in Ansatz gebracht, da bei diesen in der Regel auch die Gefahr von Betonabplatzungen zunimmt.

Für kürzere bzw. längere Brandbeanspruchungsdauern liegen bisher keine Werte vor. Für eine Feuerwiderstandsdauer von 30 und 60 Minuten müssen daher dieselben Werte für die Tragfähigkeit angesetzt werden wie für 90 Minuten. Für 120 Minuten können darüber hinaus bisher keine Werte angegeben werden. Sie werden aufgrund der höheren Betontemperaturen jedoch sicherlich geringer ausfallen als die Werte für eine Brandbeanspruchung von 90 Minuten.

Bei Normaltemperatur kann die Versagenslast für Betonausbruch nach dem CC-Verfahren folgendermaßen abgeschätzt werden:

$$N_{u,c}^0(kalt) = k \times h_{ef}^{1,5} \times \sqrt{\beta_w} \times \psi_w \quad [N] \quad (9.2)$$

mit:

k	13,5 für Metalldübel; 15,5 für Kopfbolzen
h_{ef}	effektive Verankerungstiefe [mm]
β_w	Würfeldruckfestigkeit [N/mm ²] zum Zeitpunkt der Prüfung an Würfeln gemessen mit 20 cm Kantenlänge
ψ_w	Faktor zur Berücksichtigung der verminderten Tragfähigkeit von gerissenem Beton: = 0,75 für Kopfbolzen/Hinterschnittdübel = 0,7 für rißtaugliche, drehmomentkontrolliert spreizende Dübel.

Da bei Betonen höherer Festigkeit die Gefahr durch Abplatzungen steigt, sollte für die Würfeldruckfestigkeit kein höherer Wert als 25 N/mm^2 angesetzt werden. Die relative Resttragfähigkeit auf Betonausbruch für eine Brandbeanspruchung von bis zu 90 Minuten kann aufgrund von Bild 9.5 nach Gleichung 9.3 abgeschätzt werden:

$$N_{u,c}^o(90') = \frac{h}{200} \times N_{u,c}^o(\text{kalt}) \quad [\text{kN}] \quad \text{für: } 30 \text{ mm} \leq h \leq 200 \text{ mm} \quad (9.3a)$$

$$N_{u,c}^o(90') = N_{u,c}^o(\text{kalt}) \quad [\text{kN}] \quad \text{für: } h > 200 \text{ mm} \quad (9.3b)$$

mit

$N_{u,c}^o(\text{kalt})$ berechnete Betonausbruchlast bei Normaltemperatur nach dem CC-Verfahren, hier $\beta_w \leq 25 \text{ N/mm}^2$

h Verankerungstiefe [mm], ggf. abgemindert um das zu erwartende Herausziehmaß u (s. Kapitel 9.2.2)

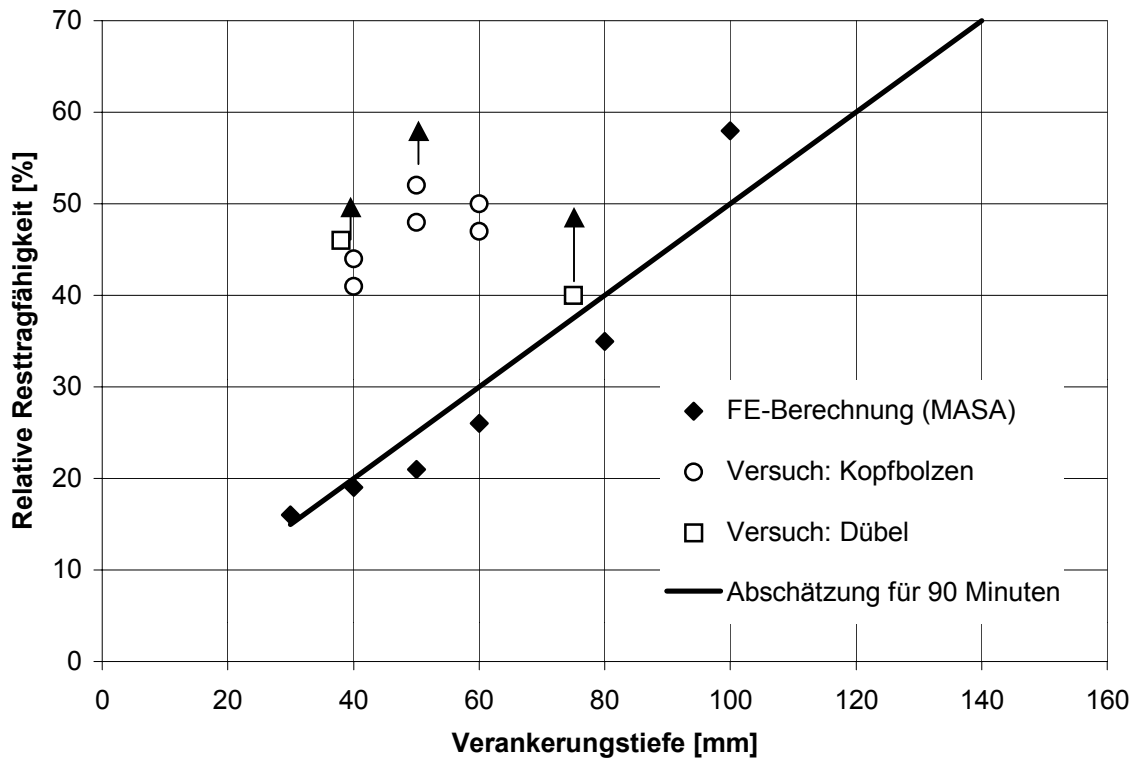


Bild 9.5: Theoretische Abschätzung der Tragfähigkeit einer Einzelbefestigung auf Betonausbruch für ein Brandbeanspruchung von bis zu 90 Minuten

9.2.4 Beurteilung der theoretischen Abschätzung

Mit Hilfe dieses Vorschlages für eine auf der sicheren Seite liegende theoretischen Abschätzung der Feuerwiderstandsdauer von Befestigungen ist es möglich, einem Befestigungsmittel eine Tragfähigkeit bei der jeweiligen Brandbeanspruchungsdauer zuzuordnen.

Für die Versagensart Stahlversagen sind schon relativ gute Näherungen möglich, allerdings mußte aufgrund der großen Streuung der Ergebnisse eine konservative Vorgehensweise angewandt werden. Die Streuung ist auf die unterschiedliche Geometrie der Prüflinge und auch auf die unterschiedlichen Randbedingungen bei den Prüfungen zurückzuführen. Insbesondere die Unterschiede im Prüfaufbau machen eine konservative Abschätzung trotz der umfangreichen Versuchsergebnisse erforderlich.

Bei den Versagensarten Betonausbruch und Herausziehen ist der Umfang der Prüfergebnisse noch bei weitem zu gering um eine gute Qualität der theoretischen Abschätzung zu erhalten. Daher konnte nur für eine Feuerwiderstandsdauer von 90 Minuten eine befriedigende Abschätzung der Tragfähigkeit definiert werden.

Außerordentlich kritisch wirkt sich die Rißbildung im Innern von Stahlbetonbauteilen für wegkontrolliert spreizende Dübel aus. Da diese Art von Befestigungsmitteln den auftretenden Rissen nicht durch Nachspreizen entgegenwirken können, kann eine theoretische Abschätzung nicht vorgenommen werden.

Das Ziel zukünftiger Auswertungen muß sein, die theoretische Abschätzung der einzelnen Versagensarten mit zunehmender Prüferfahrung zu verfeinern und damit immer näher an die tatsächliche Tragfähigkeit der Befestigungsmittel bei Brandbeanspruchung zu gelangen. Damit würde zunehmend die Möglichkeit bestehen, in Zukunft mit einer geringeren Zahl von Brandversuchen auszukommen.

9.3 Experimentelle Bestimmung der Feuerwiderstandsdauer

9.3.1 Stahlversagen

Um die Versagensart Stahlbruch zu prüfen, sollte die Erwärmung des Prüflings nicht behindert werden. Die Wärmeabgabe des Prüflings an den Beton sollte möglichst schlecht sein. Um dies zu gewährleisten wird vorgeschlagen, folgende Punkte bei zukünftigen Brandversuchen einzuhalten:

- Untersuchungen zeigten, daß das Anbauteil einen großen Einfluß auf die Temperaturen am Dübel hat. Daher sollte dieses möglichst klein und leicht sein (geringe Wärmespeicherfähigkeit), sowie ein großes Verhältnis von beflammer Oberfläche zu erwärmtem Volumen besitzen. Eine Abstimmung des Anbauteiles auf die Feuerwiderstandsdauer sowie auf die Prüflast ist notwendig. In *Reick (1999)* sind detaillierte Zeichnungen und Angaben für geeignete Anbauteile enthalten.
- Es sollten jeweils die Befestigungsmittel mit der größten möglichen Anbauteildicke verwendet werden, wobei jedoch Gesichtspunkte der Praxis zu berücksichtigen sind. So wird gewährleistet, daß der Gewindestab des Prüflings so weit wie möglich aus der Platte herausragt und damit die maximale Wärmemenge aufnehmen kann.

Es konnte gezeigt werden, daß aus der Betonplatte austretendes Wasser ebenfalls einen großen Einfluß auf die Temperaturen am Dübel und damit auf das Prüfergebnis hat. Daraus ergeben sich folgende Forderungen für die Prüfung:

- Der Prüfumfang sollte die Anzahl von vier Befestigungsmitteln pro Dübelgröße nicht unterschreiten. Diese Prüflinge dürfen nicht in einen Biegeriß gesetzt werden, da dort die austretende Wassermenge größer ist.
- Für Befestigungsreihen, die eine ähnliche Geometrie besitzen und sich nur durch die Größe unterscheiden ist es ausreichend jeweils vier Dübel der minimalen bzw. der maximalen Größe zu prüfen. Von den restlichen Größen ist eine Anzahl von zwei Dübeln ausreichend. Diese dürfen jedoch nicht im Riß geprüft werden.

- Die zur Verankerung von Befestigungsmitteln verwendeten Stahlbetonplatten müssen ausreichend trocken sein. Hierzu sind die Platten unter bauwerksgerechten Bedingungen bis zum Erreichen der Ausgleichsfeuchte zu lagern. Die Anforderungen der DIN 4102 Teil 2 (bzw. EN 1363-1) zum Zeitpunkt der Durchführung von Brandprüfungen sind unbedingt einzuhalten.
- Während der Brandprüfung muß eine visuelle Kontrolle der am Befestigungsmittel ausgetretenen Wassermenge erfolgen. Befestigungen, an denen länger als fünf Minuten Wasseraustritt beobachtet wird, dürfen zur Ermittlung des Feuerwiderstandes für 30 und 60 Minuten nicht gewertet werden.

9.3.2 Herausziehen

Um die Versagensart Herausziehen seitens des Versuchsaufbaus zu begünstigen sollte der Prüfling in einem möglichst stark geöffneten Riß sitzen. Ausgehend von den Berechnungen in Kapitel 6 sind folgende Forderungen für die Wahl der Versuchsplatten zu berücksichtigen:

- Die Stahlbetonplatten sollten eine Mindestdicke von 25 cm aufweisen. Der Längsbewehrungsgehalt der Platte darf maximal 10 cm²/m betragen. Die Betonfestigkeit β_w soll zwischen 25 und 35 N/mm² liegen.
- Die Stahlbetonplatte ist auf Biegung zu beanspruchen. Sie sind frei drehbar zu lagern. Der Verlauf des durch eine äußere Kraft erzeugten Biegemomentes ist über dem Brandraum möglichst konstant zu halten. Insgesamt ist eine Gesamtbelastung auf die Platte von 70 % des Bemessungswertes für das Biegemoment nach *DIN V ENV 1992* aufzubringen.
- Der Beton soll in der unmittelbaren Umgebung des Dübels nicht zu warm werden. Hierzu sind die möglichst große Anbauteile zu verwenden. Des weiteren ist die Stahlkonstruktion zur Lasteinleitung von der Plattenunterseite an (mindestens 40 cm weit) mit einer 5 cm dicken Schicht aus Steinwolle vor Erwärmung zu schützen.
- Der Prüfumfang sollte die Anzahl von zwei Dübeln pro Größe nicht unterschreiten. Diese sind in die zuvor erzeugten Haarrisse zu setzen. Zum Zeitpunkt

der Erstellung der Bohrungen sowie der Montage der Dübel ist die Platte nicht zu belasten. Danach sind die Dübel mit der angestrebten Last zu belasten. Die Belastung der Stahlbetonplatte ist während des Brandversuches konstant zu halten.

- Alle Dübel müssen mindestens die angestrebte Feuerwiderstandsdauer erreichen.

9.3.3 Betonausbruch

Um die Versagensart Betonausbruch zu prüfen, sollte die Erwärmung des Betons ungehindert möglich sein. Daher sind folgende Punkte zu berücksichtigen:

- Verwendung eines Anbauteiles, das möglichst klein und leicht ist (geringe Wärmespeicherfähigkeit), sowie ein großes Verhältnis von beflammter Oberfläche zu erwärmtem Volumen besitzt. Die für die Versagensart Stahlversagen definierten Anbauteile sind hier ebenfalls zu verwenden.
- Der Beton sollte möglichst ungehindert Wärme über Strahlungs- und Konvektionsvorgänge aufnehmen können. Hierzu ist ein Abstand von mindestens 1 cm zwischen Anbauteil und Beton einzuhalten, sofern dies beim zu prüfenden Befestigungsmittel möglich ist. Hierzu können z. B. Unterlegscheiben oder ein kurzes Rohrstück zwischen Betonplatte und Anbauteil eingesetzt werden. Die Stahlteile müssen ungehindert der Temperaturbelastung ausgesetzt werden.

Weitere Randbedingungen :

- Die Betonfestigkeit soll bei der experimentellen Überprüfung dieser Versagensart zwischen 25 und 35 N/mm² betragen.
- Die Bewehrung sollte möglichst außerhalb des zu erwartenden Betonausbruchkegels sein. Die Querbewehrung sollte einen Abstand von mindestens 30 cm, die Längsbewehrung sollte einen Abstand von mindestens 20 cm besitzen.
- Die Stahlbetonplatte ist auf Biegung zu belasten. Der Verlauf des durch eine äußere Kraft erzeugten Biegemomentes ist über dem Brandraum möglichst konstant zu halten. Insgesamt ist eine Gesamtbelastung auf die Platte von 70 % des Bemessungswertes für das Biegemoment nach DIN V ENV 1992 aufzubringen.

- Der Prüfumfang sollte die Anzahl von zwei Befestigungsmitteln pro Dübelgröße nicht unterschreiten.
- Der Versuchsaufbau muß analog zum Versuchsaufbau für Herausziehen erfolgen.
- Alle Dübel müssen die geforderte Feuerwiderstandsdauer erreichen.

9.4 Gruppenbefestigungen mit großem Randabstand

Zur Beurteilung des Tragverhaltens von Gruppenbefestigungen bei Brandbeanspruchung liegt bisher nur ein einziges Ergebnis aus Brandversuchen vor. Aufgrund theoretischer Überlegungen und dieses Ergebnisses können die nachstehenden Beurteilungen vorgenommen werden.

9.4.1 Herausziehen und Stahlversagen

Für die Versagensarten Herausziehen und Stahlversagen bestehen keine Bedenken, die Ergebnisse für Einzelbefestigungen aus rißtauglichen drehmomentkontrolliert spreizenden Dübeln auf Gruppenbefestigungen zu übertragen. Im Gegenteil dürfte sich das massivere Stahlanbauteil einer Gruppenbefestigung positiv auf die Stahltemperatur und damit auf Stahlversagen auswirken. Daher kann die Versagenslast der Gruppenbefestigung für diese beide Versagensarten mit dem n -fachen der Last einer Einzelbefestigung angenommen werden.

Wegkontrolliert spreizende Dübel sollten für Mehrfachbefestigungen nicht verwendet werden. Durch das sehr stark differierende Herausziehverhalten könnten sich einzelne (z. B. im Riß sitzende) Dübel der Lastübertragung entziehen.

9.4.2 Betonausbruch

Die Versagensart Betonausbruch bei Gruppenbefestigungen ist aufgrund der in Kapitel 8.3.2 beschriebenen Beobachtungen kritisch zu bewerten. Für die Versagensart Betonausbruch von Gruppenbefestigungen sind daher weitere Versuche erforderlich. Sollten sich in diesen Versuchen die Beobachtungen aus Kapitel 8.3.2

bestätigen, könnte dies in der Bemessung durch eine Erhöhung der erforderlichen Achsabstände s_{cr} berücksichtigt werden. Ein vorläufiger (konservativer) Vorschlag hierfür ist in Tabelle 9.5 enthalten. Durch diese Erhöhung kann sichergestellt werden, daß sich ein vollständiger Ausbruchkegel für die Befestigungsmittel ergibt. Andererseits wird hierdurch für Gruppenbefestigungen eine Reduktion der Gesamttragfähigkeit unmittelbar über das CC-Verfahren erreicht.

Tabelle 9.5: Vorschlag für erforderlich Achsabstände s_{cr} in Abhängigkeit von der Feuerwiderstandsdauer

Feuerwiderstands- dauer in Minuten	Achsabstand $s_{cr} =$
0	3 h_{ef}
30	4 h_{ef}
60	5 h_{ef}
90	5 h_{ef}
120	6 h_{ef}

10 Zusammenfassung und Ausblick

Über das Tragverhalten von Befestigungselementen bei normaler Umgebungstemperatur wurden in den vergangenen Jahrzehnten zahlreiche Forschungsarbeiten abgeschlossen. Hierdurch konnten Bemessungsmodelle entwickelt werden, mit denen die Tragfähigkeit von Befestigungselementen in nahezu beliebiger Einbausituation berechnet werden können. Die Bestimmung des Feuerwiderstandes dieser Konstruktionen wurde hierbei jedoch nur in (produktspezifischen) Versuchen diverser Hersteller untersucht, wobei auch nur die Versagensart Stahlbruch geprüft wurde. Eine umfassende wissenschaftliche Untersuchung wurde bisher nicht durchgeführt. Zum Brandverhalten von Befestigungen konnten nunmehr umfangreiche Ergebnisse vorgestellt werden.

Ziel der vorliegenden Arbeit war es, unter Ausnutzung des umfangreichen Wissens über die Tragfähigkeit bei Umgebungstemperatur, die verschiedenen Versagensmechanismen bei Brandbeanspruchung zu untersuchen und über ein Bemessungskonzept die Umsetzung der Forschungsergebnisse in die Praxis zu ermöglichen. Es wurden umfangreiche theoretische und experimentelle Untersuchungen durchgeführt. Hierzu gehörten:

- Auswertung aller vorliegenden Ergebnisse aus Brandversuchen
- Erstellung einer „Datenbank für Stahlversagen“
- Messung von Temperaturen an Befestigungselementen in Brandversuchen
- Entwicklung und Verifizierung eines Programms zur achsensymmetrischen Temperaturfeldberechnung von Befestigungen bei Brandbeanspruchung. Hiermit konnte eine Parameterstudie zu den zu erwartenden Temperaturfeldern bei Variation einzelner Merkmale durchgeführt werden.
- Planung, Durchführung und Auswertung von insgesamt 11 Großbrandversuchen an zusammen 56 belasteten Befestigungselementen in der Biegezugzone von Stahlbetonplatten
- Entwicklung eines Programms für die Berechnung des Spannungs- und Dehnungszustandes von belasteten Stahlbetonplatten bei Brandbeanspruchung und Erstellen einer Parameterstudie
- Berechnungen mit einem nichtlinearen Finite-Elemente-Programm für die Versagensart Betonausbruch

In der vorliegenden Arbeit konnten weitreichende Erkenntnisse für die einzelnen Versagensmechanismen im Brandfall vorgestellt werden. Hierdurch ist es möglich, getrennt nach den einzelnen Versagensursachen Aussagen im Hinblick auf die zu erwartende Tragfähigkeit zu machen. Als abschließendes Ergebnis wurde ein Vorschlag für die Prüfung und Bemessung von Befestigungen bei Brandbeanspruchung vorgestellt. Mit diesem Vorschlag ist es möglich, eine Beurteilung der Feuerwiderstandsdauer von Befestigungen durchzuführen. Dies sowohl mit den in dieser Arbeit festgelegten Randbedingungen für Brandversuche als auch durch die vorgestellten konservativen Abschätzungen.

Hinsichtlich des Brandverhaltens von Befestigungen bleiben jedoch weitere Fragen zu klären. Bei Befestigungen mit geringem Randabstand ist die mehrdimensionale Erwärmung des Betons zu klären, welche Einfluß auf die Materialparameter und damit auch auf die Betonausbruchlast hat. Wissenschaftlich angelegte Brandversuche unter Querbeanspruchung konnten bisher ebensowenig durchgeführt werden, wie eine Untersuchung des Einflusses der Betonfestigkeit bisher nicht erfolgte. Darüber hinaus besteht auch für Verbunddübel und Kunststoffdübel sowie generell für Befestigungen in anderen Baumaterialien (z. B. Mauerwerk) weiterhin Forschungsbedarf.

11 Englische Kurzfassung

FIRE RESISTANCE OF ANCHORS FAR FROM AN EDGE IN CONCRETE WITH AXIAL LOADING

11.1. Abstract

With the increasing use of fasteners in the field of civil-engineering the need to estimate the fire resistance of these connections is obvious. Different test procedures for fire tests and no commonly accepted rules to design fasteners for this use show the problems in present. Scientific work to estimate the different failure modes known from tests with ambient temperature has been missing so far.

To investigate the fire resistance of fasteners several numerical simulations were performed. Programs have been developed to calculate temperature fields for fasteners in concrete and to calculate stress-strain relationships in concrete slabs in bending and under fire load. Qualified non-linear finite element programs have been extended to calculate concrete cone failure in case of fire. To check the numerical simulations several large scale fire tests with fasteners installed in loaded concrete slabs were done.

11.2. Introduction

In fire tests from various manufactures for their specific products, mainly steel failure was observed. But the test methods used did not consider the worst circumstances for concrete cone failure and pullout. Therefore theses failure modes have to be examined in detail using scientific methods. Also the influence of the test set-up on the steel temperature of the fastener has to be investigated to clear the comparability of the various test results and the obtained differences.

11.3. Behaviour of Concrete and steel at elevated temperatures

To calculate temperature fields, stress-strain relationships in concrete slabs and concrete cone failure loads under fire load, relevant material properties have to be known at elevated temperatures. For the work in this paper these relationships are presented in chapter 3. They are mainly taken from *Kordina/Meyer-Ottens (1981)*, *Kordina/Meyer-Ottens (1999)* and *DIN V ENV 1992-1-2 (1997)*.

11.4. Calculation of temperature fields

The temperature field of concrete structures under fire loading is known for special geometric shapes by measurements during fire tests and by numerical simulation. For fasteners under ISO fire load up to 90 minutes no published calculations are known so far. To obtain more than just a few calculations a special computer program (using the finite difference method) was developed instead of working with commonly available programs.

Besides the well known equations of thermodynamic, the special circumstances to obtain ISO fire loading had to be referred in the program code. Also the non-linear thermal properties of concrete had to be implemented. For the temperature field in a concrete body around a metallic fastener, axis symmetry can be used.

In a parameter study up to 150 different shapes of fasteners have been calculated. The results showed that the geometry of the metallic parts has a very big influence on the temperature field in the steel and in the surrounding concrete. The steel temperature is of great interest to judge steel failure and the concrete temperature influences the concrete cone capacity. The results of the numerous calculations are shown in chapter 4.

For the steel temperature a comparison for a bolt diameter of 4 mm and 20 mm shows the influence very clear. Using an embedment depth of 50 mm, a steel length subjected to fire of 30 mm and comparing in a distance of 21 mm below the concrete surface, the calculated temperatures after 30 (90) minutes are

4 mm diameter:	764 °C (981 °C)
20 mm diameter:	618 °C (923 °C).

Comparing the reduced tensile strength of steel at these temperatures, remaining relative tensile capacity of the steel bars compared to ambient temperature are

4 mm diameter:	15 % (4,4 %)
20 mm diameter:	43 % (5,5 %)

These calculations show that the steel geometry has a dominant influence (especially for short duration of fire attack) on the remaining tensile capacity of the metallic fasteners.

11.5. Calculation of concrete cone failure

Having calculated the temperature field around a fastener, the concrete cone capacity of the heated concrete body was calculated using the non-linear finite element program MASA (*Ozbolt (1998)*). To simulate the fire load it was necessary to extend the program with several subroutines. First it was necessary to calculate the concrete temperature. This must be a function of (a) distance from the heated surface, (b) distance from the fasteners symmetry axis and (c) embedment depth of the fastener. With this subroutine the results from chapter 4 are considered. Second some subroutines were programmed to calculate the concrete properties as a function of temperature according to *DIN V ENV 1992-1-2 (1997)*.

The figures in chapter 5 show the calculated relative concrete cone capacities as a function of the anchorage depth. The results of a calculation from the author in 1995 using a former version of the program MASA are shown as well.

With these calculations it can be shown that the anchorage depth has a major influence on the remaining relative concrete cone failure load. For anchorage depths less than 100 mm, this ratio goes under 50%.

Nevertheless a comparison between calculated values and results from fire test show that the test results are much better. This can be explained by the compressive

stress in the outer fibres of the concrete slab in fire. This behaviour could not be implemented in the calculations so far.

11.6. Stress and Strain in a concrete slab in fire

During a fire the temperature in a concrete slab increases non linear. The concrete fibres next to the heated surface try to expand according to the free thermal strain and develop compressive stress on the heated side of the slab. Using the equations and material properties from *DIN V ENV 1992-1-2 (1997)* a program was developed to calculate the stress and strain distribution for concrete slabs in bending under fire loading in numerous cases.

The results of a parameter study are illustrated in chapter 6. A variation of the height and the steel ratio in the cross section of the concrete slab has been calculated. This showed that at 90 % of the design bending moment according to EC 2 for a slab height of 20 cm and a steel ration of 15 cm²/m a tensile strain of 10 ‰ at a distance of 55 mm from the heated surface must be expected. This result is rather serious because internal cracks in the anchorage zone of fasteners can have severe influence on the pullout capacity of anchors.

11.7. Fire tests

In recent years a lot of fire tests have been ordered by manufacturers to test their products. But these test have not been planned to be critical for pullout and concrete cone failure and therefore only steel failure was observed.

To get test results for all failure modes an overall of 11 large scale fire tests with concrete slabs loaded with 70 to 90 % of the design bending moment according to *DIN V ENV 1992* were done. In these tests 56 fasteners have been tested in fire and additional 24 fasteners have been installed to measure steel temperatures. The test results are presented in chapter 7. In these large scale fire tests it has been shown, that concrete cone and pullout failure can be achieved under special circumstances. These failure modes should therefor be considered for the development of an overall testing procedure for fire resistance of fasteners.

Pullout failure was observed when the deflection of the concrete slab was increasing faster shortly before failure of the concrete slab. Fasteners with less capacity to react to opening cracks (distance controlled expansion anchors) show pullout up to 10 mm for anchorage depths of 50 mm. This is an important result also for fastening groups.

The concrete cone failure loads at 90 minutes fire for an embedment depth of 40 mm showed relative values of more than 40 % compared to ambient temperature. This is better than the calculated results according to chapter 5. Only a fastener group using four anchors (anchorage depth of 50 mm, distance of 50 mm to each other) showed less than 30 % relative capacity at only 75 minutes in fire.

The temperature measurements have been made to check the calculations according to chapter 4. These measurements demonstrate how much the steel parts used for loading the fasteners influence the temperature in the anchor, especially in the first 60 minutes of fire exposure. This seems very reasonable and corresponds to the knowledge about the profile factor in steel construction for fire resistance. In some cases a big influence of water from the concrete appearing at cracks in the concrete slab could be observed.

11.8. Failure modes of anchors – Results from calculations and fire tests

The fire tests and the calculations have shown that the same failure modes can occur under fire loading compared to ambient temperatures.

For steel failure a database with 345 results from fire tests allows to look on the influence of different parameters, e.g. the diameter of the steel and the steel type. These two points have major influence on the expectable steel failure load. Despite all known influences from the anchors the variation of test results still remains very high – especially for a short fire duration.

For future fire tests for steel failure the test assembly (size of load adapters and position of anchors in cracks) is described in chapter 8. Different test assemblies are necessary for pullout as well as concrete cone failure.

The main conclusions for the different failure modes can be summarised as follow:

Steel failure: It is the most important failure mode as indicated by a lot of fire tests. But former test results from manufacturers can only be used to estimate steel failure load very conservative. According to numerous calculations about temperature fields and measurements of temperatures during fire tests the geometry of fastener and anchor plate as well as the test set-up have a major influence on the steel temperature. This has to be regarded in future fire tests.

Concrete cone failure: Test results and finite element calculations show that this failure mode can be important for anchors with a small anchorage depth and for anchor groups.

Pullout: The fire tests show that pullout failure can occur. With the results from these fire tests future test results have to be compared to avoid the risk of pullout failure.

11.9. Suggestion for testing and design of anchors in fire

With the knowledge from the previous chapters it is possible to predict conservative values for failure loads in fire. To avoid expensive fire tests for every fastener (and for all three failure modes) rules to get these conservative values are suggested.

Because these suggested values had to be conservative, manufacturers will be interested to improve the values for some failure modes. In most cases in future they might get better values for steel failure. Therefore rules for the test set-up and to evaluate these tests are summarised for each failure mode.

For groups of fasteners only one fire test result is available. Because this result showed a very low failure load and the concrete cones from headed studs in fire tests have been very big, a suggestion to increase the required distance between anchors for the calculation of anchor groups is made as well.

11.10. Summary

In this paper a lot of important results about the fire resistance of anchors in concrete are presented. The target was to improve the knowledge about the different failure modes under fire conditions. Therefore several theoretical and practical examinations had to be performed, e.g.

- creating a database with all anchors examined in fire tests and looking for the relevant parameters
- measurements for the temperature of anchors in fire tests
- developing a program to calculate temperature fields around fasteners under fire conditions
- planning and performing 11 large scale fire tests for 56 loaded anchors, using reinforced concrete plates in bending
- developing a program to calculate the stress/strain – relationship in reinforced concrete plates in bending under fire conditions
- developing subroutines and performing calculations for the concrete cone failure load in fire using the non-linear finite element program MASA

But there are still a lot of open questions. The influence of a low edge distance and transverse loading still has to be examined. Furthermore bonded anchors and plastic fasteners as well as fasteners in masonry are not covered in this paper.

12 Literatur

- Ameler, J. (1997): Betonverhalten bei hohen Temperaturen und triaxialer Beanspruchung – FE-Modell auf der Basis der Betonstruktur. Heft 134 des iBMB der TU Braunschweig, 1997.
- Baehr, H.D.; Stephan, K. (1996): Wärme- und Stoffübertragung. Springer Verlag, 1996.
- Baker, G. (1996): The effect of exposure to elevated temperatures on the fracture energy of plain concrete. *Materials and Structures*, Vol. 29. July 1996.
- Bathe, K.-J. (1986): Finite-Elemente-Methode. Springer Verlag, 1986.
- Bažant, Z.P., Ožbolt, J. (1990): Nonlocal Model for fracture, damage and size effect in structures. *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 116, No 11, November 1990.
- Bažant, Z.P., Prat, P. C. (1988): Effect of Temperature and Humidity on Fracture Energy of Concrete. *ACI Materials Journal*, July/August 1988.
- Böckenförde, D.; Temme, H.,-G.; Krebs, W. (1996): Musterbauordnung für die Länder der Bundesrepublik Deutschland, Fassung Juni 1996. Werner-Verlag, Düsseldorf, 1996.
- Borgogno, W. (1997): Tragverhalten von Slim Floor Decken mit Betonhohlplatten bei Raumtemperatur und Brandeinwirkung. IBK Bericht Nr. 233, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, 1997.
- British Standards Institution (1972): Fire tests on building materials and structures, BS 476: Part 8: 1972, Test methods and criteria for the fire resistance of elements of building construction, 1972.
- Budelmann, H. (1987): Zum Einfluß erhöhter Temperatur auf Festigkeit und Verformung von Beton mit unterschiedlichen Feuchtegehalten. Heft 76 des iBMB der TU Braunschweig, 1987.
- Comité Euro-International du Béton (CEB) (1991): Fire design of concrete structures. Bulletin D'Information No. 208, 1991.
- Comité Euro-International du Béton (CEB) (1993): Bulletin D'Information No. 207, 1993.
Chapter 27: Other Environmental Influences
Chapter 28: Fire Exposure,
- Comité Euro-International du Béton (CEB) (1995): Design of Fastenings in Concrete. Bulletin D'Information No. 226, 1995.
- Connolly R. (1997): The Spalling of Concrete. *Fire Engineers Journal*, January 1997.
- Deutsches Institut für Bautechnik (1993): Bemessungsverfahren für Dübel zur Verankerung in Beton, Berlin, Juni 1993.

- Deutsches Institut für Bautechnik (1994): Erläuterungen zum Grundlagendokument Brandschutz, Mitteilungen des DIBt, Ausgabe 3/1994.
- Deutsches Institut für Bautechnik (1994): Niederschrift der Sitzung vom 7. Juni 1994. Arbeitskreises "Brandverhalten von Dübelverankerungen", Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin, 1994.
- Deutsches Institut für Bautechnik (1997): Brandverhalten von Dübeln. Mitteilungen des DIBt 6/1997;
- DIN 18230 (1998): Baulicher Brandschutz im Industriebau. Ausgabe 1998
- DIN 4102, Teil 2 (1977): Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen, Teil 2: Feuerwiderstandsprüfungen an Bauteilen, September 1977.
- DIN 4102, Teil 4 (1994): Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen, Teil 4: Zusammenstellung und Anwendung klassifizierter Baustoffe, Bauteile und Sonderbauteile, März 1994.
- DIN V ENV 1991-1 (1994): Eurocode 1: Grundlagen von Entwurf, Berechnung und Bemessung sowie Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 1: Grundlagen der Tragwerksplanung, 1994.
- DIN V ENV 1991-2-2 (1997): Eurocode 1, Grundlagen der Tragwerksplanung und Einwirkungen auf Tragwerke; Teil 2-2: Einwirkungen auf Tragwerke - Einwirkungen im Brandfall. Vornorm Ausgabe Mai 1997.
- DIN V ENV 1992-1-2 (1997): Eurocode 2, Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken; Teil 1-2: Allgemeine Regeln - Tragwerksbemessung für den Brandfall. Vornorm Ausgabe Mai 1997.
- DIN V ENV 1993-1-2 (1997): Eurocode 3, Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten; Teil 1-2: Allgemeine Regeln - Tragwerksbemessung für den Brandfall. Vornorm Ausgabe Mai 1997.
- Ehm, C. (1986): Versuche zur Festigkeit und Verformung von Beton unter zweiaxialer Beanspruchung und hohen Temperaturen. Heft 71 des iBMB der TU Braunschweig, 1986.
- Eligehausen, R.; Mallée, R.; Rehm, G. (1997): Befestigungstechnik, Sonderdruck aus dem Betonkalender 1997, Verlag Ernst & Sohn, Berlin.
- Eligehausen, R., Pukl, R., Reick, M. (1995): Behaviour of anchors in fire. Report Nr. 21/3-95/10, Institute of Construction Materials, University of Stuttgart, 1995, unveröffentlicht.
- Eligehausen, R.; Reick, M. (1996): Behaviour of anchors in fire – Report of fire tests 1995. Report Nr. 21/4-96/1, Institute of Construction Materials, University of Stuttgart, 1996, unveröffentlicht.
- Falkner H. (1969): Zur Frage der Rißbildung durch Eigen- und Zwängspannungen infolge Temperatur in Stahlbetonteilen. Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 208, 1969.
- FEMAP (1997): Finite Element Modelling and Postprocessing. Ver. 5.00a. Copyright 1985-1997 Enterprise Software Products, Inc.

- Forschungs- und Materialprüfungsanstalt Baden-Württemberg (1980): Untersuchung von Fischer-Injektionsankern FIM 10 nach dem Einfluß hoher Temperaturen, Prüfungsbericht vom 27. März 1980.
- Forschungs- und Materialprüfungsanstalt Baden-Württemberg (1983): Überlegungen für ein allgemeines Prüfprogramm für Dübelbefestigungen unter Brandbeanspruchung. 24.10.1983, unveröffentlicht.
- Forschungs- und Materialprüfungsanstalt Baden-Württemberg (1998): Untersuchungsbericht über das Brandverhalten von Betonschrauben
- Fuchs, W.; Eligehausen, R. (1995): Das CC-Verfahren für die Berechnung der Betonausbruchlast von Verankerungen. In: Beton- und Stahlbetonbau 90 (1995), Heft 1, 2 und 3, 1995.
- Furche, J. (1994): Zum Trag- und Verschiebungsverhalten von Kopfbolzen bei zentrischem Zug. Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart, 1994.
- Gerster, R. (1989): Zum Tragverhalten von Übergreifungsstößen in Stahlbetonbauteilen bei Brandeinwirkung. Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart, 1989.
- Grundlagendokument – Wesentliche Anforderung Nr. 2 „Brandschutz“, Amtsblatt der Europäischen Gemeinschaften Nr. C62/23 vom 28.02.1994.
- Hamfler H. (1988): Berechnung von Temperatur-, Feuchte- und Verschiebungsfeldern in erhärteten Betonbauteilen nach der Methode der finiten Elemente. Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 395, 1988.
- Hass, R.; Meyer-Ottens, C.; Richter, E. (1994): Stahl Brandschutz Handbuch, Verlag Ernst & Sohn, 1994.
- Hilti (1994): Geprüfte Befestigungen im vorbeugenden Brandschutz. Publikation der Firma Hilti AG, 1994.
- Hinrichsmeyer, K. (1987): Strukturorientierte Analyse und Modellbeschreibung der thermischen Schädigung von Beton. iBMB der TU Braunschweig, Heft 74, 1987
- Hosser D. (1998): Brandschutzbemessung nach den Eurocodes, in: Heft 139 des iBMB der TU Braunschweig, 1998.
- Huang, H. C.; Usmani, A. S. (1994): Finite Element Analysis for Heat Transfer. Springer Verlag, 1994.
- IBK Bau-Fachtagung (1995): Befestigungstechnik im Bauwesen – neuester Stand. Darmstadt, 1995.
- Innenministerium Baden-Württemberg (1987): Brandschutz und Haustechnik – Maßnahmen gegen die Ausbreitung von Rauch und Feuer über haustechnische Anlagen und Installationen, 1987.
- Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz (1992): Prüfung von ... auf zentrischen Zug belasteten Hilti-Durchsteckankern HAST-R auf Brandverhalten ..., Untersuchungsbericht Nr. 3177/1722-2 vom 03.07.1992.

- Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz (1993): Prüfung von ... auf Querkraft belasteten Hilti-Durchsteckankern HSTR auf Brandverhalten ..., Untersuchungsbericht Nr. 3341/2883-3 vom 27.07.1993.
- Institut für Bautechnik (1985): Niederschrift der Sitzung vom 27. Juni 1985. Arbeitskreises "Brandverhalten von Dübelverankerungen", Institut für Bautechnik, Berlin, 1985.
- ISO/CD 12471 Committee Draft (1998): Computational structural fire design - state of the art and the need for further development of calculation models and for fire tests for determination of input material data required. ISO/TC 92 SC2 N 264, 1998.
- Izquierdo Bernaldo de Quiros, J. (1996): Design of fireproof concrete structures, Cuadernos internac No. 23, 1996.
- Kersken-Bradley, M. (1993); Manuskript zur Vorlesung „Baulicher Brandschutz“. Universität Stuttgart, 1993.
- Kiel, M. (1982): Brandverhalten von Flächentragwerken, insbesondere Deckenkonstruktionen aus Stahlbeton und Spannbeton. Sonderforschungsbereich 148, Teilprojekt A2, iBMB Braunschweig, 1982.
- Kiel, M. (1982): Versuchs- und Rechenergebnisse zum Trag- und Verformungsverhalten brandbeanspruchter Stahlbetonplatten, in: Forschungskolloquium am 20.9.1982 an der Universität Karlsruhe
- Kiel, M. (1984): Dehnungsmessung bei Temperaturen unter 150 °C und Rißverfolgung in Betonquerschnitten. Sonderforschungsbereich 148, Teilprojekt A-2-2, iBMB der TU Braunschweig, 1984.
- Kiel, M. (1987): Nichtlineare Berechnung ebener Stahlbetonflächentragwerke unter Einschluß von Brandbeanspruchung. Heft 81 des iBMB der TU Braunschweig, 1987.
- Klingelhöfer, K. G. (1991): Brandverhalten von Dübelbefestigungen. 1991
- Klingsohr, K. (1997): Vorbeugender baulicher Brandschutz. Verlag W. Kohlhammer, Stuttgart, 1997.
- Kordina, K. (1993): Behaviour of Anchors in Concrete Structures under Fire. Report No. 21/1-93/16, Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart, 1993.
- Kordina, K. (1997): Über das Brandverhalten punktgestützter Stahlbetonplatten, Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 479, 1997.
- Kordina, K. (1975): Erwärmungsvorgänge an balkenartigen Stahlbetonbauteilen unter Brandbeanspruchung. Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 230, 1975.
- Kordina, K.; Bornemann, P. (1966): Brandverhalten von Stahlbetonplatten. Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 181, 1966.
- Kordina, K.; Meyer-Ottens, C. (1981): Beton Brandschutz Handbuch. Beton-Verlag, Düsseldorf, 1981.
- Kordina, K.; Meyer-Ottens, C. (1999): Beton Brandschutz Handbuch (2. Auflage). Verlag Bau+Technik, 1999.

- Landesbauordnung Baden-Württemberg (1995), GBl vom 08.09.1995, S. 617 ff.
- Latnser, K. (1993): Safety in case of fire - Test results, Doc 59, WG 06.01/03, 1993.
- Latnser, K. (1993): Safety in case of fire - Test results, Doc 106, WG 06.01/03, 1993.
- Lehmann R. (1992): Tragverhalten von Metallspreizdübeln im ungerissenen und gerissenen Beton bei der Versagensart Herausziehen. Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart, 1992.
- Materialprüfungsamt Nordrhein-Westfalen (1993): Gutachten Nr. 22 0232 0 92-1 vom 25.02.1993.
- Meyer-Ottens, C. (1972): Zur Frage der Abplatzungen an Betonbauteilen aus Normalbeton bei Brandbeanspruchung. Heft 23 des iBMB der TU Braunschweig, 1972.
- Nause, P. (1992): Prüfung und Beurteilung des Brandverhaltens von Dübeln, iBMB der TU Braunschweig, 1992.
- Oberbeck, N. (1995): Instationärer Wärme-Feuchte-Schadstoff-Transport in Beton. Bericht Nr. 95-97, Institut für Statik, TU Braunschweig, 1995
- Ožbolt, J. (1992): Smearred crack analysis - new nonlocal microcrack interaction approach. Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Stuttgart, 1992.
- Ožbolt, J. (1998): MASA-Macroscopic Space Analysis. Bericht zur Beschreibung des FE Programmes MASA, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Stuttgart, 1998.
- Ožbolt, J. (1999): Nonlocal fracture analysis – stress relaxation method. Bericht, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Stuttgart, 1999.
- Ožbolt, J.; Mayer, U.; Vocke, H.; Eligehausen, R. (1999): Das FE-Programm MASA in Theorie und Anwendung, Beton- und Stahlbetonbau Heft 10/1999.
- Pammer, Z. (1980): A mesh refinement method for transient heat conduction problems solved by finite elements. International Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol. 15, 1980.
- Paterson, W. S. (1978): Indicative fire tests on fixings. Construction Industry Research and Information Association (CIRIA), Technical Note No. 92, 1978.
- Quast, U.; Hass, R.; Rudolph, K. (1984): STABA-F – A computer program for the determination of load-bearing and deformation behaviour of uni-axial structural elements under fire action. iBMB der TU Braunschweig, 1984.
- Reick, M. (1997): Bestimmung des Temperaturfeldes an Befestigungsmitteln im Brandfall, Bericht Nr. 21/6-97/4, Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart, 1997, unveröffentlicht.

- Reick, M. (1998): Brandverhalten von Befestigungen in Beton bei zentrischer Zugbeanspruchung; Auswertung der Versuche mit Stahlversagen, Bericht Nr. 21/8-98/1, Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart, 1998, unveröffentlicht.
- Reick, M. (1999/1): Brandversuche 1998 an Befestigungsmitteln. Interner Bericht; Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, 1999, unveröffentlicht.
- Reick, M. (1999/2): Prüfung und Bemessung von Befestigungen für den Brandfall. Interner Bericht; Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, 1999, unveröffentlicht.
- Reuter, M. (1993): Befestigungstechnik im vorbeugenden baulichen Brandschutz. Sonderdruck aus der Zeitschrift Bauen mit Kunststoffen und neuen Baustoffen, Ausgabe 3/93.
- Reuter, M. (1994): Sicherheit von Dübeln und Setzbolzen im Brandfall. BBbauBl, Heft 6, Ausgabe Juni 1994.
- Schlüter, H.-J. (1991): STABA-F – Ein Programmsystem zur Berechnung des Verhaltens stabförmiger Bauteile im Feuer. Programmhandbuch, iBMB der TU Braunschweig, 1991.
- Schmid, B. (1998): Feuerwiderstand von Befestigungen. Diplomarbeit am Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, 1998.
- Schneider, U. (1982): Verhalten von Beton bei hohen Temperaturen. Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 337, 1982.
- Schneider, U. (1988): Concrete at high temperatures – a general review, Fire Safety Journal Vol. 13, No. 1, Elsevier Verlag, Niederlande, 1988.
- Schneider, U.; Lebeda, C. (2000): Baulicher Brandschutz. Verlag W. Kohlhammer, Stuttgart, 2000.
- Sonderforschungsbereich 148 (1982): Brandverhalten von Bauteilen, Arbeitsbericht TU Braunschweig, Veröffentlichung zum 3. öffentlichen Forschungskolloquium am 20.09.1982 an der Universität Karlsruhe.
- Sonderforschungsbereich 148 (1983): Brandverhalten von Bauteilen, Arbeitsbericht 1981-1983, TU Braunschweig, 1983.
- Sonderforschungsbereich 148 (1987): Brandverhalten von Bauteilen, Arbeitsbericht 1984-1986, TU Braunschweig, 1987.
- Steidle, P. (1987): MNQK – Programm zur Berechnung von M-Kappa-Linien, Programmbeschreibung, Institut für Massivbau der Universität Stuttgart, 1987.
- Steinert, C. (1996): Bestimmung der Wärmeübergangsbedingungen auf Bauteile im Brandfall, Heft 120 des iBMB der TU Braunschweig, 1996.
- Stelzer, J. F. (1986): Die Lösung der stationären und instationären Temperaturfeldgleichung, Veranstaltungsunterlagen, Haus der Technik e.V. Aachen, 1986.
- Taler, J. (1996): Bestimmung von Wärmespannungen in dickwandigen Bauteilen mittels einer Temperaturmeßstelle. BWK Bd. 48, 1996.

- Terro, M. (1998): Numerical Modeling of the Behaviour of Concrete Structures in Fire. ACI Structural Journal, March-April 1998.
- Thieme, D. (1990): Einführung in die Finite-Elemente-Methode für Bauingenieure, VEB-Verlag, Berlin, 1990.
- Thienel, K. C. (1993): Festigkeit und Verformung von Beton bei hoher Temperatur – Versuche und Modellbildung, Heft 104 des iBMB der TU Braunschweig, 1993.
- VdS (1987): Planung und Einbau von Sprinkleranlagen (Ri 2092), VdS, Köln, 1987.
- Wesche, J. (1985): Brandverhalten von Stahlbetonplatten im baupraktischen Einbauzustand, Heft 63 des iBMB der TU Braunschweig, 1985.
- Wiese, J. (1988): Zum Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonplatten unter partieller Brandbeanspruchung, Heft 84 des iBMB der TU Braunschweig, 1988.
- Wiesholzer, J. (1988): Diplomarbeit an der Universität Innsbruck, in: Heft 2, Institut für Hochbau und Industriebau, Februar 1988.
XX: nur 30 min., nur M10 Verbundanker
- Wittmann F.H. (1990): Size effect of fracture energy of concrete, Engineering Fracture Mechanics Vol. 35, No. 1/2/3, 1990.
- Zhao G. (1993): Tragverhalten von randfernen Kopfbolzenverankerungen bei Betonausbruch. Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart, 1993.
- Zitzelsberger, J. (1983): Kurzbericht zum Forschungsvorhaben Nr. 81/306 über das Brandverhalten von brandschutztechnisch geschützten und ungeschützten Dübelbefestigungen in der Zugzone von Stahlbetonbalken, Technische Universität München, 1983
- Zitzelsberger, J. et. al. (1986): Forschungsbericht Nr. 77/301 über das Brandverhalten von Aufhängungen für Lüftungsleitungen, Technische Universität München, 1986.
- Zitzelsberger, J. (1996): Brandsichere Aufhängungen von haustechnischen Installationen. BBauBl 45 (1996) 7, 534-539;
- Zitzelsberger, J.; Ostertag, D. (1998): Aufhängesysteme für feuerwiderstandsfähige Lüftungsleitungen. BBauBl Heft 7/98.

13 Anhang: Datenbank der Versuchsergebnisse mit Stahlversagen

Stahldaten			Stahlversagen		Versagen [Min.]			
Stahlart	Gew.-durchmesser.	Stahlquerschnitt [mm ²]	aufgebrachte Last [kN]	Stahlspannung [N/mm ²]	Stahl	Verbund	Herausziehen	ohne
C		15,4	0,25	16,2				145
C		15,4	0,25	16,2				145
C		15,4	0,30	19,5	116			
C		15,4	0,30	19,5	120			
C		15,4	0,30	19,5	121			
C		15,4	0,50	32,5	55			
C		15,4	0,50	32,5	66			
C		15,4	0,50	32,5	96			
C		15,4	0,50	32,5	102			
C		15,4	0,50	32,5	97			
C		15,4	0,50	32,5	67			
C		15,4	0,50	32,5	78			
C	M6	20,1	0,15	7,5	90			
C	M6	20,1	0,25	12,4	59			
C	M6	20,1	0,25	12,4	61			
C	M6	20,1	0,25	12,4				120
C	M6	20,1	0,25	12,4				120
C	M6	20,1	0,25	12,4				120
C	M6	20,1	0,25	12,4				100
C	M6	20,1	0,25	12,4	99			
C	M6	20,1	0,25	12,4	95			
C	M6	20,1	0,30	14,9	86			
C	M6	20,1	0,30	14,9	76			
C	M6	20,1	0,30	14,9	115			
C	M6	20,1	0,30	14,9	98			
C	M6	20,1	0,30	14,9	86			
C	M6	20,1	0,30	14,9	116			
C	M6	20,1	0,30	14,9				132
C	M6	20,1	0,30	14,9				132
C	M6	20,1	0,35	17,4	112			
C	M6	20,1	0,35	17,4	114			
C	M6	20,1	0,35	17,4	110			
C	M6	20,1	0,35	17,4	113			
C	M6	20,1	0,35	17,4	94			
C	M6	20,1	0,35	17,4	75			
C	M6	20,1	0,40	19,9	29			
C	M6	20,1	0,50	24,9	40			
C	M6	20,1	0,50	24,9	45			
C	M6	20,1	0,50	24,9	54			
C	M6	20,1	0,50	24,9	90			
C	M6	20,1	0,50	24,9				120
C	M6	20,1	0,50	24,9				120
C	M6	20,1	0,50	24,9				120
C	M6	20,1	0,50	24,9	100			
C	M6	20,1	0,50	24,9	83			
C	M6	20,1	0,50	24,9	83			

Stahldaten			Stahlversagen		Versagen [Min.]			
Stahlart	Gew.-durchmesser.	Stahlquerschnitt [mm ²]	aufgebrachte Last [kN]	Stahlspannung [N/mm ²]	Stahl	Verbund	Herausziehen	ohne
C	M6	20,1	0,50	24,9	74			
C	M6	20,1	0,50	24,9	62			
C	M6	20,1	0,50	24,9	54			
C	M6	20,1	0,60	29,9	92			
C	M6	20,1	0,60	29,9	92			
C	M6	20,1	0,60	29,9	89			
C	M8	36,6	0,10	2,7				130
C	M8	36,6	0,15	4,1				115
C	M8	36,6	0,15	4,1				109
C	M8	36,6	0,20	5,5	106			
C	M8	36,6	0,20	5,5	106			
C	M8	36,6	0,25	6,8	93			
C	M8	36,6	0,25	6,8	87			
C	M8	36,6	0,40	10,9				125
C	M8	36,6	0,45	12,3	54			
C	M8	36,6	0,60	16,4	127			
C	M8	36,6	0,60	16,4				112
C	M8	36,6	0,70	19,1	105			
C	M8	36,6	0,70	19,1				123
C	M8	36,6	0,70	19,1				123
C	M8	36,6	0,70	19,1	112			
C	M8	36,6	0,80	21,9				124
C	M8	36,6	0,80	21,9	95			
C	M8	36,6	1,10	30,1	91			
C	M8	36,6	1,50	41,0	121			
C	M8	36,6	1,50	41,0	80			
C	M8	36,6	1,50	41,0	51			
C	M8	36,6	1,50	41,0	77			
C	M8	36,6	2,00	54,6	60			
C	M10	58,0	0,35	6,0	68			
C	M10	58,0	0,35	6,0				120
C	M10	58,0	0,35	6,0				120
C	M10	58,0	0,35	6,0				120
C	M10	58,0	0,70	12,1				120
C	M10	58,0	0,80	13,8				100
C	M10	58,0	0,80	13,8				100
C	M10	58,0	0,80	13,8				100
C	M10	58,0	0,80	13,8	130			
C	M10	58,0	0,80	13,8				125
C	M10	58,0	1,00	17,2	105			
C	M10	58,0	1,00	17,2				123
C	M10	58,0	1,00	17,2				123
C	M10	58,0	1,00	17,2	119			
C	M10	58,0	1,00	17,2				123
C	M10	58,0	1,00	17,2				123
C	M10	58,0	1,00	17,2	100			
C	M10	58,0	1,20	20,7				133
C	M10	58,0	1,50	25,9	49			
C	M10	58,0	2,00	34,5	96			

Stahldaten			Stahlversagen		Versagen [Min.]			
Stahlart	Gew.-durchmesser.	Stahlquerschnitt [mm ²]	aufgebrachte Last [kN]	Stahlspannung [N/mm ²]	Stahl	Verbund	Herausziehen	ohne
C	M10	58,0	2,00	34,5	94			
C	M10	58,0	2,50	43,1	86			
C	M10	58,0	2,50	43,1	106			
C	M12	84,3	1,50	17,8				100
C	M12	84,3	1,50	17,8				
C	M12	84,3	1,50	17,8				100
C	M12	84,3	1,80	21,4	99			
C	M12	84,3	1,80	21,4	99			
C	M12	84,3	1,80	21,4	85			
C	M12	84,3	2,00	23,7	97			
C	M12	84,3	2,00	23,7	98			
C	M12	84,3	2,10	24,9	91			
C	M12	84,3	2,10	24,9	87			
C	M12	84,3	2,10	24,9	85			
C	M12	84,3	2,27	26,9	124			
C	M12	84,3	2,27	26,9	131			
C	M12	84,3	2,27	26,9				132
C	M12	84,3	2,27	26,9	112			
C	M12	84,3	2,27	26,9		84		
C	M12	84,3	2,50	29,7	88			
C	M12	84,3	2,50	29,7	85			
C	M12	84,3	2,50	29,7	83			
C	M12	84,3	2,75	32,6	88			
C	M12	84,3	3,00	35,6	88			
C	M12	84,3	3,50	41,5	57			
C	M12	84,3	3,50	41,5	67			
C	M12	84,3	3,50	41,5	95			
C	M12	84,3	3,50	41,5	68			
C	M12	84,3	3,60	42,7	70			
C	M12	84,3	6,00	71,2	53			
C	M12	84,3	6,00	71,2				94
C	M12	84,3	6,00	71,2				95
C	M12	84,3	6,00	71,2	53			
C	M12	84,3	6,00	71,2	46			
C	M12	84,3	9,00	106,8	40			
C	M12	84,3	11,00	130,5	33			
C	M12	84,3	11,00	130,5	38			
C	M12	84,3	11,00	130,5	39			
C	M12	84,3	11,00	130,5	42			
C	M12	84,3	11,00	130,5				33
C	M16	157,0	13,00	82,8	51			
A4	M8	36,6	0,50	13,7		113		
A4	M8	36,6	0,80	21,9				126
A4	M8	36,6	0,80	21,9		78		
A4	M8	36,6	1,00	27,3	95			
A4	M8	36,6	1,00	27,3		69		
A4	M8	36,6	1,50	41,0	107			
A4	M8	36,6	1,50	41,0	115			
A4	M8	36,6	1,50	41,0	121			

Stahldaten			Stahlversagen		Versagen [Min.]			
Stahlart	Gew.-durchmesser.	Stahlquerschnitt [mm ²]	aufgebrachte Last [kN]	Stahlspannung [N/mm ²]	Stahl	Verbund	Herausziehen	ohne
A4	M8	36,6	1,50	41,0	124			
A4	M8	36,6	1,50	41,0	124			
A4	M8	36,6	1,50	41,0		60		
A4	M8	36,6	1,50	41,0		68		
A4	M8	36,6	1,50	41,0		69		
A4	M8	36,6	1,50	41,0		96		
A4	M10	58,0	0,70	12,1				120
A4	M10	58,0	0,70	12,1				120
A4	M10	58,0	0,80	13,8		110		
A4	M10	58,0	1,50	25,9				126
A4	M10	58,0	1,50	25,9				120
A4	M10	58,0	4,50	77,6	95			
A4	M12	84,3	0,80	9,5				150
A4	M12	84,3	1,00	11,9				135
A4	M12	84,3	1,50	17,8		133		
A4	M12	84,3	2,00	23,7		150		
A4	M12	84,3	2,50	29,7				120
A4	M12	84,3	3,00	35,6	133			
A4	M12	84,3	3,00	35,6		98		
A4	M12	84,3	3,50	41,5	157			
A4	M12	84,3	3,50	41,5	121			
A4	M12	84,3	3,50	41,5	111			
A4	M12	84,3	3,60	42,7				120
A4	M12	84,3	4,40	52,2	100			
A4	M12	84,3	4,40	52,2	100			
A4	M12	84,3	4,50	53,4		68		
A4	M12	84,3	6,00	71,2		47		
A4	M12	84,3	6,00	71,2		63		
A4	M16	157,0	2,70	17,2		111		
A4	M16	157,0	3,00	19,1				150
A4	M16	157,0	3,00	19,1		154		
A4	M16	157,0	3,50	22,3		85		
A4	M16	157,0	3,50	22,3		90		
A4	M16	157,0	4,00	25,5				130
A4	M16	157,0	5,00	31,8				92
A4	M16	157,0	5,00	31,8		92		
A4	M16	157,0	5,40	34,4		65		
A4	M16	157,0	6,50	41,4		83		
A4	M16	157,0	7,80	49,7	112			
A4	M16	157,0	7,80	49,7	112			
A4	M16	157,0	8,57	54,6	91			
A4	M16	157,0	13,00	82,8				67
A4	M20	245,0	6,50	26,5				140
A4	M20	245,0	9,00	36,7				104
A4	M20	245,0	9,00	36,7	136			
A4	M20	245,0	9,00	36,7		84		
A4	M20	245,0	15,40	62,9				94
A4	M20	245,0	15,70	64,1				92