# Zur Bestimmung des Feuerwiderstands von Injektionsankern mit variabler Verankerungstiefe in Beton

Vom Fachbereich Bauingenieurwesen der Technischen Universität Kaiserslautern zur Verleihung des akademischen Grades

# DOKTOR-INGENIEUR (Dr.-Ing.)

genehmigte

# DISSERTATION

von

# **Dipl.-Ing. Marie Reichert**

aus Rappweiler

Dekan 1. Berichterstatter 2. Berichterstatter Tag der mündlichen Prüfung: Prof. Dr.-Ing. Hamid Sadegh-Azar apl. Prof. Dr.-Ing. Catherina Thiele Prof. Dr.-Ing. Jan Hofmann 08.12.2020

Kaiserslautern 2020

(D 386)

## Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand im Rahmen meiner Tätigkeit als wissenschaftliche Mitarbeiterin im Fachgebiet Massivbau und Baukonstruktion der Technischen Universität Kaiserslautern.

Mein besonderer Dank gilt Frau apl.-Prof. Dr.-Ing. Catherina Thiele für das entgegengebrachte Vertrauen und die fortwährende Unterstützung bei den mir übertragenen Aufgaben in der Arbeitsgruppe experimenteller Massivbau. Vielen Dank für die Betreuung und die Begutachtung dieser Arbeit gemeinsam mit Herrn Prof. Dr.-Ing. Jan Hofmann.

Weiterhin danke ich Herrn Prof. Dr.-Ing. Christian Glock für die Übernahme des Vorsitzes der Prüfungskommission.

Ich möchte mich beim gesamten Team des Fachgebiets Massivbau und Baukonstruktion und des Labors für konstruktiven Ingenieurbau bedanken, die mir stets mit Rat, Tat sowie einem offenen Ohr zur Seite standen. Das kollegiale und freundschaftliche Umfeld hat wesentlich zum Gelingen dieser Arbeit beigetragen.

Ein Dank gilt außerdem allen Studenten, die diese Arbeit im Rahmen einer studentischen Arbeit unterstützt haben.

Abschließend möchte ich mich bei meinen Freunden und meiner Familie bedanken, die mich stets in meiner Arbeit bestärkt und unterstützt haben.

Stuttgart, Dezember 2020

Marie Reichert

Marie Reichert

# Zur Bestimmung des Feuerwiderstands von Injektionsankern mit variabler Verankerungstiefe in Beton

# Inhaltsverzeichnis

	Zusa Abst	usammenfassung			
Be	zeicł	nnunge	n	vii	
1	<b>Einl</b> 1.1 1.2	<b>eitung</b> Proble Zielset	mstellung	1 2 2	
	1.3	Aufbau	u der Arbeit und angewandte Methoden	4	
2	Zusa	ammen	stellung der Grundlagen	7	
	2.1	Injektio 2.1.1 2.1.2 2.1.3	onsanker	7 9 10 14	
	2.2	Materia 2.2.1 2.2.2 2.2.3 2.2.4	alverhalten im Brandfall       Beton         Beton       Stahl         Stahl       Stahl         Systeme aus Gewindestange und Mutter       Injektionsmörtel	18 18 30 34 38	
	2.3	Tragwe 2.3.1 2.3.2 2.3.3	verksbemessung im Brandfall	41 42 44 46	
	2.4	Feuerv anschl 2.4.1 2.4.2 2.4.3 Bewer	widerstand von Befestigungen und nachträglichen Bewehrungs- üssenüssenFeuerwiderstand von Befestigungen nach <i>TR 020 2004</i> Feuerwiderstand von nachträglichen Bewehrungsanschlüssen nach <i>EAD 330087-00-0601 2018</i> Stand der Wissenschafttung des Standes von Wissenschaft und Technik	47 47 53 55 58	
3	Einv	virkung	jen auf Befestigungen im Brandfall	63	
	3.1 3.2	Bestim 3.1.1 3.1.2 3.1.3 Spann	Immung von Temperaturprofilen	63 64 65 69 75	
		3.2.1 3.2.2	Spannungsverteilung in einer Deckenplatte	75 80	

4	Exp	erimen	telle Untersuchungen zum Feuerwiderstand gegenüber Ver-	
	bun	dversa	gen	83
	4.1	Versuo	chsaufbauten	83
		4.1.1	Realbrandversuche nach TR 020 2004	84
		4.1.2	Heizring-Test nach EAD 330087-00-0601 2018	85
		4.1.3	Brandersatzversuch - Heizpatronen-Test	85
	4.2	Versuo	chsdurchführung	87
	4.3	Allgen	neine Hinweise zu den Versuchen	90
		4.3.1	Betondruckfestigkeit	90
		4.3.2	Temperaturverteilung in Brandersatzversuchen	91
		4.3.3	Verbundspannungsverteilung in Brandersatzversuchen	92
		4.3.4	Versagensarten	92
	4.4	Unters	suchte Injektionsanker und Nomenklatur	93
		4.4.1	Injektionsmörtel	94
		4.4.2	Nomenklatur	95
		4.4.3	Versuchsprogramm	95
	4.5	Einflus	ss der Art der Versuchsdurchführung	96
		4.5.1	Instationäre Versuche im HP-Test am Injektionssystem V1	96
		4.5.2	Instationäre Versuche im HR-Test am Injektionssystem V1	100
		4.5.3	Auszugversuche im HP-Test am Injektionssystem V1	100
		4.5.4	Instationäre Versuche im HP-Test am Injektionssystem E1	102
		4.5.5	Instationäre Versuche im HR-Test am Injektionssystem E1	104
		4.5.6	Auszugversuche im HP-Test am Injektionssystem E1	104
		4.5.7	Bewertung des Einflusses der Art der Versuchsdurchführung	105
	4.6	Einflus	ss der Dauer der Temperaturbeanspruchung	107
		4.6.1	Auszugversuche im HP-Test am Injektionssystem V1	107
		4.6.2	Auszugversuche im HP-Test am Injektionssystem E1	107
		4.6.3	Bewertung des Einflusses der Dauer der Temperaturbeanspru-	
			chung	108
	4.7	Einflus	ss der Geometrie der Ankerstange	108
		4.7.1	Instationäre Versuche im HR-Test am Injektionssystem V4	109
		4.7.2	Instationäre Versuche am Injektionssystem E1	111
		4.7.3	Bewertung des Einflusses der Ankerstange	111
	4.8	Einflus	ss von Querdruckspannungen	111
		4.8.1	Auszugversuche im HP-Test unter Querdruckbeanspruchung am	
			Injektionssystem V1	113
		4.8.2	Auszugversuche im HP-Test unter Querdruckbeanspruchung am	
			Injektionssystem E1	113
	4.9	Einflus		115
		4.9.1	Instationäre Versuche im HR-Test am Injektionssystem V2	115
		4.9.2	Instationäre Versuche im HR-Test mit Stahlprobekörpern am In-	
			jektionssystem V1	117
		4.9.3	Bewertung des Einflusses der Betonfeuchte	117
	4.10	Brand	versuche nach TR020	118
		4.10.1	Realbrandversuche am Mörtelsystem V1	119
		4.10.2	Realbrandversuche am Mörtelsystem E1	120
	4.11	Fazit c	ter experimentellen Untersuchungen	121

5	Feu	erwiderstand gegenüber Verbundversagen	123
	5.1	Verfahren zur Prognose des Verbundversagens	123
	5.2	Einflüsse auf das Prognoseverfahren nach 5.1	126
		5.2.1 Einfluss des Temperaturprofils	127
		5.2.2 Einfluss der Grenztemperatur $T_{max}$	128
		5.2.3 Einfluss des Spannungszustands im Verankerungsgrund	128
	5.3	Berechnung der Verformung von Injektionsankern im Brandfall	129
	5.4	Bewertung der Ergebnisse	135
6	Feu	erwiderstand gegenüber Verbundversagen in gerissenem Beton	139
	6.1	Gerissener Beton im Brandfall	139
	6.2	Experimentelle Untersuchungen	142
		6.2.1 Befestigungen in Trennrissen	142
		6.2.2 Befestigungen in Biegerissen	146
	6.3	Bewertung der Ergebnisse	150
7	Feu	erwiderstand gegenüber Stahlversagen	153
	7.1	Rechnerische Ermittlung	153
		7.1.1 Stahltemperaturen	153
		7.1.2 Berechnung des Feuerwiderstands und Vergleich mit Versuchs-	
		ergebnissen	154
	7.2	Experimentelle Ermittlung	157
		7.2.1 Datenbank von Realbrandversuchen mit Stahlversagen	157
		7.2.2 Auswertung des Feuerwiderstands nach TR 020 2004	159
		7.2.3 Statistische Auswertung des Feuerwiderstands	160
	7.3	Fazit zum Feuerwiderstand gegenüber Stahlversagen	163
8	Fazi	t	167
	8.1	Zusammenfassung	167
	8.2	Einordnung der Ergebnisse auf Grundlage von TR 020 2004	169
		8.2.1 Allgemeines	170
		8.2.2 Vereinfachtes Verfahren	171
		8.2.3 Experimentelles Verfahren	175
	8.3	Ausblick	177
		8.3.1 Feuerwiderstand von Iniektionsankern im Beton	177
		8.3.2 Feuerwiderstand von Injektionsankern im Mauerwerk	178
		8.3.3 Besttragfähigkeit von Injektionsankern in der Abkühlphase und	170
		nach einem Brand	179
Α	Tem	peraturprofile	193
R	Vore	suchenrotokolle	107
5	R 1	Versuche zur Art der Versuchsdurchführung	198
	0.1	B 1 1 instationäre Versuche im HP-Test - V1	102
		B 1 2 instationare Versuche im HD Test E1	200
			2 U M
			017
		B.1.3 Auszugversuche im HP-Test - V1	217
		B.1.3       Auszugversuche im HP-Test - V1         B.1.4       Auszugversuche im HP-Test - E1	217 236
	B.2	B.1.3       Auszugversuche im HP-Test - V1         B.1.4       Auszugversuche im HP-Test - E1         Versuche zum Einfluss der Dauer der Temperaturbeanspruchung         D.0.1	217 236 254

		B.2.2	Auszugversuche im HP-Test mit Haltezeit - E1	265
	B.3	3 Versuche zum Einfluss von Querdruckspannungen		
		B.3.1	Auszugversuche im HP-Test mit Querdruck - V1	271
		B.3.2	Auszugversuche im HP-Test mit Querdruck - E1	297
	B.4	4 Versuche zum Einfluss der Betonfeuchte		
		B.4.1	instationäre Versuche im HR-Test - V2	319
		B.4.2	instationäre Versuche im HR-Test mit Probekörpern aus Stahl - V	1343
	B.5	Realb	andversuche	346
_			<b>•</b> • • •	
С	Date	enbank	- Stahlversagen	347

## Zusammenfassung

Injektionsanker haben sich in den letzten Jahrzehnten zu einem üblichen Befestiaungsmittel entwickelt. Mit dem gestiegenen Einsatz sind auch die Anforderungen an die Tragfähigkeit und die Einsatzfelder gestiegen. So wird inzwischen häufig auch eine Qualifizierung von Injektionsankern für den Brandfall gefordert. Parallel ist das Wissen über den Tragmechanismus unter Brandeinwirkung bisher gering und Richtlinien zur Bewertung des Feuerwiderstands fehlen. Im Rahmen dieser Arbeit werden die Einwirkungen, die durch ein Brandereignis verursacht werden, anhand von statischen Berechnungen und thermisch-transienten Simulationen ermittelt. Des Weiteren wird die Tragfähigkeit und das Tragverhalten von Injektionsankern im Temperaturbereich von 20 °C und 400 °C experimentell untersucht. Die Einflussfaktoren auf die Verbundspannungs-Temperaturbeziehung von Injektionsmörteln, wie der Durchmesser der Ankerstange, die Betonfeuchte, innere und äußere Spannungen und die Art der Versuchsdurchführung werden bewertet. Außerdem werden Feuerwiderstände gegenüber Stahlversagen von Gewindestangen nach 30 min, 60 min, 90 min und 120 min angegeben, die durch die Auswertung zahlreicher experimenteller Untersuchungen ermittelt wurden. Insgesamt zeigt die Forschungsarbeit auf, wie Komplex die Einwirkungen und die Einflussfaktoren auf die Tragfähigkeit von Injektionsankern im Brandfall sind. Es können Feuerwiderstände bzw. Berechnungsansätze zur Bestimmung von Feuerwiderständen von Injektionsankern gegeben werden, die auf der sicheren Seite liegende Ergebnisse liefern. Eine Bestätigung der Ergebnisse durch Realbrandversuche kann nicht gänzlich ersetzt werden.

## Abstract

In the last decades bonded anchors became a common fastening system. With the frequent use, the requirements in load capacity and the fields of application expands. Therefore, there is also the demand for assessments in case of fire. At the same time the knowledge about the load-bearing behaviour under fire is small and guidelines for qualification are missing. In this scientific work the impact of high temperature loads on anchors is determined by static calculations and thermal-transient simulations. Furthermore, the load capacity and load-bearing behaviour of bonded anchors concerning bond failure is investigated experimentally for mortar temperatures between 20 °C and 400 ℃. Influencing factors on the bond stress-temperature behaviour of injection mortars like anchor diameter, moisture of concrete, internal and external forces and the type of test execution are examined. As a result of the presented research a calculation method for the bond failure on the basis of temperature profiles and the behaviour of the load capacity of bond materials under high temperatures is presented. Also, numerous experimental results concerning steel failure are assessed and load capacities for commercial threaded rods for the fire resistances R30, R60, R90 and R120 are given. In total the research work shows and evaluates the complexity of fire events and the numerous influencing factors on injection anchors. Fire resistances or rather methods for the calculation of fire resistances on the safe side can be given. Nevertheless, the confirmation with experimental tests in real fire tests cannot be completely replaced.

# Bezeichnungen

## Kleine lateinische Buchstaben

Cp	Spezifische Wärmekapazität	J/kgK
d	Verankerungsdurchmesser	mm
f <sub>bd</sub>	Verbundspannung	N/mm <sup>2</sup>
$f_{bm}(T)$	Mittlere Verbundspannung in Abhängigkeit der Temperatur 7	<sup>-</sup> N/mm <sup>2</sup>
f <sub>bd,min</sub>	Minimale Verbundspannung, zur Temperatur Tmax zugehörig	N/mm <sup>2</sup>
<i>f</i> <sub>c,T</sub>	Temperaturabhängige Betondruckfestigkeit	N/mm <sup>2</sup>
f <sub>cm</sub>	Mittlere Betondruckfestigkeit nach 28 Tagen	N/mm <sup>2</sup>
f <sub>ck</sub>	Charakteristische Zylinderdruckfestigkeit	N/mm <sup>2</sup>
f <sub>ck,cube</sub>	Betonwürfeldruckfestigkeit nach 28 Tagen	N/mm <sup>2</sup>
<i>f<sub>c,T</sub></i>	Wert der Betondruckfestigkeit, der der Temperatur T	N/mm <sup>2</sup>
	zugeordnet werden kann	
fs	Stahlspannung	N/mm <sup>2</sup>
h <sub>ef</sub>	Effektive Verankerungstiefe	mm
<i>k</i> <sub>fi</sub>	Abminderungsfaktor der Verbundspannung	-
	in Abhängigkeit der Mörteltemperatur	
k <sub>b,T</sub>	Abminderungsfaktor der Stahlzugfestigkeit	-
$k_{v}$	Geschwindigkeitskoeffizient	-
т	Exponent der Festigkeitserhöhung durch den Einfluss	-
	der Betondruckfestigkeit	
ġ	Wärmestromdichte	W/m <sup>2</sup>
$\dot{q}_c$	Konvektiver Anteil der Wärmestromdichte	W/m <sup>2</sup>
ġ <sub>r</sub>	Strahlungsanteil der Wärmestromdichte	W/m <sup>2</sup>
S	Verschiebung oder Schlupf	-
Sb	Verschiebung am belasteten Dübelende	mm
<b>S</b> <sub>r,max</sub>	Maximaler Rissabstand	mm
<b>S</b> <sub>Ub</sub>	Verschiebung am unbelasteten Dübelende	mm
t	Zeitpunkt, Zeit oder Alter	min
t <sub>u</sub>	Versagenszeit	min
<b>W</b> <sub>k</sub>	Rissbreite	mm
X	Ortskoordinate	m
Ζ	Innerer Hebelarm	m

## Große lateinische Buchstaben

A Frequenzfaktor	-
A <sub>s</sub> Spannungsquerschnitt des Stahls	mm <sup>2</sup>
E Elastizitätsmodul	N/mm <sup>2</sup>
<i>E</i> <sub>A</sub> Aktivierungsenergie	J/mol
<i>E</i> <sub>d</sub> Bemessungswert der Einwirkung	kN
<i>E</i> <sub><i>d</i>,<i>fi</i></sub> Bemessungswert der Einwirkungen im Brandfall	kN
<i>F<sub>u,m,t</sub></i> Mittelwert der Versagenslasten im Versuch	kN
<i>F<sub>u,m,r</sub></i> Mittelwert der Versagenslasten im Referenzversu	ch kN
$F_{u,5\%,t}$ 5%-Quantilwert der Versagenslasten im Versuch	kN
<i>F</i> <sub><i>u</i>,5%,<i>r</i></sub> 5%-Quantilwert Versagenslasten im Referenzvers	such kN
N Last	kN
N <sup>0</sup> <sub>Bk,c</sub> Charakteristischer Widerstand gegenüber Betona	usbruch kN
einer Einzelbeiestigung in gerissenem Beton	101-1-
$N_{Rk,c,fi(t)}$ Charakteristischer Feuerwiderstand eines Einzeic	
gegenuber Betonausbruch	KIN
<i>N<sub>Rk,p</sub></i> Charakteristischer Widerstand gegenüber Verbun	dversagen kN
<i>N<sub>Rk,p,fi(t)</sub></i> Charakteristischer Feuerwiderstand gegenüber	kN
Verbundversagen	
<i>R</i> Gaskonstante $R = 8,314$	J/mol/K
R <sub>d</sub> Bemessungswert des Widerstands	kN
<i>R<sub>k</sub></i> Charakteristischer Wert des Widerstands	kN
<i>R</i> <sub>d,t,fi</sub> Bemessungswert des Widerstands unter	kN
Brandbeanspruchung	
T Temperatur	S
T <sub>max</sub> Versagenstemperatur bei f <sub>b,min</sub>	°C

## Kleine griechische Buchstaben

$\alpha$	Wärmeübergangskoeffizient	$m^2/s$
$\alpha$	Abminderungsfaktor	-
$\alpha_1$	Kriterium zum Verlust der Klebewirkung "loss of adhesion"	-
$\alpha_2$	Abminderung aus Langzeit-Temperaturbeanspruchungen	-
$\alpha_3$	Abminderung aus Kurzzeit- Temperaturbeanspruchungen	-
$\alpha_4$	Abminderung aus Prüfung der Dauerhaftigkeit des	-
	Verbundmörtels	
$\min \alpha_{P}$	Abminderung aus im Versuch aufgebrachter Zuglast	-
$rqd.\alpha$	Geforderter Wert für den Abminderungsfaktor $\alpha$	-
$\alpha_{\textit{setup}}$	Faktor der die Prüfung mit enger Abstützung berücksichtigt	-
$\alpha_{V}$	Faktor für die Abminderung der Quertragfähigkeit im	-
	Vergleich zur Zugtragfähigkeit von Gewindestangen	
$\min \beta_{cv}$	Abminderungsfaktor aus großer Streuung der Versagenslast	-
$\beta_i$	Koeffizienten einer Regression	-

$\gamma_M$	Materialbedingter Teilsicherheitsbeiwert	-
$\gamma_{M, {\it fi}}$	Teilsicherheitsbeiwert der Einwirkung unter Brandbeanspruchung	-
$\gamma_{\textit{inst}}$	Teilsicherheitsbeiwert der Montagesicherheit	-
ε <sub>0</sub>	Wert der Dehnung in der Bauteilschwerachse	
$\varepsilon_{c1,T}$	Wert der Dehnung, die der Betondruckfestigkeit $f_{c,T}$	‰
	Zugeordnet werden kann	0/
Ecr		/oo o/
<sup>€</sup> el,20°C	Elastische verformung bei Raumtemperatur	‰ %
$\varepsilon_{el,T}$	Iemperaturabhangige elastische Verformung	‰
$\varepsilon_f$	Emissivität der Flamme	‰
$\varepsilon_i$	Residuen (Abweichungen von der Regression)	‰
$\varepsilon_{LITS}$	Load induced thermal strains	‰
ε <sub>m</sub>	Emissivität der Bauteiloberfläche	‰
$\varepsilon_{\sigma}$	Spannungserzeugende thermische Dehnungen	‰
$\varepsilon_{th}$	Freie thermische Dehnung	‰
$\varepsilon_{\it res}$	Gesamtdehnung	‰
$\varepsilon_{ts}$	Temperaturabhängige plastische Verformungen	‰
$\varepsilon_{sm}$	Mittlere Stahldehnung	‰
€cm	Mittlere Betondehnung	‰
$\eta_{\it fi}$	Abminderungsfaktor der Einwirkungen im Brandfall	-
$\kappa$	Krümmung	
$\lambda$	Wärmeleitfähigkeit	W/mK
ρ	Rohdichte	kg/m <sup>3</sup>
ρeff	Effektiver Bewehrungsgrad	-
$\sigma_s$	Stahlspannung	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{s1}$	Regression der Versuchsergebnisse	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{s2}$	Abgeminderte Regression der Versuchsergebnisse	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{s3}$	Lineare Beziehung zwischen dem Feuerwiderstand	N/mm <sup>2</sup>
	$\sigma_{Bk,s,fi(60)}$ und $\sigma_{Bk,s,fi(90)}$	
$\sigma_{Bk \ s \ fi(t)}$	Charakteristischer Feuerwiderstand gegenüber	N/mm <sup>2</sup>
, in,e,n(r)	Stahlversagen für eine Brandbeanspruchung von t Minuten	
τ	Verbundspannung	N/mm <sup>2</sup>
TBk	Charakteristischer Widerstand gegenüber Verbundversagen	N/mm <sup>2</sup>
T5%	5%-Quantilwert der Verbundspannung	N/mm <sup>2</sup>
φ.	Formfaktor	-
φ <sub>c</sub>	Bewehrungsdurchmesser	mm
$\psi s$	Demoniangedaronnesser	

## Große griechische Buchstaben

 $\Psi_{c,XX}$  Betonerhöhungsfaktor für jeweilige Feistigkeitsklasse XX -

## Abkürzungen

Abt.	Anbauteil für die Übertragung von Kräften auf ein Befestigungsmittel
DIBt	Deutsches Institut für Bautechnik
EAD	European Assessment Document
EOTA	European Organisation for Technical Assessment
ETA	European Technical Approval
ETAG	European Technical Approval Guideline
ETK	Einheits-Temperatur-Zeitkurve
FEM	Finite-Elemente-Methode
HCR	Hochkorrosionsbeständiger Stahl
HP-Test	Heizpatronen Test, Beschreibung siehe Kapitel 4.1.3
HR-Test	Heizring Test, Beschreibung siehe Kapitel 4.1.2
KI	Konfidenzintervall, Begriff der Statistik
LITS	Last-induzierte thermische Dehnungen
Sim.	Im Rahmen dieses Dokuments häufig als Abkürzung für
	thermisch-transiente Simulation verwendet
TI	Toleranzintervall, Begriff der Statistik
TP	Temperaturprofil, Mörteltemperatur entlang der Verankerungstiefe
V-T-Beziehung	Verbundspannungs-Temperature-Beziehung eines
	Injektionssystemes

# 1 Einleitung

Der Injektionsanker ist ein Befestigungssystem für die Verbindung tragender Bauteile, bestehend aus Ankerstange und Injektionsmörtel. Es bietet beispielsweise durch geringere minimale Achs- und Randabstände bei gleicher Tragfähigkeit Vorteile gegenüber den mechanischen Befestigungssystemen. Übliche Anwendungsfelder sind beispielsweise auch die Befestigung von Rohrleitungssystemen für Sprinkler- oder Brandmeldeanlagen.

### Injektionsanker:

Im Rahmen dieser Arbeit werden unter dem Begriff **Injektionsanker** Befestigungssysteme verstanden, die aus einem Injektionsmörtel und einer handelsüblichen Gewindestange bestehen, vgl. Abbildung 1.1. Die Kraftübertragung erfolgt über Stoffschluss mit dem Verankerungsgrund Beton. Für die Systeme kann die Verankerungstiefe in definierten Grenzen variabel gewählt werden. In der Literatur werden ebenso die Begriffe Verbunddübel oder chemische Befestigungssysteme verwendet. Diese Begriffe werden häufig auch als Überbegriffe verwendet und umfassen, wie beispielsweise in der Definition des Deutschen Institut für Bautechnik (DIBt) *DIBt 2019*, auch Injektionssysteme für das Befestigen in Mauerwerk und Patronensysteme.



Abb. 1.1: Montagevorgang eines Injektionsankers aus EAD 330499-00-0601 2017

Bei der Qualifizierung von Injektionsankern werden die produktabhängigen Eigenschaften unter verschiedenster Einwirkungen und Einwirkungskombinationen untersucht. Darunter sind unterschiedliche Belastungsrichtungen, Lastwechsel, die Untersuchung der Tragfähigkeit in gerissenem Beton, Risswechsel, die Berücksichtigung des Langzeitverhaltens unter dauerhafter Beanspruchung, die Bewertung der Empfindlichkeit gegenüber Feuchteeinwirkungen oder Fehler bei der Reinigung sowie Einwirkungen erhöhter oder niedriger Temperaturen. Die sich somit ergebenden erweiterten Einsatzfelder fordern auch die Bewertung außergewöhnlicher Belastungen wie den Erdbebenfall oder Brandeinwirkungen.

## 1.1 Problemstellung

Zur Qualifikation von Injektionsankern für den Brandfall fehlen nach aktuellem Stand der Technik und Wissenschaft noch fundierte Grundlagen zu den Einflüssen eines Brandereignisses auf die Tragfähigkeit. Im Rahmen des Zulassungsverfahrens für Injektionsanker werden experimentelle Untersuchungen im Temperaturbereich bis maximal 80 °C durchgeführt. Es fehlen insbesondere Grundlagen über die Änderung der Tragmechanismen von Injektionssystemen bei Temperaturen größer 80 °C. Derzeit existieren keine eingeführten technischen Regeln zur Bestimmung des Widerstands gegenüber Verbundversagen im Brandfall.

Bei der Qualifikation eines Injektionsankers (bestehend aus einem Injektionsmörtel, der für unterschiedliche Verankerungsdurchmesser und für variable Verankerungstiefen eingesetzt werden kann) bei Normaltemperatur wird auf der Grundlage von experimentellen Untersuchungen eine charakteristische Verbundspannung  $\tau_{Rk,0}$  festgelegt. Mithilfe dieser kann unter der Annahme einer konstanten Verbundspannungsverteilung die Tragfähigkeit gegenüber Verbundversagen für variable Verankerungstiefen berechnet werden.

Die Annahme einer konstanten Verbundspannungsverteilung über die Verankerungstiefe ist für Injektionsanker im Brandfall nicht mehr zutreffend. Ein wesentlicher Grund hierfür ist die stark inhomogene Temperaturverteilung entlang der Verankerungstiefe während eines Brandereignisses, weitere Erläuterungen hierzu folgen unter anderem in Kapitel 3 und 5. Demnach ist die Prüfung an einer Verankerungstiefe, oder einer Kombination von Verankerungstiefe und Verankerungsdurchmesser und die Umrechnung auf weitere Kombinationen nicht ohne Weiteres möglich. An dieser Stelle sind neue Berechnungsmethoden notwendig.

Als Ankerstangen für Injektionsanker können in der Regel handelsübliche Gewindestangen mit vom Hersteller festgelegten Mindestfestigkeitsklassen verwendet werden. Unter handelsüblichen Gewindestangen werden Gewindestangen nach *DIN EN ISO 898-1 2013* verstanden. Das heißt, es kann angenommen werden, dass der Widerstand gegenüber Stahlversagen eine produktunabhängige Versagensart ist. Dennoch werden die Feuerwiderstände zum aktuellen Zeitpunkt produktspezifisch bestimmt und festgelegt. Eine einheitliche Festlegung von Feuerwiderstandswerten gegenüber Stahlversagen ist daher anzustreben.

## 1.2 Zielsetzung

Im Rahmen dieser Forschungsarbeit wird das Tragverhalten von Injektionsankern mit variabler Verankerungstiefe in Beton im Brandfall untersucht. Zur Festlegung von Empfehlungen für die Qualifizierung von Injektionsankern im Brandfall werden folgende Gesichtspunkte betrachtet.

• Ermittlung der Einwirkungen auf ein Befestigungsmittel infolge der erhöhten Temperaturbeanspruchung während eines Brandfalls:

Eine Brandeinwirkung geht mit einer enormen Temperaturentwicklung von Temperaturen über 1000 °C im Brandraum einher. Die Temperaturerhöhung im Brandraum führt über Wärmetransporte zu Erwärmungen in der Befestigung und im Befestigungsgrund bzw. dem Gesamttragwerk. Temperaturgradienten in Stahlbetonquerschnitten führen außerdem zu Eigenspannungen, die je nach Lagerbedingung Zwangsspannungen auslösen können. Die Eigenspannungen können außerdem in Teilquerschnitten rissauslösend sein.

### • Ermittlung der Einflüsse auf die produktspezifische Verbundspannungs-Temperaturbeziehung (V-T-Beziehung) von Injektionsmörteln:

Es ist bekannt, dass Injektionsmörtel aufgrund ihrer kunststoffbasierten Struktur mit geringer Bindungsenergie eine erhöhte Temperaturempfindlichkeit aufweisen. Es kann davon ausgegangen werden, dass die Tragfähigkeit mit steigenden Temperaturen immer weiter abnimmt und dass die Mörtel selbst ab bestimmten Temperaturen einem Verbrennungsprozess unterliegen, der zu einer Abnahme der Tragfähigkeit zu nahe oder gleich Null führt. Im Rahmen von Brandersatzversuchen wird untersucht, welche Einflussfaktoren bei der Bestimmung von V-T-Beziehungen zu berücksichtigen sind.

# • Ermittlung der Verbundspannungsverteilung von Injektionsankern im Brandfall:

Infolge des im Brandfall entstehenden stark abfallenden Temperaturgradienten entlang der Verankerungstiefe ist davon auszugehen, dass sich kein konstanter Verbundspannungsverlauf einstellt. Welcher Verbundspannungsverlauf sich einstellt und wie er berechnet werden kann, ist Teil der Untersuchungen.

# • Bestimmung von Feuerwiderständen für handelsübliche Gewindestangen für den Versagensfall Stahlversagen:

Für Injektionsanker kommen häufig handelsübliche Gewindestangen zum Einsatz. Ob und unter welchen Voraussetzungen einheitliche Feuerwiderstände hierfür festgelegt werden können, wird im Rahmen dieser Arbeit ebenfalls untersucht.

### • Festlegung der erforderlichen experimentellen Untersuchungen für die Qualifizierung von Injektionsankern mit Anforderungen an den Feuerwiderstand:

Zum aktuellen Zeitpunkt sind bereits zahlreiche Injektionssysteme für den Brandfall qualifiziert. Der hierzu als Grundlage dienende technische Bericht der EOTA TR020 *TR 020 2004* weist für die Bewertung von Injektionsankern jedoch erhebliche Lücken auf. Insbesondere Systeme mit variablen Verankerungstiefen sind nicht geregelt, sodass Sachverständige individuell entscheiden. Die Erarbeitung eines Versuchsprogramms sowie die Bewertung der unterschiedlichen Versagensarten unterliegen keiner einheitlichen wissenschaftlich fundierten Grundlage. Anhand der im Rahmen dieser Forschungsarbeit gewonnenen Erkenntnisse sollen Hinweise zur Qualifikation von Injektionsankern für den Brandfall gegeben werden.

## 1.3 Aufbau der Arbeit und angewandte Methoden

Abbildung 1.2 zeigt die Gliederung dieser Arbeit und verdeutlicht wie die einzelnen Kapitel aufeinander aufbauen. Im Kapitel 2 wird der Stand der Technik und Wissenschaft zum Forschungsthema sowie die verwendeten Grundlagen beschrieben. Darunter ist ein Einblick in die moderne Befestigungstechnik und eine Zusammenstellung der Funktionsweise von Injektionsankern enthalten. Des Weiteren wird eine Einführung in die Grundsätze der Bemessung für den Brandfall und der Bestimmung von Feuerwiderstandswerten gegeben. Insbesondere der Stand von Wissenschaft und Technik im Hinblick auf die Qualifizierung und Bemessung von Injektionsankern für den Brandfall wird hier bewertet. Anschließend werden die gewonnenen Erkenntnisse auf das Forschungsziel der Bestimmung der Tragfähigkeit von Injektionsankern im Brandfall projiziert und die wesentlichen Problemstellungen herausgearbeitet.



Abb. 1.2: Aufbau der Arbeit

Die wissenschaftliche Grundlage zur Bestimmung von Feuerwiderständen von Injektionsankern kann zum aktuellen Zeitpunkt weder aus Ergebnissen von Forschungsarbeiten noch auf Grundlage des aktuellen Regelungsstandes zuverlässig bestimmt werden. Es ist nicht bekannt, welche Einwirkungen bei der Ermittlung der Gesamttragfähigkeit des Systems im Brandfall berücksichtigt werden müssen. Die Produktabhängigkeit des Tragverhaltens macht die experimentelle Bestimmung produktspezifischer Kenngrößen unabdingbar. Welche Kenngrößen für die Ermittlung von Feuerwiderständen erforderlich sind, ist jedoch nicht geklärt. Des Weiteren ist unklar, welchen Einfluss der Verankerungsdurchmesser und die Verankerungstiefe auf den Feuerwiderstand haben. Insbesondere für die Bewertung von Injektionsankern mit variabler Verankerungstiefe ist dieses Wissen unabdingbar.

Zur Erforschung der Tragfähigkeit von Injektionsankern werden sowohl experimentelle als auch numerische und rechnerische Ansätze verwendet. Zunächst werden in Kapitel 3 die auf Befestigungen im Brandfall wirkenden Einwirkungen infolge Temperatur ermittelt, zu denen zunächst die Temperaturentwicklung während eines Brandereignisses in der Befestigung und dem Gesamttragwerk zählt. Aus der Temperaturbeanspruchung folgt ein innerer Spannungszustand in Stahlbetonbauteilen, die den Verankerungsgrund bilden.

Die Temperaturprofile werden mithilfe der Simulationssoftware ANSYS bestimmt. Hiermit können thermisch-transiente und mechanische Simulationen auf Basis der FEM-Methode durchgeführt werden. Durch die Simulationen können geometrische Einflüsse wie Ankerstangendurchmesser, Einbindetiefe, Abmessungen und Ausführungen von Anbauteilen sowie materialbedingte Einflüsse, wie Stahlsorte der Ankerstange und Änderungen der thermischen Eigenschaften von Beton durch erhöhte Feuchtigkeit, untersucht werden.

In Kapitel 4 werden anhand experimenteller Untersuchungen die Einflüsse auf die Tragfähigkeit getestet, die sich aus den in Kapitel 3 ermittelten Einwirkungen ergeben. Für die experimentellen Untersuchungen werden drei Arten an Versuchsaufbauten verwendet:

- Der aus den europäischen Regelwerken *EAD 330087-00-0601 2018* bekannte Heizring-Test, bei dem die Mantelfläche eines stahlummantelten Betonzylinders, in dem der Verbunddübel installiert ist, erhitzt wird.
- Der aus den europäischen Regelwerken *TR 020 2004* erläuterte Realbrandversuch.
- Neu entwickelter Brandersatzversuch (HP-Test), bei dem das Befestigungsmittel über eine Heizpatrone im Innern der Ankerstange erhitzt wird. Der HP-Test ermöglicht eine gezielte Steuerung der Mörteltemperatur und verbessert somit die Vergleichbarkeit von Versuchsergebnissen.

Auf Grundlage der in Kapitel 4 ermittelten Zusammenhänge zwischen Dübellast, Temperatur, Verformung und Belastungszeit werden in Kapitel 5 Feuerwiderstandswerte für die Versagensart Verbundversagen ermittelt. Es wird ein Berechnungsverfahren, welches auf den in Kapitel 3 bestimmten Temperaturprofilen und den in Kapitel 4 experimentell bestimmten produktspezifischen Verbundspannungs-Temperatur-Beziehungen basiert, vorgestellt. Die Einflüsse der Eingangsgrößen werden anhand von Beispielrechnungen analysiert und verifiziert. Anschließend wird das Berechnungsverfahren mit Ergänzungen zur Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung der Mörtel belegt.

In der Kaltbemessung wird grundlegend die Qualifikation des Systems in gerissenem und ungerissenem Beton unterschieden. In Kapitel 6 wird die Rissentwicklung im Brandfall untersucht und die Auswirkungen auf die Tragfähigkeit von Verbunddübeln bewertet. Experimentelle Untersuchungen begleiten die theoretischen Überlegungen. In Realbrandversuchen wird die Tragfähigkeit eines Verbundmörtelsystems in lastinduzierten Biegerissen, Trennrissen und zunächst ungerissenem Beton untersucht und gegenübergestellt.

Neben dem Widerstand gegenüber Verbundversagen reduziert sich auch der Widerstand gegenüber Stahlversagen im Brandfall maßgeblich, sodass je nach Produkt, Setztiefe und Branddauer maßgebend sein kann. In Kapitel 7 sind Ergebnisse von Brandversuchen mit Stahlversagen zusammengetragen und statistisch ausgewertet. Es wird untersucht ob eine allgemeine Festlegung für Feuerwiderstände handelsüblicher Gewindestangen auf Grundlage des aktuellen Forschungsstandes möglich ist. Dazu werden statistische Methoden zur Auswertung von Versuchsdaten sowie Berechnungen basierend auf den temperaturabhängigen mechanischen Werkstoffeigenschaften durchgeführt.

In Kapitel 8 werden die im Rahmen der Forschungsarbeit gewonnenen Ergebnisse zusammengefasst. Die Ergebnisse werden in direktem Bezug zum bestehenden Regelwerk zur Qualifizierung von Metalldübeln für den Brandfall bewertet. Weiterhin offene Fragestellungen sowie Möglichkeiten zur Anwendung der Ergebnisse auf angrenzende Forschungsfelder werden im daran anschließenden Ausblick vorgestellt.

# 2 Zusammenstellung der Grundlagen

Im Rahmen dieses Kapitels wird zunächst eine Einordnung der hier untersuchten Injekionsanker vorgenommen. Neben Erläuterungen zur Montage und Einsatzfeldern von Injektionsankern (vgl. Kapitel 2.1.1) wird in Kapitel 2.1.2 die Funktionsweise und der Tragmechanismus von Injektionsankern erläutert. Kapitel 2.1.3 beschreibt die Prüfung, Bewertung und Bemessung.

Brandszenarien gehören neben seismischen Ereignissen zu einer besonderen Gruppe von Belastungen, die nur in außergewöhnlichen Fällen eintritt. Die Bemessung unterliegt daher besonderen Randbedingungen. Im Kapitel 2.3 werden Aspekte zur Bemessung und experimentellen Untersuchung der Tragfähigkeit von Bauteilen im Brandfall erläutert.

Abschließend wird der aktuelle Stand von Wissenschaft und Technik im Hinblick auf die Prüfung und Bewertung von Befestigungen im Brandfall aufgelistet. Ein besonderes Augenmerk liegt dabei auf grundsätzlichen Überlegungen zum Tragmechanismus und möglichen Versagensarten von Injektionsankern im Brandfall. In Kapitel 2.4 werden offene Fragestellungen zum Tragverhalten von Injektionsankern im Brandfall diskutiert.

### 2.1 Injektionsanker

Schwerlastverankerungen im Beton können mithilfe zahlreicher Systeme umgesetzt werden. Eine Einordnung in verschiedene Produktgruppen zeigt Abbildung 2.1. Die Wahl eines geeigneten Befestigungssystems erfolgt je nach Anforderungen, Einsatzfeld und Randbedingungen. Es wird dabei zwischen mechanischen und chemischen Befestigungssystemen unterschieden. Mechanische Systeme bestehen ausschließlich aus dem Befestigungsmittel selbst und werden in ein zuvor erstelltes Bohrloch eingebracht. Die Kraftübertragung erfolgt beispielsweise bei kraftkontrolliert spreizenden Dübeln über ein Verspreizen gegen die Bohrlochwand, was durch Aufbringen eines Drehmoments erreicht werden kann. Bei anderen Systemen wird durch den Dübel selbst oder beim Bohrvorgang ein Hinterschnitt erzeugt, den der gesetzte Dübel ausfüllt und hierüber Kräfte in den Beton leiten kann. Ebenfalls zu den mechanischen Befestigungssystemen gehört die Betonschraube. Hier wird ein Bohrloch erstellt, das dem Schaftdurchmesser der Schraube entspricht. Analog zur Holzschraube schneiden sich die Gewindegänge während des Setzvorgangs in die Bohrlochwand.

Die chemischen Befestigungssysteme konnten in den vergangenen Jahrzehnten ihren Marktanteil erheblich steigern und werden inzwischen vielseitig eingesetzt. Dies wird beispielsweise in *Eligehausen u. a. 2004* beschrieben. Die auf dem Markt zur Verfügung stehenden Produkte erfüllen weitreichende Anforderungen. Ein wesentlicher Vorteil im Vergleich zu mechanischen Verankerungen ist, dass bei gleicher



Abb. 2.1: Befestigungssysteme zur Verankerung im Beton und die Bestandteile chemischer Befestigungen nach *Kunz u. a. 1998* 

Dübelbelastung örtlich geringere Spreizkräfte in den Beton eingeleitet werden. Dies begründet sich in der Art des Lastabtrags, welcher in Kapitel 2.1.2 genauer erläutert wird. Während bei Injektionsanker die Kräfte gleichmäßig über die Verbundfläche verteilt in den Verankerungsgrund übertragen werden, konzentriert sich die Kraftübertragung bei mechanischen Systemen meist lokal, zum Beispiel auf den Spreizkonus oder den Hinterschnitt. Dadurch können bei der Verwendung von Injektionsankern geringere Achs- und Randabstände realsiert werden sowie die Anwendung in dünneren Bauteilen umgesetzt werden. Chemische Befestigungssysteme bestehen aus einer Ankerstange und aus einem Zweikomponentenmörtel. Man kann Sie weiterhin in zwei Kategorien einteilen. Bei Patronensystemen befinden sich die beiden Mörtelkomponenten in einer Glas- oder Folienpatrone. Durch den Setzvorgang der Ankerstange in den Beton werden die beiden Komponenten der Patrone durchmischt und erhärten. Bei den Injektionssystemen befinden sich die beiden Mörtelkomponenten in einer Kartusche beziehungsweise einem Foliengebinde und werden bei der Montage mithilfe eines Auspressgeräts durchmischt während der Mörtel in das Bohrloch verfüllt wird. Die genaue Zusammensetzung der auf dem Markt erhältlichen Produkte ist unbekannt. Unabhängig, ob es sich um ein Patronen- oder Injektionssystem handelt, bestehen Verbundmörtel aus den Grundkomponenten Harz, Härter und Füller. Als Füllstoffe kommen je nach Produkt sehr feinkörnige (0,01 mm bis 0,1 mm) bis grobkörnige Bestandteile (größer 1 mm) zum Einsatz. Nach Kunz u. a. 1998 kommen als Harze organische Komponenten wie Epoxide, Polyester und Vinylester oder anorganische Komponenten wie beispielsweise Zement vor.

Neben dem Einsatz als chemische Befestigungssysteme werden die Mörtelsysteme teilweise auch für nachträgliche Bewehrungsanschlüsse verwendet. Nachträgliche Bewehrungsanschlüsse ermöglichen eine Anschlussbewehrung in Bauteilen, in denen diese aus bautechnischen Gründen vorher nicht angeordnet werden konnte, vergessen wurde oder sich die Bewehrungsführung während der Bauausführung geändert hat. Der Montagevorgang erfolgt analog zu einem Befestigungssystem und beinhaltet die Arbeitsschritte Bohrlocherstellung, Bohrlochreinigung und Setzvorgang. Einige Produkte, die für die Verwendung für Injektionsanker zum Einsatz kommen, sind gleichzeitig als System für nachträgliche Bewehrungsanschlüsse zugelassen.

Neben dem Verankerungsgrund Beton finden chemische Befestigungssysteme auch in den unterschiedlichsten Mauerwerksgründen Anwendung. Werden die Systeme mit Siebhülsen kombiniert, können sie auch in Lochsteinen angewendet werden. Somit stehen eine Vielzahl an Mauerwerksuntergründen aus unterschiedlichen Materialien und Geometrien zur Verfügung. Der Einsatz und das Tragverhalten von Injektionsankern im Mauerwerk wird in der hier vorliegenden Arbeit nicht weiter thematisiert.

### 2.1.1 Allgemeines und Montage

Chemische Befestigungssysteme bestehen aus einem Mörtelsystem und einer Ankerstange. Ankerstangen für Injektionssysteme können handelsübliche Gewindestangen sein. Im Falle von Patronensystemen sind meist spezielle Ankerstangen mit angespitztem Ende für den Setzvorgang erforderlich. Abbildung 2.2 zeigt beispielhaft je ein Injektionssystem (a) und d)) und ein Patronensystem (b) und c)) der Marktführer Hilti und Fischer.



Abb. 2.2: Beispiele für Patronen- und Injektionssysteme verschiedener Firmen

Die Vorbereitungen für den Setzvorgang einer chemischen Befestigung bestehen aus der Erstellung eines Bohrlochs und der Bohrlochreinigung. Je nach Produkt ist die Erstellung des Bohrlochs neben dem praxisüblichen Hammerbohrverfahren auch die Verwendung eines staubarmen Hohlbohrers im Hammerbohrverfahren oder das Diamantbohrverfahren erlaubt. Insbesondere ein im Diamantbohrverfahren hergestelltes Bohrloch führt zu einer, im Vergleich zum Hammerbohrverfahren, deutlich "glatteren" Bohrlochwand. Diese vermindert die Übertragung von Kräften zwischen Mörtel und Beton und kann somit erheblichen Einfluss auf die Tragfähigkeit des Gesamtsystems haben.

Von großer Wichtigkeit bei der Montage eines Verbunddübels ist die Reinigung des Bohrlochs. Nach dem Bohrvorgang verbleibt Bohrmehl im Bohrloch, teilweise verklebt das Bohrmehl mit der Bohrlochwand. Ohne ausreichende Reinigung bildet das Bohrmehl eine Trennschicht zwischen Mörtel und Bohrlochwand und beeinträchtigt die Kraftübertragung maßgeblich. Daher können je nach System Reinigungsschritte bestehend aus Aussaugen oder Ausblasen mit Handpumpe oder Druckluft (Abbildung 2.3 c)) in Kombination mit einer zusätzlichen Reinigung durch eine Stahlbürste (Abbildung 2.3 d)) gefordert werden. Eine unzureichende Reinigung kann zu einer Traglastreduktion von bis zu 20% gegenüber einer sachgemäß gereinigten Setzstelle führen. Untersuchungen zum Einfluss der Bohrlochreinigung sind beispielsweise in *Meszaros* 2001; Eligehausen u. a. 2004, 2006 erläutert.



Abb. 2.3: Hilfsmittel für den Setz- und Reinigungsprozess

Injektions- und Patronensysteme unterscheiden sich im wesentlichen in ihrer Montage. Im Falle eines Injektionssystems wird der Mörtel mithilfe des passenden Auspressgeräts (Abbildung 2.3 b)) unter Verwendung eines Statikmischers (Abbildung 2.3 a)) aus der Kartusche ausgepresst. Die Injektion erfolgt direkt in das Bohrloch, dabei ist auf ein blasenfreies Befüllen zu achten. Anschließend wird die Ankerstange eingeführt. Nach Ablauf der Aushärtezeit kann das System belastet werden. Bei Patronensystemen wird nach der Reinigung des Bohrlochs die Patrone in dieses eingeführt. Die dem System zugehörige Ankerstange wird dann mit dem passenden Setzwerkzeug mit einem geeigneten Schrauber drehend oder drehschlagend gesetzt. Während des Setzvorgangs werden die beiden Mörtelkomponenten vermischt und härten anschließend aus.

### 2.1.2 Tragmechanismus

Als Tragmechanismus wird hier die Art der Kraftübertragung von der Ankerstange eines Befestigungssystems über den Verbundmörtel in den Beton bezeichnet. Die Ankerstange bildet die Verbindung zwischen dem zu befestigenden Bauteil und dem Verankerungsgrund. Über die Befestigung können Zug- und Querzugkräfte in den Verankerungsgrund eingeleitet werden.

Eine Zugkraft in der Ankerstange (Gewindestange) wird über den ausgehärteten Verbundmörtel in den Verankerungsgrund eingeleitet. Dabei werden die Kräfte in der Kontaktfläche zwischen Gewindestange und Mörtel über die Makroverzahnung der Gewindegänge übertragen. Hinzu kommen Adhäsionskräfte durch die Klebewirkung des Mörtels. Anschließend muss die innere Festigkeit des Mörtels (Kohäsion) gewährleisten, dass die Kräfte zur nächsten Kontaktfläche zwischen Mörtel und Bohrlochwand übertragen werden können. Auch in dieser Kontaktfläche werden Kräfte über Mikroverzahnung und Adhäsion übertragen. Die Mikroverzahnung charakterisiert sich dabei durch die Rauigkeit der Bohrlochwand. Im Beton bilden sich durch die eingeleiteten Kräfte schräge Druckstreben aus die zu Ringzugspannungen führen. Dieses Modell wurde von *Tepfers 1973* bei der Beschreibung des Verbundes zwischen Bewehrungsstahl und Beton entwickelt und wird in zahlreicher Literatur als Prinzip der Verbundwirkung beschrieben. Die Ringzugspannungen sowie die Makro- und Mikroverzahnung sind modellhaft in Abbildung 2.4 dargestellt. In der Befestigungstechnik werden für die Arten der Kraftübertragung häufig die Begriffe Formschluss und Stoffschluss verwendet.



Abb. 2.4: Kraftfluss in einer Verankerung

### Formschluss:

Makromechanische Verbindung bei der Kräfte rechtwinklig zu den Kontaktflächen der beiden Verbindungspartner übertragen werden. Z.B. Gewindegänge einer Gewindestange und ausgehärteter Injektionsmörtel.

### Stoffschluss:

Verbindung, bei der Kräfte zwischen den Verbindungspartnern über molekulare und atomare Kräfte übertragen werden. Z. B. Verklebung (Adhäsionskräfte) zwischen Injektionsmörtel und Bohrlochwand.

Der Verbund wird in mehreren Quellen wie Wildermuth DAfStb Heft 609 2013 und Rehm DAfStb Heft 138 1961 in drei Phasen gegliedert, vgl. Abbildung 2.5. Die Untergliederung ist dabei von der Größe der Relativverschiebung zwischen Stahl und Beton abhängig. In der ersten Phase der Belastung wird von Haftverbund gesprochen. In dieser Phase ist die Relativverschiebung ungefähr Null. Kräfte werden über Adhäsion übertragen. Nach dem ersten Schlupf erfolgt die Kraftübertragung über mechanische Makroverzahnung zwischen den Gewindegängen der Ankerstange und den Mörtelkonsolen sowie über Mikroverzahnung durch die Rauigkeit der Bohrlochwand zwischen Mörtel und Beton. Diese Phase des Verbunds wird als Scherverbund bezeichnet, dabei bilden sich schräge Druckstreben im Beton aus und führen zu Ringzugspannungen orthogonal zur Stabachse. Bei weiterer Steigerung der Verformung kann die aufnehmbare Kraft nicht mehr gesteigert werden sobald es zum vollständigen Abscheren der Mörtelkonsolen kommt, also zu einem Verbundbruch zwischen Ankerstange und Mörtel oder die Verbundfuge zwischen Mörtel und Beton versagt. Im Übergang zur letzten Verbundphase, dem Reibungsverbund, nimmt die Tragfähigkeit der Verbindung stark ab. Dieser ist abhängig von der Beschaffenheit der Oberflächen und Größe etwaiger Querpressung und bleibt selbst bei großen Verschiebungen aktiv. Bei geringen Betondeckungen führen die hohen Ringzugspannungen, die zu Beginn dieser Phase am größten sind, zur Längsrissbildung und folglich zum Spalten des Betons.

### Verbund:

Übertragung der Kräfte von einem Werkstoff in den Umliegenden (Mayer 2010).

Das Wirkungsprinzip des Verbunds wird beispielsweise in *Cairns u. a. 2014* erläutert. Es werden die bereits erläuterten vier Bereiche des Verbunds beschrieben. Den Haft- und Scherverbund bis zum Erreichen der maximalen Verbundspannung  $\tau_{max}$  mit der zugehörigen Verschiebung  $s_1$ . Anschließend einen Bereich mit konstanter Verbundspannung, die ebenfalls der Verbundspannung  $\tau_{max}$  entspricht. Nach Erreichen der maximalen Verschiebung bei gleichzeitiger maximaler Verbundspannung  $s_2$ , folgt ein linearer Abfall der Verbundspannung bis auf die Verbundspannung, die dem reinen Reibverbund  $\tau_f$  entspricht und Verschiebungen größer als  $s_3$  zugeordnet ist.

$$\tau(s) = \begin{cases} \tau_{max} \cdot \left(\frac{s}{s_1}\right)^{\alpha} & 0 \le s \le s_1 \\ \tau_{max} & s_1 < s \le s_2 \\ \tau_{max} - (\tau_{max} - \tau_f) \cdot \left(\frac{s - s_2}{s_3 - s_2}\right) & s_2 < s \le s_3 \\ \tau_f & s_3 < s \end{cases}$$
(2.1)



Abb. 2.5: Modell des Verbunds aus *DAfStb Heft 609 2013* (links) und Verbundgesetz nach *Cairns u. a. 2014* 

Die Kraft, die je Mantelfläche in den Beton übertragen werden kann, wird als Verbundspannung bezeichnet. Beträgt die Kraftänderung im Stahl entlang der Verankerungstiefe den gleichen Wert, wird von einer konstanten **Verbundspannungsverteilung** gesprochen. Verbundmörtel werden in der Regel anhand der durch sie maximal übertragbaren Kräfte charakterisiert. Diese wird experimentell ermittelt. Unter der Annahme einer konstanten Verbundspannungsverteilung errechnet sich diese aus dem Quotienten aus Zugkraft in der Ankerstange und der Klebefläche, vgl. Gleichung 2.2. Eine Besonderheit von Injektionssystemen ist die variable Verankerungstiefe. In den Systemgrenzen der minimalen und maximalen Verankerungstiefe, die vom Hersteller so gewählt werden, dass die Funktionsfähigkeit des Produkts und des Setzvorgangs gewährleistet ist, kann die produktspezifische Verbundspannung über die Mantelfläche auf eine Traglast umgerechnet werden.

τ=	$= \frac{N}{h_{ef} \cdot \pi \cdot d}$		(2.2)
mit:	au	Verbundspannung [ <i>N/mm</i> <sup>2</sup> ]	
	Ν	Belastung [N]	
	h <sub>ef</sub>	effektive Verankerungstiefe [mm]	
	d	Verankerungsdurchmesser [mm]	

#### Verbundspannung:

Quotient aus Zugkraft in der Ankerstange N und zur Kraftübertragung zur Verfügung stehende Mantelfläche. In *Ritter 2013* definiert als Kraftänderung im Stahl bezogen auf die Mantelfläche.

*Meszaros 2001* untersuchte anhand von Versuchen und Simulationen, welche Verbundspannungsverteilung sich für einen Verbunddübel einstellt. Die Ergebnisse sind in Abbildung 2.6 dargestellt. Simulation und Versuch zeigen eine verringerte Verbundspannung im oberflächennahen Bereich und eine erhöhte Verbundspannung am Ende der Verankerungstiefe. Im mittleren Bereich der Verankerungstiefe konnte eine konstante Verbundspannungsverteilung festgestellt werden. Die Ergebnisse von *Meszaros 2001* zeigen, dass die Verbundspannungsverteilung mit zunehmender Belastung ungleichmäßiger wird. *Eligehausen u. a. 2004* und *Meszaros 2001* begründen die geringen Verbundspannungen am belasteten Ende der Ankerstange mit den hohen Zugdehnungen im Beton und der Bildung des oberflächennahen Ausbruchkegels. Im Versuch ist zusätzlich eine Schädigung des oberflächennahen Betons infolge des Bohrvorganges nicht auszuschließen. Die erhöhten Verbundspannungen am unbelasteten Ende führen sie auf Druckspannungen quer zur Dübelachse zurück, die die Verbundfestigkeit erhöhen.



Abb. 2.6: Verbundspannungsverteilung aus Simulationen (links) und experimentellen Untersuchungen (rechts) von *Meszaros 2001* 

Übersteigt die angreifende Dübelbelastung die maximal aufnehmbare Verbundspannung, kommt es zum Verbundversagen. Es wird zwischen zwei Versagensarten in der Verbundfuge unterschieden. Entweder einem Versagen zwischen Ankerstange und Mörtel oder zwischen Mörtel und Beton. Diese Versagensarten können in reiner Form oder als Mischbruch vorliegen. Je nach Verankerungstiefe des Ankers und Leistungsfähigkeit des Mörtels können bei der Prüfung von Verbunddübeln noch weitere Versagensarten auftreten. Ebenfalls zu den Verbundversagenstypen wird das Spalten des Betons, das durch Überschreiten der Betonzugfestigkeit durch die Ringzugspannungen eintritt, gezählt. Wenn der Mörtel ausreichend leistungsfähig. das Betonbauteil ausreichend dick und die Achs- und Randabstände ausreichend aroß gewählt sind, kommt es entweder zu einem kegelförmigen Betonausbruch oder bei Überschreiten der Stahlzugfestigkeit zum Stahlbruch. Der Widerstand gegenüber Betonausbruch steigt mit größer werdender Verankerungstiefe, sodass diese Versagensart überwiegend bei kleinen Verankerungstiefen eintritt. Stahlbruch wird für große Verankerungstiefen oder bei der Verwendung einer geringen Stahlgüte maßgebend. Die beschriebenen Versagensarten sind in Abbildung 2.7 schematisch dargestellt. Wird ein Verbunddübel mit weiter Abstützung geprüft, ist für mittlere Verankerungstiefen ein kombiniertes Versagen aus Betonausbruch und Verbundversagen zu erwarten. Der oberflächennahe Betonausbruchkegel bildet sich in einem Winkel von 35° aus, vgl. beispielsweise Eligehausen u. a. 2006. Für die restliche Verankerungstiefe tritt überwiegend Verbundversagen ein.



Abb. 2.7: Versagensarten aus Cook u. a. 1998

Der Tragmechanismus von Injektionsankern und nachträglichen Bewehrungsanschlüssen unterscheidet sich unwesentlich. Die Kräfte im Stahl werden ebenfalls über die Verbundwirkung über den Mörtel in den Beton eingeleitet. Es unterscheidet sich lediglich die Oberflächengestalt des Stahls, wobei der Bewehrungsstahl eine gerippte Oberfläche aufweist, die für den Verbund mit dem Beton optimiert ist und die Ankerstange eines Verbunddübels in der Regel ein Normgewinde aufweist.

## 2.1.3 Prüfung, Bewertung und Bemessung

Für die Prüfung und Bewertung von Befestigungsmitteln liegen keine DIN-Normen vor. In Deutschladn wird durch das Bauproduktengesetz BauPG das **D**eutsche Institut für **B**autechnik (DIBt) als Technische Bewertungsstelle festgelegt. Damit ist es für die Festlegung harmonisierter Bedingungen für die Vermarktung von Bauprodukten zuständig. Für den Einsatz von Produkten zur Befestigung im Beton wird eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung gefordert. Im europäischen Raum werden europäisch technische Bewertungen ETAs (**E**uropean **T**echnical **A**pprovals) durch die **E**uropean **O**rganisation for **T**echnical **A**ssessment (EOTA) vergeben. Zum aktuellen Zeitpunkt hat die EOTA 25 Mitgliedsstaaten, Deutschland wird dort ebenfalls durch das DIBt vertreten. Zur Erlangung einer ETA wird eine Prüfung und Bewertung des Produkts gefordert. Die Richtlinien zur Prüfung und Bewertung werden ebenfalls von der EOTA herausgegeben. Die Erarbeitung der Richtlinien erfolgt in Arbeitsgruppen mit Vertretern und Experten aller Mitaliedsländer. Die Prüfung und Bewertung von Verbunddübeln erfolgt zum aktuellen Zeitpunkt nach dem European Assessment Document EAD 330499-00-0601 2017 "Bonded Fasteners for use in Concrete" vom Juli 2017. Zuvor wurde die Erarbeitung von Prüfprogrammen und die Bewertung der Ergebnisse sowie die Erläuterungen zur Versuchsdurchführung in der European Technical Approval Guideline ETAG 001 2013 von April 2013 beschrieben. Teil 5 der ETAG 001 beschäftigte sich mit Verbunddübeln, die Anhänge A und B regelten die Prüfverfahren, Anhang C die Bemessung. Die Überarbeitung der ETAGs dauert seit 2004 an und wurde von der Europäischen Kommission zur europäischen Vereinheitlichung von Regelwerken gefordert. Die Überarbeitung der ETAG 001 brachte neben dem EAD für Verbunddübel einen neuen Technical Report TR 048 2016 mit Angaben zur Versuchsdurchführung an nachträglichen Befestigungsmitteln im Beton hervor. Für die Bemessung von Befestigungsmitteln wird nun auf den DIN EN 1992-4 2019 Eurocode 2 Teil 4 verwiesen. Ziel der Prüfung eines Produktes ist es, dem Anwender die maximale charakteristische Tragfähigkeit unter Beachtung eines Sicherheitskonzepts bereitzustellen. Für den produktabhängigen Widerstand gegenüber einem kombinierten Versagen aus Betonausbruch und Verbundversagen werden in der Zulassung Verbundspannungen je nach Verankerungsdurchmesser angegeben. Des Weiteren werden Randbedingungen wie das Bohrverfahren und der Einsatzbereich in der Zugzone eines Bauteils berücksichtigt.

Das EAD 330499-00-0601 2017 gibt ein Prüfprogramm für die Beurteilung eines Produktes vor. Dieses beinhaltet die Prüfung auf Zug- und Querlasten, die Prüfung der Stahlzugfestigkeit der Ankerstange und die Prüfung der Verbundfestigkeit des Mörtels. Hinweise zur Versuchsdurchführung sind in TR 048 2016 angegeben. Beispiele für die Versuchsdurchführung mit weiter und enger Abstützung sind in den Abbildungen 2.8 und 2.9 dargestellt. Durch die Prüfung mit einer engen Abstützung wird das Eintreten eines Betonversagens verhindert, somit können die Einflussfaktoren auf den Verbundwiderstand bewertet werden. Bei der Prüfung des Widerstands gegenüber Verbundversagen werden Einflussfaktoren aus der Montage wie beispielsweise eine schlechte Reinigung oder ein feuchtes Bohrloch untersucht. Außerdem werden Einflüsse aus der Position im Verankerungsgrund wie beispielsweise Risse (bei Anwendungen in der Betonzugzone) oder Rand- und Achsabstände bei der experimentellen Untersuchung berücksichtigt. Auch Einflussfaktoren aus der Belastungshistorie (wie beispielsweise alternierende Lasten oder Rissbreitenänderungen) und Umwelteinflüsse (wie z.B. erhöhte oder verringerte Temperaturen sowie alkalisches und sulfidisches Milieu) werden geprüft. Das Prüfprogramm gibt weiterhin vor, wie viele Versuche durchgeführt werden müssen, für welche Verankerungsdurchmesser der Einflussfaktor zu untersuchen ist und welche Verankerungstiefe bei Produkten mit flexibler Verankerungstiefe zu prüfen ist.

Der charakteristische Wert des Widerstands gegenüber Verbundversagen  $\tau_{Rk}$  errechnet sich nach Gleichung 2.3. Grundsätzlich berechnen sich die Abminderungsfaktoren  $\alpha$  aus dem Vergleich der Versagenslasten im Versuch mit den Versagenslasten im Referenzversuch nach Gleichung 2.4. Das Sicherheitskonzept für die Bemessung von



Abb. 2.8: Beispiel für eine Versuchsdurchführung mit weiter Abstützung aus TR 048 2016



Abb. 2.9: Beispiel für eine Versuchsdurchführung mit enger Abstüzung aus TR 048 2016

Befestigungen durch Verbunddübel beruht demnach auf der Bestimmung eines charakteristischen Wertes aus Versuchen (dem 5%-Quantilwert). Dieser besagt, dass mit einer Wahrscheinlichkeit von 95% und einem Vertrauensniveau von 90% der Verbundwiderstand größer oder gleich dem angegebenen Wert ist. Einflussfaktoren wie Umwelteinflüsse, Belastungshistorie, etc. werden durch zusätzliche Abminderungsfaktoren berücksichtigt. Insbesondere für chemische Befestigungssysteme wird häufig eine sehr große Bandbreite an Verankerungsdurchmessern angeboten. Die Funktionsweise der Produkte ändert sich bei unterschiedlichen Verankerungsdurchmessern nicht wesentlich, sodass in einigen Fällen Prüfergebnisse, ermittelt an einem bestimmten Durchmesser, auf andere Größen extrapoliert werden können.

$$\tau_{Rk} = \tau_{5\%} \cdot \alpha_{setup} \cdot \min\beta_{cv} \cdot \min\alpha_{p} \cdot \min(\min\frac{\alpha}{rqd.\alpha}; \min\alpha_{1}) \cdot \alpha_{2} \cdot \alpha_{3} \cdot \alpha_{4}$$
(2.3)

$ au_{\textit{Rk}}$	charakterstischer Widerstand gegenüber Verbundversagen
$ au_{5\%}$	5%-Quantilwert der Verbundspannung
$\alpha_{\textit{setup}}$	Faktor der die Prüfung mit enger Abstützung berücksichtigt
$min \beta_{cv}$	Abminderung aus großer Streuung der Versagenslasten
${\it min} lpha_{\it p}$	Abminderung aus im Versuch aufgebrachter Zuglast
$\alpha$	Abminderungsfaktor nach Gleichung 2.4
$rqd.\alpha$	geforderter Wert für den Abminderungsfaktor $lpha$
$\alpha_1$	Kriterium zum Verlust der Klebewirkung "loss of adhesion"
$\alpha_2$	Abminderung aus Langzeit- Temperaturbeanspruchungen
$\alpha_3$	Abminderung aus Kurzzeit- Temperaturbeanspruchungen
$\alpha_4$	Abminderung aus Prüfung der Dauerhaftigkeit des Verbund- mörtels
	$\tau_{Rk}$ $\tau_{5\%}$ $\alpha_{setup}$ $min\beta_{cv}$ $min\alpha_{p}$ $\alpha$ $rqd.\alpha$ $\alpha_{1}$ $\alpha_{2}$ $\alpha_{3}$ $\alpha_{4}$

$\alpha = \min\{F_{u,m,t}/F_{u,m,r}; F_{u,5\%,t}/F_{u,5\%,r}\} \le 1,0$	(2.4)
---	-------

mit:	$F_{u,m,t}$	Mittelwert der Versagenslasten im Versuch
	F <sub>u,m,r</sub>	Mittelwert der Versagenslasten im Referenzversuch
	$F_{u,5\%,t}$	5%-Quantilwert der Versagenslasten im Versuch
	$F_{u,5\%,r}$	5%-Quantilwert der Versagenslasten im Referenzversuch

Für nachträgliche Bewehrungsanschlüsse muss lediglich die Gleichwertigkeit des Systems mit einem einbetonierten Bewehrungsstab nachgewiesen werden. Die Verbindung zwischen Bewehrungsstab, Mörtel und Beton unterliegt dabei ebenfalls des oben genannten Einflussfaktoren auf die Tragfähigkeit.

Widerstände von Befestigungen im Beton für besondere Belastungssituationen, wie seismische Belastungen oder Feuer, können ebenfalls bestimmt und in der europäisch technischen Produktspezifikation angegeben werden. Die Prüfung von Befestigungen infolge Belastungen aus Erdbeben ist im Technischen Bericht *TR 049 2016* vorgegeben. Der Widerstand von Befestigungen im Brandfall wird in *TR 020 2004* geregelt. Nähere Erläuterungen zum aktuellen Stand der Technik im Hinblick auf die Ermittlung von Feuerwiderständen für nachträgliche Bewehrungsanschlüsse und Verbunddübel sind in Kapitel 2.4 gegeben.

Die Bemessung einer Befestigung im Beton erfolgt über das in *DIN EN 1992-4 2019* beschriebene Nachweisverfahren. Für die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit werden die Bemessungswerte der Einwirkung jeweils den Bemessungswerten des Widerstands gegenüber gestellt:

$$E_d \le R_d \tag{2.5}$$

$$E_d < C_d \tag{2.6}$$

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_M}$$
(2.7)

Für den Bemessungswert des Widerstands eines Befestigungsmittels werden die charakteristischen Werte des Widerstands  $R_k$  der zugehörigen europäisch technischen Produktspezifikation entnommen. Die Nachweise werden für die Versagensarten Stahlbruch und Versagen des Betons getrennt betrachtet. Wobei für das Betonversagen auch die Versagensart Herausziehen, kombinierte Versagensarten und Spalten berücksichtigt werden. Der Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_M$  ist je nach betrachteter Versagensart Tabelle 4.1 der *DIN EN 1992-4 2019* zu entnehmen. Der produktabhängige Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_{inst}$ , der die Montagesicherheit berücksichtigt, wird an dieser Stelle verrechnet.

### 2.2 Materialverhalten im Brandfall

Im Folgenden werden die physikalischen und chemischen Vorgänge in den Werkstoffen Beton, Stahl und Verbundmörtel unter erhöhter Temperaturbeanspruchung (bis zu 1200 °C beschrieben. In *DIN EN 1992-1-2 2010* und *DIN EN 1993-1-2 2010* sind Angaben zu den thermischen und mechanischen Eigenschaften in Abhängigkeit der Temperatur enthalten, die im Folgenden wiedergegeben und diskutiert werden. *Hosser u. Richter 2013* beschreiben das im Eurocode festgelegte Festigkeits- und Verforumgsverhalten von Stahl und Beton als vereinfacht, aber für brandschutztechnische Nachweise ausreichend genau.

### 2.2.1 Beton

Als Beton wird ein Gemisch aus den Grundkomponenten Bindemittel (überwiegend Zement), Zuschlägen und Wasser bezeichnet. Nach dem Aushärten, was die Reaktion von Zement und Wasser zu Zementstein beschreibt, entsteht ein hochfester Baustoff. Die mechanischen und thermischen Materialeigenschaften von Beton unter Temperaturen bis zu 1200 °C sind stark von der jeweils vorliegenden Gefügestruktur und den chemischen und physikalischen Eigenschaften der einzelnen Bestandteile abhängig. Erhöhte Temperaturen haben Einfluss auf die thermischen Eigenschaften wie Wärmeleitfähigkeit, thermische Dehnung, spezifische Wärmekapazität und Dichte und auf die mechanischen Eigenschaften wie Druckfestigkeit, Zugfestigkeit und E-Modul. Außerdem beeinflussen hohe Temperaturen das Kriechverhalten und können zu Abplatzungen führen.



Abb. 2.10: Schnitt durch ein Betonbauteil nach Brandbeanspruchung

Das Gefüge eines ausgehärteten Betons besteht aus der Gesteinskörnung, freiem Wasser, Luftporen, ggf. Verdichtungsporen und dem Zementstein. Die Bestandteile des Betons sind im Schnitt durch ein Betonbauteil in Abbildung 2.10 noch deutlich zu erkennen.

Im Zementstein sind ca. 25% Masseprozent des Zements chemisch an Wasser gebunden (Hydratwasser). Des Weiteren enthält dieser Gelporen mit physikalisch gebundenen Wasseranteilen sowie wassergefüllte Kapillarporen. Die im Folgenden genannten Größenordnungen der Poren sind *Benedix 2015* entnommen.

### Luftporen:

Luftgefüllte Poren im Betongefüge, die in Abhängigkeit von Konsistenz und Verdichtung eine Größe von ca. 1 µm bis 1 mm haben können. Bei schlechter Verdichtung können Poren mit Durchmessern größer 1 mm entstehen, diese werden Verdichtungsporen genannt.

### Kapillarporen:

Wassergefüllte Poren im Betongefüge mit einer Größe von 10 nm bis 100  $\mu$ m die entstehen, wenn die Menge des Zugabewassers größer ist als die Wassermenge, die für eine vollständige Hydratation notwendig ist ( $W/Z \ge 0, 4$ ).

### Gelporen:

Als Gelporen werden Poren in der Zementmatrix bezeichnet, die physikalisch gebundene Wasseranteile enthalten.

Insbesondere die Gesteinsanteile und der Zementstein weisen wesentliche Unterschiede in ihren thermischen, physikalischen, mechanischen und chemischen Eigenschaften auf und führen so bei Erwärmung zu einer Destabilisierung des Gefüges. Zur Beurteilung der mechanischen und thermischen Eigenschaften von Beton ist daher die Geologie der verwendeten Gesteinskörnung von großer Bedeutung. Die Eigenschaften von kalksteinhaltigen (karbonatische Anteile: z. B. Kalk und Dolomit sowie Basalt) und silikathaltigen Zuschlägen (z. B. Quarz und Feldspat) unterscheiden sich wesentlich und beeinflussen die Eigenschaften des Betongefüges unterschiedlich. Bei der Festlegung der Betoneigenschaften, wie beispielsweise in *DIN EN 1992-1-2 2010* Abschnitt 3.2.2.1 wird daher zwischen diesen beiden Kategorien an Zuschlägen unterschieden.

Einen wesentlichen Einfluss auf die Änderung der physikalischen und mechanischen Eigenschaften von Beton während der Erwärmung hat der Wasserverlust. Grundsätzlich wird zwischen chemisch oder physikalisch gebundenen Wasseranteilen und nicht gebundenen Wasseranteilen unterschieden. Dies ist darin begründet, dass der Gesamtwasseranteil im Beton in der Regel größer ist, als die Menge, die der Zementanteil im Zuge der Hydratation binden kann. In vielen Literaturquellen wird zusätzlich der Begriff des "freien Wassers" verwendet. In *Manns 1975* wird darunter der verdampfbare Wasseranteil verstanden, da die Abgrenzung und Bestimmung von gebundenen und nicht gebundenen Anteilen komplex ist. Der Anteil an verdampfbarem Wasser im Beton kann durch Trocknung bei 105 °C ermittelt werden.

Die chemischen und physikalischen Vorgänge während der Erhitzung von Betonbauteilen werden in *Manns 1975, Borgogno 1997, Reick 2001, Periskic 2009, Hager 2013* und *Bergmeister u. a. 2018* beschrieben und sind in Tabelle 2.1 zusammengefasst. Die Vorgänge werden dabei im Wesentlichen durch die Abgabe und Umlagerung der unterschiedlichen Wasseranteile geprägt. Des Weiteren charakterisiert die Art des Zuschlags und einige chemische Prozesse im Zementstein den Festigkeitsverlust. Ab 1300 ℃ kann von einem kompletten Festigkeitsverlust ausgegangen werden. Nach *Bergmeister u. a. 2018* wird aber bereits bei Temperaturen größer 900 ℃ von einem pulverförmigen Zerfall mit einem einhergehenden vollständigen Festigkeitsverlust gesprochen.

Die Betoneigenschaften werden neben den chemischen und physikalischen Prozessen während der Erwärmung von den Faktoren Aufheizgeschwindigkeit, maximale Temperatur, Dauer der Temperaturbelastung, mechanische Belastung während der Temperaturbeanspruchung und dem Feuchtegehalt beeinflusst.

Nachfolgend werden die Temperaturabhängigkeit der Betoneigenschaften Dichte, spezifische Wärmekapazität, Wärmeleitfähigket, freie thermische Dehnung, Druckfestigkeit, Spannungs-Dehnungsverhalten, Elastizitätsmodul, sowie der Effekt der "load induced thermal strains" beschrieben. Außerdem wird das Kriechen von Beton im Zusammenhang mit einer Brandbeanspruchung sowie das Auftreten von Abplatzungen erläutert.

### Dichte

Wie aus den vorangegangen Erläuterungen zu den Vorgängen bei der Erwärmung von Beton hervorgeht, wird die Aufwärmphase maßgeblich vom Wasserverlust gekennzeichnet. Dieser bedeutet auch einen kontinuierlichen Masseverlust und somit eine reduzierte Rohdichte  $\rho$ . Nach *DIN EN 1992-1-2 2010* wird für Beton unter erhöhten Temperaturen ein kontinuierlicher Rückgang der Rohdichte auf bis zu 88% des Ausgangswertes bei 1200 °C angenommen, vgl. Abbildung 2.11.
Tab. 2.1:	Vorgänge im Beton unter erhöhter Temperatur nach Reick 2001, Hager 2013,
	Borgogno 1997, Ameler 1997 und Bergmeister u. a. 2018

Tomporatur			Betongefüge			
remperatur	Gesteins	körnung	Zomontatoin	Wasser	Auswirkung	
[°C]	kalksteinhaltig	quarzhaltig	Zementstein	wasser		
20-105				langsame Abgabe von freiem und Kapillarwasser	Gewichtsverlust	
			1. F CS (Entzug des ph	Phase des Gelabbaus SH-Gel Dehydratation lysikalisch gebundenen Wassers)	Reduktion der Festigkeit durch	
105-325			Ablagerung von	Wasser in Zwischenschichten des Zementgels	Wassers	
	Entstehung von Ma	trixrissen zwischen o dem Zementstein	den Zuschlägen und	weitere Abgabe von physikalisch gebundenem Wasser und Kapillarwasser durch erhöhten Dampfdruck	Festigkeitsverlust	
350	Bruch einiger kieselhaltiger Zuschläge					
374				kritische Wassertemperatur		
460-540			Zerfall elementar Dekompos	rer Hydratationsprodukte, Portlandit sition $Ca(OH)_2 \rightarrow CaO + H_2O$	stärkerer Gewichtsverlust	
570		Quarz- umwandlung			starke Volumenzunahme im Zuschlag	
> 600	Kalkstein- entsäuerung					
845-875			2. F Zerse (Entzug des c	Phase des Gelabbaus etzung von CSH-Phasen hemisch gebundenen Wassers)	Gewichtsverlust / weitere Wasserabgabe	
ab 1050	Schm	elzen				
1300			kompletter Fes	stikgeitsverlust		

Bei Untersuchungen von Zehfuß 2017 wurde dagegen lediglich eine Reduktion der Rohdichte um bis zu 4% bei Aufheiztemperaturen von maximal 1000 °C ermittelt. Eine Begründung hierfür könnte die Vernachlässigung der Volumenzunahme sein. In den Ergebnissen von Zehfuß 2017 sind die wichtigsten Vorgänge bei der Erwärmung von Beton, wie beispielsweise die Zersetzung des Portlandits zwischen 440 °C und 460 °C, deutlich erkennbar. Weitere Untersuchungen zur Änderung der Rohdichte sind in *Periskic 2009* zusammengefasst. Hier wird darauf hingewiesen, dass die Rohdichteabnahme vor allem zwischen 20 °C und 150 °C auch wesentlich durch die Art des Zuschlags bestimmt wird. So ermittelt *Periskic 2009* für kalksteinhaltige Betone eine Dichteabmnahme auf bis zu 60% des Anfangswerts. Begründet wird dies durch die Kalksteinentsäuerung ab circa 600 °C. Für einen silikathaltigen Beton können Dichtereduktionen festgestellt werden, die der in *DIN EN 1992-1-2 2010* angegebenen Größenordnung entspricht.

#### Spezifische Wärmekapazität

#### spezifische Wärme *c*<sub>p</sub>:

Als spezifische Wärme wird die Wärmemenge bezeichnet, die benötigt wird, um einen Stoff um eine Temperatureinheit zu erwärmen.



Abb. 2.11: Änderung der Dichte von Beton nach *DIN EN 1992-1-2 2010* 



Für die spezifische Wärme von Beton wird nach *DIN EN 1992-1-2 2010* bei Raumtemperatur ein Wert von 900 J/kg K angegeben, der bis zu einer Temperatur von 400 °C auf einen Wert von 1100 J/kg K ansteigt und dann auch für höhere Temperaturen konstant bleibt. Die zusätzliche Energie, die zur Verdampfung des enthaltenen Wassers benötigt wird, wird durch Peaks bei 115 °C berücksichtigt. Diese können je nach Feuchtegehalt bis zu 2200 J/kg K betragen. Die spezifische Wärmekapazität in Abhängigkeit der Temperatur ist in Abbildung 2.12 dargestellt.

Untersuchungen anhand des Transient Plane Source Verfahrens nach EN ISO 22007 von *Zehfuß 2017* zeigen, dass neben des Peaks bei 115 °C zwei weitere Peaks im Energiebedarf zur Erwärmung festgestellt werden können. Einer dieser Peaks entsteht bei der Zersetzung des Portlandits bei 450 °C und ein weiterer bei der Quarzumwandlung bei 570 °C. Beide werden in *DIN EN 1992-1-2 2010* nicht berücksichtigt.

#### Wärmeleitfähigkeit

#### Wärmeleitfähigkeit $\lambda$ :

Die Wärmeleitfähigkeit definiert die Wärmemenge, die im stationären Zustand während einer Sekunde 1 m<sup>2</sup> einer 1 m dicken Schicht bei einer Temperaturdifferenz von 1 K durchdringt.

Die Wärmeleitfähigkeit von Beton nimmt mit steigender Temperatur ab. In *DIN EN 1992-1-2 2010* ist ein oberer und ein unterer Grenzwert angegeben, vgl. Abbildung 2.13. Der obere Grenzwert soll dabei den im Beton eingelegten Stahlanteil berücksichtigen. Der untere Grenzwert bezieht sich auf reine Betonquerschnitte. Die Zuschlagsart und der Feuchtegehalt werden hier nicht berücksichtigt. Jedoch wird sowohl in *Periskic 2009* als auch in *Bossenmayer u. a. 2004* erläutert, dass bei der Bestimmung der Wärmeleitfähigkeit von Beton große Streuungen auftreten, die auf die Zuschlagsart und den Feuchtegehalt zurückgeführt werden können. In *Reick 2001* wird zusätzlich die Berücksichtigung des Luftporengehalts, der die Wärmeleitfähigkeit verringern würde, empfohlen.



Abb. 2.13: Wärmeleitfähigkeit von Beton nach Ab DIN EN 1992-1-2 2010



#### Freie thermische Dehnung

#### freie thermische Dehnung:

Als freie thermische Dehnung oder Wärmeausdehnung wird die Längenänderung eines Werkstoffes unter Temperatureinwirkung im unbelasteten Zustand bezeichnet.

Die freie thermische Dehnung von Beton ist wesentlich durch das Verhalten der Einzelkomponenten Gesteinszuschlag und Zementstein gekennzeichnet. Während der Gesteinszuschlag deutlich an Volumen zunimmt, reduziert sich das Volumen des Zemensteins. In Summe steigt die freie thermische Dehnung von Beton mit steigender Temperatur stetig an, bis sie zwischen 600 °C und 800 °C einen Maximalwert von 12 mm/m bis 14 mm/m erreicht. Die Annahme für die freie thermische Dehnung, wie sie in *DIN EN 1992-1-2 2010* gegeben ist, ist in Abbildung 2.14 dargestellt. Das Maß der freien thermischen Dehnung wird von der Art des Zuschlags beeinflusst. Dies wird auch in *Ameler 1997; Thienel 1993; Reick 2001; Hager 2013* betont und zeigt sich ebenso in *DIN EN 1992-1-2 2010* durch die Trennung zwischen Betonen mit quarzhaltigen und kalksteinhaltigen Zuschlägen. Die Längenänderung ist im Gegensatz zu vielen anderen Werkstoffen nicht reversibel. Grund hierfür ist die Rissbildung durch die unterschiedliche Volumenzunahme der Einzelkomponenten.

#### Druckfestigkeit und Spannungs-Dehnungsverhalten

Die Reduktion der Betondruckfestigkeit bei ansteigenden Temperaturen kann auf die bereits erwähnten chemischen und physikalischen Effekte bei der Erwärmung von Beton zurückgeführt werden. Im Wesentlichen sind dabei folgende Vorgänge zu nennen.

- · Wasserverlust und damit verbundene Steigerung der Porosität
- · Zersetzung des Portlandits
- Differenz der thermischen Dehnungen zwischen Zementmatrix und Zuschlag schwächt das Gefüge (bei quarzhaltigen Zuschlägen ist die Differenz durch die

Quarzumwandlung größer und somit auch die Reduktion der Betondruckfestigkeit)

Das Spannungs-Dehnungsverhalten von Beton im Brandfall wird in EC2-1-2 in Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit, der jeweiligen Temperatur  $f_{c,T}$  und der zugehörigen Bruchdehnung  $\varepsilon_{c1,T}$  anhand Gleichung 2.8 beschrieben. Die Abminderungsfaktoren für die Druckfestigkeit und die zugehörige Bruchdehnung sind in *DIN EN 1992-1-2 2010* Tabelle 3.1 ebenfalls angegeben. Sie unterscheiden sich je nach Zuschlagsstoff geringfügig. In Abbildung 2.15 sind die Spannungs-Dehnungs-Linien für Beton mit kalksteinhaltigen Zuschlägen und in Abbildung 2.16 die resultierende Abminderung der Druckfestigkeit dargestellt.



Abb. 2.15: Spannungs-Dehnungsverhalten von Beton nach *DIN EN 1992-1-2* 2010



Abb. 2.16: Abminderung der Betondruckfestigkeit nach *DIN EN* 1992-1-2 2010

$$f(\varepsilon) = \frac{3\varepsilon f_{c,T}}{\varepsilon_{c1,T} \left(2 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c1,T}}\right)^3\right)}$$
(2.8)

# mit: $f_{c,T}$ Wert der Betondruckfestigkeit bei der Temperatur T $\varepsilon_{c1,T}$ Wert der Dehnung, die der Betondruckfestigkeit $f_{c,T}$ zugeordnet werden kann

Untersuchungen zum Spannungs-Dehnungsverhalten von Betonen unter erhöhter Temperatur und die Reduktion der Druckfestigkeit werden in *Hager 2013, Mindeguia u. a. 2006* und *Ameler 1997* beschrieben. In den dort erläuterten Ergebnissen konnte ein steiferes Materialverhalten festgestellt werden. Besonders auffällig sind außerdem die deutlich geringeren Druckfestigkeiten bei 120 °C. Als Grund hierfür wird der beginnende Wassertransport im Versuchskörper genannt. Dieser Effekt kann durch eine geeignete Probentrocknung verhindert werden. Grundsätzlich wurden in den Untersuchungen aber geringere Festigkeitsreduktionen als in EC2 angenommen, festgestellt. *Periskic 2009* begründet dies im Fortschreiten der Hydratation des Zementleims, welche der Bildung thermisch induzierter Mikrorisse entgegen wirken soll. Nach *Ameler 1997* hat eine Vorlast von bis zu 30% der Druckfestigkeit bei Raumtemperatur eine positive Auswirkung auf die Druckfestigkeit unter Temperaturbeanspruchung. Nach *Hager* 

2013 kann die Änderung der Farbe von Beton ein Indikator für die Änderung der mechanischen Eigenschaften sein.

#### Elastizitätsmodul

#### Elastitzitätsmodul:

Als Elastizitätsmodul E wird der Quotient aus Spannungsänderung  $\Delta \sigma$  und zugehöriger Dehnungsänderung  $\Delta \varepsilon$  bezeichnet.

Die Definition bzw. die Bestimmung des Elastizitätsmoduls für Temperaturen bis zu 1.200 °C wird dadurch erschwert, dass die Spannungs-Dehnungsverläufe, wie sie in Abbildung 2.15 dargestellt sind, nicht nur die reinen elastischen und plastischen Verformungen infolge der Belastung beinhalten. Dies ist darauf zurückzuführen, dass die Gesamtverformung eines Betonbauteils bei gleichzeitiger Einwirkung von Last und Temperatur ungleich der Summe aus elastischer oder plastischer Verformung bei Raumtemperatur und der freien thermischen Dehnung des Betons ist. Die auftretende Verformungsdifferenz wird häufig als load induced thermal strain (LITS) bezeichnet, und wird im gleichnamigen Abschnitt näher beschrieben. In DIN EN 1992-1-2 2010 werden keine Angaben zum Elastizitätsmodul von Beton unter erhöhten Temperaturen gemacht. Grundsätzlich ist den oben vorgestellten Spannungs-Dehnungs-Verläufen aber eine Abnahme des Elastizitätsmoduls mit steigender Temperatur zu entnehmen. In Hager 2013 wird der E-Modul an den Spannungs-Dehnungsbeziehungen ermittelt, indem die Steigung zwischen Nullpunkt und 1/3 der Last wurde berechnet. Es konnte kein Einfluss des Wasserzementwerts auf den Elastizitätsmodul festgestellt werden. Die Mittelwerte sind in Abbildung 2.17 dargestellt. Nach Bergmeister u. a. 2018 kann der E-Modul von Beton unter Temperaturbeanspruchung als Tangentenmodul aus temperaturabhängiger Spannung und Dehnung, multipliziert mit dem Faktor 1,5, berechnet werden.





Abb. 2.17: Änderung des Elastizitätsmodul von Beton nach *Hager 2013* 



#### Zugfestigkeit

Für die Zugfestigkeit von Beton bei erhöhten Temperaturen wird in *DIN EN 1992-1-2 2010* angenommen, dass sich beim Überschreiten einer Temperatur von 100 °C eine lineare Abnahme der Zugfestigkeit einstellt. Bei Temperatur größer 600 °C ist von einem vollständigen Verlust der Zugtragfähigkeit auszugehen. Der Verlauf der Abminderung ist in Abbildung 2.18 dargestellt. Die experimentelle Bestimmung der Betonzugfestigkeit bei erhöhten Temperaturen ist nicht trivial und wird daher meist über die Spaltzugfestigkeit bestimmt. *Ameler 1997* führt den Zugfestigkeitsverlust hauptsächlich auf die thermisch induzierte Rissbildung zurück und schließt darauf, dass die Reduktion der Zugfestigkeit mindestens so groß wie die Reduktion der Druckfestigkeit ist. Dennoch ist die Betonzugfestigkeit für die Bauteilbemessung im Brandfall von Bedeutung, da sie das Abplatzverhalten maßgeblich beeinflusst.

#### Verformungsverhalten bei gleichzeitiger Einwirkung von Temperatur und Last

Aufgrund der inhomogenen Struktur von Beton und der zahlreichen chemischen und physikalischen Prozesse, die während einer Erwärmung zu einer stetigen Veränderung der Betoneigenschaften führen, ist das Verformungsverhalten von Beton unter gleichzeitiger Einwirkung von Temperatur und Last komplex. Die Gesamtdehnungen werden daher im Folgenden in einzelne Dehnungsanteile unterteilt. Die Gesamtverformung eines Betonbauteils bei gleichzeitiger Einwirkung von Last und Temperatur ist ungleich der Summe aus elastischer Verformung bei Raumtemperatur und der freien thermischen Ausdehnung des Betons. Die in Abbildung 2.19 dargestellte schematische Darstellung von *Torelli u. a. 2016* beschreibt die Überlagerung der einzelnen Dehnungsanteile analog Gleichung 2.9 als Summe aus freier thermischer Dehnung  $\varepsilon_{th}$  (=  $\varepsilon_0$  in Abbildung 2.19), dem elastischen Verformungsanteil bei Raumtemperatur  $\varepsilon_{ela,0}$  und einem Dehnungsanteil  $\varepsilon_{LITS}$ , der als lastinduzierte thermische Dehnung stellt dabei einen positiven Dehnungsanteil dar, wohingegen die elastische Verformung und die thermisch induzierte Verformung ein negatives Vorzeichen aufweisen.



Abb. 2.19: Dehnungsanteile von Beton unter gleichzeitiger Einwirkung von Temperatur und Last aus *Torelli u. a. 2016* 

$$\varepsilon_{res} = \varepsilon_{th} + \varepsilon_{el,20^{\circ}C} + \varepsilon_{LITS}$$

$$\varepsilon_{LITS} + \varepsilon_{el,20^{\circ}C} = \varepsilon_{ts} + \varepsilon_{cr} + \varepsilon_{el,T}$$
(2.9)
(2.9)

Die Dehnung von Beton unter erhöhter Temperatureinwirkung ist stark von der zuvor aufgebrachten Last abhängig. Ohne eine zusätzliche Druckbeanspruchung entstehen im Beton positive Wärmeausdehnungen von bis zu 1%. Die Ergebnisse von *Anderberg u. Thelandersson 1976* (vgl. Abbildung 2.20) zeigen, dass bereits Belastungen von ca. 20% der Betondruckfestigkeit zu einer deutlichen Reduktion der Wärmeausdehnung führen. Bei Belastungen größer 45% der Betondruckfestigkeit sind die Dehnungen während der gesamten Aufheizperiode negativ. Die Differenz zwischen der Dehnung unter äußerer Last und der freien thermischen Dehnungen werden als LITS bezeichnet, die elastischen Dehnungen bei Raumtemperatur sind vorab abgezogen, vgl. Gleichung 2.9 und Gleichung 2.10.

Die Größenordnung von LITS wurde erstmals anhand experimenteller Untersuchungen von Anderberg u. Thelandersson 1976 bestimmt, vgl. Abbildung 2.20. Die Abbildung zeigt Dehnungsmessungen aus instationären Kriechversuchen an Betonproben. Die Belastung des Betons wurde dabei über die Versuchszeit konstant gehalten, während die Temperatur mit einer Aufheizrate von 5 °C/min gesteigert wurde. Die Dehnungsänderungen für eine Belastung von 0% bis 90% der Betondruckfestigkeit bei Raumtemperatur wurden über die y-Achse aufgezeichnet. Die Kurve mit der Bezeichnung A5 stellt die freie thermische Dehnung von Beton dar. Des Weiteren ist zu erkennen, dass ab einer Belastung von 45% der Betondruckfestigkeit ausschließlich Stauchungen ermittelt werden konnten. Die Differenz zwischen freier thermischer Dehnung und resultierender Dehnung wird als LITS bezeichnet. Die elastische Dehnung infolge Last bei Raumtemperatur ist in dieser Darstellung bereits abgezogen. In Torelli u. a. 2016 wird eine weitere Untergliederung von LITS in drei Dehnungsanteile vorgenommen. Abbildung 2.21 zeigt die Unterteilung in elastische Dehnungsanteile  $\varepsilon_{\sigma}$  infolge Temperatur (Die Abbildung beinhaltet sowohl die Dehnungsänderung bei Raumtemperatur als auch die Zunahme der elastischen Dehnungsanteile während der Temperatursteigerung); plastische Verformungsanteile  $\varepsilon_{cr}$ , die aus der Temperatursteigerung resultieren  $\varepsilon_{ts}$  und plastische Verformungsanteile, die aus Kriecheffekten während der Aufheizzeit resultieren. Die Dehnungsanteile gänzlich getrennt voneinander experimentell zu bestimmen ist nicht möglich. Die plastischen Dehnungsanteile sind irreversibel und die Verformungsanteile aus thermischer Verformung  $\varepsilon_{ts}$  treten nur während der erstmaligen Erhitzung/Belastung ein.

Das Auftreten von LITS konnte bisher physikalisch nicht eindeutig erklärt werden. In *Torelli u. a. 2016* wird zusammenfassend als Ursache für LITS die chemischen und physikalischen Vorgänge in der Zementmatrix bis zu Temperaturen von 400 ℃ genannt. Es wird auf inneren Spannungen hingewiesen, die durch Unterschiede des thermischen Verhaltens von Zementmatrix (Volumenverkleinerung) und der Gesteinskörnung (Volumenvergrößerung) entstehen. Auch *Khoury 2006* führt LITS hauptsächlich auf die C-S-H Struktur des Betons zurück und folgert eine Unabhängigkeit von Zuschlagsart und Zementstein. Aus Versuchsergebnissen leitet *Torelli u. a. 2016* folgende Eigenschaften von LITS ab:



Abb. 2.20: Dehnungsänderung mit steigender Abb. 2.21: Dehnungsanteile von Beton im Temperatur in Versuchen aus Anderberg u. Thelandersson 1976



- · Quasi-instantane Dehnungskomponente
- Temperaturabhängig
- · Stark nichtlinear
- · Hauptsächlich irreversibel
- · Werden durch vorherige Aufheizzyklen reduziert
- Unabhängig vom Betonalter (zwischen 1 und 9 Jahren, bis zu 450 ℃)
- Unabhängig vom Feuchtegehalt über 250 ℃
- Deutliche Beeinflussung durch Feuchtetransporte zwischen 100 °C und 250 °C
- Unabhängig von der Art der Zuschläge bis 400 °C

Weitere Erläuterungen und Versuchsergebnisse zur Definition von LITS sind in Khoury 2006; Periskic 2009; Hager 2013 enthalten. Nielsen u. a. 2002 leitet anhand von Versuchsergebnissen die in Gleichung 2.11 beschriebene Beziehung zwischen Temperatur, Dehnung und LITS ab. Die Konstanten A, B und C werden dabei zu A = 0,0005, B = 0,00125 und C = 0,0085 festgelegt. Die Grenztemperatur T\* beträgt 470 °C.

$$\hat{\varepsilon}^{LITS}(T,\sigma) = \frac{\sigma}{f_{c,0}}\beta\dot{T} \qquad (2.11)$$

$$\beta = 0,01 \cdot \left\{ \begin{array}{cc} 2 \cdot A \cdot T + B & \text{für} & 0 \le T \le T^* = 4,5\\ 2 \cdot C \cdot (T - T^*) + 2 \cdot A \cdot T^* + B & \text{für} & T > T^* \end{array} \right\}$$

#### Kriechen

Die lastinduzierten thermischen Dehnungen LITS werden im Rahmen von Untersuchungen unterschiedlicher Autoren auch als "thermal strains" oder "thermal creep" bezeichnet. Die Bezeichnung thermisches Kriechen ist dabei irreführend und suggeriert eine stark zeitabhängige Komponente. Tatsächlich ist der größte Anteil der LITS nicht zeitabhängig und nur ein geringer Anteil kann tatsächlich auf Kriecheffekte zurück geführt werden, vgl. Abbildung 2.21. Aufgrund der Überlagerung der Komponenten Zeit, Temperatur und Last in experimentellen Untersuchungen ist der Anteil der Kriechverformungen experimentell kaum zu verifizieren und wird daher im Rahmen dieser Arbeit nicht näher berücksichtigt. *Hager 2013* deklariert die klassischen Kriechdehnungen als vernachlässigbar.

In *Hosser u. Richter 2013* wird der Begriff Kriechen für den Hochtemperaturbereich neu definiert. Diese Definition schließt den Anteil der thermischen Dehnungen  $\varepsilon_{ts}$  von LITS mit ein. Bei den oben angegebenen Spannungs-Dehnungsverläufen für Beton unter Druckbeanspruchung sind diese Dehnungen berücksichtigt.

#### Kriechen:

bei Normaltemperatur: Unter andauernder Spannung, zeitabhängig einem Endwert zustrebende Verformung bei Hochtemperatur: Temperatur- und lastabhängige nichtelastische Verformungsan-

teile (mit steigender Temperatur größer werdend)

Hosser u. Richter 2013

#### Abplatzungen

Das Phänomen der Entstehung von Abplatzungen an Betonbauteilen im Brandfall wird auf zwei Arten beschrieben. In beiden Fällen wird der Wassertransport als Ursache für Abplatzungen gesehen. Durch die steigenden Temperaturen kommt es zum Wechsel des Aggregatzustands des im Beton enthaltenen verdampfbaren Wassers von flüssig zu gasförmig. Der Wasserdampf bewegt sich anschließend von der beflammten Seite weg und kondensiert dort wieder. In einer Tiefe von wenigen Zentimetern bildet sich so eine vollständig gesättigte Betonschicht, die von *Harmathy 1966* als "moisture clog" bezeichnet wird und wie eine Feuchtigkeitsbarriere wirkt, vgl. Abbildung 2.22. Sie kennzeichnet sich durch eine geringe Permeabilität und verhindert zunächst die weitere Bewegung von Wasserdampf.

Nach Bergmeister u. a. 2018 und Hager 2013 führen die Abplatzungen auf ein explosionsartiges Entladen des vorgespannten Gefüges zurück. Dieses entsteht durch den sich immer weiter aufbauenden Poreninnendruck. Der Poreninnendruck baut sich beim Wechsel des Aggregatzustands des Wassers von flüssig zu gasförmig auf, da dieser mit einer 1.700-fachen Volumenvergrößerung einhergeht. Bažant 1997 führt die Abplatzungen hingegen auf ein Knicken der zwischen den Sprödrissen entstehenden Restquerschnitte zurück, welche durch die thermisch induzierten Spannungen verstärkt werden. Es wird darauf hingewiesen, dass sich der Poreninnendruck durch die Bildung von Rissen rasch abbauen müsste und somit nur als Initiator für die Abplatzungen wirken kann. Die Fachwelt ist sich jedoch einig, dass das Vorkommen von



Abb. 2.22: Bildung einer "water clog" aus Hager 2013

Abplatzungen maßgeblich durch die Zementmatrixporosität, den Feuchtegehalt und den thermisch und/oder mechanisch induzierten Spannungen beeinflusst werden.

In *Hager 2013* wird darauf hingewiesen, dass die alleinige Begrenzung der Betonfeuchte, wie sie in einigen Regelwerken und Kommentaren zu finden sind, alleine, das Auftreten von Abplatzungen nicht gänzlich ausschließen kann. Nach *Bergmeister u. a. 2018* werden insgesamt drei Arten von Abplatzungen unterschieden:

- Lokales Abplatzen von einzelnen Zuschlagkörnern; Begrenzung der Tiefe auf die Größe des Größtkorns
- · Langsames Abplatzen bei Spritzbeton (Soft-Spalling)
- Explosionsartige Abplatzungen

## 2.2.2 Stahl

Stahl wird aus Roheisen durch die Reduzierung des Kohlenstoffgehalts unter 2% und die Zugabe von Legierungselementen (wie z.B Cr, Ni, W, Mn, Co, V, Ti, Ta) oder die Lösung mit Eisenerzen (wie z.B. Si, Mn, P, S) zur Verbesserung der Verarbeitbarkeit und Härte hergestellt. Neben dem Zusatz von Legierungsmetallen und der Art der Herstellung können die Eigenschaften durch eine entsprechende Wärmebehandlung verändert werden. Das in Abbildung 2.23 dargestellte Eisen-Kohlenstoff Zustandsdiagramm zeigt eine Übersicht der chemischen Vorgänge im Stahl bei der Erwärmung in Abhängigkeit des Kohlenstoffgehalts. Es erläutert die Möglichkeiten der Wärmebehandlung. An dieser Stelle wird bereits der große Einfluss erhöhter Temperaturen auf die Eigenschaften von Stahlwerkstoffen deutlich. Es ist zu beachten, dass das nachfolgende Diagramm ausschließlich für die Verbindung aus Eisen und Kohlenstoff gültig



ist. Die Zugabe von Legierungselementen hat einen deutlichen Einfluss auf die Materialeigenschaften, *Benedix 2015*.

Abb. 2.23: Chemische Vorgänge bei der Erwärmung von Verbindungen aus Eisen und Kohlenstoff aus *Benedix 2015* 

Bei der Erwärmung von Kohlenstoffstahl über 1147 °C beginnt die Umformung der Kohlenstoffatome in Austenit. Wenn darauf eine rasche Abkühlung erfolgt wird die Umwandlung von  $\gamma$ -Mischkristallen in Ferrit und Cementit verhindert. Bei der Umwandlung des  $\gamma$ -Eisens in  $\alpha$ -Eisen bleibt die Kohlenstoffverteilung im Austenitgitter beibehalten und erzeugt somit innere Spannungen, die eine Aufweitung des  $\alpha$ -Gitters zur Folge hat. Diese Aufweitung führt zur Steigerung der Härte (Härten). Durch eine anschließende erneute Erwärmung (größer 723 °C) werden die inneren Spannungen abgebaut und somit die Duktilität verbessert. Die Aneinanderreihung von Erwärmungs- und Abkühlungsprozessen wird Vergütung genannt.

Aus den vorangegangenen Erläuterungen zur Herstellung von Stahl geht hervor, dass unterschiedliche Herstellungsarten, Legierungen und Nachbehandlungsprozesse die mechanischen Eigenschaften von Stahl, wie Härte und Zähigkeit, beeinflussen. Im Bauwesen werden Baustähle nach *DIN EN 10025-1 2005* und Betonstähle nach *DIN 488-1 2009* eingesetzt.

Nachfolgend werden die Temperaturabhängigkeit der Stahleigenschaften Dichte, spezifische Wärmekapazität, Wärmeleitfähigket, freie thermische Dehnung, Spannungs-Dehnungsverhalten, Zugtragfähigkeit und Elastizitätsmodul beschrieben.

#### Dichte

DIN EN 1993-1-2 2010 legt eine von der Temperatur unabhängige Dichte zu  $\rho$  = 7850 kg/m<sup>3</sup> fest.

#### Spezifische Wärmekapazität

Die spezifische Wärmekapazität von Stahl liegt bei 500 J/kgK bis 600 J/kgK. Ab einer Temperatur von 723 °C beginnt die Umwandlung von  $\alpha$ -Mischkristallen in  $\gamma$ -Mischkristalle. Der erhöhte Energiebedarf wird durch einen Peak (bis zu 5,000 J/kg K deutlich. Der nach *DIN EN 1993-1-2 2010* anzunehmende Verlauf der spezifischen Wärmekapazität mit steigender Temperatur ist in Abbildung 2.24 dargestellt.

#### Wärmeleitfähigkeit

Die Wärmeleitfähigkeit von Stahl ist um ein Vielfaches höher als die von Beton. Bei Raumtemperatur kann von einem Wert von 54 W/mK ausgegangen werden. Dies entspricht etwa dem 27-fachen der Wärmeleitfähigkeit von Beton bei Raumtemperatur. Mit steigender Temperatur fällt die Wärmeleitfähigkeit leicht ab. Ab 800 °C geht man von einem konstanten Wert von 27,3 W/m K aus. Die Entwicklung der Wärmeleitfähigkeit über die Stahltemperatur ist in Abbildung 2.25 dargestellt.



Kohlenstoffstahl nach DIN EN 1993-1-2 2010



#### Freie thermische Dehnung

Auch die freie thermische Dehnung von Stahl vergrößert sich mit steigender Temperatur. Nach *DIN EN 1993-1-2 2010* wird von einer linearen Steigerung über die Temperatur ausgegangen, wie sie in Abbildung 2.26 dargestellt ist. Das Plateau bei 800 °C beschreibt den Übergang von  $\alpha$ - in  $\gamma$ -Mischkristalle und kennzeichnet sich durch eine Unterbrechung in der freien thermischen Dehnung.



Abb. 2.26: Thermische Dehnung von Stahl nach *DIN EN 1993-1-2 2010* 





#### Elastizitätsmodul

Der Elastizitätsmodul von Kohlenstoffstahl wird in *DIN EN 1993-1-2 2010* als Abminderungsfaktor vom Elastizitätsmodul bei Raumtemperatur angegeben. Der Verlauf der Abminderung ist in Abbildung 2.27 dargestellt. Die Querkontraktionszahl von Stahl beträgt 0,3 und wird bei steigenden Temperaturen als konstant angenommen.

#### Spannungs-Dehnungs-Verhalten und Zugfestigkeit

Das Spannungs-Dehnungs-Verhalten von Kohlenstoffstahl unter erhöhten Temperaturen wird im Allgemeinen nach *DIN EN 1993-1-2 2010* durch den in Abbildung 2.28 dargestellten Verlauf gekennzeichnet. Bis zur Proportionalitätsgrenze  $f_{p,\theta}$  kann von einem linear-elastischen Materialverhalten ausgegangen werden. Anschließend steigt die Zugspannung zwar weiter, ist aber mit deutlich größeren und plastischen Verformungen verknüpft, bis die effektive Fließgrenze  $f_{y,\theta}$  erreicht wird. Ab hier entsteht trotz weiterer Dehnungszunahme keine weitere Steigerung der Zugspannung bis zur Grenzdehnung der Fließgrenze  $\varepsilon_{t,\theta}$ . Ein steiler Lastabfall bis zur Bruchdehnung  $\epsilon_{u,\theta}$  schließt sich dem Fließplateau an. In Tabelle 3.1 des *DIN EN 1993-1-2 2010* sind Abminderungsfaktoren für die effektive Fließgrenze, die Proportialitätsgrenze und die Änderung des Tangentenmodul  $E_a$  gegeben. Ab einer Temperatur von 1200 °C wird vom vollständigen Verlust der Tragfähigkeit ausgegangen.



Abb. 2.28: Spannungs-Dehnungs-Beziehung von Kohlenstoffstahl aus *DIN EN* 1993-1-2 2010



#### 2.2.3 Systeme aus Gewindestange und Mutter

Die Angaben über die Werkstoffeigenschaften von Stahl unter erhöhten Temperaturen, die *DIN EN 1992-1-2 2010* und *DIN EN 1993-1-2 2010* beinhalten, beschränken sich auf Bewehrungsstahl und Baustahl. Als Ankerstange für Injektionsdübel werden Gewindestangen verwendet, die gemeinsam mit der zugehörigen Mutter die Kraftübertragung gewährleisten. Für die Herstellung von Schrauben, Muttern und Gewindestangen werden Legierungen aus Kohlenstoffstahl mit höheren Festigkeiten verwendet. Welche Voraussetzungen Gewindestangen für den Einsatz als Ankerstange bei Injektionssystemen erfüllen müssen, ist in der jeweiligen ETA geregelt. Nachfolgend wird beschrieben welche Besonderheiten bei den mechanischen Materialeigenschaften von Gewindestangen bzw. Garnituren zur berücksichtigen sind.

#### Festigkeitsklassen, Toleranzklassen und Produktklassen

Gewindestangen, Schrauben und Muttern können aus Kohlenstoffstahl, Kohlenstoffstahl mit Zusätzen oder Legierungen bestehen und können mit unterschiedlichen Härteverfahren nachbehandelt sein. Im Vergleich zu Baustahl und Betonstahl werden sie aus höher gehärteten Stählen hergestellt und zusätzlich in unterschiedlichen Ausführungen (z. B. galvanisch verzinkt oder Edelstahl) und Festigkeitsklassen gefertigt. In DIN EN ISO 898-1 2013 und DIN EN ISO 898-2 2012 werden Grenzwerte für die chemische Zusammensetzung angegeben und eine Gliederung in Festigkeitsklassen vorgenommen. Die Bezeichnung der Festigkeitsklasse besteht aus zwei Zahlenwerten, die durch einen Punkt getrennt sind. Gewindestangen und Schrauben werden in die Festigkeitsklassen 4.6 - 12.9 eingeteilt. Wobei die erste Zahl ein Hundertstel der Nennzugfestigkeit in MPa bzw. N/mm<sup>2</sup> entspricht, während der zweite Wert das Verhältnis zwischen Nennstreckgrenze und Nennzugfestigkeit angibt. Muttern werden mit einer einzelnen Ziffer zur Charakterisierung der Festigkeit beschriftet. Diese kann dem ersten Wert der Schraubenspezifikation gleichgesetzt werden. In DIN EN 15048-1 2016 sind die Möglichkeiten für die Kombination aus Schraube oder Gewindestange und Mutter gegeben. Welche Stahllegierungen für die Verwendung von Schrauben verwendet werden dürfen und welche mechanischen Eigenschaften diese aufweisen müssen,

ist ebenfalls in *DIN EN ISO 898-1 2013* geregelt. Häufig kommen galvanisch verzinkte Ausführungen zur Anwendung. Nach ISO 10684 soll dann eine Mutter mit einer Festigkeitsklasse höher als die Schraube verwendet werden.

Zusätzlich zu den Gruppierungen nach mechanischen Eigenschaften werden in DIN ISO 965-1 2017 Grenzwerte zur Einteilung von Innen- und Außengewinden in Toleranzklassen gegeben. Die Gewindetoleranz gibt maximale und minimale Abweichungen zum Grundabmaß vor. Diese dienen neben der Sicherstellung der Lastübertragung den Anforderungen an leichtes Verschrauben und bieten die Möglichkeit für Oberflächenbehandlungen mit dem Ziel des Korrosionsschutzes (z. B. galvanisches Verzinken). Handelsübliche Innengewinde sollten der Toleranzklasse 6H entsprechen und Außengewinde der Toleranzklasse 6g. In DIN EN 15048-1 2016 wird neben der Einteilung in Festigkeitsklassen eine Einteilung in Produktklassen vorgenommen. Diese umfasst neben den Gewindetoleranzen auch Maßtoleranzen für die Form wie Schlüsselweite. Schaftdurchmesser etc. Man unterscheidet die Produktklassen A. B. und C. Des Weiteren können sich Schrauben und Muttern in der Art des Umformverfahrens und der Oberflächenbehandlung oder Beschichtung unterscheiden. In vielen Fällen kommen beispielsweise galvanisch verzinkte Garnituren zum Einsatz. Die Herstellverfahren und Maßanforderungen an galvanisch aufgebrachte Überzüge sind in DIN EN ISO 4042 2018 geregelt.

#### Thermische Materialeigenschaften

Eine Änderung der thermischen Eigenschaften durch Härteverfahren ist nicht bekannt. Daher können für Gewindestangen und Muttern die thermischen Eigenschaften nach *DIN EN 1993-1-2 2010* (vgl. Kapitel 2.2.2) übernommen werden.

#### Mechanische Materialeigenschaften

Bei der Bewertung der Tragfähigkeitsminderung unter erhöhten Temperaturen ist zu berücksichtigen, dass die Abminderung der Zugfestigkeit von Garnituren von der des Rohmaterials zu differenzieren ist. Dies ist zum Einen auf die Geometrie der Gewindestangen zurückzuführen, zum Anderen kann bei der Betrachtung von Schraubengarnituren neben dem Querschnittsversagen ein Versagen der Mutter eintreten. Diese beiden Versagensarten werden im Folgenden als Gewindeabriss und Mutterversagen bezeichnet. Durch die Geometrie und die Voraussetzung der Übertragbarkeit von Lasten über die Gewindegänge kann die Tragfähigkeit eines Systems aus Gewindestange und Mutter geringer sein als die des Rohmaterials.

#### Querschnittsversagen:

Überschreitung der maximal aufnehmbaren Zugspannungen im Querschnitt der Gewindestange/Schraube führt zum Versagen.

#### Versagen der Mutter:

Abscheren der Gewindegänge in der Mutter, an der Schraube/Gewindestange oder in Kombination führt zum "Abrutschen" der Mutter.

Informationen zum Tragverhalten von Schraubverbindungen bei erhöhten Temperaturen liegen nur in geringem Umfang vor. Im informativen Anhang B der *DIN EN ISO 898-1 2013* wird darauf hingewiesen, dass sich die mechanischen Eigenschaften von Schrauben bei erhöhten Temperaturen verändern. Bis zu Temperaturen von 150 °C ist diesbezüglich von keinen negativen Auswirkungen auszugehen. Bis zu Temperaturen von 300 °C *"sollte die Funktionsfähigkeit von Schrauben durch sorgfältiges Prüfen sichergestellt werden"*. Des Weiteren kommt es bei weiter steigenden Temperaturen sowohl zu einer Verminderung der Streckgrenze, der 0,2% - Dehngrenze sowie der Zugfestigkeit. DIN 10269 macht Angaben zur temperaturbedingten Abminderung der 0,2% Dehngrenze von verschiedenen Materialien, die zur Herstellung von Verbindungselementen verwandt werden.

Aus bisherigen Forschungsergebnissen an Schraubengarnituren unter erhöhten Temperaturen geht hervor, dass neben der Stahllegierung (welche die Festigkeitsklasse bestimmt) das Umformverfahren, die Genauigkeitsklasse von Innen- und Außengewinde sowie das Vorhandensein und die Art einer Beschichtung einen Einfluss auf den Feuerwiderstand haben können. In Abbildung 2.30 sind Abminderungsfaktoren, die in DIN EN 1993-1-2 2010 Anhang D (informativ) für die Zugtragfähigkeit von Schrauben bei erhöhten Temperaturen angegeben sind, mit experimentellen Untersuchungen der Zugtragfähigkeit von Schraubengarnituren gegenüber gestellt. Neben den Versuchen von Kirby 1995 an Schraubengarnituren der Festigkeitsklasse 8.8, die als Grundlage für die in EC3 angegebenen Abminderungsfaktoren dienten, sind in den vergangenen Jahren weitere Untersuchungen an Schraubengarnituren von Hu u.a. 2016 und Gonzalez u. Lange 2008 hinzugekommen. Seit den experimentellen Untersuchungen von Kirby hat sich die Herstellung von Gewindestangen, Schrauben und Muttern deutlich verändert. Es kommen sowohl neue Legierungen, als auch Härtebzw. Nachbehandlungsverfahren zum Einsatz, die die Herstellung von höherfesten Schraubengarnituren ermöglichen. Des Weiteren ist eine galvanische Verzinkung als Korrosionsschutz häufig Standard. In Tabelle 2.2 sind die Festigkeitsklasse sowie die Toleranzklasse und die Beschichtungsart des Innen- und Außengewindes der in Abbildung 2.30 dargestellten Versuche aufgeführt. Alle Versuche wurden als stationäre Zugversuche durchgeführt.

	Gar	nitur		Gew	/inde			Mu	itter	
Autor	d [mm]	Toleranz- klasse	Regelwerk	Festigkeits- klasse	Umform- verfahren	Ausführung*	Regelwerk	Klasse	Umform- verfahren	Ausführung*
Kirby 1995 A	20	7H/8g	BS 4190	8.8	kalt	b.	BS 4190	.8	warm	b.
Kirby 1995 B	20	7H/8g	BS 4190	8.8	kalt	b.	BS 4190	.8	k.A.	VZ.
Gonzalez 2008	20	6AZ/6g	k.A.	10.9	k.A.	VZ.	k.A.	.10	k.A.	VZ.
Hu 2016 A	20	7H/8g	BS 4190	8.8	k.A.	VZ.	BS 4190	.10	k.A.	b.
Hu 2016 B	20	6H/6a	ISO 4014	8.8	k.A.	b.	ISO 4032	.10	k.A.	b.

Tab. 2.2: Übersicht der eingesetzten Gewinde und Muttern

\* vz. = feuerverzinkt; b. = blank

Die Versuchsergebnisse von *Gonzalez u. Lange 2008* und *Hu u. a. 2016* zeigen, dass die Abminderungsfaktoren aus *DIN EN 1993-1-2 2010* Anhang D nicht auf Garnituren mit höherer Festigkeit und/oder Beschichtungen übertragen werden können. Insbesondere für Temperaturen größer 500 °C ergaben sich in den experimentellen Untersuchungen bis zu 20 % geringere Zugfestigkeiten, als in EC3. Dies bestätigen außerdem Untersuchungen von *Gaigl u. Mensinger 2018* an Garnituren und Stahlzugproben der Festigkeitsklasse 10.9. Grund für die größere Abminderung der Festigkeit



Abb. 2.30: Abminderung der Zugfestigkeit von Garnituren aus experimentellen Untersuchungen von *Hu u. a. 2016, Gonzalez u. Lange 2008* und *Kirby 1995* sowie nach *DIN EN 1993-1-2 2010* Anhang D

bei höherfesten Stählen ist die Überschreitung der Anlasstemperaturen. *Gonzalez u. Lange 2008* beschreibt außerdem, dass sowohl eine veränderte Zusammensetzung der Legierungselemente, als auch der Vergütungsprozess einen erheblichen Einfluss auf das temperaturabhängige Spannungs-Dehnungs-Verhalten von Stahl haben kann.

Zinkbeschichtungen verflüssigen sich bei 420 °C. Dies führt zu einer Änderung der Toleranzen zwischen Innen- und Außengewinde und begünstigt ein Abrutschen der Mutter. Dies bestätigen ebenso die Versuche von Hu u.a. 2016. Auch in Gaigl u. Mensinger 2018 konnte ein negativer Einfluss auf die Tragfähigkeit von Garnituren durch Zinkbeschichtungen beobachtet werden. Hier wird die flüssigmetallinduzierte Rissbildung (LMIE) als Grund genannt. Gaigl u. Mensinger 2018 beschreibt außerdem Untersuchungen zur Emissivität von galvanisch verzinkten Oberflächen mit dem Ergebnis, dass diese Oberflächen bis zu Temperaturen von ca. 500 ℃ eine deutlich reduzierte Emissivität von 0,3 bis 0,4 im Vergleich zur Angabe in EC3 von 0,7 für Kohlenstoffstahl aufweisen. Für kleine Verhältnisse von Oberfläche zu Volumen eines Körpers der dem Feuer ausgesetzt ist, kann der Temperatureintrag innerhalb der ersten 30 Minuten eines Brandes verzögert und somit günstig beeinflusst werden. Aus diesen Erkenntnissen geht hervor, dass verzinkte Oberflächen den Temperatureintrag beeinflussen und somit Oberflächenbeschichtungen bei der Bewertung und Beurteilung (Prüfung) von Befestigungen im Brandfall berücksichtigt werden sollten, obgleich das Oberfläche-zu-Volumen-Verhältnis von Schrauben eher ungünstig ist.

*Bull u. a. 2015* weisen darauf hin, dass die Abminderungsfaktoren für die Streckgrenze, die nach aktuellem Stand der Technik auf Grundlage der vorliegenden Normen verwendet werden, das Mutterversagen nicht berücksichtigen. Des Weiteren kann das Mutterversagen im Gegensatz zum Stahlbruch als sprödes Versagen bezeichnet werden. Es wird bei Raumtemperatur davon ausgegangen, dass bei ausreichender Mutternlänge und gleicher Festigkeitsklasse kein Mutternversagen eintritt, wohingegen bei unterschiedlichen Festigkeitsklassen das Gewinde im schwächeren Bauteil versagt. Diese Theorien können nicht ohne weiteres auf erhöhte Temperaturen übertragen werden.

Bull u. a. 2015 kommt außerdem zu dem Ergebnis, dass bei erhöhten Temperaturen auch die Mikrostruktur des Stahls einen Einfluss auf die Tragfähigkeit und die Versagensart haben. Streuungen in ihren Versuchsergebnissen beschreibt sie durch Unterschiede in der Vergütung, beispielsweise in der Abkühlgeschwindigkeit innerhalb einer Charge.

#### Abscherverhalten

In *DIN EN 1993-1-2 2010* wird von einem gleichwertigen Widerstand von Schraubengarnituren gegenüber Abscheren im Vergleich zur Zugtragfähigkeit ausgegangen. Auch in *Mallée u. a. 2012* und *Bergmeister u. a. 2012* wird auf ein Verhältnis von aufnehmbarer Schubspannung zu Zugspannung im Brandfall von 1,0 hingewiesen, wohingegen es unter Normalbedingungen bei 0,6 liegt. In *Kawohl 2017* wird ein genaueres, temperaturabhängiges  $\alpha_v$  Verhältnis bestimmt und zur Implimentierung in den Eurocode vorgeschlagen. Der Verhältnisfaktor  $\alpha_v$  steigt hier bis zu einer Temperatur von 800 °C nur bis auf einen Wert von 0,71 und fällt anschließend sogar wieder für 900 °C auf 0,67.

#### Kriechen

Anderberg 1986 weißt darauf hin, dass Kriechen auch für den Werkstoff Stahl ab Temperaturen von 400 °C einen deutlichen Einfluss hat. Das Kriechverhalten von Stahl kann aber nur schwer allgemein beschrieben werden, da es stark von der chemischen Zusammensetzung und der Art der Umformung beeinflusst wird. Außerdem gibt es keinen Zusammenhang zu der 0,2 % Dehngrenze oder anderen Spannungswerten. Mangels Möglichkeiten zur Abgrenzung oder Bestimmung der temperaturabhängigen Kriechverformungen von Stahl werden diese in den Berechnungen in Kapitel 7 nicht berücksichtigt.

#### 2.2.4 Injektionsmörtel

Wie in Abschnitt 2.1.1 beschrieben, bestehen Injektionsmörtel aus zwei Komponenten, einem Harz und einem Härter, die durch Füllstoffe ergänzt werden. Die genaue Zusammensetzung bleibt den Herstellern vorbehalten. Häufig verwendete Komponenten sind Epoxidharze oder Polymerharze. Eine produktübergreifende Festlegung von Mörteleigenschaften ist nicht möglich. Nachfolgend werden allgemeingültige Erkenntnisse und Hinweise zu den mechanischen Eigenschaften und den zeitabhängigen Kriecheigenschaften von Injektionsmörteln gegeben.

#### mechanische Eigenschaften

Insbesondere erhöhte Temperaturen haben einen erheblichen Einfluss auf die Eigenschaften von Injektionsmörteln. Wenn die thermische Energie, die durch ein Brandereignis induziert wird, die Bindungsenergie der Komponenten übersteigt kommt es zur Entfestigung eines Materials. Dieser Prozess tritt bei Injektionsmörteln aufgrund derer Grundkomponenten (kunststoffbasiert) in der Regel früher ein als bei rein ionischen Verbindungen, wie sie beispielsweise Gesteinskörnungen aufweisen (Schmelztemperatur > 1,200 °C). Die Änderung der chemischen und mechanischen Eigenschaften der Produkte mit steigender Temperatur führt zu einer Änderung der aufnehmbaren Verbundspannungen. Das Verhältnis zwischen Mörteltemperatur und Verbunspannungsreduktion ist deshalb produktabhängig. Abbildung 2.31 zeigt in diesem Zusammenhang Ergebnisse aus Untersuchungen von *Kunz u. a. 1998* an drei verschiedenen Mörteltypen zwischen 10 °C und 120 °C. Die Ergebnisse zeigen beispielhaft, wie die aufnehmbare Verbundspannung mit steigender Temperatur abnimmt. Je nach Produkt sind bei Temperaturen bis 100 °C bereits Reduktionen um bis zu 100 % möglich.



Abb. 2.31: Reduktion der Verbundspannung bei erhöhter Temperatur aus *Meszaros 2001* nach *Kunz u. a. 1998* 

Zwei wesentliche Einflussfaktoren auf die chemischen und mechanischen Eigenschaften von Mörteln sind die **Zeit** und die **Temperatur**. Der Zusammenhang von Zeit und Temperatur einer chemischen Reaktion wird mit dem Arrhenius-Gesetz nach Gleichung 2.12 beschrieben. Der Geschwindigkeitskoeffizient  $k_v$  wird als Produkt aus dem präexponentionellen Frequenzfaktor *A* und einer e-Funktion, bei der der Exponent aus dem negativen Quotienten aus der Aktivierungsenergie  $E_A$  und der allgemeinen Gaskonstante *R*, multipliziert mit der reziproken, absoluten Temperatur *T* berechnet wird. Das Arrhenius-Gesetz beschreibt sowohl den Aushärteprozess bzw. den Aushärtegrad, findet aber außerdem bei der Beschreibung des Kriechprozesses sowie des Alterungsprozesses Anwendung. *Volkwein u. Zintel 2010* führt beispielsweise sowohl den Aushärteprozess von Verbundmörteln auf die Arrhenius-Gleichung zurück, als auch spätere Erweichungsprozesse durch erneuten Temperatureintrag.

$$k_{\nu} = A \cdot e^{-\frac{E_A}{RT}} \tag{2.12}$$

mit:	$k_v$	= Geschwindigkeitskoeffizient
	Α	= Frequenzfaktor
	EA	= Aktivierungsenergie $[J/mol]$
	R	= Gaskonstante $R = 8,314[J/mol/K]$
	Т	= reziproke, absolute Temperatur [ $K$ ]

Eine das Tragverhalten von Verbunddübeln unter erhöhter Temperatur bestimmende Eigenschaft ist der E-Modul. Er nimmt mit steigenden Temperaturen ab. Bei Thermoplasten sinkt der E-Modul beim Überschreiten der diese Kunststoffgruppe kennzeichnenden Glasübergangstemperatur bis nahe Null. Duroplasten sind zwar temperaturstabiler, bei erhöhten Temperaturen ist aber dennoch ein deutlicher Abfall des E-Moduls festzustellen, vgl. Abbildung 2.32. Auch *Lakhani u. Hofmann 2017* führt die Änderungen der Verbundtragfähigkeit bei steigenden Temperaturen auf die Glasübergangstemperatur der verwendeten Kunststoffe zurück.

#### Glasübergangstemperatur oder Glasübergangsbereich:

Die Glasübergangstemperatur beschreibt die Temperatur oder den Temperaturbereich indem ein Polymer vom glasartigen Zustand in den gummiartigen Zustand übergeht. *Tieke 2014* 



Abb. 2.32: Verhältnis von E-Modul und Temperatur von Duroplasten und Thermoplasten aus *Volkwein u. Zintel 2010* 

Kunststoffe weisen auch für geringe Belastungen kein linear-elastisches sondern ein viskoelastisches Materialverhalten auf. Das heißt ein Teil der bei einer Belastung entstehenden Verformung ist irreversibel. Dies lässt sich auf eine Schädigung der Polymerverbindungen zurückführen. Des Weiteren kann das elastische Verhalten zeitverzögert erfolgen, man spricht hier von einem verzögert elastischen Materialverhalten. Dieses wird im Bauwesen auch als Kriechen bezeichnet. In der Befestigungstechnik kommen jedoch in der Regel keine reinen Kunstharze zum Einsatz, sondern sie werden durch Füllstoffe (wie z.B. Quarzsand) ergänzt. Diese werden als gefüllte Kunststoffe bezeichnet. Durch den sehr viel höheren E-Modul der Füllstoffe und die geringere Temperaturempfindlichkeit hat dies positive Eigenschaften auf die Materialeigenschaften. Insbesondere das Kriechen kann durch eine "Korn-zu-Korn-Abstützung" gänzlich zum Stillstand kommen. Mit Korn-zu-Korn-Abstützung ist eine rein mechanische Kraftübertragung durch eine Dichte Lagerung der einzelnen Bestandteile des Füllstoffs gemeint. Ein kleiner Ringspalt (Differenz zwischen Bohrlochdurchmesser und Ankerstangendurchmesser) und ein grober Füllstoff (mit Größtkörnern im mm-Bereich) können auf diesen Effekt positiv wirken.

#### Kriechen

Es ist anzunehmen, dass die Kriechverformungen von Injektionsmörteln ebenso temperaturabhängig sind. Erkenntnisse hierzu liegen zum aktuellen Zeitpunkt nicht vor. Über die unterschiedlichen Arten der Versuchsdurchführung, wie sie in 4.2 beschrieben sind, soll sichergestellt werden, dass Kriechverformungen, wie sie im Zeitrahmen einer Branddauer (wenige Stunden) entstehen können, nicht vernachlässigt werden.

# 2.3 Tragwerksbemessung im Brandfall

Dieses Kapitel gibt einen Einblick in die Tragwerksbemessung für den Brandfall im Massivbau. Zur Sicherstellung der Standsicherheit eines Bauwerks im Brandfall werden im Rahmen des baulichen Brandschutzes Anforderungen an Teile des Bauwerks oder an einzelne Bauteile gestellt. Diese sollen im Schadensfall die Rettung von Menschen für eine ausreichende Dauer ermöglichen. Es können mechanische Widerstandsfähigkeiten (R), Anforderungen zum Raumabschluss (E), eine erforderliche Wärmedämmung (I) und ein Widerstand gegen mechanische Stoßbelastungen (M) gefordert sein. In Kombination mit der Zeit in Minuten, für die die Widerstandsfähigkeit gefordert wird, ergibt sich die Feuerwiderstandsklasse.

#### Feuerwiderstandsklassen:

Charakterisierung von Bauteilen oder Bauprodukten nach der Zeit über die sie ihren Widerstand gegenüber einer Anforderung bei der Belastung durch die Einheits-Temperatur-Zeitkurve ETK standhalten können.

z.B. **REI 120** = Tragfähigkeit und Raumabschluss des Bauteils werden für eine Brandbeanspruchung (ETK) von 120 min gewährleistet.

Die nachfolgenden Ausführungen beziehen sich vorwiegend auf das Kriterium R, der mechanischen Widerstandsfähigkeit. Die Tragwerksbemessung im Brandfall ist im jeweiligen Teil 1-2 der Eurocodes geregelt. Die Bestimmung der Einwirkungen wird in *DIN EN 1991-1-2 2013* und die Ermittlung der Widerstandsseite für Stahlbetonbauteile in *DIN EN 1992-1-2 2010* festgelegt.

#### 2.3.1 Nachweisverfahren

Generell gilt für den Nachweis der Tragfähigkeit im Brandfall folgendes Nachweisformat:

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

$$E_{k,0} \cdot \eta_{fi} \cdot \gamma_{F,fi} \leq \frac{R_{k,fi}}{\gamma_{M,fi}}$$
(2.13)

Der Bemessungswert der Einwirkungen im Brandfall  $E_{d,fi}$  wird aus den Einwirkungen zum Zeitpunkt t = 0 bestimmt.  $E_{k,0}$  wird mit dem Abminderungsfaktor  $\eta_{fi}$  und dem Teilsicherheitsbeiwert der Einwirkung unter Brandbeanspruchung  $\gamma_{E,fi}$  multipliziert. Der Abminderungsfaktor  $\eta_{ff}$  darf vereinfachend zu 0,7 angenommen werden oder wird auf Grundlage des Verhältnisses von ständigen Einwirkungen G<sub>k</sub> zu veränderlichen Einwirkungen  $Q_{k1}$  und dem Kombinationsbeiwert  $\psi_{fi}$  nach DIN EN 1992-1-2 2010 Abschnitt 2.4.2 berechnet. Der Bemessungswert des Widerstands unter Brandbeanspruchung  $R_{d,t,fi}$  ergibt sich aus dem charakteristischen Widerstand unter Brandbeanspruchung R<sub>k.t.fi</sub> dividiert durch den Teilsicherheitsbeiwert für Werkstoffe unter Brandbeanspruchung  $\gamma_{M,fi}$ . Das Sicherheitskonzept des Eurocodes bezüglich der Bemessung im Brandfall besteht darin, die Bemessungsbrandeinwirkung hinreichend konservativ festzulegen. Die Festlegung weiterer Sicherheitsbeiwerte ist aufgrund der Seltenheit von Brandereignissen nicht erforderlich, Hosser u. Zehfuß 2017. Im Allgemeinen wird daher in DIN EN 1992-1-2 2010 für die Teilsicherheitsbeiwerte  $\gamma_{F,fi}$  und  $\gamma_{M,fi}$  ein Wert von 1,0 angegeben, im jeweiligen Nationalen Anhang können abweichende Werte festgehalten sein.



Abb. 2.33: Planungsverfahren für die Bemessung im Brandfall nach DIN EN 1991-1-2 2013

Im ersten Schritt der Bemessung muss die anzusetzende Brandbeanspruchung bestimmt werden. Hierzu liegen nominelle Temperaturzeitkurven für die jeweiligen Bauwerkstypen vor (vgl. Kapitel 2.3.2). Es können aber auch leistungsabhängige Festlegungen von Brandkurven verwendet werden, das heißt Temperatur-Zeit-Beziehungen, die anhand der vorliegenden Brandlast und Bauwerksgeometrien definiert wurden. Die Ermittlung parameterabhängiger Brandbeanspruchungen durch Naturbrandmodelle wird im Rahmen dieser Arbeit nicht weiter betrachtet. Anschließend werden die mechanischen Einwirkungen, die im Brandfall anzusetzen sind, festgelegt.

Die Bestimmung des Feuerwiderstands kann über verschiedene Bemessungsansätze nachgewiesen werden. Es wird zwischen der Analyse eines Bauteils, eines Teils des Bauwerks und eines gesamten Bauwerks unterschieden. Werden Teile eines Bauwerks oder gar gesamte Bauwerke betrachtet, müssen auch indirekte Brandeinwirkungen auf die einzelnen Bauteile betrachtet werden. Je größer der Brandabschnitt, desto komplexer wird die Berechnung der Temperaturbeanspruchung und die Bemessung des Widerstands ist nur noch mit allgemeinen Bemessungsverfahren möglich. Eine Übersicht über die Bemessungsansätze liefert Abbildung 2.33. Die Bemessungsansätze sind von "tabellierten Werten" über "vereinfachte Berechnungsverfahren" bis zu "allgemeinen Berechnungsverfahren" gegliedert. Mit steigender Gliederungsebene steigt der Kosten- und Zeitaufwand. Es können damit aber auch zutreffendere und wirtschaftlichere Ergebnisse erzielt werden.

#### Anerkannte Bemessungsergebnisse - tabellierte Werte

Anerkannte Bemessungsergebnisse in Form von Tabellenwerten liegen in *DIN EN 1992-1-2 2010* für Stützen mit Rechteck- oder Kreisquerschnitt, nichttragende und tragende Wände, Balken mit Rechteck- und I-Querschnitt sowie einachsig oder zweiachsig gespannten Platten, Durchlaufplatten, Flachdecken und Rippendecken vor. Neben der Geometrie der Bauteile sind die Tabellen in ein- oder mehrseitige Brandbeanspruchungen untergliedert. Die Tabellen geben Mindestabmessungen von Bauteilen und Mindestachsabstände der Bewehrung an. Die Tabellenwerte gelten für einen Reduktionsfaktor  $\eta_{fi}$  von 0,7. Grundlage für die tabellierten Werte ist eine kritische Stahltemperatur  $T_{cr}$  des Bewehrungsstahls von 500 °C.

#### Vereinfachte Rechenverfahren

Bei der Anwendung vereinfachter Rechenverfahren werden zunächst Temperaturprofile für das zu untersuchende Bauteil oder Teiltragwerk bestimmt. Die Bestimmung von Temperaturprofilen kann experimentell oder durch Berechnungen (Simulation) erfolgen. Anschließend wird durch Reduktion des für den Abtrag von Lasten zur Verfügung stehenden Querschnitts ein Tragfähigkeitsnachweis erbracht.

In *DIN EN 1992-1-2 2010* werden zwei Arten von vereinfachten Rechenverfahren vorgestellt. Die 500 °C-Isothermen-Methode beruht auf dem Ansatz, dass Beton mit einer Temperatur größer 500 °C keinen Beitrag zur Tragfähigkeit des Gesamtquerschnittes leistet, wohingegen Querschnittsteile mit Temperaturen kleiner 500 °C ihre volle Tragfähigkeit behalten. Dieses Nachweisverfahren wird jedoch durch den Nationalen Anhang für Deutschland ausgeschlossen.

Das zweite vereinfachte Berechnungsverfahren, das in *DIN EN 1992-1-2 2010* Anhang B.2 erläutert wird, ist die Zonenmethode. Auch diese basiert auf der Reduzierung

des Bauteilquerschnitts um eine nicht mehr tragfähige Deckschicht auf der brandbeanspruchten Bauteilseite. Jede Zone trägt Lastanteile abhängig von ihrer Temperatur mit.

#### Allgemeine Rechenverfahren

Bei der Anwendung allgemeiner Rechenverfahren muss eine wirklichkeitsnahe Berechung des Tragwerks erfolgen. Es müssen Nachweise über ausreichende Rotationskapazität, Abplatzungen, lokales Ausknicken der Druckbewehrung, Schub- und Verbundversagen und Verankerungsbruch geführt werden. Die Verfahren sollen auf dem physikalischen Materialverhalten aufbauen. Dieses Nachweiskonzept findet in Europa kaum Anwendung.

## 2.3.2 Brandkurven

Wie oben beschrieben, besteht der erste Schritt des Nachweiskonzeptes zur Bemessung eines Bauteils im Brandfall aus der Bestimmung der Brandeinwirkung. Zur besseren Vergleichbarkeit und Vereinheitlichung von Feuerwiderstandswerten wurden unterschiedliche nominelle Brandkurven festgelegt. In den meisten Fällen kommt die Einheits-Temperatur-Zeitkurve ETK zum Einsatz. Sie basiert auf einem Feststoffbrand in einem Innenraum. Ein Feststoffbrand lässt sich im Allgemeinen in fünf Phasen gliedern, vgl. Abbildung 2.34. Die Entstehung des Brandes, also die Zündung, wird dabei als Phase 1 gekennzeichnet. In dieser und in der anschließenden Schwel- bzw. Glimmphase (Phase 2), die von wenigen Minuten bis zur Größenordnung von Stunden andauern kann, sind die zu erwartenden Temperaturen noch moderat ( $\leq$  500 °C). Beim Übergang des Brandes von der Feststoff- in die Gasphase steigt die Temperatur in wenigen Minuten sehr stark an. Temperaturen jenseits 1000 °C sind möglich. Dieser Effekt wird als flash-over bezeichnet (Phase 3). Phase 4 wird als Vollbrandphase bezeichnet. Die Temperaturen steigen in geringfügigem Maße weiter an, die Länge der Vollbrandphase hängt maßgeblich von der vorhandenen Brandlast ab. Sobald die komplette Brandlast verbraucht ist, sinken die Temperaturen wieder langsam ab. Diese letzte Phase des Brandes wird abklingender Brand genannt. Die ETK und auch die meisten anderen nominellen Brandkurven beschreiben nur die Phasen des Brandes beginnend mit dem flash-over. Eine Abkühlphase wird nicht berücksichtigt.

In Abbildung 2.35 ist eine Übersicht üblicher Temperaturzeitkurven dargestellt. Darunter die drei nominellen Temperaturzeitkurven, die in *DIN EN 1991-1-2 2013* angegeben sind, sowie Temperaturzeitkurven die unterschiedliche Tunnelbrandszenarien darstellen. Die weiteren nominellen Temperaturzeitkurven nach Eurocode 1 Teil 1.2 sind die Außenbrandkurve nach Gleichung 2.15, für außerhalb eines Brandraums liegende Bauteile (wie beispielsweise Brüstungen oder nichttragende Außenwände) und die Hydrokarbon-Brandkurve nach Gleichung 2.16, die bei Flüssigkeitsbränden angewendet werden soll. Die Brandkurve zur Bemessung von Straßentunneln wird in Deutschland in Teil fünf der zusätzlichen Vertragsbedingungen für Ingenieurbauten (ZTV-ING) *ZTV-ING Teil 5 2012* beschrieben. In der Richtlinie "Anforderungen des Brand- und Katastrophenschutzes an den Bau und den Betrieb von Eisenbahntunneln"



Abb. 2.34: Beispiel für die Temperaturentwicklung eines Feststoffbrands nach *Löbbert u. a.* 2007



Abb. 2.35: Übersicht üblicher Temperaturzeitkurven

*EBA 2008* wird eine weitere Tunnelbrandkurve angegeben, bei der ein verzögerter Beginn der Löscharbeiten nach 60 min Branddauer berücksichtigt wird. Auch für die Hydrokarbonkurve exisitiert eine Anpassung an Tunnelbauwerke. Die maximale Brandtemperatur steigt hier bis auf 1300 °C, vgl. Gleichung 2.17. In einigen Ländern wie der Schweiz, den Niederlanden, Österreich und Schweden wird für die Dimensionierung von Straßentunneln auch die niederländische Rijkwaterstaat-Kurve verwendet, vgl. *Blosfeld 2009.* 

#### Einheits-Temperaturzeitkurve nach DIN EN 1991-1-2 2013:

$$T = 20 + 345 \log_{10}(8t + 1) \tag{2.14}$$

#### Außenbrandkurve nach DIN EN 1991-1-2 2013:

$$T = 660(1 - 0,687e^{-0.32t} - 0,313e^{-3.8t}) + 20$$
(2.15)

#### Hydrokarbon-Brandkurve nach DIN EN 1991-1-2 2013:

$$T = 1080(1 - 0,325e^{-0,167t} - 0,675e^{-2,5t}) + 20$$
(2.16)

#### Erhöhte Hydrokarbon-Brandkurve nach Kordina u. Meyer-Ottens 1999:

$$T = 1280(1 - 0,325e^{-0,167t} - 0,675e^{-2,5t}) + 20$$
(2.17)

#### 2.3.3 Experimentelle Ermittlung des Feuerwiderstands

Die in Kapitel 2.3.2 beschriebenen Brandkurven können für die Bestimmung des Feuerwiderstands von Bauteilen im Brandversuch verwendet werden. Die Prüfung von tragenden Wänden ist in *DIN EN 1365-1 2013* geregelt. In den Teilen 2 - 6 wird außerdem das Vorgehen zur Prüfung von Decken und Dächern, Balken, Stützen, Balkonen und Laubengängen sowie Treppen beschrieben. Weitere allgemeine Anforderungen an die Feuerwiderstandsprüfung sind in *DIN EN 1363-1 2012* angegeben.

Bei der Bauteilprüfung wird ein möglichst wirklichkeitsnaher Probekörper in einem gas- oder elektrobetriebenen Brandofen einer meist einseitigen Brandbeanspruchung nach der ETK ausgesetzt. Neben der Brandbeanspruchung werden die Bauteile mit einer Prüflast belastet. Die Ermittlung der Prüflast obliegt dem Auftraggeber der Feuerwiderstandsprüfung. In Anhang D der *DIN EN 1363-1 2012* wird empfohlen, die Prüflast in Abhängigkeit der Traglast des Bauteils zu wählen. Die Brandbelastung wird so lange aufrecht erhalten, bis der Versuchskörper versagt oder die gewünschte Feuerwiderstandszeit erreicht ist. Während des Brandes werden Ofentemperatur und Ofeninnendruck kontinuierlich gemessen und gesteuert. *DIN EN 1363-1 2012* gibt dabei genaue Vorgaben zur Ausführung und Anordnung der Temperaturmessfühler. Im Brandofen soll während des Versuchs dauerhaft ein leichter Überdruck herrschen. Die Höhe des Innendrucks ist abhängig von der Höhe des Brandraums. Der Überdruck soll für eine möglichst homogene Temperaturverteilung sorgen und starke Luftströmungen durch die Be- und Entlüftung des Brandraums vermeiden. Sowohl für die Ofeninnentemperatur als auch für den Ofeninnendruck werden Grenzabweichungen vorgegeben.

Die experimentell bestimmten Feuerwiderstandswerte der Tragfähigkeit eines Bauteils können dann mit den im Brandfall zu erwartenden Einwirkungen verglichen werden.

# 2.4 Feuerwiderstand von Befestigungen und nachträglichen Bewehrungsanschlüssen

Die Bemessung von Befestigungsmitteln für den Brandfall erfolgt nach aktuellem Stand der Technik nach *DIN EN 1992-4 2019*. Abschnitt 10 gibt dabei Hinweise für den Nachweis des Feuerwiderstands. Es wird dabei darauf hingewiesen, dass alle Versagensformen, die auch bei Normaltemperatur nachgewiesen wurden, betrachtet werden müssen. Des Weiteren sollen die Lastkombinationen und Teilsicherheitsbeiwerte nach *DIN EN 1992-1-2 2010* verwendet werden. *DIN EN 1992-4 2019* Anhang D gibt dann einen Bemessungsvorschlag für Befestigungen unter Brandeinwirkungen. Dieser verweist auf die Feuerwiderstände der jeweiligen Versagensart, die in der Qualifizierung festgelegt wurden. Für den Fall, dass keine Feuerwiderstände in der Zulassung festgelegt wurden, gibt Anhang D Mindestwerte für die Feuerwiderstände. Die Qualifizierung von Befestigungsmitteln für den Brandfall, also die Ermittlung und Festlegung der Feuerwiderstandswerte gegenüber der einzelnen Versagensarten, ist in *TR 020 2004* geregelt. Die Qualifizierung von nachträglichen Bewehrungsanschlüssen ist in *EAD 330087-00-0601 2018* beschrieben.

# 2.4.1 Feuerwiderstand von Befestigungen nach TR 020 2004

Der Feuerwiderstand von Befestigungen im Brandfall wird nach aktuellem Stand der Technik experimentell in Brandversuchen ermittelt. Forschungsarbeiten zur Tragfähigkeit von mechanischen Verankerungen im Beton lieferten dabei die Grundlage für eine im europäischen Raum angewendete Technische Regel *TR 020 2004* zur Durchführung und Bewertung von Brandversuchen an Befestigungssystemen. Sie wurde 2004 von der European Organisation for Technical Assessment (EOTA) herausgegeben. Im Zuge der Überarbeitung der EOTA Dokumente auf einen allgemeinen europäischen Standard wurden die Angaben zur Prüfung von Befestigungsmitteln im Brandversuch ohne inhaltliche Änderungen ebenso in den technischen Bericht *TR 048 2016* übernommen. Im Folgenden sind die wesentlichen Inhalte, die im *TR 020 2004* zur Bemessung sowie zur Versuchsdurchführung und Bewertung gegeben sind, erläutert.

Die Ausführungen im TR020 beziehen sich auf Bauteile aus normalfesten Betonen der Festigkeitsklassen C20/25 bis C50/60. Alle Erläuterungen beziehen sich auf eine Brandbelastung entsprechend der ETK. Dabei wird davon ausgegangen, dass eine einseitige Brandbeanspruchung vorliegt, andernfalls wird ein Mindestrandabstand c von 300 mm bzw. der zweifachen Einbindetiefe gefordert. Des Weiteren wird angenommen, dass das Bauteil, das den Verankerungsgrund bildet, mindestens den gleichen Feuerwiderstand wie das Befestigungsmittel aufweist. Das Befestigungsmittel muss ein im europäischen Raum zugelassenes Produkt für gerissenen und ungerissenen Beton sein. Um den Einfluss von Abplatzungen auf das Befestigungsmittel zu reduzieren, sollen die eingesetzten Bauteile nach *DIN EN 1992-1-2 2010* bemessen sein. Des Weiteren wird die Verwendung von quarzhaltigen Zuschlägen und der Schutz der

Bauteile vor Feuchtigkeit empfohlen. Für Bauteile, bei denen eine höhere Feuchtigkeit als bei trockenen, innenliegenden Bauteilen angenommen werden muss, soll die Verankerungstiefe um 30 mm gegenüber dem in der ETA angegebenen Wert erhöht werden.

#### Vereinfachtes Verfahren

Das vereinfachte Bemessungsverfahren wird getrennt nach Zug- und Querzugbeanspruchungen für jede Versagensart geführt. Die Widerstände gegenüber den Versagensarten Betonausbruch und Herausziehen können nach den Gleichungen 2.18 bis 2.21, basierend auf den Bemessungswiderständen aus der ETA, bestimmt werden. Im Brandfall ist immer von gerissenem Beton und den entsprechenden Tragfähigkeiten auszugehen. Die Definition des Feuerwiderstands gegenüber Stahlversagen basiert auf Tabellenwerten (vgl. Tabelle 2.36 und 2.37). Alle Ergebnisse liegen auf der sicheren Seite und dürfen ohne die Bestätigung durch Versuche verwendet werden. Für den Widerstand gegenüber Spaltbruch muss kein Nachweis geführt werden, sofern die Feuerwiderstände gegenüber Herausziehen und Betonausbruch für gerissenen Beton berechnet wurden und eine entsprechende Bewehrung vorgesehen ist.

Für den Widerstand gegenüber Stahlversagen unter Querbeanspruchung wird ebenfalls auf die Tabellenwerte nach Tabelle 2.36 und 2.37 verwiesen. Dies wird dadurch begründet, dass das Verhältnis zwischen Zug- und Schubfestigkeit von Stahl mit steigender Temperatur bis zu einem Verhältnis von 1,0 zunimmt und demnach davon ausgegangen werden kann, dass der Scherwiderstand mindestens so groß ist wie der Zugwiderstand. Nach *Mallée u. a. 2012* beruht diese Aussage auf Tastversuchen. Das Verhältnis von aufnehmbarer Schubspannung zu aufnehmbarer Zugspannung bei Normaltemperatur wird dort mit 0,6 angegeben. Für Querzugbeanspruchungen mit Hebelarm, rückwertigem Betonausbruch und Betonkantenbruch infolge Querzugbeanspruchungen werden ebenfalls vereinfachte Gleichungen in Abhängigkeit der Widerstände bei Normaltemperatur angegeben.

$N_{Rk,p,fi(90)} = 0,25 \cdot N_{Rk,p}$	(2.18)
$N_{Rk,p,fi(120)} = 0, 20 \cdot N_{Rk,p}$	(2.19)

mit:	<i>N<sub>Rk,p,fi(90/120)</sub></i>	charakteristischer Feuerwiderstand für 90 min (bzw. 120 min)
		gegenüber Herausziehen für Beton der Festigkeitsklasse
		C20/25 bis C50/60
	N <sub>Rk,p</sub>	charakteristischer Widerstand gegenüber Herausziehen bei
		Normaltemperatur für Beton der Festigkeitsklasse C20/25
		der in der ETA gegeben ist

$$N^{0}_{Rk,c,fi(90)} = \frac{h_{ef}}{200} \cdot N^{0}_{Rk,c} \leq N^{0}_{Rk,c}$$
(2.20)

$$N_{Rk,c,fi(120)}^{0} = 0,80 \frac{h_{ef}}{200} \cdot N_{Rk,c}^{0} \leq N_{Rk,c}^{0}$$
(2.21)

mit:  $N^0_{Rk,c,fi(90/120)}$  charakteristischer Feuerwiderstand eines Einzeldübels mit ausreichendem Achs- und Randabstand für 90 min (bzw. 120 min) gegenüber Betonausbruch für Beton der Festigkeitsklasse C20/25 bis C50/60  $h_{ef}$  effektive Verankerungstiefe in [mm]  $N^0_{Rk,c}$  charakteristischer Widerstand gegenüber Betonausbruch einer Einzelbefestigung in gerissenem Beton der Festigkeitsklasse C20/25 der in der ETA gegeben ist

anchor bolt/thread	anchorage depth	characteristic t C-stee	ension strength o I in case of fire ex	f an unprotect posure in the	ed anchor made of time up to:		
diameter	h <sub>ef</sub>		σ <sub>Rk,s,fi</sub> [N/mm²]				
[mm]	[mm] [mm]		60 min	90 min	120 min		
[]	[11111]	(R 15 to R30)	(R45 and R60)	(R90)	(R120)		
Ø 6 / M6	≥ 30	10	9	7	5		
Ø 8 / M8	≥ 30	10	9	7	5		
Ø 10 / M10	≥ 40	15	13	10	8		
Ø 12 / M12 and greater	≥ 50	20	15	13	10		

Abb. 2.36: Charakteristische Zugfestigkeit einer Befestigung aus Kohlenstoffstahl unter Brandbeanspruchung aus *TR 020 2004* 

anchor bolt/thread	anchorage depth	characteristic t stainless s	ension strength o steel in case of fire	f an unprotect e exposure in t	ed anchor made of the time up to:	
diameter	h <sub>ef</sub>	σ <sub>Rk,s,fi</sub> [N/mm²]				
[mm]	[mm]	30 min	60 min	90 min	120 min	
[IIIII]	[IIIII]	(R 15 to R30)	(R45 and R60)	(R90)	(R120)	
Ø 6 / M6	≥ 30	10	9	7	5	
Ø 8 / M8	≥ 30	20	16	12	10	
Ø 10 / M10	≥ 40	25	20	16	14	
Ø 12 / M12	> 50	30	25	20	16	
and greater	≥ 50	50	20	20	10	

Abb. 2.37: Charakteristische Zugfestigkeit einer Befestigung aus Edelstahl unter Brandbeanspruchung aus *TR 020 2004* 

#### **Experimentelle Bestimmung**

Der technische Bericht beschreibt des Weiteren eine Möglichkeit den Feuerwiderstand von Befestigungsmitteln experimentell zu bestimmen. Bei der Versuchsdurchführung wird zwischen Zugversuchen mit Stahlversagen, Zugversuchen bei denen der Herausziehwiderstand geprüft werden soll und Versuchen unter Scherbeanspruchung unterschieden.

Für Versuche, bei denen der Widerstand gegenüber Stahlversagen getestet werden soll, wird der in Abbildung 2.38 dargestellte Versuchsaufbau gefordert. Das Befestigungsmittel soll für den Versuch nach Herstellerangaben in den Beton gesetzt werden. Anschließend wird es über ein Anbauteil belastet. Die Abmessungen des Anbauteils sind abhängig von der aufgebrachten Zugkraft und können Tabelle 2.3 entnommen werden. Das belastete Befestigungsmittel wird dann durch einen Brand nach ETK beansprucht. Das Ergebnis des Versuchs ist eine der Dauerlast zuordenbare Versagenszeit. Die Bestimmung des Feuerwiderstands gegenüber Herausziehen einer Befestigung soll mit dem Versuchsaufbau nach Abbildung 2.39 geprüft werden. Hier wird das Befestigungsmittel in zuvor erzeugte Biegerisse gesetzt. Das den Verankerungsgrund bildende Bauteil ist während des Versuchs belastet. Die Fuge zwischen Beton und Anbauteil, die für die Prüfung der Stahlzugfestigkeit angeordnet wird, soll hier weggelassen werden. Außerdem wird das Anbauteil zusätzlich gedämmt, um ein Stahlversagen zu vermeiden. Zur Prüfung des Widerstands gegenüber Querzugbeanspruchungen auf ein Befestigungsmittel soll der in Abbildung 2.40 dargestellte Versuchsaufbau realisiert werden.



Abb. 2.38: Versuchsaufbau für die Prüfung des Widerstands gegenüber Stahlversagen aus *TR 020 2004* 



of attachn

Designations: a' = a + 2t<sub>o</sub> a = Length of the square base plate t. = Thickness of the cover

Für alle Versuchstypen müssen mindestens je fünf Versuche durchgeführt werden, wovon mindestens vier einen Feuerwiderstand größer 60 min erreichen müssen. Anschließend werden die Feuerwiderstände für Brandbeanspruchungen von 30 min, 60 min, 90 min und 120 min mithilfe der Gleichungen 2.22 bis 2.28 ermittelt. Hierbei wird zunächst, wie in Abbildung 2.42, eine Näherungsfunktion für die Versuchsdaten ermittelt. Diese wird durch den Faktor  $c_3$  abgemindert, sodass sie durch den untersten Punkt (schlechtestes Ergebnis) verläuft. Bei der Auswertung der Versuchsdaten wird davon ausgegangen, dass die ETK die ersten 30 min, also den flash over, nicht in jedem Fall mit ausreichender Sicherheit abbildet. Daher wird der Feuerwiderstand für eine Branddauer von 30 min weiter abgemindert. Dazu wird eine Sekante durch die

Type of adapter	Load categories	Length of the square base plate	flange height/ width	profile thickness	distance between the flanges
	N <sub>Rk,s,fi</sub> [kN]	a [mm]	h / b [mm]	t [mm]	z [mm]
	> 1 - ≤ 3	90	100 / 90	15	60
•	> 3 - ≤ 5	90	100 / 90	15	60
	> 5 - ≤ 7	110	120 / 110	20	70
	> 7 - ≤ 9	110	120 / 110	20	70
	> 9 - ≤ 11	120	120 / 120	25	70
	> 11 - ≤ 13	120	120 / 120	25	70

Tab. 2.3:Festlegung der Anbauteilgeometrie aus TR 020 2004



Abb. 2.40: Versuchsaufbau zur Prüfung des Widerstands gegenüber Schubbeanspruchungen aus *TR 020 2004* 

Feuerwiderstände bei 60 min und 90 min gelegt und bis zum Zeitpunkt 30 min verlängert. Die Ergebnisse dürfen, wie in Abbildung 2.43 dargestellt, zwischen den geprüften Verankerungsdurchmessern interpoliert werden.

	$\sigma_{s1} = c_1 + \frac{c_2}{t_u}$	(2.22)
	$\sigma_{s2}=c_3(c_1+\frac{c_2}{t_u})$	(2.23)
σ	$T_{Rk,s,fi(60)} = C_3(C_1 + \frac{C_2}{60})$	(2.24)
σ	$C_{Rk,s,fi(90)} = C_3(C_1 + \frac{C_2}{90})$	(2.25)
$\sigma_F$	$R_{k,s,fi(120)} = C_3(C_1 + \frac{C_2}{120})$	(2.26)
	$\sigma_{s3} = c_4 - c_5 \cdot t_u$	(2.27)
σ	$r_{Rk,s,fi(30)} = c_4 - c_5 \cdot 30$	(2.28)
mit:	$\sigma_{s1}$	Regression der Versuchsergebnisse
	$\sigma_{s2}$	Abgeminderte Regression der Versuchsergebnisse
	$\sigma_{s3}$	Lineare Beziehung zwischen dem Feuerwiderstand
		$\sigma_{Rk,s,fi(60)}$ und $\sigma_{Rk,s,fi(90)}$
	<b>C</b> <sub>1-5</sub>	Faktoren, die sich durch die Regressionsanalyse er-
		geben
	$t_u$	Versagenszeit in [min]
	$\sigma_{\textit{Rk,s,fi}(30/60/90/120)}$	charakteristischer Feuerwiderstand gegenüber Stahlversagen für eine Brandbeanspruchung von 30/60/90/120 min



Abb. 2.41: Ermittlung des charakteristischen Feuerwiderstands nach TR 020 2004

Zusätzliche Angaben über die Besonderheiten von Verbund-, Verbundspreiz- und Verbundhinterschnittdübeln sowie Kunststoffdübeln werden in den Kapiteln drei und vier des technischen Berichts gemacht. Für die hier vorliegende Arbeit wird die Nutzung des Dokuments für Verbunddübel auf die Ermittlung des Widerstands gegenüber Stahlversagens begrenzt. Für Verbundspreiz- und Verbundhinterschnittdübel sowie für



Abb. 2.42: Lineare Regression der Stahlspannung über den Kehrwert der Zeit nach *TR 020* 2004



Abb. 2.43: Interpolation auf andere Verankerungsgrößen nach TR 020 2004

Kunststoffdübel ist zur Ermittlung des Herausziehwiderstands nur das experimentelle Vorgehen gestattet.

# 2.4.2 Feuerwiderstand von nachträglichen Bewehrungsanschlüssen nach *EAD 330087-00-0601 2018*

Die Richtlinie zur Prüfung von nachträglichen Bewehrungsanschlüssen ist *EAD* 330087-00-0601 2018. In diesem Dokument wird auch auf den Feuerwiderstand eingegangen. Es wird ein Versuchsaufbau und ein Versuchsprogramm beschrieben, anhand dessen ein Abminderungsfaktor in Abhängigkeit der Temperatur ermittelt werden kann. In *EAD* 330087-00-0601 2018 wird der in Abbildung 2.44 dargestellte Versuchsaufbau erläutert. Es werden stahlummantelte, zylinderförmige Versuchskörper verwendet, in die mittig der nachträgliche Bewehrungsanschluss nach Herstellerangaben montiert wird. Die Versuchskörper sollen vor Versuchsbeginn mindestens drei Monate trocken gelagert werden oder bei 80 °C bis zur Massekonstanz getrocknet werden. Für alle Versuche sollen Bewehrungsstäbe Ø12 und einer Setztiefe von  $10d_s = 120mm$  verwendet werden. Der Versuchsablauf sieht vor, den Bewehrungsstab mit einer konstanten Last  $N_{test}$  zu belasten und anschließend eine Temperaturbeanspruchung auf die Mantelflächen des Versuchskörpers aufzubringen. Die Temperatur wird so lange mit einer Geschwindigkeit von mindestens 5 °C/ min gesteigert bis, der nachträgliche Bewehrungsanschluss versagt. Durch die Verwendung einer engen Abstützung mit einem Lochdurchmesser von 1,  $5d_0 - 2$ ,  $0d_0$  wird ein Verbundversagen sichergestellt.

Das im *EAD 330087-00-0601 2018* beschriebene Versuchsprogramm sieht die Durchführung von mindestens 23 Versuchen vor. Davon sollen drei mit einer Zugbelastung kleiner 1 N/mm<sup>2</sup> und 20 mit einer Last  $\geq$  1 N/mm<sup>2</sup> belastet werden. Die Differenz zwischen zwei benachbarten Lastschritten soll 1 N/mm<sup>2</sup> nicht überschreiten und die Differenz zwischen zwei resultierenden Versagenstemperaturen soll 50 °C nicht übersteigen.



1	Beton
2	Stahlzylinder
3	Abstützbreite 1,5 d <sub>0</sub> bis 2 d <sub>0</sub>
4	Injektionsmörtel
5	Bewehrungsstab
θ	Thermische Belastung
N <sub>test</sub>	Mechanische Belastung
TC1	Thermoelement 1
TC2	Thermoelement 2

Abb. 2.44: Versuchsaufbau zur Prüfung des Feuerwiderstands von nachträglichen Bewehrungsanschlüssen nach *EAD 330087-00-0601 2018* 

Die aufgebrachten Belastungen werden nach Gleichung 2.29 in Verbundspannungen umgerechnet und über die Versagenstemperatur aufgetragen. Anschließend wird eine Trendkurve für die Verbundspannung  $f_{bm(T)}$  in Abhängigkeit der Temperatur T nach Gleichung 2.30 ermittelt. Für Temperaturen größer dem Mittelwert der Versagenstemperaturen mit einer Belastung kleiner 1 N/mm<sup>2</sup> wird die resultierende Verbundspannung zu Null angenommen. Die maximale Verbundspannung, die für nachträgliche Bewehrungsanschlüsse angesetzt werden darf, beträgt 10 N/mm<sup>2</sup>. Nach Gleichung 2.31 erhält man aus der Verbundspannungs-Temperaturbeziehung (V-T-Beziehung) den Abminderungsfaktor  $k_{fi}(\theta)$  der Verbundspannung  $f_{bm,rqd}$  in Abhängigkeit der Temperatur. Die Beziehung zwischen aufnehmbarer Verbundspannung bzw.

Abminderungsfaktor der Verbundspannung und der Mörteltemperatur wird in der entsprechenden ETA des Produkts angegeben.

$$f_{bm}(T) = \frac{N_{test}}{\pi \cdot d \cdot h_{ef}} \cdot \left(\frac{0,08}{f_R}\right)^{0,4}$$
(2.29)

$$f_{bm(T)} = a \cdot e^{-b \cdot T} \tag{2.30}$$

$$k_{fi}(T) = \frac{f_{bm}(T)}{f_{bm,rqd}} \le 1,0$$
(2.31)

#### 2.4.3 Stand der Wissenschaft

Der Feuerwiderstand von Befestigungen wurden bisher nur in wenigen Forschungsarbeiten beschrieben. Die Relevanz der Thematik wurde aber bereits von *Paterson 1978* herausgestellt. Es wird ein Text aus dem Jahre 1976 von der *INSTITUTION OF STRUCTURAL ENGINEERS* folgendermaßen zitiert:

"it is not possible to define the fire resistance of a material as such, but only the structural element in which the material is used, and it is always important to pay close attention to the fixing and jointing methods by which the element is formed and by which it is connected to other elements "

Dieses Zitat betont, dass der Nachweis der Tragfähigkeiten der angeschlossenen Bauteile eine ebenso widerstandsfähige Verbindung voraussetzt. Eine hohe Feuerwiderstandstragfähigkeit eines Bauteils ist demnach nutzlos, wenn die Verbindung zu angeschlossenen Tragwerksteilen einen geringeren Feuerwiderstand aufweisen oder er nicht bekannt ist.

Erste experimentelle Untersuchungen an einer Auswahl von Befestigungen (Einlegeteile, Metallspreizdübel und Patronensysteme) unter Zug- und Querlasten wurden in *Paterson 1978* beschrieben. Es wurde ein Brandofen mit den Abmessungen 1,0 m x 1,0 m x 1,0 m verwendet. Die ausgewählten Schwerlastdübel wurden dabei mit einer Last von 0,44 t ( $\sim$  4,3 kN) belastet. Als Brandbeanspruchung wurde die ETK verwendet. Die Versuche wurden nach 60 min Brandbeanspruchung abgebrochen. Die verwendeten Anbauteile sind in der Geometrie ähnlich derer, die in TR020 definiert sind. Genaue Abmessungen wurden hier aber nicht angegeben. Die Ergebnisse liefern erste Erkenntnisse über die wichtigsten Untersuchungsschwerpunkte bei der Bewertung von Befestigungen im Brandfall.

 In keinem Versuch wurde Betonausbruch festgestellt. Infolge dem wird die Vermutung angestellt, dass der Beton keinen Einfluss auf den Feuerwiderstand der Befestigung hat.

- In ca. 60% der Versuche wurde ein Stahlversagen als maßgebende Versagensart festgestellt, es wurde zwischen einem Querschnittsversagen und einem Abrutschen der Mutter unterschieden. In 15% der Versuche trat während der Brandeinwirkung kein Versagen ein.
- Die untersuchten Patronensysteme und Kunststoffdübel versagten in allen Versuchen durch Herausziehen (nach ca. 10 bis 15 min, bei einer Ankertemperatur zwischen 330 - 440 Grad)
- Es konnte festgestellt werden, dass eine Erhöhung der Verankerungstiefe den Feuerwiderstand erhöhen kann, wenn nicht sowieso Stahlversagen maßgebend ist.
- Über die Tragfähigkeit in Querrichtung konnte aufgrund der zu geringen Anzahl an Testergebnissen keine eindeutige Aussage gemacht werden.

Das Thema Befestigungsmittel im Brandfall wurde danach erst wieder 2001 von *Reick 2001* aufgebracht. Die Ergebnisse seiner Dissertation wurden anschließend 2003 in *Reick u. Eligehausen 2003* veröffentlicht. Nachstehend sind die wesentlichen Erkenntnisse dieser Arbeit aufgeführt.

- Alle Versagensarten aus der kalten Bemessung sind auch im Brandfall zu beachten. Dabei muss bei allen Versagensarten von einer Abminderung gegenüber dem Kaltfall ausgegangen werden. Gründe hierfür sind der Festigkeitsverlust der Materialien Beton und Stahl unter erhöhter Temperatur und der Spannungs- und Dehnungszustand des Verankerungsgrunds, der durch die erhöhten Temperaturen stark beansprucht wird. Die Beanspruchungen können unter anderem zu ausgeprägter Rissbildung im Inneren des Bauteils führen.
- Die Anschlusskonstruktionen/Anbauteile beeinflussen aufgrund ihrer temperaturabschirmenden Wirkung die Temperaturen an der Befestigung in großem Maße und müssen daher bei der Bestimmung von Feuerwiderständen berücksichtigt werden.
- Die Betonfeuchte kann für Brandereignisse bis zu 60 min einen Einfluss haben, insbesondere wenn das Befestigungsmittel im Riss sitzt. Spätestens nach 60 min Branddauer ist die gesamte Restfeuchte verdampft, sodass die Feuchtigkeit keinen Einfluss mehr auf die Tragfähigkeit des Befestigungsmittels hat.
- Größere Verankerungsdurchmesser weisen geringere Stahltemperaturen auf und führen so zu überproportional großen Versagenslasten.
- Für Verbunddübel wird hier bereits der besondere Einfluss des Temperaturfeldes auf den Feuerwiderstand herausgestellt. Es wird geschlussfolgert, dass der Feuerwiderstand produktspezifisch, experimentell ermittelt werden muss.
- Betonausbruch kann in Einzelfällen für Einzelbefestigungen mit Verankerungstiefen kleiner 70 mm maßgebend werden. Es wird betont, dass die Betonausbruchslast für Gruppen von Verankerungen zu beachten ist. Außerdem wurde ein größerer Betonausbruchkegel als im Kaltfall beobachtet. Dies führte zu der Empfehlung, die Achs- und Randabstände auf mindestens 4 h<sub>ef</sub> zu vergrößern.
In *Fuchs u. Silva 2012* und *Mallée u. a. 2012* wird das Thema anschließend erstmals wieder aufgegriffen. Im Wesentlichen wird hier aber nur die im TR020 beschriebene Herangehensweise zur Prüfung und Bewertung aufgearbeitet. Es wird nochmals herausgestellt, dass für die meisten mechanischen Befestigungssysteme Stahlversagen die maßgebende Versagensart ist. Außerdem wird darauf hingewiesen, dass die führenden Hersteller auf das experimentelle Bemessungsverfahren zurückgreifen und damit circa zwei- bis dreifach höhere Werte erhalten als bei der Verwendung der im Rahmen des vereinfachten Bemessungsverfahren angegebenen tabellierten Werte. Dies zeigen die Erfahrungen vorangehender Zulassungsverfahren. Die Angaben des vereinfachten Bemessungsverfahrens sind demnach sehr konservativ.

In *Pinoteau u. a. 2011* wird der Einfluss der Heizart und der Heizrate auf den später in *EAD 330087-00-0601 2018* aufgenommenen Versuchsaufbau zur Untersuchung von nachträglichen Bewehrungsanschlüssen untersucht. Es konnte kein wesentlicher Einfluss der Heizrate oder der Art der Temperaturerzeugung auf die Versagenstemperaturen festgestellt werden. Die Versuche zeigten, dass zwischen 80 °C und 140 °C die Verdampfungseffekte einen deutlichen Einfluss auf die Temperaturentwicklung haben. Dieser Effekt wurde durch die Heizrate und die Heizmethode beeinflusst, hatte aber keinen wesentlichen Einfluss auf die Versuchsergebnisse.

In Patil u. Thiele 2015 wurden thermisch transiente Simulationen zur Bestimmung der Temperaturverläufe an Verbunddübeln im Brandfall durchgeführt. Untersucht wurden die Einflussfaktoren Verankerungsdurchmesser, Verankerungstiefe, Betonfeuchte und Mörtelschicht. Es konnte festgestellt werden, dass große Verankerungsdurchmesser bei gleicher Einbindetiefe zu höheren Temperaturen entlang der gesamten Verankerungstiefe führen. Als Grund hierfür wird das größere Ankervolumen im Brandraum genannt. Eine kleinere Verankerungstiefe führt aufgrund des entstehenden "Temperaturstaus" ebenfalls zu höheren Temperaturen. Aufgrund der nicht hinreichenden Informationen über die thermischen Eigenschaften von Verbundmörteln mussten für die Untersuchung des Einflusses der Mörtelschicht Annahmen getroffen werden. Für Mörtel mit sehr gut dämmenden Eigenschaften (geringe Wärmeleitfähigkeit) kann bereits eine Mörtelschicht von einem Millimeter Stärke (entspricht üblichem Ringspalt) die Temperatur an der Gewindestange deutlich erhöhen. Die hier beschriebenen Simulationsergebnisse zeigen keinen wesentlichen Einfluss der Betonfeuchte, wobei hier zu beachten ist, dass das Lösen der Restfeuchte im Beton unter Temperaturbeanspruchung und der daraus folgende Transport von Wasserdampf in einer Simulation nur schwer abzubilden sind und in diesem Fall nicht berücksichtigt wurden.

Auf Grundlage der Verbundspannungs-Temperatur-Beziehung, die seit Einführung des *EAD 330087-00-0601 2018* zur Bewertung von nachträglichen Bewehrungsanschlüssen in der entsprechenden ETA angegeben ist, wurden von *Lakhani u. Hofmann 2017* und *Reichert u. Thiele 2017a* Feuerwiderstände für die Versagensart Herausziehen von Verbunddübeln berechnet. Dazu wurden von *Patil u. Thiele 2015* und *Lakhani u. Hofmann 2017* zunächst das Temperaturprofil eines Dübels entlang der Verankerungstiefe für bestimmte Brandszenarien mithilfe numerischer Simulation bestimmt. Durch die Abhängigkeit zwischen Temperatur und Position der Verankerungstiefe und zwischen Verbundspannung und Temperatur ist es nun möglich, eine rechnerische Verbundspannungsverteilung zu ermitteln. Durch Integration dieser konnten somit erstmals Feuerwiderstände für die Versagensart Verbundversagen rechnerisch bestimmt werden.

Dieses Berechnungsverfahren bietet den Vorteil, dass Feuerwiderstände für beliebige Brandszenarien berechnet werden können. Außerdem bieten die numerischen Simulationen die Möglichkeit, den Einfluss von Anbauteilen in Versuch, Bemessung und Realfall zu untersuchen. *Lakhani u. Hofmann 2017* stellt in seinen Simulationen und Berechnungen fest, dass für den Widerstand gegenüber Herausziehen, auch die Abkühlphase eine wesentliche Rolle spielt und ein Versagen auch nach Erreichen der Maximaltemperatur noch eintreten kann. Nach *Reichert u. Thiele 2017a* bietet das oben beschriebene Berechnungsverfahren bereits eine gute Übereinstimmung mit Ergebnissen aus Brandversuchen, je nach Mörtelsystem scheinen einige Einflussfaktoren auf das Tragverhalten jedoch noch ungeklärt und werden im Rahmen dieser Forschungsarbeit untersucht, siehe Kapitel 4.

In *Lahour u. a. 2017* wird das von *Muciaccia u. a. 2016* entwickelte und in *EAD 330087-00-0601 2018* implementierte Verfahren zur Bestimmung des Feuerwiderstands nachträglich installierter Bewehrungsstäbe näher untersucht. Es wird darauf hingewiesen, dass das Last-Verformungsverhalten nicht berücksichtigt wird. Experimentelle Untersuchungen bestätigen, dass die Berücksichtigung des Verformungsverhaltens zu geringeren Feuerwiderstandslasten führen kann und das Bemessungsverfahren nicht in jedem Fall konservative Ergebnisse liefert. Es wird vorgeschlagen den Einfluss des Last-Verformungsverhaltens basierend auf der Verformung in Auszugversuchen im Bemessungsverfahren für nachträglich installierte Bewehrungsanschlüsse zu ergänzen.

Im Rahmen der experimentellen Untersuchungen in Realbrandversuchen von *Al-Mansouri u. a. 2019* wurden Einflüsse auf den Feuerwiderstand und das Temperaturprofil von Injektionsankern untersucht, die aus dem Versuchsaufbau begründet werden können. Er bestätigt den Einfluss des Verankerungsdurchmesser auf das Temperaturprofil, wie er auch von *Thiele u. a. 2017* ermittelt wurde. Außerdem ergab die Untersuchung des Einflusses der Plattendicke nur einen geringen Einfluss auf den Feuerwiderstand von Injektionsankern. Des Weiteren wurde im Rahmen dieser Forschungsarbeit der Einfluss des Anbauteils, welches die lasteinleitende Stahlkonstruktion darstellt, betrachtet. Temperaturmessungen in Realbrandversuchen und die Prüfung von Injektionsankern durch gedämmte Anbauteile kamen zu dem Ergebnis, dass ein Anbauteil, welches direkt dem Brand ausgesetzt ist, nur einen geringen Einfluss auf den Feuerwiderstand hat. Wohingegen eine Isolierung des Anbauteils einen erheblichen Einfluss auf das Temperaturprofil entlang der Verankerungstiefe und somit auf die Versagenszeit hat.

## 2.5 Bewertung des Standes von Wissenschaft und Technik

Zur Qualifizierung und Bemessung von Befestigungen im Brandfall liegt der *TR* 020 2004 vor. Hier werden Angaben über die vereinfachte oder experimentelle Bestimmung des Feuerwiderstands von Befestigungen gemacht. Forschungsansätze in beispielsweise *Thiele u. a.* 2017 und *Lakhani u. Hofmann* 2017 beschäftigen sich mit der Festlegung von Verbundspannungs-Temperaturbeziehungen je Injektionsmör-

tel, die auf Versuchen zur Bestimmung des Feuerwiderstands von nachträglichen Befestigungssystemen basieren. Es werden Vorschläge zur Übertragbarkeit auf den Feuerwiderstand von Injektionsankern gemacht.

Im Folgenden wird der aktuelle Stand der Wissenschaft und Technik je Versagensart zusammengefasst und bewertet. Grundsätzlich können im Brandfall alle Versagensarten eintreten, die auch bei der Kaltbemessung eintreten. Dazu zählen Betonausbruch, Betonkantenbruch und Spalten, Verbundversagen und das Stahlversagen.

### Betonversagen

Auch wenn die thermische Leitfähigkeit von Beton deutlich geringer ist als die von Stahl, steigen auch die Temperaturen im Verankerungsgrund während der Dauer eines Brandszenarios hinweg deutlich an. Da sich auch die mechanischen Eigenschaften von Beton mit steigenden Temperaturen verschlechtern, reduziert sich der Widerstand gegenüber Betonausbruch im Brandfall ebenfalls. Genaue Angaben zur Entwicklung der Materialeigenschaften von Beton bei erhöhten Temperaturen sind in Kapitel 2.2.1 gegeben. In TR 020 2004 sind im Rahmen eines vereinfachten Rechenverfahrens Gleichungen zur Bestimmung des Feuerwiederstands gegenüber Betonversagens angegeben. Im Rahmen von experimentellen Untersuchungen zu Forschungs- oder Zulassungszwecken trat kein Versagen durch kegelförmigen Betonausbruch an Einzelbefestigungen ein. Grund hierfür ist die deutlich größere Reduktion der Feuerwiderstände gegenüber Verbundversagen und Stahlversagen. Nach TR 020 2004 kann auf der sicheren Seite liegend für den Feuerwiderstand nach 120 min Branddauer eine Resttragfähigkeit gegenüber Betonversagen von 20% des Wertes bei Raumtemperatur angenommen werden. Im Vergleich dazu sinkt der Feuerwiderstand gegenüber Stahlversagen unter 1%, vgl. Kapitel 7. Der Feuerwiderstand gegenüber Verbundversagen wird von einigen Faktoren (wie beispielsweise Verankerungstiefe oder verwendeter Mörteltyp) beeinflusst, er kann in vielen Fällen jedoch zu Null werden.

#### Betonkantenbruch und Spalten

Bei Einhaltung der Mindestachs- und Randabstände und einem ausreichenden Bewehrungsgrad können diese Versagensarten für den Brandfall ausgeschlossen werden.

#### Verbundversagen

Wie in Kapitel 2.2.4 beschrieben, wird die Tragfähigkeit von Injektionsmörtel von der Temperatur beeinflusst. Die Funktionsweise kann beim Überschreiten der produktspezifischen kritischen Temperaturen wie beispielsweise der Glasübergangstemperatur bei kunststoffbasiereten Mörteln, gänzlich verloren gehen. Produktabhängig kann die Tragfähigkeit von Injektionsmörteln mit steigender Temperatur bis auf Null absinken. Die Bewertung oder Bestimmung des Feuerwiderstands von Injektionsankern gegenüber Verbundversagen wird in den Regelungen nach *TR 020 2004* ausgeschlossen. Es werden dennoch Feuerwiderstandswerte auf Grundlage gutachterlicher Stellungnahmen veröffentlicht. Zur Bestimmung von Feuerwiderstandswerten gegenüber Verbundversagen ist es praxisüblich, experimentelle Untersuchungen nach *TR 020 2004* Abschnitt 2.3.1.1 durchzuführen und auszuwerten. Eine Übertragung auf weitere Verankerungsdurchmesser oder Verankerungstiefen ist dann nicht möglich.

Aufgrund der fehlenden Forschungsgrundlagen zum Verständnis des Tragverhaltens von Injektionsankern im Brandfall ist zu klären, welche Annahmen zur Übertragbarkeit von Feuerwiderstandswerten auf weitere Verankerungsdurchmesser und Verankerungstiefen auf der sicheren Seite liegen. Insbesondere für die Bestimmung des Feuerwiderstands von Injektionsankern mit variabler Verankerungstiefe soll ein besseres Verständnis des Tragverhaltens helfen, Rechenverfahren zu entwickeln, die die Bestimmung des Feuerwiderstands auf Grundlage von produktabhängigen Verbundspannungs-Temperaturbeziehungen ermöglicht. Es ist zu bewerten, welche experimentellen Untersuchungen erforderlich sind und wie sie zur Erlangung eines ausreichenden Sicherheitsniveaus ausgewertet werden müssen. Die Rechenverfahren sollen außerdem zur Extrapolation von Einzelversuchen aus Realbrandversuchen auf weitere Verankerungsdurchmesser oder Verankerungstiefen herangezogen werden können.

#### Stahlversagen

Die Ankerstange der Befestigungssysteme ragt direkt in den Brandraum und wird somit mit den höchsten Temperaturen beaufschlagt. Wie in Kapitel 2.2.2 beschrieben, sinkt die Zugfestigkeit von Stahlwerkstoffen über 500 °C kontinuierlich bis zum Tragfähigkeitsverlust bei 1200 °C ab. Das Stahlversagen gehört daher insbesondere für große Verankerungstiefen zu den maßgebenden Versagensarten.

In der Regel werden für Injektionssysteme handelsübliche Gewindestangen verwendet. Unter der Annahme, dass die Injektionsmörtel keinen Einfluss auf die Ankerstangentemperatur haben, sollte eine Vereinheitlichung der Feuerwiderstände von Gewindestangen angestrebt werden. Die gutachterlichen Stellungsnahmen der vergangenen Jahre zeigen, dass die tabellierten Werte für den Feuerwiderstand gegenüber Stahlversagen nach *TR 020 2004* kaum Anwendung finden. Die Durchführung experimenteller Untersuchungen führt zu vielfach höheren Feuerwiderständen und ist daher für die Hersteller wirtschaftlicher.

#### Resultierende Forschungsfragen

Die vorangegangenen Ausführungen bestärken den Forschungsbedarf insbesondere zur Prüfung und Bewertung des Herausziehwiderstands von Verbunddübeln. Zum aktuellen Zeitpunkt ist nicht geklärt, wie sich der Brandfall auf den Tragmechanismus von Verbunddübeln auswirkt und welche Einflussfaktoren bei der Prüfung und Bewertung zu berücksichtigen sind. Insbesondere für die Festlegung von Feuerwiderständen von Injektionsankern mit variabler Verankerungstiefe wird ein besseres Verständnis der Verbundwirkung im Brandfall benötigt. Die folgende Aufzählung beschreibt weitere, auf Basis im Rahmen der Forschungsarbeit zu bewertende Aspekte.

- Der Feuerwiderstand gegenüber Stahlversagen gemäß vereinfachten Bemessungsverfahren ist sehr konservativ, sodass dieses Verfahren nur selten Anwendung finden. Alternativ muss der Feuerwiderstand anhand experimenteller Untersuchungen bestimmt werden. Es ist zu prüfen, ob die in den bisherigen Bewertungsverfahren gewonnenen Erkenntnisse für eine Festlegung einheitlicher Feuerwiderstandswerte für handelsübliche Gewindestangen herangezogen werden können.
- Insbesondere die Bestimmung des Herausziehwiderstands von Verbunddübeln bleibt nach *TR 020 2004* für Injektionsanker offen. Auf Grund der großen Nachfrage der Hersteller werden dennoch experimentelle Untersuchungen durchgeführt und Feuerwiderstände durch gutachterliche Stellungnahmen an die Nutzer weitergegeben. Die Festlegung der Feuerwiderstandswerte ist nach aktuellem Forschungsstand nicht eindeutig festgelegt.
- Die experimentelle Bestimmung des Herausziehwiderstands die in *TR 020 2004* für Befestigungen (ausgenommen Verbunddübel) beschrieben ist, umfasst die Verwendung einer Dämmung. Hintergrund ist die Vermeidung des Stahlversagens, die Dämmung und das verzichten auf einen Luftspalt zwischen Anbauteil und Beton führt jedoch zu einer erheblichen Reduktion der Ankertemperaturen während des Brandversuchs. Die beschriebene Versuchsdurchführung birgt daher die Gefahr den Feuerwiderstand zu überschätzen.
- In der Präambel des *TR 020 2004* wird angegeben, dass die über das vereinfachte oder das experimentelle Bemessungsverfahren ermittelten Feuerwiderstände für ungeschützte Bauteile gelten, jedoch schirmt auch das in *TR 020 2004* Abschnitt 2.3.1.1 beschriebene Anbauteil Temperaturen ab.
- Bei der Bewertung der Tragfähigkeit von Befestigungen bei Normaltemperatur wird zwischen einem ungerissen und gerissenen Verankerungsgrund unterschieden. Welchen Einfluss diese Unterscheidung auf den Feuerwiderstand von Injektionsankern hat ist zum aktuellen Zeitpunkt nicht bekannt.

## 3 Einwirkungen auf Befestigungen im Brandfall

Ziel dieses Kapitels ist es, die Vorgänge während eines Brandes und dessen Auswirkungen auf ein Befestigungsmittel zu erläutern. Abhängig von der Brandlast und der zur Verfügung stehenden Menge an Verbrennungsluft entsteht über einen unbestimmten Zeitraum eine unbestimmte Menge an Wärme. Neben der durch das Befestigungsmittel in den Verankerungsgrund zu übertragenden Zug- und Querzugbeanspruchungen unterliegt die Befestigung im Brandfall demnach auch einer zum Teil extremen Temperaturbelastung mit Temperaturen bis zu 1200 °C. Diese wirkt nicht nur auf das Befestigungsmittel selbst, sondern auch auf dessen Verankerungsgrund. Die Temperaturbelastung führt neben einer starken Reduzierung der mechanischen Materialeigenschaften der einzelnen Komponenten der Verankerung (Stahl und Mörtel) und des Verankerungsgrunds (Stahlbeton) zu Zwangsschnittgrößen oder Eigenspannungen im Verankerungsgrund.

Dieses Kapitel beschreibt, welche Einwirkungen bei der Bestimmung der Tragfähigkeit von Befestigungen im Brandfall zu berücksichtigen sind. In Kapitel 3.1 werden die zu berücksichtigenden Temperaturen auf Befestigungsmittel berechnet. Dazu werden zunächst die Grundlagen zum Wärmetransport erläutert und die Randbedingungen zur Durchführung thermisch transienter Simulationen beschrieben. Des Weiteren wird untersucht, welche Einflussparameter bei der Berechnung von Temperaturfeldern zu berücksichtigen sind.

Die Einwirkungen "Last" und "Temperatur" werden im Folgenden auch als primäre Einwirkungen bezeichnet. Die primäre Einwirkung der Temperatur führt neben der Änderung der thermischen und mechanischem Materialeigenschaften zu weiteren Prozessen, welche im Folgenden auch als sekundäre Einwirkungen bezeichnet werden. Durch die Wärmeausdehnung des Betons und dem großen Temperaturgradienten zwischen der brandzugewandten und der brandabgewandten Bauteilseite resultieren in Stahlbetonquerschnitten Eigenspannungen. In welcher Größe Einwirkungen aus Spannungen infolge Temperaturbelastung auf die Befestigung zu berücksichtigen sind, wird in Kapitel 3.2 ermittelt. Dazu wird beschrieben, welche Dehnungsanteile im Beton unter erhöhten Temperaturen berücksichtigt werden müssen. Durch Überführung, der in Kapitel 3.1 bestimmten Temperaturprofile als Einwirkung, werden die inneren Schnittgrößen im Verankerungsgrund üblicher Bauteile bestimmt.

## 3.1 Bestimmung von Temperaturprofilen

Zur Bemessung von Verankerungen im Brandfall ist es elementar, die zu erwartenden Temperaturen in den jeweiligen Komponenten der Verankerung (Ankerstange, Mörtel, Beton) zu kennen, um die Abminderungen der mechanischen Eigenschaften der Werkstoffe zu definieren. Welche Temperaturen während eines Brandes zu erwarten sind, wird im Wesentlichen von der Brandlast und der zur Verfügung stehenden Verbrennungsluft beeinflusst. In der Versuchstechnik wird die zeitliche Entwicklung der Temperatur, die einen Brand charakterisiert, als Brandkurve bezeichnet. Brandkurven für unterschiedliche Randbedingungen sind in Kapitel 2.3.2 dargestellt.

## 3.1.1 Grundlagen zum Wärmetransport

Die durch einen Verbrennungsvorgang entstehende Wärme wird über Konvektion und Strahlung in die angrenzenden Bauteile übertragen. Die Verteilung von Temperaturen innerhalb von Festkörpern ist abhängig von deren thermischen Eigenschaften Wärmeleitfähigkeit, Wärmekapazität und Dichte.

Ein Wärmetransport findet immer von wärmeren zu kälteren Flächen statt. Dieser wird als Wärmestrom bezeichnet. Der Wärmestrom setzt sich aus den Anteilen Konvektion und Strahlung zusammen.

#### Konvektion:

Als thermische Konvektion wird die Mitführung von Wärme über flüssige oder gasförmige Medien beschrieben. Die Strömung kann durch den Temperaturunterschied selbst oder durch Ventilation verursacht sein.

#### Strahlung:

Als thermische Strahlung wird die elektromagnetische Strahlung, durch die Temperaturen übertragen werden können, bezeichnet. Sie wird von Festkörpern, Flüssigkeiten und Gasen sowohl emittiert als auch absorbiert. Der Grad, mit dem ein Körper Strahlungswärme abgibt, wird als Emissionsgrad bezeichnet.

In *Schlegel u. Adriani Pieter 2007* werden die Anteile mit 80% Konvektion und 20% Strahlung angegeben. Die Wärmestromdichte  $\dot{q}$  beschreibt die Wärmemenge Q, die pro Flächeneinheit und Zeiteinheit von einem Körper aufgenommen oder innerhalb dessen transportiert wird. Sie kann anhand des FOURIERschen Wärmeleitsatzes berechnet werden, vgl. Gleichung 3.1. Der konvektive Anteil der Wärmestromdichte  $\dot{q}_c$  kann nach Gleichung 3.2 und der Strahlungsanteil  $\dot{q}_r$  mithilfe Gleichung 3.3 bestimmt werden, vgl. *DIN EN 1991-1-2 2013*.

ġ	$= -\lambda \cdot \frac{\partial T}{\partial x}$		(3.1)
mit:	ġ	Wärmestromdichte in $[W/m^2]$	
	$\lambda$	Wärmeleitfähigkeit in $[W/m/K]$	
	Т	Temperatur in [ $^{\circ}$ C] oder [K]	
	x	Ortskoordinate in [ <i>m</i> ]	

(3.2)

mit:	$\dot{q}_c$	konvektiver Anteil der Wärmestromdichte in $[W/m^2]$
	$\alpha$	= $\frac{\lambda}{\rho \cdot c_n}$ Wärmeübergangskoeffizient [ $m^2/s$ ]
	ho	Rohdichte [ $kg/m^3$ ]
	Сp	Spezifische Wärmekapazität [ <i>J</i> /( <i>kgK</i> )]
	$T_{g}$	Gastemperatur in [℃]
	$T_m$	Oberflächentemperatur des Bauteils in [°C]

$$\dot{q}_{r} = \phi \cdot \varepsilon_{m} \cdot \varepsilon_{f} \cdot \sigma \left( \left( T_{r} + 273 \right)^{4} - \left( T_{m} + 273 \right)^{4} \right)$$
(3.3)

mit:	ġr	Strahlungsanteil der Wärmestromdichte in $[W/m^2]$
	$\phi$	Formfaktor
	εm	Emissivität der Bauteiloberfläche
	$\varepsilon_{f}$	Emissivität der Flamme
	$\sigma$	Stephan-Boltzmann-Konstante (= 5, 67 $\cdot$ 10 <sup>-8</sup> $W/m^2 K^4$ )
	Tr	Wirksame Strahlungstemperatur des Brandes in [℃]
	$T_m$	Oberflächentemperatur des Bauteils in [°C]

#### 3.1.2 Modell und Setup für die FEM Simulation

Zur Bestimmung der Temperaturen entlang der Ankerstange bei zwei- oder dreidimensionalen Problemen unter zeitlich veränderlichen Temperaturbelastungen ist eine rechnergestützte Berechnung notwendig. Das Simulationsprogramm ANSYS basiert auf der Finite-Elemente-Methode (FEM) und ermöglicht mit dem thermischtransienten Berechnungsmodul die zeitabhängige Lösung dreidimensionaler, thermischer Belastungen. In diesem Abschnitt werden die Eingabeparameter für die in dieser Arbeit durchgeführten thermisch-transienten Berechnungen dargestellt und Beispielergebnisse vorgestellt. Die Eingabe gliedert sich in die Abschnitte thermische Materialeigenschaften, Geometrie, Modell und Netz, Temperaturbeanspruchung und Randbedingungen und den Analyseeinstellungen zur Lösung der Berechnung.

#### Thermische Materialeigenschaften

Für die Berechnung von Temperaturfeldern müssen die Eigenschaften Dichte, spezifische Wärmekapazität und Wärmeleitfähigkeit eines Körpers bekannt sein. Für die Berechnung wurden die thermischen Materialeigenschaften nach *DIN EN 1992-1-2 2010* und *DIN EN 1993-1-2 2010*, die bereits in Kapitel 2.2 beschrieben wurden, verwendet. Mithilfe der spezifischen Wärmekapazität wurde der erhöhte Energiebedarf zur Verdampfung von Wasser in Beton zwischen 100 °C und 200 °C berücksichtigt. Die maximale Wärmekapazität, die bei 100 °C erreicht wird, wurde zu 2000 J/kgK angenommen. Dies entspricht einem Beton mit 3% Feuchte. Für die Wärmeleitfähigkeit von Beton wurde der untere Grenzwert nach *DIN EN 1992-1-2 2010* verwendet, der



Abb. 3.1: Geometrie und Netz zur Simulation von Temperaturprofilen



Abb. 3.2: Temperaturverteilung in einer Befestigung im Beton im Brandfall

einen reinen Betonquerschnitt abbilden soll. Für die Rohdichte von Beton bei Raumtemperatur wurde ein Wert von 2300 kg/m<sup>3</sup> verwendet. Es wird davon ausgegangen, dass die thermischen Eigenschaften von Kohlenstoffstahl (Baustahl), wie sie in *DIN EN 1993-1-2 2010* angegeben sind, auch auf Schrauben und Mutterwerkstoffe angewendet werden können.

#### Geometrie

Zur Simulation der Temperaturverteilung entlang einer eingemörtelten Gewindestange werden folgende Vereinfachungen und Randbedingungen für die Simulation getroffen.

- Unter der Annahme, dass die Gewindegänge keinen Einfluss auf die Temperaturverteilung haben, wird die Gewindestange als zylindrischer Körper dargestellt.
- Die Fläche des umliegenden Betons wird so groß gewählt, dass die Ränder keinen Einfluss auf die Temperaturverteilung haben.
- Die Plattendicke beträgt mindestens 250 mm oder die zweifache Einbindetiefe.
- Die Mörtelschicht wird vernachlässigt.
- Der Überstand der Ankerstange aus dem Beton beträgt 50 mm.
- In Bezug auf das thermische Verhalten wird Beton zu einem homogenen Werkstoff vereinfacht.

#### Modell und Netz

Das System kann durch zwei Symmetrieachsen vereinfacht werden. Im Verbundbereich zwischen Beton und Stahl wird die Elementgröße auf 2 mm verfeinert. Hier sind die Ergebnisse von besonderem Interesse und über die Tiefe ist mit großen Temperaturgradienten zu rechnen.

#### Temperaturbeanspruchung und Randbedingungen

Wie im vorangegangenen Kapitel erläutert, werden Temperaturen über die Effekte Konvektion, Strahlung und, in Feststoffen durch die Wärmeleitung, übertragen. Die Wärmeleitung innerhalb der Festkörper und über die Kontaktflächen zweier Festkörper werden bereits durch die Materialeigenschaften abgebildet. Der Temperatureintrag über die dem Brandraum zugewandten Oberflächen erfolgt über Konvektion und Strahlung. Die zeitliche Änderung der Temperatur analog der ETK wird hier angesetzt. Dazu wird der steile Temperaturanstieg innerhalb der ersten 5 min durch Zeitschrittintervalle von 1 min dargestellt. Anschließend werden die Zeitschritte bis auf 30 min vergrößert. Innerhalb der Zeitschrittintervalle wird die Temperatur linear interpoliert. Als Kenngröße der Konvektion wird ein Wärmeübergangskoeffizient von 25 W/m<sup>2</sup>K nach DIN EN 1991-1-2 2013 angenommen. Der Emissionsgrad, der den Wärmeeintrag infolge Strahlung bestimmt, wird im gleichen Dokument als 1.0 für die Flamme definiert. Die Emissionswerte der Beton- und Stahloberflächen können nach DIN EN 1992-1-2 2010 und DIN EN 1993-1-2 2010 zu 0,7 angenommen werden. Die dem Brand abgewandte Bauteilseite kann wiederum über Konvektion und Strahlung, Temperatur an die Umgebung abgeben und wird daher ebenfalls mit diesen Eigenschaften belegt. Der Wärmeübergangskoeffizient wird hier mit 4 W/m<sup>2</sup>K angenommen und die Emissivität der Bauteiloberfläche ebenfalls mit 0,7.

#### Analyseeinstellungen

Grundsätzlich verbleiben die meisten Analyseeinstellung in der Programmsteuerung, das heißt die Software bestimmt selbst, welche Zeitschritte und welche Methoden zur Lösung des Modells verwendet werden. Trotzdem wurden in der Simulation einige Analyseeinstellungen vorgenommen. Hierzu zählt die Schrittsteuerung. Der minimale und maximale Berechnungszeitschritt wurde auf  $1 \cdot 10^{-5}s$  und 5s festgelegt. Der anfängliche Zeitschritt beträgt  $1 \cdot 10^{-3}s$ . Diese Einstellungen sollen dafür sorgen, dass der Peak der spezifischen Wärmekapazität zur Berücksichtigung der Verdampfungsprozesse bei der Berechnung nicht übersprungen wird. Außerdem wurde die nichtlineare Steuerung Line Search verwendet. Diese Funktion hilft bei stark nichtlinearen Problemen, die Antwort jedes Iterationsschrittes nicht zu überschätzen, führt aber zu längeren Berechnungszeiten.

#### Ergebnisse

Anhand der zuvor erläuterten Eingaben wurden Temperaturverläufe entlang einer Verankerung mit dem Durchmesser M16 und einer Verankerungstiefe von 80 mm mithilfe der FEM Software ANSYS simuliert. In den Abbildungen 3.3 und 3.4 sind die Ergebnisse der Berechnung dargestellt.



Abb. 3.3: Temperaturverteilung entlang der Verankerungstiefe an der Grenzfläche Stahl-Beton (M16-80)



Abb. 3.4: Entwicklung der Temperatur über die Versuchszeit (M16-80)

Durch die hohe Wärmeleitfähigkeit von Stahl werden Temperaturen schnell in die Verankerungstiefe übertragen. Die Wärmeleitfähigkeit des umliegenden Betons ist ca. 50-fach kleiner als die des Stahls und wirkt kühlend. Die Temperatur an der Betonoberfläche ist somit sehr hoch, nur etwas geringer als die Temperatur im Brandraum und fällt gegen Ende der Verankerungstiefe exponentiell ab. Die Temperatur an der Grenzfläche zwischen Beton und Stahl wird als Mörteltemperatur angenommen.

In den Abbildungen 3.3 und 3.4 sind neben den Ergebnissen aus der thermischtransienten Simulation auch Messergebnisse aus Realbrandversuchen dargestellt. Sie zeigen, dass die simulierten Temperaturen durch Versuchsergebnisse hinreichend genau verifiziert werden können. Die Abbildungen zeigen beispielhaft den Vergleich zwischen Simulation und Experiment einer Verankerung mit einem Durchmesser von 16 mm und einer Verankerungstiefe von 80 mm. In *Thiele u. a. 2017* werden weitere Simulationsergebnisse mit zahlreichen experimentell bestimmten Temperaturen verglichen. Die Übereinstimmung zwischen Analyse und Test bestätigt die Zuverlässigkeit thermisch-transienter Simulationen zur Bestimmung von Temperaturfeldern. In Abbil-



dung 3.5 ist die Differenz von ca. 250 experimentell bestimmten Temperaturen zum numerisch bestimmten Temperaturwert dargestellt.

Abb. 3.5: Differenz der experimentell Ttest und numerisch Tsim ermittelten Temperatur

Die Ergebnisse enthalten Vergleiche bei 30, 60, 90 und 120 Minuten. Die Messpunkte wurden entlang der gesamten Verankerungstiefe ausgewertet. Es wird deutlich, dass reale Temperatur und simulierte Temperatur im Mittel übereinstimmen. Mit steigendem Verankerungsdurchmesser wird der numerisch bestimmten Temperaturwert etwas überschätzt. Beim Vergleich der experimentellen und numerischen Ergebnisse ist zu beachten, dass davon ausgegangen wird, dass im Experiment die Temperatur im Brandraum ideal der ETK folgt, die Temperaturverteilung im Ofen ideal homogen verteilt ist, die Thermoelemente an der Ankerstange ideal an der Grenzfläche zwischen Stahl und Mörtel angebracht sind und die Position in Richtung der Verankerungstiefe exakt dem angestrebten Vergleichspunkt entspricht. Diest stellt sich in Bauteilversuchen lediglich in Grenzen so dar. Bei der Bewertung der Streuung und der maximalen Abweichung der Ergebnisse sind diese Faktoren zu berücksichtigen, sodass im Ergebnis eine gute Übereinstimmung zwischen Versuch und Simulation resultiert. Eine Übersicht von Temperaturdaten für weitere ausgewählte Verankerungstiefen und Durchmesser sind in Anhang A gegeben.

#### 3.1.3 Einflussfaktoren auf das Temperaturprofil der Ankerstange

Die Temperaturverteilung wird im Wesentlichen von den geometrischen Randbedingungen beeinflusst. Hier sind vor allem der Verankerungsdurchmesser und die Verankerungstiefe zu nennen. Zur Verwendung der Temperaturdaten für weitere Berechnungen sollen im Folgenden einige Einflussfaktoren näher beschrieben werden.

#### Einfluss der Mörtelschicht

Bei der vorangegangenen Simulation der Temperaturverteilung wurde die Mörtelschicht vernachlässigt. Dies rechtfertigt sich wie folgt. Zum einen zeigen numerische Untersuchungen von *Thiele u. a. 2017*, dass der Einfluss der Mörtelschicht unter der Annahme, dass die thermischen Eigenschaften der Mörtel nicht zu stark von den Betoneigenschaften abweichen, vernachlässigbar ist. Zum anderen konnte in den zahlreichen durchgeführten Temperaturmessungen an Dübeln unter Verwendung unterschiedlicher Injektionsmörtel kein Einfluss des Mörtels erkannt werden.

#### Einfluss von Verankerungsdurchmesser und Verankerungstiefe

Insbesondere für die Verwendung der Temperaturprofile im weiteren Verlauf dieser Arbeit ist der Einfluss der Verankerungstiefe und des Verankerungsdurchmessers von Bedeutung. Untersuchungen in *Thiele u. a. 2017* zeigten, dass die Temperaturverteilung deutlich von diesen geometrischen Faktoren beeinflusst wird. Mit größer werdendem Verankerungsdurchmesser wird durch das größere Volumen der Ankerstange im Brandraum die Temperatur an gleicher Stelle der Verankerungstiefe größer. Gleiches gilt für kleinere Verankerungstiefen bei gleichem Durchmesser. Hier führt eine Art "Hitzestau" zu einer langsameren Wärmeabführung in den Beton und somit zu höheren Temperaturen bei gleicher Verankerungstiefe. Die Größenordnung des Einflusses der Verankerungstiefe und des Verankerungsdurchmessers auf die Temperaturen an gleicher Position sind stark von den Eingangsgrößen abhängig und sind daher schwer zu verallgemeinern. Sie können bis zu 200 °C betragen.

Anhang A enthält in tabellarischer Form Temperaturdaten entlang der Verankerungstiefe, die anhand der oben gegebenen Randbedingungen bei bestimmten Kombinationen von Verankerungstiefe und Verankerungsdurchmesser durchgeführt wurden. Auf Grundlage dieser Temperaturprofile wird in Abbildung 3.6 und Abbildung 3.7 beispielhaft der Einfluss der Verankerungstiefe und des Verankerungsdurchmessers verdeutlicht. In Abbildung 3.6 sind die Temperaturprofile für eine Befestigung mit einem Durchmesser von 12 mm und Verankerungstiefen von 70 mm, 90 mm, 110 mm und 130 mm dargestellt. Es wird deutlich, dass die Temperatur an der gleichen Position für kleinere Verankerungstiefen größer wird. Im dargestellten Beispiel beträgt die Erhöhung der Temperatur an der Position 70 mm beim Vergleich einer Gesamtverankerungstiefe von 70 mm und 130 mm eine Steigerung von 38% bzw. 110 °C. In Abbildung 3.7 sind die Temperaturprofile für eine Verankerung mit einer Tiefe von 90 mm gegeben. Der Vergleich der Temperatur am Ende der Verankerung bei Verwendung einer M8-Gewindestange mit einer M24-Gewindestange zeigt nahezu eine Temperaturverdopplung, beziehungsweise eine Steigerung um 196 °C.

#### Einfluss einer Abschirmung der Verankerung

In den bisher beschriebenen Simulationen wurden die Temperaturverteilungen für eine Befestigung berechnet, die 5 cm in den Brandraum ragt und nicht weiter geschützt ist. In Realität wird jedoch in vielen Fällen das zu befestigende Bauteil eine gewisse



Abb. 3.6: Temperaturen entlang der Verankerungstiefe an der Kontaktfläche Stahl-Beton für unterschiedliche Verankerungstiefen



Abb. 3.7: Temperaturen entlang der Verankerungstiefe an der Kontaktfläche Stahl-Beton für unterschiedliche Verankerungsdurchmesser

Temperaturabschirmung für das Verankerungssystem darstellen. Da für eine allgemeine Bestimmung der Tragfähigkeit von Befestigungsmitteln im Brandfall nicht klar ist, was befestigt wird, sind dessen Dimensionen zu diesem Zeitpunkt nicht bekannt und somit auch nicht deren temperaturabschirmende Wirkung. Bereits in *Reick 2001* wird darauf hingewiesen, dass Anbauteile zu einer Reduktion der Temperaturen an der Verankerung führen können, woraufhin die Geometrie des Anbauteils in *TR 020 2004* zur Durchführung von Versuchen genau festgelegt wurde.

Die temperaturreduzierende Wirkung des Anbauteils wurde anhand von thermisch transienten Simulationen untersucht. Für die Simulation wurde das Anbauteil Typ I nach *TR 020 2004* für Belastungen bis 5 kN verwendet. Die Betonoberfläche um die Befestigung herum sowie die Außenflächen der Befestigung wurden über Konvektion und Strahlung mit der ETK beaufschlagt. Die Flächen sind in Abbildung 3.8 blau gekennzeichnet. Wie in den Darstellungen des Temperaturverlaufs über die Zeit und die Verankerungstiefe (Abbildungen 3.8) an exemplarischen Punkten hervorgeht, führt das Anbauteil zu einer verzögerten Erwärmung des Dübels. Die ermittelten Temperaturen



Abb. 3.8: links: Flächen mit Eigenschaften für Konvektion und Strahlung, rechts: Vergleich der Entwicklung der Temperatur über die Versuchszeit mit und ohne Anbauteil (M16-80)

sind zur gleichen Zeit an der gleichen Position bis zu 100 °C geringer. Bei der Bewertung der Simulationsergebnisse ist zu berücksichtigen, dass in der Simulation der Luftspalt zwischen Beton und Anbauteil und innerhalb des Anbauteils nicht berücksichtigt ist. Die hier angrenzenden Flächen wurden als adiabatisch angenommen. Welche Temperatur an diesen Flächen tatsächlich anliegt, hängt von den Luftströmen im Brandofen ab und ist durch eine thermisch-transiente Simulationen eigens zu bestimmen.

Neben der thermisch transienten Simulation wurden die Temperaturen entlang der Verankerung außerdem in zahlreichen Brandversuchen gemessen. Beispielhaft sind in Abbildung 3.9 Messwerte aus zwei Brandversuchen mit Befestigungen des Durchmessers M16 und einer Verankerungstiefe von 80 mm dargestellt. In diesen Versuchen wurde der Einfluss auf die Temperaturverteilungen von Anbauteilen untersucht. Bei den Versuchen wurde in allen Fällen ein Anbauteil des Typ I nach *TR 020 2004* für Belastungen bis zu 5 kN verwendet. Die Temperaturen zeigen keine logarithmische Temperatursteigerung analog zur Steigerung der Temperatur in der ETK, sondern sind teilweise sogar durch deutliche Temperaturreduzierungen gekennzeichnet. Die Tiefpunkte dieser Temperaturabfälle liegen häufig bei 100 ℃ und steigen entweder ab diesem Wert wieder an und nähern sich wieder dem logarithmischen Anstieg. Oder die Temperatur stagniert über einen kurzen Zeitraum (von maximal 10 min) bei 100 ℃. Dies deutet darauf hin, dass die Temperaturabfälle durch eine kühlende Wirkung durch freiwerdendes Wasser ausgelöst werden. Der Effekt wird durch das Vorhandensein eines Anbauteils verstärkt.

Zur Verbesserung der Übersichtlichkeit sind die einzelnen Messwerte gleicher Konfiguration in Abbildung 3.10 jeweils zu einem Mittelwert zusammengefasst und mit den Simulationsergebnissen verglichen. Es zeigt sich, dass die Simulation in den ersten 15 Minuten des Brandes sehr gut mit den Versuchsergebnissen übereinstimmt. Die kühlende Wirkung durch freiwerdendes Wasser kann in der Simulation jedoch nicht berücksichtigt werden, sodass die gemessenen Temperaturen im weiteren Brandverlauf immer hinter den Berechneten zurück bleiben.

Das Vorhandensein eines Anbauteils hat sowohl auf die Temperaturen entlang der Verankerungstiefe als auch auf die am Dübel gemessene Stahltemperatur einen Einfluss.



Abb. 3.9: Temperaturmesswerte aus Brandversuchen mit und ohne Anbauteil (M16-80)



Abb. 3.10: Vergleich der Temperaturmesswerte mit Simulationsergebnissen (M16-80)

Nähere Erläuterungen zum Einfluss auf die Stahltemperatur und die Folgen für den Widerstand gegenüber Stahlversagen sind in Kapitel 7 gegeben.

#### Einfluss des Materials der Ankerstange

Die thermischen Eigenschaften des Ankerstangenmaterials beeinflussen den Temperaturverlauf entlang der Ankerstange. Die thermischen Eigenschaften vieler Stahllegierungen unterscheiden sich kaum, beispielsweise die unterschiedlichen Zusammensetzungen in der Gruppe der Kohlenstoffstähle. Andere Gruppen von Stählen wie beispielsweise Edelstähle oder hochkorrosionsbeständige Stähle (HCR) weisen hingegen abweichende thermische Eigenschaften auf. So ist beispielsweise die Wärmeleitfähigkeit von Edelstahl weniger als halb so groß, wie die von Kohlenstoffstahl. Beim Vergleich mit HCR-Stählen beträgt das Verhältnis sogar nur ein Fünftel. Dies führt zu einem deutlich verlangsamten Wärmetransport entlang der Ankerstange und somit zu geringeren Temperaturen am Mörtel. Nähere Untersuchungen zum Einfluss der Verwendung unterschiedlicher Stahlarten werden in dieser Arbeit jedoch nicht durchgeführt.

Gaigl u. Mensinger 2018 beschreibt Untersuchungen zur Emissivität von galvanisch verzinkten Oberflächen mit dem Ergebnis, dass diese Oberflächen bis zu Temperaturen von ca. 500 °C eine deutlich reduzierte Emissivität von 0,3 bis 0,4 im Vergleich zur Angabe in EC3 von 0,7 für Kohlenstoffstahl aufweisen. Für kleine Verhältnisse von Oberfläche zu Volumen eines Körpers der dem Feuer ausgesetzt ist, kann das den Temperatureintrag innerhalb der ersten 30 min eines Brandes verzögern und somit günstig beeinflussen. Aus diesen Erkenntnissen geht hervor, dass verzinkte Oberflächen den Temperatureintrag beeinflussen und somit Oberflächenbeschichtungen bei der Bewertung und Beurteilung (Prüfung) von Befestigungen im Brandfall berücksichtigt werden sollten. Obgleich das Verhältnis von Oberfläche zu Volumen von Dübeln, im Vergleich zu beispielsweise einem Trägerprofil, groß und daher ungünstig ist.

#### Einfluss von freiwerdendem Wasser

In den thermisch-transienten Simulation werden zwar Änderungen in der spezifischen Wärmekapazität zur Berücksichtigung des erhöhten Energiebedarfs bei der Verdampfung von Wasser berücksichtigt, allerdings können Änderungen der Temperaturverteilung, durch Schädigungen des Betons durch Abplatzungen oder Rissbildungen oder kühlende Effekte durch die Ansammlung des freiwerdenden Wassers nicht berücksichtigt werden.

Wie in Kapitel 2.2.1 beschrieben, löst sich bei der Erwärmung von Beton über 100 °C das im Beton gebundene Wasser und versucht zu entweichen. Wenn es nicht ungehindert zur offenen Seite hin entweichen kann, führt dies in oberflächennahen Schichten zu Abplatzungen von wenigen Zentimetern. Dies hat zur Folge, dass die Temperatur entlang der Ankerstange deutlich ansteigt, was die Tragfähigkeit maßgeblich beeinflusst. Bei der Dimensionierung von Befestigungen für den Brandfall muss demnach darauf geachtet werden, dass die konstruktive Durchbildung des Verankerungsgrunds geeignet ist Abplatzungen zu vermeiden. Dies kann beispielsweise durch den Zusatz von Polypropylenfasern geschehen oder durch die Verwendung geeigneter Betonrezepturen, die eine ausreichende Porosität aufweisen. Der Feuchtegehalt sollte auf ein Minimum reduziert werden. Dies kann beispielsweise durch ausreichende Trocknung/Alterung sichergestellt werden kann.

Die in Kapitel 3.1.3 bereits erläuterten Temperaturmessungen zeigen einen deutlichen Einfluss von freiwerdendem Wasser auf die Temperaturentwicklung im Bauteil. Insbesondere bei Dübeln mit Anbauteil prägen sich deutliche Plateaus zwischen 100 °C und 200 °C aus, vgl. Abbildung 3.9. Die Ausprägung des kühlenden Effekts ist nicht in jedem Versuch bzw. an jeder Dübelposition gleich. Freiwerdendes Wasser wird flüssig oder gasförmig durch den Betonquerschnitt transportiert. Es kann dabei nicht vorher-

gesagt werden, auf welchen Wegen und wo es austritt. Ob und in welchem Maße sich kühlende Effekte durch freiwerdendes Wasser auf die Mörtel- und oder Stahltemperatur auswirken, kann daher nicht vorhergesagt werden.

## 3.2 Spannungen und Dehnungen in Betonbauteilen im Brandfall

Infolge der primären Beanspruchung Temperatur entsteht bei einseitig beanspruchten Stahlbetonbauteilen ein starker Temperaturgradient. Je nach Dauer der Brandbeanspruchung und Geometrie des Bauteils kann auf der brandabgewandten Bauteilseite eine Temperatur nahe oder gleich der Raumtemperatur herrschen, während im Brandraum Temperaturen von über 1000 °C vorliegen können. In Kapitel 3.2.1 werden die Spannungen und Dehnungen in einer einseitig brandbeanspruchten Stahlbetonplatte berechnet. Den Berechnungen werden die Versuchskörperabmessungen zugrunde gelegt, die in den in Kapitel 4.10 und Kapitel 6 beschriebenen experimentellen Untersuchungen verwendet wurden. Anschließend wird in Kapitel 3.2.2 beschrieben welche Wechselwirkungen durch die lokalen Temperaturänderungen, die eine Verankerung verursacht, zwischen Befestigung und Verankerungsgrund zu erwarten sind.

## 3.2.1 Spannungsverteilung in einer Deckenplatte

Die Erwärmung des Betons führt zu einer Wärmeausdehnung. Für quarzhaltige Zuschläge führt dies bei 600 °C zu einer Längenänderung von 1%. Je nach Lagerungsbedingungen und Bauteilgeometrie führt dies zu Eigenspannungen oder Zwangsspannungen im Stahlbetonquerschnitt. *Reick 2001* ermittelte beispielsweise Druckspannungen an der dem Brand abgewandten Bauteilseite, Zugspannungen im Bereich zwischen ca. 3 cm und 7 cm von der dem Brand zugewandten Bauteilseite.

Die Temperaturverteilung über die Bauteilhöhe sind bekannt und es können die resultierenden freien thermischen Dehnungen bestimmt werden. Aufgrund des stark nichtlinearen Temperatur- und somit auch Dehnungsverlaufs  $\varepsilon_{th}$  können die freien thermischen Dehnungen nicht gänzlich durch Bauteilverformungen abgebaut werden. Die Dehnungsdifferenz zwischen freien thermischen Dehnungen und Dehnungen aus Bauteilverformung führen zu Eigenspannungen im Querschnitt und werden im Folgenden als spannungserzeugende Dehnungen  $\varepsilon_{sp}$  bezeichnet.

In *Reick 2001* und *Hosser u. Richter 2013* wird das Vorgehen zur Bestimmung der spannungserzeugenden Dehnungen und somit der Spannungen im Querschnitt erläutert. Unter Zugrundelegung der Annahme vom Ebenbleiben der Querschnitte errechnet sich die Gesamtdehnung  $\varepsilon_{res}$ , basierend auf der Dehnung in der Schwerachse  $\varepsilon_0$  und der Querschnittshöhe *z*, nach Gleichung 3.4. Die spannungserzeugenden Dehnungen können demnach nach Gleichung 3.6 durch Einsetzen von Gleichung 3.4 in Gleichung 3.5 berechnet werden.

$\varepsilon_{\it re}$	$s = \varepsilon_0 + \kappa \cdot \lambda$	z	(3.4)
$\varepsilon_{\it re}$	$s = \varepsilon_{\sigma} + \varepsilon_{th}$		(3.5)
ε	$\sigma = \varepsilon_{res} - \varepsilon_t$	$c_h = \varepsilon_0 + k \cdot z - \varepsilon_{th}$	(3.6)
mit:	ε <sub>res</sub> ε <sub>0</sub>	Resultierende Dehnung Resultierende Dehnung in der Bauteilschwerachse	

$\kappa$	Krümmung
$\kappa$	Krümmung

$\varepsilon_{\sigma}$	Spannungserzeugende	Dehnungen
------------------------	---------------------	-----------

 $\varepsilon_{th}$  freie thermische Dehnung

Abbildung 3.11 zeigt beispielhaft die Überlagerung der Gesamtdehnung und der freien thermischen Dehnungen über den Querschnitt und Abbildung 3.12 die resultierenden spannungserzeugenden Dehnungen. Mithilfe der spannungserzeugenden Dehnungen und dem Spannungs-Dehnungs-Verhalten von Beton, vgl. Abbildung 3.13 können anschließend die Spannungen im Querschnitt errechnet werden.



Abb. 3.11: Gesamtdehnung und freie thermische Dehnung über den Betonquerschnitt

Abb. 3.12: Spannungserzeugende Dehnungen über den Betonquerschnitt

Das in Kapitel 2.2.1 beschriebene Spannungs-Dehnungs-Verhalten, welches anhand stationärer Belastungsversuche bei konstanter Temperatur ermittelt wurde, beinhaltet neben den temperaturabhängigen Verformungen aus der Belastung alle weiteren hier beschriebenen Anteile von LITS. Das Tangentenmodul kann demnach nicht dem bekannten E-Modul (Steigung der elastischen Verformung) gleichgesetzt werden. Abbildung 3.13 stellt den temperaturabhängigen Spannungs-Dehnungs-Verlauf noch einmal schematisch dar und legt die im Folgenden verwendeten Bezeichnungen für Grenzdehnungen fest. Die Abminderung der maximalen Zugspannung und die zugehörige Dehnung sind hier als negative Werte dargestellt.

Neben dem Ebenbleiben des Querschnitts wird für die folgenden Berechnungen voller Verbund zwischen Bewehrungsstahl und Beton vorausgesetzt. Bleibende Verformungen in entlasteten Querschnittsteilen werden vernachlässigt. Das heißt, der zeitliche Verlauf der Temperaturen und der daraus resultierenden Spannungen wird nicht be-



Abb. 3.13: schematische Darstellung des Spannungs-Dehnungsverhaltens von Beton



Abb. 3.14: resultierende Betonspannungen über den Betonquerschnitt

rücksichtigt. Beispielsweise könnten Bauteilquerschnitte zu einem früheren Zeitpunkt bereits gerissen sein. Die Berechnung der resultierenden Spannungen im Querschnitt und somit der Spannungen, die auf ein Befestigungsmittel wirken, können anhand der oben beschriebenen Beziehungen für jede Krümmung des Bauteils berechnet werden. Hierzu wird analog zum Vorgehen in *Reick 2001* der Querschnitt in Lamellen eingeteilt. Die Höhe einer Lamelle beträgt 1 cm. In das Excel-Sheet werden außerdem die Eingabewerte zur Geometrie, der Dauer der Brandbeanspruchung sowie der Beton- und Stahleigenschaften eingetragen. Für jede Krümmung  $\kappa$  kann nun die zugehörige Dehnung in der Schwerachse des Bauteils ermittelt werden, für die die Summe der resultierenden Spannungen aus Beton und Stahlspannungen Null ergibt. Der Vorgang zur Berechnung ist in Abbildung 3.15 graphisch dargestellt. Die einzelnen Berechnungsschritte sind außerdem in nachfolgender Aufzählung erläutert. Die Nummerierung der Aufzählung entspricht der Spaltenbeschriftung in Tabelle 3.1.

- 1. Festlegung der Ortskoordinate z ausgehend von der Schwerachse des Bauteils
- 2. Ermittlung der mittleren Temperatur je Lamelle in Abhängigkeit von der Branddauer, vgl. Abschnitt 3.1
- 3. Berechnung der freien thermischen Dehnung  $\varepsilon_{th}$  auf Grundlage der in Spalte 2 ermittelten Temperaturen
- 4. Ermittlung der Gesamtdehnung  $\varepsilon_{res}$  je Lamelle ausgehend von der Krümmung  $\kappa$  und der Dehnung in der Schwerachse  $\varepsilon_0$
- 5. Berechnung der spannungserzeugenden Dehnungen  $\varepsilon_{\sigma}$  als Differenz der Gesamtdehnung  $\varepsilon_0$  und der freien thermischen Dehnung  $\varepsilon_{th}$
- 6. Dehnung bei maximaler Druckfestigkeit nach Tabelle 3.1 *DIN EN 1992-1-2 2010* für quarzhaltige Zuschläge in Abhängigkeit der Temperatur in Spalte 2. Zwischenwerte werden interpoliert.



 $\Sigma f_{res} = 0 \ kN$ 

Abb. 3.15: Vorgang zur Ermittlung des Spannungsverlaufs mittels Excel-Sheet

		Stat	nlbeto	onque	erschr	nitt									
Beton:			B	BT-Höhe:	0,16	m		ε <sub>0</sub> :	3,716794	‰		f <sub>c,20°C</sub> :	30	N/mm²	
			Brar	nddauer:	90	min		к:	0,0534	1/m		f <sub>ct.20°C</sub> :	2,9	N/mm²	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
z	Т	ε <sub>th</sub>	ε <sub>res</sub>	εσ	ε <sub>c1,T</sub>	ε <sub>cu1,T</sub>	Ec	$f_{c,T}/f_{c,20^{\circ}C}$	$f_{ct,T}/f_{ct,20^{\circ}C}$	ε <sub>ctu1,T</sub>	f <sub>ct</sub>	f <sub>c</sub>	f <sub>c,res</sub>	Nres	M <sub>res</sub>
[m]	[°C]	[‰]	[‰]	[‰]	[‰]	[‰]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[-]	[-]	[‰]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]
0,075	40	0,18	-0,3	-0,47	2,9	21,2	28500	1,00	1,00	0,10	0,0	-7,4	-7,4	-58,81	-0,317
0,065	45	0,23	0,2	0,02	3,0	21,4	28125	1,00	1,00	0,10	0,5	0,0	0,5	4,21	-0,019
0,055	52	0,29	0,8	0,49	3,1	21,6	27600	1,00	1,00	0,11	0,0	0,0	0,0	0,00	0,000
0,045	62	0,38	1,3	0,93	3,3	21,9	26850	1,00	1,00	0,11	0,0	0,0	0,0	0,00	0,000
0,035	64	0,40	1,8	1,45	3,3	21,9	26700	1,00	1,00	0,11	0,0	0,0	0,0	0,00	0,000
0,025	88	0,63	2,4	1,75	3,8	22,6	24900	1,00	1,00	0,12	0,0	0,0	0,0	0,00	0,000
0,015	106	0,80	2,9	2,11	4,1	23,2	23550	1,00	0,99	0,12	0,0	0,0	0,0	0,00	0,000
0,005	131	1,05	3,4	2,40	4,5	23,9	22119	0,98	0,94	0,12	0,0	0,0	0,0	0,00	0,000
-0,005	165	1,41	4,0	2,58	5,0	25,0	20942	0,97	0,87	0,12	0,0	0,0	0,0	0,00	0,000
-0,015	209	1,91	4,5	2,61	5,6	26,3	19419	0,94	0,78	0,12	0,0	0,0	0,0	0,00	0,000
-0,025	265	2,63	5,1	2,42	6,5	28,0	17340	0,89	0,67	0,11	0,0	0,0	0,0	0,00	0,000
-0,035	334	3,68	5,6	1,90	8,0	30,0	14304	0,82	0,53	0,11	0,0	0,0	0,0	0,00	0,000
-0,045	420	5,30	6,1	0,82	11,0	32,6	10860	0,72	0,36	0,10	0,0	0,0	0,0	0,00	0,000
-0,055	527	7,93	6,7	-1,28	25,0	35,8	7971	0,56	0,15	0,05	0,0	-1,3	-1,3	-10,28	1,281
-0,065	663	12,49	7,2	-5,30	25,0	39,9	6000	0,36	0,00	0,00	0,0	-3,4	-3,4	-27,17	3,658
-0,075	833	14,00	7,7	-6,28	25,0	45,0	6000	0,13	0,00	0,00	0,0	-1,4	-1,4	-11,49	1,661
Stahl:		A <sub>s</sub> :	754	mm²	f <sub>y,k</sub> :	500	N/mm²	E <sub>s,20°C</sub> :	200000	N/mm²					
		ε <sub>st,T</sub>	150,0	[‰]	ε <sub>su,T</sub>	200,00	[‰]								
z	Т	ε <sub>th</sub>	ε <sub>res</sub>	εσ	$\epsilon_{sp,T}$	$\epsilon_{\text{sy,T}}$	f <sub>sp,T</sub>	f <sub>sy,T</sub>	a²	b²	С	E <sub>s,T</sub>	f <sub>s</sub>	Nres	M <sub>res</sub>
[m]	[°C]	[‰]	[‰]	[‰]	[‰]	[‰]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[-]	[-]	[-]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]
-0.024	327	411	5.0	0.89	2.1	20.0	318.4	500	321.86	32983	0.01	154600	1373	103.5	-9 692

Tab. 3.1:Berechnung der inneren Spannungen in einem einseitig brandbeanspruchten<br/>Stahlbetonquerschnitt

Summe: 0,0 kN 3,4 kNm



Abb. 3.16: Momenten-Krümmungslinie für Realbrandversuche (16cm Plattendicke)

- Grenzdehnung von Beton, ab der keine Spannungen mehr aufgenommen werden kann, nach Tabelle 3.1 *DIN EN 1992-1-2 2010* für quarzhaltige Zuschläge in Abhängigkeit der Temperatur in Spalte 2. Zwischenwerte werden interpoliert.
- 8. E-Modul von Beton in Abhängigkeit der Temperatur aus Spalte 2 nach *Stabler* 2000
- 9. Abminderung der Betondruckfestigkeit in Abhängigkeit der Temperatur nach Spalte 2 nach Tabelle 3.1 *DIN EN 1992-1-2 2010*
- 10. Abminderung der Betonzugfestigkeit in Abhängigkeit der Temperatur nach Spalte 2 nach Abschnitt 3.2.2.2 *DIN EN 1992-1-2 2010*
- Bruchdehnung, die der maximalen Betonzugfestigkeit zugeordnet ist. Berechnung aus E-Modul aus Spalte 8 und Abminderung der Zugfestigkeit nach Spalte 10. Es wird eine lineares Spannungs-Dehnungsverhalten angenommen. Es wird die der angenommenen Betonfestigkeitsklasse zuordenbare maximale Betonzugfestigkeit verwendet.
- 12. Aus positiven Dehnungen resultierende Betonzugspannungen: Vergleich der spannungserzeugenden Dehnung nach Spalte 5 mit der Grenzdehnung bei Risserzeugung nach Spalte 11. Gegebenenfalls Ermittlung der Zugspannung mithilfe des E-Moduls nach Spalte 8.
- Aus negativen Dehnungen resultierende Betondruckspannungen: Vergleich der spannungserzeugenden Dehnung nach Spalte 5 mit den Grenzdehnungen nach Spalte 6 und Spalte 7. Gegebenenfalls Ermittlung der Druckspannung nach Bild 3.1 DIN EN 1992-1-2 2010
- 14. Resultierende Betonspannungen: Summe aus Spalte 12 und Spalte 13
- 15. Resultierende Betondruck- und Zugkräfte: Annahme eines 1m Plattenstreifens.
- resultierendes Moment aus Betondruck- und Zugkräften: Abstand der Lamelle zum Dehnungsnullpunkt auf Grundlage der zu Beginn gewählten Krümmung und Dehnung in der Schwerachse multipliziert mit der Lamellenkraft.
  - Die Berechnung der resultierenden Stahlspannung erfolgt analog zur Betonspannung. Das Spannungs-Dehnungsverhalten von Bewehrungsstahl in Abhängigkeit

der Temperatur nach Bild 3.3 und Tabelle 3.2a *DIN EN 1992-1-2 2010* wird angenommen. Es wird mit den Abminderungsfaktoren von warmgewalztem Stahl gerechnet.

- Die Berechnungsschritte 1-16 zur Berechnung der Normalkraft im Beton sowie die Berechnung der Normalkraft im Stahl werden so oft durchgeführt, bis die geringste Dehnung in der Bauteilschwerachse gefunden wird, für die die Summe der Normalkräfte über den Querschnitt den äußeren Schnittgrößen entsprechen (für die Annahme eines statisch bestimmten Biegebalkens gilt N = 0).
- Jeder Krümmung  $\kappa$  kann nun ein Moment zugeordnet werden.

Das erläuterte Beispiel beschreibt die Spannungsverteilung der im Rahmen dieser Arbeit verwendeten Versuchskörper zur Durchführung von Realbrandversuchen (vgl. Kapitel 4.10). In der Regel wurden Deckenplatten mit einer Plattendicke von 16 cm und einem Bewehrungsgehalt von 7,54 cm<sup>2</sup>/m (Ø12 - 150) verwendet. Die Bewehrungslage wurde mit einer Betondeckung von 5 cm angeordnet. In den Brandversuchen wird die Platte mit einer Spannweite von 2,6 m statisch bestimmt gelagert. Für diese Bauteilgeometrie ergibt sich die in Abbildung 3.16 gezeigte Momenten-Krümmungslinie. Es kann eine Krümmung von 0,05 1/m für eine bis auf das Eigengewicht unbelastete Platte (M = 3, 4kNM) abgelesen werden. Sie zeigen, dass der Querschnitt in weiten Teilen gerissen ist. Sowohl auf der brandzugewandten als auch auf der brandabgewandten Bauteilseite entstehen Druckspannungen. Nach 90 Minuten betragen die an der brandzugewandten Bauteilseite auftretenden Spannungen maximal 10% der Betondruckfestigkeit bei Raumtemperatur. Der Beton ist bis zu einer Tiefe von 40 mm überdrückt, sodass an der Oberfläche keine Risse auftreten können und vorhandene Risse weitestgehend geschlossen werden.

Untersuchungen von *Reick 2001* zum Einfluss des Bewehrungsgehalts und der Plattendicke auf den Spannungs- und Dehnungsverlauf in Betonplatten zeigten, dass die Plattendicke einen deutlichen Einfluss auf die Lage der maximalen Dehnungen und somit der maximalen Rissbreite in der Querschnittshöhe hat. Der Bewehrungsgrad ändert an der Lage der maximalen Dehnungen kaum etwas. Ein höherer Bewehrungsgrad führt jedoch zu größeren Dehnungen.

Für die Bewertung experimenteller Untersuchungen an Befestigungssystemen ist zu beachten, dass der Verankerungsgrund über weite Teile der Verankerungstiefe gerissen sein kann. Insbesondere für übliche Verankerungstiefen zwischen 50 mm und 120 mm liegt das Ende der Verankerungstiefe im gerissenen Querschnitt. Aufgrund der dort kühleren Temperaturen werden genau hier die Lasten übertragen. Die Geometrie, Lagerungsbedingungen und der Bewehrungsgrad von Bauteilen für experimentelle Untersuchungen von Befestigungssystemen in Großbrandversuchen sind folglich von großer Bedeutung.

## 3.2.2 Spannungsverteilung um eine Befestigung

In Kapitel 3.2.1 wurde die Spannungsverteilung in einer einseitig Brandbeanspruchten Platte beschrieben. Die Ankerstange einer Befestigung führt durch die wärmeleitenden Eigenschaften des Stahls zu einem Wärmetransport in vertikaler Richtung. In einem konzentrierten Bereich zirkulär um die Befestigung führt dies zu einer Temperaturerhöhung im Vergleich zu der in Kapitel 3.2.1 verwendeten Verteilung. In Abbildung 3.17 ist die Temperaturverteilung einer Befestigung mit einem Durchmesser von 12 mm und einer Verankerungstiefe von 70 mm nach 60 min und nach 120 min Branddauer dargestellt. In beiden Fällen ist neben der deutlich höheren Temperatur im Stahl der Ankerstange im Vergleich zum unbeeinflussten Beton eine Beeinflussung der Betontemperatur im direkten Umfeld zu erkennen. In den Abbildungen ist ein Betonausschnitt mit einer Kantenlänge von 100 mm dargestellt. Die Beeinflussung der Betontemperatur durch die Verankerung bezieht sich für beide Zeitpunkte auf einen Radius von ca. 25 mm.



Abb. 3.17: Einfluss einer Befestigung auf die Temperatur des umliegenden Betons, links: nach 60 min Branddauer, rechts: nach 120 min Branddauer

Unter Berücksichtigung der Berechnungen zur Spannungsverteilung in einseitig brandbeanspruchten Betonplatten (vgl. Kapitel 3.2.1) kann geschlossen werden, dass eine Befestigung einen Einfluss auf die Spannungsverteilung des umliegenden Beton aufweist. In der Regel ist die Einflussfläche des Ankers im Vergleich zum Betonvolumen so gering, dass eine Befestigung keinen Einfluss auf die Gesamtverformung eines Bauteils haben wird. Aus den Überlegungen kann jedoch geschlossen werden, dass sich im Beton der die Verankerung direkt umgibt (in einem Radius von ca. 25 mm) aufgrund der höheren Temperaturen größere thermische Dehnungen einstellen möchten. Dies führt zu einer Veränderung der spannungserzeugenden Dehnungen über die Verankerungslänge der Befestigung und somit der resultierenden Betonspannungen. Es ist demnach von geringeren Betonzugspannungen auszugehen, als sie in Kapitel 3.2.1 berechnet wurden.

# 4 Experimentelle Untersuchungen zum Feuerwiderstand gegenüber Verbundversagen

Im Rahmen dieses Kapitels werden die Einflussfaktoren auf die temperaturabhängige Reduktion der Tragfähigkeit von Injektionsankern für das Verbundversagen vorgestellt. Neben Realbrandversuchen, wie sie der *TR 020 2004* für die Bestimmung von Feuerwiderstandswerten vorsieht, werden unterschiedliche Brandersatzversuche erarbeitet und durchgeführt. Neben geometrischen Einflüssen, wie dem Verankerungsdurchmesser, werden Einflüsse aus der Versuchsdurchführung, der Betonfeuchte und dem Einwirken von Querdruckspannungen untersucht und bewertet. Ziel ist die Prüfung der Eignung der produktabhängigen Verbundspannungs-Temperatur-Beziehung (V-T-Beziehung), die nach *EAD 330087-00-0601 2018* ermittelt werden kann, auf ihre Eignung zur Übertragbarkeit auf Injektionsanker.

## 4.1 Versuchsaufbauten

Bei der Durchführung von Versuchen nach *TR 020 2004* wird ein Brandszenario möglichst realitätsnah abgebildet. Das heißt, es wird ein Brandraum geschaffen, in dem ein kontrollierter Brand erzeugt wird. Innerhalb dieses Raums ist die Aufnahme von Verformungen und anderen Messgrößen (ausgenommen der Temperatur) kaum möglich. Um nähere Erkenntnisse über den Tragmechanismus von Befestigungen zu erlangen, werden im Rahmen dieser Forschungsarbeit neben Realbrandversuchen auch Brandersatzversuche durchgeführt. Die Brandersatzversuche kennzeichnen sich durch einen kompakteren Versuchsaufbau und einen konzentrierteren und kontrollierter steuerbaren Temperatureintrag. Dieser wird durch elektrische Temperaturquellen ermöglicht.

#### **Realbrandversuch:**

Versuch, bei dem eine Temperaturbeanspruchung (i.d.R. Normbrandkurven) durch einen kontrollierten Brand aufgebracht wird. Meist schnelle Erhitzung (Nachahmung des Flash-Overs) und sehr hohe Maximaltemperaturen (größer 1000 °C).

#### Brandersatzversuch:

Versuche, bei denen keine Normbrandkurve für die Temperaturbeanspruchung verwendet wird. Die Temperaturen können durch die Verwendung elektrischer Heizmethoden gezielter angesteuert werden. Es werden stetige Heizraten verwendet und die Maximaltemperatur ist begrenzt.

## 4.1.1 Realbrandversuche nach TR 020 2004

Die Durchführung von Brandversuchen nach *TR 020 2004* wurde bereits in Kapitel 2.4.1 beschrieben. Folgende Informationen dienen der genaueren Spezifikation der Versuche oder stellen Abweichungen oder individuelle Auslegungen der Erläuterungen aus *TR 020 2004* dar:

- Alle Versuche werden nach dem Vorgehen für die Prüfung des Stahlversagens nach Abschnitt 2.3.1.1 durchgeführt, d.h. es wurden Anbauteile mit Fuge verwendet.
- Die Abmessungen des Versuchskörpers betragen 160 cm x 345 cm x 25 cm. Der Abstand zwischen den Auflagern beträgt 2,7 m. Die Betondeckung der unteren Bewehrungslage beträgt 5 cm. Der Bewehrungsgehalt der unteren Bewehrungslage beträgt 7,45 cm<sup>2</sup>/m.

In Abbildung 4.1 ist der Versuchsaufbau für Realbrandversuche, wie er an der TU Kaiserslautern realisiert wurde, dargestellt. Es können in einem Raster von 3x3, ingesamt neun Befestigungen gleichzeitig in einem Brand geprüft werden. Die Dübellast wird unterhalb des Brandraums durch Totlasten (< 4 kN) oder hydraulische Zylinder aufgebracht. Die Deckenplatten sind einachsig gespannt und beidseitig gelenkig gelagert. Der Brandraum wird über vier an den Seitenwänden angeordnete Brenner beheizt. Die Abluft wird so gesteuert, dass dauerhaft ein Überdruck von 20 Pa herrscht. Die Temperaturlanzen zur Steuerung der Brenner sind in einem Abstand von 10 cm unterhalb der Bauteilunterseite angeordnet.



Dübel mit Anbauteil

Abb. 4.1: Versuchsaufbau für Realbrandversuche nach TR 020 2004

## 4.1.2 Heizring-Test nach EAD 330087-00-0601 2018

Zur Bewertung der Temperaturabhängigkeit der Verbundspannung von nachträglichen Bewehrungsanschlüssen wird in *EAD 330087-00-0601 2018* ein Versuchsaufbau beschrieben. Da in vielen Fällen für nachträgliche Bewehrungsanschlüsse und Verbunddübel die selben Produkte verwendet werden können, liegt es nahe, die Bewertung der Temperaturabhängigkeit der Produkte anhand dieses Versuchsaufbaus zu betrachten und die Anwendbarkeit für Injektionsanker zu prüfen. Der in *EAD 330087-00-0601 2018* beschriebene Versuchsaufbau wird im Folgenden als Heizring-Test (HR-Test) bezeichnet. Nähere Erläuterungen zum Versuchsaufbau, der Versuchsdurchführung und der Auswertung der Versuchsergebnisse sind in Kapitel 2.4.2 erläutert. Der Versuchsaufbau ist außerdem in Abbildung 4.2 dargestellt. In den Versuchen wurde eine Heizrate von 10 ℃/ min verwendet. Als Temperaturquelle wurde ein elektrisch betriebener Heizring mit einer Maximaltemperatur von 650 ℃ verwendet. In den im Folgenden beschriebenen Versuchen wurden neben Bewehrungsstäben auch Gewindestangen untersucht.



Abb. 4.2: Versuchsaufbau des HR-Tests nach EAD 330087-00-0601 2018

#### 4.1.3 Brandersatzversuch - Heizpatronen-Test

Um genauere Informationen über das Tragverhalten von Verbundmörteln unter erhöhten Temperaturen zu erhalten, werden Versuche als Brandersatzversuche durchgeführt. Bei der Entwicklung des Versuchsaufbaus wurde sich sowohl an bestehenden Versuchsaufbauten orientiert, als auch neue Herangehensweisen getestet. Bei der Entwicklung des Versuchsaufbaus wurden folgende Gesichtspunkte untersucht:

 Der Versuchsaufbau soll eine gezielte Regulierung der Temperatur entlang der Verankerung ermöglichen. Eine konstante Temperaturverteilung soll für eine gleichmäßige Verbundspannungsverteilung sorgen, um im ersten Schritt genauere Kenntnisse über das Temperaturverhalten der Mörtel zu erlangen. Das Erreichen von im Vergleich zu Realbrandversuchen geringeren Maximaltemperaturen (ca. 500 °C), wird bei der Verwendung von elektrischen Heizelementen in Kauf genommen, da sie besser steuerbar sind.

- Der Temperatureintrag in die Mörtelschicht eines Injektionsankers erfolgt maßgeblich über die Ankerstange. Diese hat direkten Kontakt zum Brandraum (bzw. der Flamme) und weist eine höhere Wärmeleitfähigkeit als der Beton auf. Ein direkter Temperatureintrag über die Ankerstange kann daher als realitätsnäher angesehen werden.
- Durch die gezielte Erhitzung der Verankerung entstehen geringere Umgebungstemperaturen, die den Einsatz von Wegaufnehmern erlauben. Neben der Verformungsmessung, am aus dem Beton herausragenden Teil der Verankerung, soll eine Wegmessung am lastabgewandten Ende des Befestigungsmittels die Erfassung des Schlupfes ermöglichen.
- In Kapitel 3 wurden die Einflüsse des Brandfalls auf den Verankerungsgrund und die dadurch entstehenden Zug- und Druckspannungen beschrieben. In den Brandersatzversuchen soll das Aufbringen von Querspannungen ermöglicht werden, um diesen Einflussfaktor bewerten zu können.
- Der Versuchsaufbau soll unterschiedliche Versuchsabläufe ermöglichen. Das heißt, sowohl instationäre Versuche als auch Auszugversuche oder Kriechversuche sollen durchgeführt werden können. Weitere Informationen zu den Versuchsabläufen sind in Kapitel 4.2 gegeben.

Der im Folgenden vorgestellte Versuchsstand bietet im wesentlichen zwei Veränderungen im Vergleich zum oben beschriebenen Versuchsaufbau nach *EAD 330087-00-0601 2018.* Erstens wird die Temperatur nicht über die Mantelflächen des Versuchskörpers in den Mörtel eingebracht sondern über eine Heizpatrone im Inneren der Ankerstange. Zweitens entspricht die Probekörperhöhe gleichzeitig der Setztiefe der Verankerung. Für die Definition von Verbundgesetzen wird eine möglichst kurze Verbundlänge gewählt. Nach dem Setzvorgang wird der Versuchskörper bis auf eine Höhe von 4d abgeschnitten, sodass die Probekörperhöhe gleichzeitig der Setztiefe entspricht. Dies ermöglicht zum Einen das Einführen der Heizpatrone von unten. Die Heizpatrone kann so genau über die Länge der Setztiefe positioniert werden. Zum Anderen erlaubt es aber auch eine Wegmessung am lastabgewandten Ende des Dübels. Um durch die Schwächung des Ankerstangenquerschnitts ausreichend Stahlspannungen abtragen zu können, wird ein Ankerstangendurchmesser von 16 mm eingesetzt. Es werden Gewindestangen der Güte 12.9 verwendet. Der Versuchsaufbau ist in Abbildung 4.4 skizziert.

Als Heizelement im Innern der Gewindestange wird eine Hochleistungsheizpatrone verwendet. Mit einer Leistung von 120 W/mm<sup>2</sup> können Temperaturen bis zu 500 °C erreicht werden. Für eine bestmögliche Wärmeübertragung wird die Heizpatrone in eine H7 Passbohrung eingesetzt.

Dieser Versuchsaufbau erlaubt es, ebenso wie im HR-Test, konstante Belastungen auf die Befestigung aufzubringen und anschließend die Temperatur bis zum Versagen zu steigern. Außerdem kann die Temperatur am Dübel konstant gehalten werden. Dies ermöglicht die Durchführung von Auszugversuchen bei konstanter Temperatur. Unterschiedliche Haltezeiten sowie Kriechversuche mit konstanter Temperatur- und



Abb. 4.3: Versuchsaufbau des HP-Tests



Abb. 4.4: Vorbereitung der Versuchskörper

Lastbeanspruchung sind ebenfalls denkbar. Nähere Erläuterungen zu den Einflüssen, die aus der Art der Versuchsdurchführung bzw. des Belastungsschemas berücksichtigt werden müssen, werden in Kapitel 4.2 beschrieben.

## 4.2 Versuchsdurchführung

In einem Brandversuch wird das Bauteil oder Produkt durch Lasten auf Gebrauchslastniveau belastet und einer Temperaturbeanspruchung, die vergleichbar mit dem angenommenen Brandszenario ist, ausgesetzt. Das heißt, es ist ein Versuch unter Dauerlast bei dem die außergewöhnliche Temperaturbelastung bis zum Tragfähigkeitsverlust in einem bestimmten Maße (Temperaturänderung über die Zeit) gesteigert wird. Die Temperaturänderung über die Zeit ist über Brandkurven definiert. Nähere Erläuterungen über zu den Hintergründen und Anwendungsfällen verschiedener Brandkurven sind in Kapitel 2.3.2 gegeben. Diese Art der Versuchsdurchführung, also eine Temperatursteigerung bei konstanter Belastung wird als **instationärer Versuch** bezeichnet. Neben instationären Versuchen werden im Rahmen dieser Arbeit auch **Auszugversuche** bei konstanter Temperatur durchgeführt.

Dass die Belastungsgeschwindigkeit bzw. eine instationäre Beanspruchung, im Gegensatz zu einem stationären Versuch, Einfluss auf die ermittelte Tragfähigkeit eines Werkstoffs hat, ist hinreichend bekannt. Zum Beispiel wird für Bauteilversuche, bei denen eine Laststeigerung bis zum Versagen vorgesehen ist, stets (in gewissen Grenzen) eine Belastungsgeschwindigkeit vorgegeben. So wird beispielsweise für die Durchführung eines Auszugsversuchs an einem Befestigungsmittel nach *ETAG 001 2013* ein Zeitfenster für die Durchführung des Versuchs bis zum Versagen, von ein bis drei Minuten vorgegeben. In den meisten Fällen kann davon ausgegangen werden, dass unter einer Langzeit- / Dauerbeanspruchung geringere Lasten, als im statischen Versuch ermittelt werden.

In mehreren Literaturquellen, unter anderem in *Hjorth 1976* und *DAfStb Heft 154 1962* wird als Erklärung für die Änderung der Tragfähigkeit mit geänderter Belastungsgeschwindigkeit auf das Maxwell-Modell verwiesen. Das Maxwell-Modell beschreibt das viskoelastische Materialverhalten eines Werkstoffs als Reihenschaltung des elastischen Verformungsanteils, der als Hooke'sche Feder beschrieben werden kann (vgl. Gleichung 4.1) und dem viskosen Verformungsanteil, der als Newton'scher Dämpfer beschrieben werden kann (vgl. Gleichung 4.2). Die elastische Verformung tritt dabei immer instantan ein, die viskose Verformung hingegen ist zeitabhängig. Insbesondere Mörtelsysteme können ein solches viskoelastisches Materialverhalten aufweisen.

$$\sigma = E \cdot \varepsilon \tag{4.1}$$

$$\sigma = \eta \cdot \frac{d\varepsilon}{dt} \tag{4.2}$$

Folglich sollte das Belastungsschema in den Brandersatzversuchen berücksichtigt werden. *Borgogno 1997* unterscheidet drei Arten der Versuchsdurchführung, vgl. 4.5. Fall (a) beschreibt einen Versuch unter stationärer Temperaturbeanspruchung, d. h. der Probekörper wird auf eine konstante Temperatur aufgeheizt. Bei dieser Temperatur wird anschließend die Bauteilbelastung bis zum Versagen aufgebracht. Fall (b) beschreibt Versuche unter instationärer Temperaturbeanspruchung. In diesem Fall wird das Bauteil durch eine spezifische Kraft belastet und anschließend die Temperatur bis zum Versagen gesteigert. Fall (c) beschreibt einen Versuch, bei dem die Temperatursowie die Lastbeanspruchung konstant gehalten werden. Der Versuch endet entweder wenn das System durch Kriech- und Relaxationsmechanismen versagt oder nach weiterer Steigerung der Last nach einer festgelegten Zeit  $t_1$ .

Die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Versuche werden in zwei Arten der Versuchsdurchführung unterschieden:

#### Auszugversuch:

Als Auszugversuche werden im Folgenden stationäre Versuche bei konstanter Temperatur bezeichnet, bei denen die Last mit einer festgelegten Geschwindigkeit bis zum Versagen gesteigert wird.



Abb. 4.5: Arten der Versuchsdurchführung aus Borgogno 1997

#### instationärer Versuch:

Als instationäre Versuche werden im Folgenden Versuche bei konstanter Last bezeichnet, bei denen die Temperatur mit einer festgelegten Geschwindigkeit bis zum Versagen gesteigert wird.

In den Auszugversuchen wird der Versuchskörper innerhalb der Zeit  $t_1$  auf die angestrebte Versuchstemperatur erhitzt. Dabei ist jeweils die Temperatur an den Messstellen gemeint. Innerhalb des Zeitraums  $t_2 - t_1$  wird die Temperatur anschließend am entsprechenden Messpunkt konstant gehalten bis die Dübellast im Zeitraum  $t_3 - t_2$  bis zum Versagen gesteigert wird. Der Zeitpunkt  $t_1$  entspricht demnach sowohl dem Erreichen der Prüflast als auch dem Start der Aufheizphase und der Zeitpunkt  $t_2$  kennzeichnet das Versuchsende. Die Belastungsschemata sind in Abbildung 4.6 dargestellt.



Abb. 4.6: Belastungsschema für die durchgeführten Auszugversuche (links) und instationären Versuche (rechts)

Die Aufheizgeschwindigkeit in den Brandersatzversuchen beträgt 10 °C/ min. In den instationären Versuchen wird die mechanische Belastung direkt nach Erreichen der Zieltemperatur gesteigert, das heißt  $t_2 - t_1 = 0s$ . Ausgenommen hiervon sind die Versuche, die konkret den Einfluss dieser Haltezeit untersuchen. Die Geschwindigkeit der mechanischen Belastung ist so gewählt, dass ein Versagen des Dübels innerhalb

von 60 s und 180 s zu erwarten ist. Informationen zur Art der Versuchsdurchführung aller Versuche können den jeweiligen Versuchsprotokollen entnommen werden, vgl. Anhang B.

## 4.3 Allgemeine Hinweise zu den Versuchen

Im Folgenden werden allgemeine Informationen und Hinweise gegeben, die die Verarbeitung der Versuchsergebnisse betreffen. Hierzu gehören insbesondere die Berücksichtigung der Betondruckfestigkeit sowie Annahmen zur Verbundspannungs- und Temperaturverteilung.

### 4.3.1 Betondruckfestigkeit

Die Betondruckfestigkeit der im Rahmen der experimentellen Untersuchungen verwendeten Versuchskörper wurde stets am Versuchstag geprüft. Der Mittelwert der charakteristischen Würfeldruckfestigkeit am Prüftag ist im jeweiligen Versuchsprotokoll in Anhang B angegeben. Für die Würfeldruckfestigkeit der in den Versuchsreihen verwendeten Versuchskörper wird eine charakteristische 28-Tage-Festigkeit von  $25 \text{ N/mm}^2$  bis  $35 \text{ N/mm}^2$  angestrebt. Es ist bekannt, dass die Betondruckfestigkeit bei Raumtemperatur produktabhängig einen Einfluss auf die Verbundtragfähigkeit haben kann. In der Bemessung der Tragfähigkeit von Injektionsankern wird dieser Effekt durch den Betonerhöhungsfaktor  $\psi_c$  berücksichtigt, vgl. Gleichung 4.3. Der Exponent der Erhöhung *m* der Verbundtragfähigkeit liegt üblicherweise zwischen 0,1 und 0,2 und wird nach Gleichung 4.4 bestimmt.

$$\psi_{c,XX} = \left(\frac{f_{ck,XX}}{f_{ck,20}}\right)^{m}$$
(4.3)  
$$m = \frac{\log\left(\frac{N_{u,m,C50/60}}{N_{u,m,C20/25}}\right)}{\log\left(\frac{f_{c,C50/60}}{f_{c,C20/25}}\right)} \le 0,5$$
(4.4)

mit:	$\psi_{c,XX}$	Betonerhöhungsfaktor für die jeweilige Festigkeitsklasse XX
	f <sub>ck,XX</sub>	charakteristische Betondruckfestigkeit für einen Beton der
		Festigkeitsklasse XX
	<i>f<sub>ck,20</sub></i>	charakteristische Betondruckfestigkeit für einen Beton der
		Festigkeitsklasse C20/25
	т	Exponent der Erhöhung durch den Einfluss der Betondruck-
		festigkeit
	<b>N</b> <sub>u,m,C50/60</sub>	mittlere Tragfähigkeit der Versuchsreihe im C50/60
	N <sub>u,m,C20/25</sub>	mittlere Tragfähigkeit der Versuchsreihe im C20/25
	f <sub>c,C50/60</sub>	Druckfestigkeit der Versuchskörper der Festigkeitsklasse
		C50/60
	f <sub>c,C20/25</sub>	Druckfestigkeit der Versuchskörper der Festigkeitsklasse
	. ,	C20/25

Es wird an dieser Stelle davon ausgegangen, dass der Einfluss der Betondruckfestigkeit mit steigenden Temperaturen gegen Null geht. Die Ergebnisse werden daher nicht auf eine Betonfestigkeit normiert und die Betonfestigkeit wird beim Vergleich von Versuchsergebnissen unterschiedlicher Chargen nicht berücksichtigt. Grundsätzlich wurde angestrebt. Vergleiche möglichst nur innerhalb einer Charge durchzuführen.

#### 4.3.2 Temperaturverteilung in Brandersatzversuchen

In den Brandersatzversuchen wird von eine konstante Temperaturverteilung über die Verankerungstiefe angestrebt. Zur Temperaturmessung in den Versuchen werden einfache, glasseideisolierte Typ K Thermoelemente mit einem Messbereich bis zu 400 °C verwendet. Im HR-Test nach EAD 330087-00-0601 2018 wird die Versagenstemperatur T an den Stellen TE1 (10 mm unterhalb der Betonoberfläche) und TE2 (am Ende der Einbindetiefe, 120 mm) gemessen. Die Versagenstemperaturen bzw. die einwirkenden Temperaturen werden analog zu den Vorgaben nach EAD 330087-00-0601 2018 als gewichtetes Mittel der zwei Messwerte nach Gleichung (4.5a) oder (4.5b) berechnet. Bei der Durchführung der HP-Tests wird die Mörteltemperatur an drei Messstellen aufgenommen. Als Versagenstemperatur wird der Mittelwert der drei Messwerte festgelegt, vgl. Gleichung (4.5c). Die Temperatur der Heizpatrone wird anhand des mittleren Thermoelements gesteuert.

HR-Test, wenn  $T_1 > T_2$ : x  $T = \frac{1}{2}T_1 + \frac{2}{2}T_2$ (4.5a) HR-Test, wenn  $T_1 < T_2$ :  $T = \frac{2}{3}T_1 + \frac{1}{3}T_2$ (4.5b) HP-Test:  $T = \frac{1}{3}(T_1 + T_2 + T_3)$ 

Die Abweichungen der Temperaturmesswerte entlang der Verankerungstiefe vom Zielwert oder dem Mittelwert entspricht in den durchgeführten Versuchen im Mittel 4-5%. Die Einzelwerte der Temperaturmesswerte aller durchgeführten Versuche können Anhang B entnommen werden. Die Bezeichnung der Thermoelemente enthält Informationen über die Montagetiefe in mm.

Abbildung 4.7 zeigt die Temperaturverteilung im Versuchskörper bei der Durchführung eines Brandersatzversuchs als HP-Test (links) bzw. als HR-Test (rechts). In beiden Fällen beträgt die Mörteltemperatur nach den Gleichungen (4.5a) bis Gleichung (4.5c) 150 ℃. Die Temperaturverteilungen unterscheiden sich durch die unterschiedliche Art der Temperaturaufbringung deutlich. Während im HP-Test die Mörtelschicht analog zum Realbrandversuch maßgeblich über die Ankerstange erhitzt wird, erfolgt der Temperatureintrag im HR-Test ausschließlich über den Beton. Vergleicht man die Temperaturverteilungen mit der Temperaturverteilung im Realbrandversuch, wie sie

(4.5c)

beispielsweise in Abbildung 3.17 dargestellt ist, liegt das tatsächliche Temperaturprofil zwischen den beiden Ersatzverteilungen.



Abb. 4.7: Temperaturverteilung in Brandersatzversuchen bei einer Mörteltemperatur von 150 °C, links: HP-Test, rechts: HR-Test

#### 4.3.3 Verbundspannungsverteilung in Brandersatzversuchen

Die Verbundspannungsverteilung von Injektionsankern bei Normaltemperatur wurde von *Meszaros 2001* untersucht. In Versuchen ermittelte er eine konstante Verbundspannungsverteilung auf 80% der Verankerungstiefe, wenn die Belastung 30% der Maximallast beträgt. Für die Verbundspannungsverteilung von Injektionsankern liegen keine Forschungsergebnisse vor. Zum Vergleich der Versuchsergebnisse der beiden Durchführungsvarianten HP-Test und HR-Test wir daher ebenfalls von einer konstanten Verbundspannungsverteilung ausgegangen. Die resultierenden oder aufgebrachten Kräfte werden nach Gleichung 4.6 in Verbundspannungen  $\tau$  umgerechnet. Die Verbundspannung im Versuch wird als Quotient aus Dübellast (konstante Last oder Maximallast) N und Verbundfläche berechnet. Als Verbundfläche wird die Mantelfläche um die Gewindestange mit dem Durchmesser d und der Verankerungstiefe  $h_{ef}$  verwendet.

$$\tau = \frac{N}{\pi \cdot d \cdot h_{ef}} \tag{4.6}$$

#### 4.3.4 Versagensarten

In den im Folgenden beschriebenen Versuchen wird die Verbundtragfähigkeit von Mörtelsystemen untersucht. Die Versagensarten Betonversagen und Stahlversagen werden vermieden. Das Eintreten von Betonausbruchkegeln wird durch die Verwendung einer engen Abstützung ausgeschlossen. Stahlversagen wird durch die Verwendung einer geeigneten Stahlgüte und geringen Setztiefen sichergestellt.
Die Versagensart Herausziehen/Verbundversagen lässt sich in weitere Versagensarten unterteilen. Dazu gehören die bereits bekannte Unterscheidung des Versagens zwischen einem Bruch der Verbundfuge zwischen Mörtel und Ankerstange (Verbundbruch Stahl) sowie zwischen Mörtel und Beton (Verbundbruch Beton). Außerdem können auch hier Mischformen auftreten. In manchen Temperaturbereichen konnte in den Versuchen auch ein Versagen in der Mörtelschicht beobachtet werden. Dieses wird im Folgenden als "Verbundbruch Mörtel" bezeichnet und ist in Abbildung 4.8 dargestellt.



Abb. 4.8: Verbundbruch in der Mörtelschicht

Durch die Verbundwirkung werden während des Auszugs Ringzugkräfte in den Beton eingeleitet, vgl. Kapitel 2.1.2. Überschreiten die eingeleiteten Zugkräfte die Zugtragfähigkeit des Betons kommt es zum Spalten. In den zylinderförmigen Versuchskörpern kann der äußere Stahlring die Zugkräfte aufnehmen und verhindert ein Versagen des Versuchskörpers durch Spalten. In den HP-Tests mit rechteckigem Betonquerschnitt überlagern sich die Zugkräfte mit den von außen aufgebrachten Druckkräften. In allen Fällen wird daher eine Druckspannung von 5% der Betondruckfestigkeit bei Normaltemperatur aufgebracht, um ein Spalten des Versuchskörpers zu verhindern.

## 4.4 Untersuchte Injektionsanker und Nomenklatur

Das Untersuchungsziel dieser Arbeit, also die Untersuchung der Tragmechanismen von Verbunddübelsystemen im Brandfall, ist stark produktabhängig. Insbesondere die Versagensart Verbundversagen, die in diesem Kapitel experimentell näher untersucht wird, ist maßgeblich vom verwendeten Produkt/Mörtelsystem abhängig. Trotzdem sollen die nachfolgend beschriebenen Versuchsergebnisse dazu beitragen, das Verständnis über das Verhalten im Brandfall im Allgemeinen zu verbessern. Es werden unterschiedliche Produkte in den Versuchen verwendet. Dieses Kapitel dient der Erläuterung der verwendeten Produkte. Außerdem werden die im Folgenden verwendeten Versuchsbezeichnungen und Abkürzungen erläutert.

## 4.4.1 Injektionsmörtel

Bei der Verwendung aller Produkte wurde die jeweilige Montageanweisung beachtet. Dies beinhaltet die Durchführung der vorgeschriebenen Reinigungsschritte für das Bohrloch sowie die Einhaltung der Mindestaushärtezeiten.

#### Injektionsmörtel - V1

Injektionsmörtel V1 ist ein polymerharzbasierter Mörtel. Das verwendete Polymer ist ein Methacrylat. Für dieses Produkt liegt eine Europäisch Technische Zulassung für die Anwendung als Befestigungsmittel im Beton und für die Anwendung als nachträglicher Bewehrungsanschluss vor. Im Rahmen der Zulassung als nachträglicher Bewehrungsanschluss wurde eine Bewertung des Feuerwiderstands für dieses Produkt vorgenommen. Außerdem bewertet eine gutachterliche Stellungnahme den Feuerwiderstand einer Verankerung unter Verwendung des Produkts. Als Füllstoffe sind Quarzmehl, Quarzsand, Zement und Schichtsilikate enthalten. Das Größtkorn der Füllstoffe beträgt 0,5 mm.

#### Injektionsmörtel - V2

Injektionsmörtel V2 ist ein polymerharzbasierter Mörtel. Das verwendete Polymer ist ein Vinylester. Für dieses Produkt liegt eine Europäisch Technische Zulassung für die Anwendung als Befestigungsmittel im Beton und für die Anwendung als nachträglicher Bewehrungsanschluss vor. Im Rahmen der Zulassung als nachträglicher Bewehrungsanschluss wurde eine Bewertung des Feuerwiderstands für dieses Produkt vorgenommen. Als Füllstoffe sind Quarzmehl, Quarzsand, Zement und Schichtsilikate enthalten. Das Größtkorn der Füllstoffe beträgt 0,5 mm.

#### Verbunddübelsystem - V3

Injektionsmörtel V3 ist ein Vinylester-Hybridmörtel für die Anwendung als universeller Injektionsmörtel in Mauerwerk sowie gerissenem und ungerissenem Beton. Für dieses Produkt liegt eine Europäisch Technische Zulassung für die Anwendung als Befestigungsmittel im Beton und für die Anwendung als nachträglicher Bewehrungsanschluss vor.

#### Injektionsmörtel - V4

Injektionsmörtel V4 ist ein polymerharzbasierter Mörtel. Das verwendete Polymer ist ein Methacrylat. Für dieses Produkt liegt eine Europäisch Technische Zulassung für die Anwendung als Befestigungsmittel im Beton und für die Anwendung als nachträglicher Bewehrungsanschluss vor.

#### Injektionsmörtel - E1

Unter der Bezeichnung E1 wurde ein Zweikomponenten-Injektionssystem verwendet. Das Produkt ist hochleistungsfähig und kann in die Kategorie der Epoxidharzmörtel eingestuft werden. Es findet sowohl für nachträgliche Bewehrungsanschlüsse als auch für Schwerlastbefestigungen Anwendung und kann jeweils eine europäisch technische Zulassung vorweisen.

#### Injektionsmörtel - E2

Injektionsmörtel E1 ist ein epoxidharzbasierter Mörtel. Für dieses Produkt liegt eine Europäisch Technische Zulassung für die Anwendung als Befestigungsmittel im Beton und für die Anwendung als nachträglicher Bewehrungsanschluss vor. Im Rahmen der Zulassung als nachträglicher Bewehrungsanschluss wurde eine Bewertung des Feuerwiderstands für dieses Produkt vorgenommen. Außerdem wurde der Feuerwiderstand einer Verankerung unter Verwendung dieses Produkts im Rahmen einer gutachterliche Stellungnahme bewertet. Als Füllstoffe sind Quarzmehl und Schichtsilikate mit einem Größtkorn von 320 µm enthalten.

#### Injektionsmörtel - P1

Unter der Bezeichnung P1 wurde ein Patronensystem mit festgelegter Verankerungstiefe verwendet. Das Produkt wurde im Rahmen einer ETA für Verbundanker bewertet. Es liegt eine Gutachterliche Stellungnahme über den Feuerwiderstand dieses Produkts vor.

#### 4.4.2 Nomenklatur

Tabelle 4.1 erläutert die Nomenklatur der durchgeführten Versuche. Der Versuchsbezeichnung sind grundsätzlich Informationen über den Versuchsaufbau, das verwendete Verbundmörtelsystem sowie die Art, Größe und Reihenfolge der Belastungen zu entnehmen.

	1	2	3	4	5	6
z.B.	HR _	E1 _	<b>z</b> _	T100_	_ Fi _	01

#### 4.4.3 Versuchsprogramm

In Tabelle 4.2 ist das durchgeführte Versuchsprogramm und die weiteren ausgewerteten Versuchsdaten aufgeführt.

Nr.	Bezeichnung für	Bezeichnung	Erläuterung
		HR	Heizring-Test nach EAD 330087-00-0601 2015
1	Versuchstyp	HP	Heizpatronen-Test
		TR	Realbrandversuch nach TR020 2004
		E1 - E2	Injektionsmörtel E1 und E2
2	Mörteltyp	V1 - V3	Injektionsmörtel V1 - V3
		P1	Patronensystem
	Quanturale (	P0	Würfelförmiger Versuchskörper ohne Querdruck (um ein Spalten der Versuchskörper zu Verhindern wird ein Querdruck von 5% aufgebracht)
3	Querdruck / Verformunas-	P40	Würfelförmiger Versuchskörper mit 40% Querdruck
	behinderung	P70	Würfelförmiger Versuchskörper mit 70% Querdruck
		Z	stahlummantelter, zylinderförmiger Versuchskörper
		ZS	Versuchskörper aus Stahl
		Ti	Die Temperatur wird bis zum Versagen gesteigert
4 Temper	Temperatur	Тс	Es wird eine konstante Temperatur c aufgebracht (z.B. T100 $\rightarrow$ konstante Temperaturbeanspruchung von 100°C)
		Fi	Die Zugbelastung wird bis zum Versagen gesteigert
5	Zugbelastung	Fc	Es wird eine konstante Zugbelastung c aufgebracht (z.B. F10 $\rightarrow$ konstante Zugbeanspruchung von 10 N/mm <sup>2</sup> )
6	laufende Nummer	01	Mehrere Versuche mit gleichen Parametern werden durch eine laufende Nummer gekennzeichnet (die Laufnummer kann auch Buchstaben enthalten)

Tab. 4.1:Bezeichnung der Versuche und Erläuterungen

## 4.5 Einfluss der Art der Versuchsdurchführung

Im Folgenden werden Versuche unter konstanter Zugbeanspruchung bei steigender Temperaturbeanspruchung mit den beiden Arten der Versuchsdurchführung beschrieben. Außerdem wurden Auszugversuche zur Untersuchung des Verbundspannungs-Schlupf-Verhaltens an zwei Mörtelsystemen durchgeführt.

#### 4.5.1 Instationäre Versuche im HP-Test am Injektionssystem V1

In Abbildung 4.9 sind die Ergebnisse von Versuchen im HP-Test am Mörtelsystem V1 dargestellt. Die Heizrate der Heizpatrone betrug 10 °C/ min. Es wurden Gewindestangen mit der Stahlgüte 12.9 und einem Gewindedurchmesser M16 verwendet. Das Diagramm zeigt das Verhältnis der aufgebrachten Belastung zur charakteristischen Verbundspannung  $\tau_{Rk,ucr,M16}$ , für ungerissenen Beton der Festigkeitsklasse C20/25 und einem Ankerstangendurchmesser M16. Die charakteristische Verbundspannung ist der entsprechenden Zulassung entnommen (*ETA V1*). Weitere Versuchsdetails sind in Anhang B.1 gegeben.

Kapitelnr.	Untersuchung	Bezeichnung oder Lit Verweis	Versuchstyp	Mörtel
		HP_V1_Z_Ti_Fc	HP-Test	V1
		Testbericht V1 2016	HR-Test	V1
	Veraleich zwischen	HP_V1_P0_Tc_Fi	HP-Test	V1
5.5	Auszugversuchen und	HP_E1_Z_Ti_Fc	HP-Test	E1
	instationären Versuchen	Testbericht E1 2016a	HR-Test	E1
		Testbericht E1 2015	HR-Test	E1
		HP_E1_P0_Tc_Fi	HP-Test	E1
5.6	Einfluss der	HP_V1_Z_Tc_Fi	HP-Test	V1
0.0	Haltezeit t <sub>2</sub> -t <sub>1</sub>	HP_E1_Z_Tc_Fi	HP-Test	E1
5.7	Einfluss der	Testbericht E1 2015	HR-Test	E1
	Durchmessers	Testbericht E1 2016a	HR-Test	E1
		HP_V1_P0_Tc_Fi	HP-Test	V1
	Einfluss des Querdrucks während der Versuchsdurchführung von 0% bis 70% der Betondruckfestigkeit	HP_V1_P40_Tc_Fi	HP-Test	V1
59		HP_V1_P70_Tc_Fi	HP-Test	V1
5.0		HP_E1_P0_Tc_Fi	HP-Test	E1
		HP_E1_P40_Tc_Fi	HP-Test	E1
		HP_E1_P70_Tc_Fi	HP-Test	E1
5.9	Einfluss unterschiedlicher	HR_V3_Z_Ti_Fc	HR-Test	V3
5.9	Betonfeuchtegehalte	HR_V3_ZS_Ti_Fc	HR-Test	V3
		TR_V1_VK1	TR020	V1
5 10	Realbrandversuche	TR_E1_VK1	TR020	E1
5.10.	Realbranuversuche	Testbericht V1 2017	TR020	V1
		Testbericht E1 2016b	TR020	E1

Tab. 4.2: Übersicht der durchgeführten und ausgewerteten Versuchsreihen



Abb. 4.9: V-T-Beziehung aus HP-Tests mit dem Injektionsmörtel V1



Abb. 4.10: V-T-Beziehung aus HR-Tests mit dem Injektionsmörtel V1, *Testbericht V1 2016* 

Es wird deutlich, dass die Verbundtragfähigkeit mit steigender Temperatur abnimmt. In Abbildung 4.11 sind beispielhaft die Versagensbilder der Versuche HP\_V1\_Z\_Ti\_ F5\_01, F5\_02, F7\_01, F1\_02, F15\_01 abgedruckt. In allen Versuchen trat ein Versagen in der Verbundfuge zwischen Stahl und Mörtel ein. Für die geringste Last ist deutlich erkennbar, dass der Mörtel allmählich zu verkohlen beginnt. Die Abnahme der Verbundtragfähigkeit folgt einem linearen Trend.



Abb. 4.11: Versagensbilder der Versuche HP\_V1\_Z\_Ti\_F5\_01, F5\_02, F7\_01, F1\_02, F15\_01

Da der Temperatureintrag im Vergleich zum HR-Test im HP-Test direkt über die Ankerstange erfolgt, kann die Heizrate der Heizquelle mit der Heizrate des Mörtels gleichgesetzt werden. Dies ist im HR-Test nicht der Fall. Eine Aufheizrate von 100 °C/min entspricht etwa einer Erwärmung des Mörtels um 5 °C/min. Es wurden daher zusätzlich zwei Versuche mit dieser Aufheizrate von 5 °C/min durchgeführt. Da beide Ergebnisse mit den Ergebnissen der höheren Heizrate übereinstimmen, wurde die Untersuchung der Heizrate nicht weiter verfolgt. Dies bestätigt außerdem die Untersuchungsergebnisse von *Pinoteau u. a. 2011* der in seinen Untersuchungen zum Einfluss der Heizrate keine signifikante Beeinflussung feststellt.

Im HP-Test wurden die Dübelverformungen während des gesamten Versuchs sowohl am belasteten Dübelende als auch an der unbelasteten Seite des Dübels aufgenommen. Näher betrachtet werden im Folgenden die Verformungen  $\Delta s(t)$ , die die Differenz der Verschiebung zum Zeitpunkt t (s(t)) und der Anfangsverschiebung  $s_0$  bei Erreichen der Prüflast  $N_{test}$  darstellen. In Abbildung 4.12 sind die Verformungen  $\Delta s_b$ , die am belasteten Dübelende gemessen wurden, über die einwirkende Temperatur aufgetragen. In Abbildung 4.13 sind die Verformungen  $\Delta s_{ub}(t)$ , die am unbelasteten Dübelende gemessen wurden, über die veränderlich einwirkende Temperatur aufgetragen. Aufgrund der konstanten Heizrate stellt der Kurvenverlauf ebenso die Verformungsänderung über die Zeit dar.

Die Verformung  $\Delta s_b$  kennzeichnet sich zu Beginn durch eine lineare Zunahme der Verformung mit steigender Temperatur. Für kleine Belastungen (kleiner 5 N/mm<sup>2</sup>) schließt sich ein exponentieller Anstieg der Verformungen bis zum Versagen an. Das Versagen



Abb. 4.12: Verformungen  $\Delta s_b$  über die einwirkende Temperatur T im instationären Versuch



Abb. 4.13: Verformungen  $\Delta s_{ub}$  über die einwirkende Temperatur T im instationären Versuch

tritt bei einer Verformung von circa  $\Delta s_b(t) = 0, 4mm$  ein oder ab dieser Verformung erfolgt ein exponentieller Anstieg des Dübelwegs. Die gemessenen Verschiebungen  $\Delta s_{ub}$  sind teilweise negativ. Dies ist auf die freie thermische Dehnung der Ankerstange zurückzuführen. Sie deuten darauf hin, dass für kleine Belastungen die Zugkraft am Ende der Verankerungstiefe Null beträgt. Dies könnte auf eine ungleiche Verbundspannungsverteilung (Einleitung der Kräfte in den Verankerungsgrund bereits im oberen Teil der Verankerungstiefe) hinweisen. Bei der Bewertung der Verformungen ist zu berücksichtigen, dass die Temperaturausdehnung zu unbekannten Anteilen in den beiden Verformungsmessungen mit aufgenommen wird. Für höhere Lasten tritt dagegen ein plötzliches Versagen ein.

## 4.5.2 Instationäre Versuche im HR-Test am Injektionssystem V1

Für die Durchführung der Versuche wurde die Technische Universität Kaiserslautern beauftragt. Alle Versuchsdetails und Ergebnisse sind in *Testbericht V1 2016* festgehalten. Die Versuche wurden nach *EAD 330087-00-0601 2018* durchgeführt. Die Inhalte sind in Kapitel 2.4.2 und 4.2 erläutert. Um einen Vergleich der Ergebnisse den zuvor beschriebenen HP-Tests zu ermöglichen, sind die Verbundspannungen ebenfalls in Abhängigkeit des charakteristischen Zulassungswertes für die Verbundtragfähigkeit  $\tau_{Rk,ucr,M16}$  für den Verankerungsdurchmesser M16 in Abbildung 4.10 dargestellt. Die Heizrate des Heizrings betrug 10 °C/ min. Es wurden Bewehrungsstäbe d12 bei einer Setztiefe von 120 mm verwendet. Auch hier wird deutlich, dass die Verbundtragfähigkeit mit steigender Temperatur abnimmt. Insgesamt folgt die Abminderung einem exponentiellen Trend.

## 4.5.3 Auszugversuche im HP-Test am Injektionssystem V1

Für die Auszugversuche werden anstelle von stahlummantelten Zylindern würfelförmige Versuchskörper mit einer Kantenlänge von 150 mm und einer Höhe von 64 mm verwendet. Auf die Seitenflächen kann ein Querdruck aufgebracht werden, der in den Versuchen 5% der Betondruckfestigkeit bei Raumtemperatur entspricht. Diese Versuche werden in Kapitel 4.8 noch einmal aufgegriffen und die Aufbringung des Querdrucks näher erläutert. Während den Versuchen wird sowohl die Dübelverformung  $s_b$ , als auch der Schlupf am lastabgewandten Stabende  $s_{ub}$  gemessen. Die sich aus der aufgebrachten Last, unter der Annahme einer konstanten Verbundspannungsverteilung ergebende Verbundspannung wird in den Abbildungen 4.14 und 4.15 über die gemessene Verformung dargestellt.

Die Last-Verformungskurven zeigen, dass die Verbundsteifigkeit mit steigender Temperatur abnimmt. Das heißt, die erreichte Last bei gleicher Verformung ist bei höheren Temperaturen niedriger. Der Haftverbund kennzeichnet sich durch eine weitestgehend schlupffreie Laststeigerung. Dieser Bereich ist bei den Lastverformungskurven bei Raumtemperatur noch deutlich erkennbar. In Abbildung 4.15 zeigt sich, dass der Haftverbund mit steigender Temperatur abnimmt und ab 200 ℃ nicht mehr erkennbar ist. Die in den Versuchen bestimmten maximalen Verbundspannungen sind in Abbildung 4.22 über die Temperatur aufgetragen.



Abb. 4.14: Darstellung der Verbundspannung über die Dübelverformung  $s_b$  bei unterschiedlichen Mörteltemperaturen



Abb. 4.15: Darstellung der Verbundspannung über den Schlupf  $s_{ub}$  bei unterschiedlichen Mörteltemperaturen

#### 4.5.4 Instationäre Versuche im HP-Test am Injektionssystem E1

In Abbildung 4.16 sind die Ergebnisse von instationären Versuchen im HP-Test am Mörtelsystem E1 dargestellt. Die Heizrate der Heizpatrone betrug 10 °C/ min. Es wurden Gewindestangen der Stahlgüte 12.9 und einem Gewindedurchmesser M16 verwendet. Das Diagramm zeigt das Verhältnis der aufgebrachten Belastung zur charakteristischen Verbundspannung  $\tau_{Rk,ucr,M16}$  für ungerissenen Beton der Festig-keitsklasse C20/25 und einem Ankerstangendurchmesser M16. Der Wert ist der entsprechenden Zulassung *ETA E1* entnommen. Es ist erkennbar, dass die Verbundtragfähigkeit mit steigender Temperatur wesentlich abnimmt. Dem Verlauf der Reduktion der Tragfähigkeit ist ein Abfall auf nur noch 30% der Tragfähigkeit bei circa 100 °C zu entnehmen. Dies könnte der Glasübergangstemerperatur des verwendeten Epoxids entsprechen. Nach einem konstanten Verlauf fällt die Resttragfähigkeit bei Temperaturen knapp über 300 °C auf Null ab.



Abb. 4.16: V-T-Beziehung aus HP-Tests mit dem Injektionsmörtel E1



Analog zum Mörtelsystem V1 wurde auch hier die Dübelverformung während des gesamten Versuchs sowohl am belasteten Dübelende als auch an der unbelasteten Seite des Dübels aufgenommen. In Abbildung 4.18 sind die Verformungen  $\Delta s_b(t)$ , die am belasteten Dübelende gemessen wurden, über die veränderlich einwirkende Temperatur aufgetragen. In Abbildung 4.19 sind die Verformungen  $\Delta s_{ub}(t)$ , die am unbelasteten Dübelende gemessen wurden, über die veränderlich einwirkende Temperatur aufgetragen. Aufgrund der konstanten Heizrate stellt der Kurvenverlauf ebenso die Verformungsänderung über die Zeit dar.

Das Verformungs-Temperatur-Verhältnis kennzeichnet sich durch einen deutlichen Anstieg der Verformungen zwischen 80 °C und 120 °C, der ebenfalls dem Erreichen der Glasübergangstemperatur zugeordnet werden kann. Je kleiner die aufgebrachte Dauerlast ist, desto später tritt die Verformungsänderung ein. Für Belastungen größer gleich 5 N/mm<sup>2</sup> tritt beim Erreichen der Glasübergangstemperatur das Versagen ein. Für kleinere Dauerlasten schließt sich ein Bereich mit konstanter Verformung an, der beim Überschreiten von Temperaturen zwischen 250 °C und 350 °C entgültig zum Versagen führt.



Abb. 4.18: Verformung  $s_b$  am belasteten Ankerende im instationären Versuch über die veränderliche Einwirkung der Temperatur



Abb. 4.19: Verformung  $s_{ub}$  am unbelasteten Stabende im instationären Versuch über die veränderliche Einwirkung der Temperatur

## 4.5.5 Instationäre Versuche im HR-Test am Injektionssystem E1

In Abbildung 4.17 sind Ergebnisse von instationären Versuchen im HR-Test mit dem Mörtelsystem E1 dargestellt. Die Ergebnisse sind im Rahmen der Ermittlung der temperaturabhängigen Abminderung der Verbundtragfähigkeit für nachträgliche Bewehrungsanschlüsse nach *EAD 330087-00-0601 2018* ermittelt worden. Die Versuchsdurchführung und die Ergebnisse sind im *Testbericht E1 2015* beschrieben. Die Ergebnisse sind ebenfalls in Abhängigkeit des charakteristischen Zulassungswertes für die Verbundtragfähigkeit  $\tau_{Rk,ucr,M16}$  für den Verankerungsdurchmesser M16 angegeben. Die Heizrate des Heizrings betrug 20 °C/ min. Es wurden Bewehrungsstäbe d12 bei einer Setztiefe von 120 mm verwendet. Auch hier wird deutlich, dass die Verbundtragfähigkeit mit steigender Temperatur abnimmt. Der Verlauf ist durch einen starken Abfall auf ca. 20% der charakteristischen Verbundtragfähigkeit bei ca. 100 °C gekennzeichnet. Anschließend fällt die Tragfähigkeit mit steigender Temperatur weiter linear ab, bis sie sich bei 300 °C dem Wert Null nähert (kleiner 5% der Verbundtragfähigkeit). Kein Versuchsergebnis erzielte eine Versagenstemperatur zwischen 150 °C und 280 °C.

## 4.5.6 Auszugversuche im HP-Test am Injektionssystem E1

Für die Auszugversuche werden anstelle von stahlummantelten Zylindern würfelförmige Versuchskörper mit einer Kantenlänge von 150 mm und einer Höhe von 64 mm verwendet. Auf die Seitenflächen kann ein Querdruck aufgebracht werden, der in den Versuchen 5% der Betondruckfestigkeit bei Raumtemperatur beträgt. Diese Versuche werden in Kapitel 4.8 noch einmal aufgegriffen und die Aufbringung des Querdrucks näher erläutert. Während den Versuchen wird sowohl die Dübelverformung  $s_b$ , als auch der Schlupf am lastabgewandten Stabende  $s_{ub}$  gemessen. Die sich aus der aufgebrachten Last, unter der Annahme einer konstanten Verbundspannungsverteilung ergebende Verbundspannung wird in den Abbildungen 4.20 und 4.21 über die gemessene Verformung dargestellt.



Abb. 4.20: Darstellung der Verbundspannung über die Verformung sb

Die Last-Verformungskurven zeigen eine deutliche Änderung der Verbundsteifigkeit bei erhöhter Temperatur. Das heißt, die erreichte Last bei gleicher Verformung ist bei höheren Temperaturen niedriger. Der Bereich des Haftverbundes, der bei Raumtemperatur



Abb. 4.21: Darstellung der Verbundspannung über die Verformung sub

noch deutlich durch die Zunahme der Last ohne merklichen Schlupf erkennbar ist, fällt bereits bei 100 ℃ weg.

#### 4.5.7 Bewertung des Einflusses der Art der Versuchsdurchführung

In den Abbildungen 4.22 und 4.23 sind die aus den oben beschriebenen Versuchen resultierenden Verbundspannungs-Temperaturbeziehungen dargestellt.



Obwohl es sich um das selbe Produkt handelt und unter der Annahme, dass geometrische Einflüsse keinen Einfluss auf das Tragverhalten haben (vgl. Kapitel 4.7.2 und 4.7.1), fällt die resultierende Abminderung im HR-Test für beide Produkte deutlich größer aus. In beiden Fällen resultierten jedoch Auszugversuche und instationäre Versuche im selben Verbundspannungs-Temperaturverhältnis. Für das Mörtelsystem V1 ergab sich im HP-Test ein annähernd linearer Abfall der Verbundspannungen mit steigender Temperatur zwischen 100 ℃ und 400 ℃, wohingegen im HR-Test ein exponentieller Abfall der Verbundspannung mit steigender Temperatur beobachtet werden konnte. Vergleicht man die beiden Verläufe, ergibt dies eine maximale Differenz der Reduktion der Verbundspannung von 40% für eine Temperatur von 200 ℃. Im Mörtelsystem E1 konnte für beide Versuchstypen ein ähnlicher Verlauf der Verbundspannungs-Temperaturbeziehung ermittelt werden. Lediglich das "Plateau" ab dem sich die aufnehmbare Verbundspannung mit steigender Temperatur nur noch unwesentlich ändert, wurde bei unterschiedlichem Lastniveau beobachtet. Im HP-Test konnten zwischen 100 ℃ und 200 ℃ keine Ergebnisse generiert werden, anschlie-Bend fielen die Verbundspannungen langsam von 40% auf nahe Null zwischen 300 ℃ und 400 ℃. Im HR-Test konnten bei Lasten von 20% der charakteristischen Tragfähigkeit bei Raumtemperatur nur noch Temperaturen von 100 ℃ erreicht werden. Hier konnten zwischen 150 ℃ und 250 ℃ und größer 300 ℃ keine Ergebnisse generiert werden.

Mögliche Ursachen für diese Unterschiede können sein:

- **Heizrate**: Durch die unterschiedliche Art der Temperaturaufbringung ergibt sich im HR-Test am Mörtel eine geringere Heizrate. Sowohl die in *Pinoteau u. a. 2011* durchgeführten Versuche, als auch die in 4.9 dargestellten Versuche weisen in diesem Zusammenhang aber nicht auf einen Einfluss der Heizrate hin.
- Dämmwirkung des Mörtels: Durch die unterschiedliche Art der Temperaturaufbringung sind die Thermoelemente im HP-Test dem Wärmefluss zugewandt und im HR-Test dem Wärmefluss abgewandt. Wenn der Mörtel eine Dämmwirkung aufweist, könnte die resultierende mittlere Mörteltemperatur im HP-Test höher sein.
- Geometrie und Art der Ankerstange: In den beschriebenen Versuchen werden Versuche an M16-Gewindestangen mit Versuchen an d12-Bewehrungsstäben verglichen. Auf den Einfluss der Art und des Durchmessers der Ankerstange wird in Kapitel 4.7 näher eingegangen.
- Eigenspannungen infolge Temperatur im Versuchsaufbau: Durch die direktere Erwärmung im HP-Test, entsteht im Vergleich zum HR-Test, eine deutlich abweichende Temperaturverteilung im Betonquerschnitt, vgl. Abbildung 4.7. Die Ausführungen in Kapitel 3.2.1 und 3.2.2 beschäftigen sich mit den Eigenspannungen oder Zwangsspannungen in Betonbauteilen die sich infolge der Temperaturverteilung ergeben. Auf Grundlage dieser Erläuterungen ist für den HP-Test von Eigenspannungen um die Befestigung auszugehen, da sich Ankerstange und Beton im Innern stark erhitzen während weite Teile des Versuchskörpers weiterhin Raumtemperatur aufweisen. Das Bestreben einer Volumenvergrößerung bei Temperatursteigerung (freie thermische Dehnung) von Beton und Ankerstange wird somit vom umliegenden Beton verhindert und führt zu radialen Druckspannungen. Im HR-Test hingegen wird eine im Vergleich zum HP-Test homogene Temperaturverteilung aufgebracht. Der Versuchskörper kann sich während der Temperatursteigerung frei ausdehnen und es ist nicht Eigenspannungen infolge der Temperaturbelastung auszugehen.
- **Betonfeuchte**: Die Erhitzung über die Mantelflächen führt dazu, dass sich die gesamte Betonfeuchte nach Verdampfen in Richtung der Verankerung bewegt. In den Versuchen kann das Kondensieren an der Oberfläche beobachtet werden. Diese zusätzliche Feuchte könnte zu Reduktionen der Verbundspannung führen. In Kapitel 4.9 wird dieser Einfluss weiter thematisiert.

## 4.6 Einfluss der Dauer der Temperaturbeanspruchung

Es wurden Auszugversuche nach unterschiedlichen Haltezeiten  $t_2 - t_1$  durchgeführt. Der Einfluss der Dauer der Temperaturbeanspruchung wurde bei einer Temperatur von 200 °C an den Mörtelsystemen V1 und E1 untersucht. Zur Erhitzung des Mörtels wurde der HP-Versuch verwendet. Der Mörtel wurde schnellstmöglich auf 200 °C erhitzt. Anschließend wurden Temperaturhaltezeiten von 0 bis 120 min eingehalten, bevor der Auszugversuch durchgeführt wurde. Damit wurden Temperaturhaltezeiten in der Größenordnung der Dauer eines Brandes angesetzt.

#### 4.6.1 Auszugversuche im HP-Test am Injektionssystem V1

Die Versuchsergebnisse der 13 durchgeführten Versuche wurden jeweils mit dem Mittelwert der Tragfähigkeit nach 0 min Haltezeit ins Verhältnis gesetzt und in Abbildung 4.24 über die Temperatur-Haltezeit  $t_2 - t_1$  dargestellt. Die Versuchsergebnisse zeigen, dass eine Beanspruchung des Mörtels bis zu 30 min zu keiner Änderung der Tragfähigkeit führt. Fasst man die 10 Ergebnisse mit Temperatur-Haltezeiten bis zu 30 min zusammen, ergibt sich eine Varianz von ca. 10%. Haltezeiten größer 30 min führen zu einer deutlichen Reduktion bis auf 50% des Ausgangswertes. Dies konnte für Versuche mit 60 min, 90 min und 120 min Haltezeit bestätigt werden.



Abb. 4.24: Abminderung der maximalen Verbundspannung über die Temperatur-Haltezeit für den Injektionsmörtel V1

#### 4.6.2 Auszugversuche im HP-Test am Injektionssystem E1

Der Einfluss der Dauer von Temperaturbeanspruchungen wurde am Mörtelsystem E1 ebenfalls für eine Temperaturbeanspruchung von 200 °C getestet. Es wurden sechs Versuche mit den Haltezeiten 0 min, 10 min, 30 min und 120 min durchgeführt. Der Mittelwert der Versuchsergebnisse ohne Haltezeit dient als Referenzwert  $\tau_{0min,m}$ . Eine Temperatur-Haltezeit von zehn Minuten führt zu einer geringfügigen Abminderung von ca. 5%. Ab einer Haltezeit von 30 min werden nur noch 75% der Traglast erreicht. Die Ergebnisse sind in Abbildung 4.25 dargestellt.



Abb. 4.25: Abminderung der maximalen Verbundspannung über die Temperatur-Haltezeit für den Injektionsmörtel E1

## 4.6.3 Bewertung des Einflusses der Dauer der Temperaturbeanspruchung

Grundsätzlich wird im Brandfall von kontinuierlich steigenden Temperaturen ausgegangen. Inwiefern diese Reduktion der Tragfähigkeit einen Einfluss auf die Berechnung von Feuerwiderständen von chemischen Befestigungen hat, muss demnach noch geprüft werden. Es kann jedoch festgehalten werden, dass die Dauer von Temperaturbeanspruchungen einen erheblichen Einfluss auf die Tragfähigkeit von Befestigungen haben kann.

Grund für die Reduktion der Tragfähigkeit bei andauernder Temperaturbeanspruchung könnten zeitabhängige chemische Vorgänge sein. Da die genaue Zusammensetzung der Mörtelsysteme jedoch hier nicht bekannt ist, kann dies nicht näher untersucht werden.

Außerdem könnten Änderungen der Temperaturverteilung im Versuchskörper über die Zeit (vgl. Abbildung 4.26) den Spannungszustand infolge Temperaturbeanspruchung ändern und somit einen Einfluss auf die maximale Verbundspannung im Auszugversuch haben. Diese Annahme bestätigt gleichzeitig die Unterschiede der resultierenden V-T-Beziehung in HP- und HR-Tests.

## 4.7 Einfluss der Geometrie der Ankerstange

Die Geometrie der Ankerstange kann sich zum Einen in ihrem Durchmesser unterscheiden. Zum Anderen können sowohl Bewehrungsstäbe als auch Gewindestangen als Ankerstange von Injektionsankern verwendet werden. Insbesondere bei Verwendung und Vergleich von Versuchsergebnissen aus dem HR-Test nach *EAD 330087-00-0601 2018* mit Versuchsergebnissen aus dem HP-Test, sind diese Faktoren zu berücksichtigen. In HR-Tests nach *EAD 330087-00-0601 2018* werden in der Regel Bewehrungsstäbe mit einem Durchmesser von 12 mm verwendet. In den, im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten HP-Tests wurden Gewindestangen mit einem Durch-



Abb. 4.26: Temperaturverteilung im HP-Test bei einer Mörteltemperatur von 200 ℃, links: bei Erreichen der Mörteltemperatur (0 min), rechts: nach 120 min

messer von 16 mm verwendet. Zur Bewertung des Einflusses der Geometrie der Ankerstange wurden instationäre Versuche im HR-Test unter Verwendung der Mörtelsysteme E1 und V4 durchgeführt und ausgewertet.

#### 4.7.1 Instationäre Versuche im HR-Test am Injektionssystem V4





Abb. 4.27: V-T-Beziehungen für unterschiedliche Ankerstangengeometrien aus HR-Tests, *Thiele u. a. 2017; Reichert u. Thiele 2017b* 

Abb. 4.28: Rippung der Bewehrungsstäbe Typ 1 und Typ 2

In den Versuchen wurden Bewehrungsstäbe aus zwei unterschiedlichen Chargen, Gewindestangen und Spannstähle der Firma GEWI verwendet. Für die Auswertung der HR-Tests nach *EAD 330087-00-0601 2018* werden die Verbundspannungen mit einem Wert von  $(f_R/0, 08)^{0.4}$  ins Verhältnis gesetzt. In *DIN 488-1 2009* wird die bezogene Rippenfläche  $f_R$  für Bewehrungsstäbe d12 mit 0,056 angegeben. Im vorliegenden Fall wurden zwei Chargen von Bewehrungsstäben verwendet. Die bezogene Rippenfläche des Bewehrungsstabs 1 beträgt 0,076, die des Bewehrungsstabs 2 beträgt 0,082.

Außerdem unterscheiden sich die beiden Bewehrungsstäbe in der Anordnung der Rippen. Bei Bewehrungsstab 1 sind die Rippen in zwei Rippenreihen angeordnet, bei Bewehrungsstab 2 in vier Rippenreihen. Die Rippung der Bewehrungsstäbe ist in Abbildung 4.28 dargestellt. Des Weiteren wurde der Einfluss der Verwendung einer Gewindestange und eines Spannstahlstabs der Firma GEWI auf die resultierende V-T-Beziehung am Mörtelsystem V4 getestet. Die Versuchsergebnisse sind in Abbildung 4.27 dargestellt. Alle Ergebnisse sind auch in *Thiele u. a. 2017* und *Reichert u. Thiele 2017b* veröffentlicht.

Die Ergebnisse zeigen, dass die Geometrie der Ankerstange einen Einfluss auf die V-T-Beziehung haben kann. In den durchgeführten Versuchen versagten die Anker mit Bewehrungsstab 2 im Mittel bei 20 °C geringeren Temperaturen, als Bewehrungsstab 1, der für alle weiteren Vergleiche als Referenzwert herangezogen wird. Bei der Verwendung von Gewindestangen gleichen Durchmessers konnten ca. 15 °C höhere Temperaturen erreicht werden. Im Mittel 10 °C geringer waren die Versagenstemperaturen beim Einsatz des GEWI-Stabs. Die graphische Darstellung in Abbildung 4.29 zeigt aber auch, dass der Einfluss der Geometrie der Ankerstange mit steigender Temperatur geringer wird. Da für die Bemessung im Brandfall hauptsächlich Temperaturen größer 100 °C relevant sind, kann der Einfluss insgesamt als gering eingestuft werden. Neben der Form und Beschaffenheit der Staboberfläche kann auch der für Gewindestangen kleinere Ringspalt, Grund für den Einfluss auf die V-T-Beziehung sein.

Neben Versuchen mit unterschiedlichen Ankerstangentypen wurden Bewehrungsstäbe unterschiedlichen Durchmessers in instationären Versuchen im HR-Test verwendet. Die Ergebnisse sind in Abbildung 4.29 dargestellt. In diesen Versuchen wurden mit größerem Durchmesser höhere Versagenstemperaturen bei gleicher Verbundspannung erreicht. Insbesondere für die geprüften Bewehrungsstäbe mit einem Durchmesser d8 wurden durchschnittlich 30 °C geringere Versagenstemperaturen dokumentiert. Ein zusätzlicher Einfluss durch unterschiedliche bezogene Rippenflächen der verwendeten Bewehrungsstäbe kann nicht ausgeschlossen werden.



Abb. 4.29: Untersuchung des Einflusses des Ankerstangendurchmessers am Mörtelsystem V4

## 4.7.2 Instationäre Versuche am Injektionssystem E1

Die im Folgenden dargestellten Versuchsergebnisse wurden im Rahmen von Versuchen zur Erlangung einer Zulassung nach *EAD 330087-00-0601 2018* durchgeführt. Die Versuchsergebnisse sind den Berichten *Testbericht E1 2015* und *Testbericht E1 2016a* entnommen. Die Darstellung der Versuchsergebnisse in Abbildung 4.30 zeigt keinen deutlichen Einfluss des Ankerdurchmessers auf die V-T-Beziehung.



Abb. 4.30: Untersuchung des Einflusses des Ankerstangendurchmessers am Mörtelsystem E1, *Testbericht E1 2015, 2016a* 

## 4.7.3 Bewertung des Einflusses der Ankerstange

Insgesamt wird der Einfluss des Typs und des Durchmessers der Ankerstange als gering eingestuft. Dennoch kann der Verankerungsdurchmesser und/oder die Stabgeometrie in Kombination mit den verwendeten Bohrlochdurchmessern einen Einfluss auf die V-T-Beziehung haben. Die vorgestellten Versuchsergebnisse zeigen insbesondere einen Einfluss für Versagenstemperaturen kleiner 100 °C. Der Einfluss kann zusätzlich auch je Injektionssystem maßgeblich variieren, sodass an dieser Stelle keine allgemeingültige Aussage getroffen werden kann.

## 4.8 Einfluss von Querdruckspannungen

Es wird untersucht, ob und in welcher Größenordnung Querdruckspannungen einen Einfluss auf das Verbundversagen von Verbunddübeln unter erhöhter Temperaturbeanspruchung haben. Für die Untersuchungen wird der HP-Test verwendet. Im Gegensatz zum in Kapitel 4.1.3 beschriebenen Versuchsaufbau werden würfelförmige Versuchskörper mit einer Kantenlänge von 150 mm verwendet. Es wird eine biaxiale Querdruckbeanspruchung aufgebracht. Der Versuchsaufbau ist nachfolgend schematisch dargestellt.



Abb. 4.31: Versuchsaufbau zur Aufbringung von Querdruck

Die Querdruckbeanspruchung wird aus der Würfeldruckfestigkeit der Betoncharge bestimmt. In den Versuchen werden 0%, 40% und 70% der Betonwürfeldruckfestigkeit am Prüftag als Querdruckspannung aufgebracht. Dass das Vorhandensein eines Querdrucks die Versagensart von Spalten in ein Herausziehen ändern kann, wurde bereits im Rahmen von Untersuchungen von z. B. *Eligehausen u. a. 1983* oder *Robins u. Standish 1984* bestätigt. Auch für den im Rahmen dieser Arbeit gewählten Versuchsaufbau trat ein Spaltversagen in Versuchen ohne Querdruckbelastung auf. Da die Versagensart Spalten im Brandfall nahezu keine Bedeutung hat und für die nachfolgende Bewertung ausgeschlossen werden sollte, wurde die Versuchsdurchführung durch Aufbringen eines geringen Querdrucks von 5% der Betondruckfestigkeit, als minimale Querdruckspannung optimiert.

Die Querlast wird auf die Seitenflächen der quadratischen Versuchskörper mit hydraulischen Zylindern aufgebracht. Die Kraft wird in einer der Achsen mit einer Kraftmessdose aufgenommen. Die Querbeanspruchung wird in den Versuchen immer im ersten Schritt aufgebracht. Anschließend wird der Mörtel auf die Prüftemperatur aufgeheizt und ein Auszugversuch durchgeführt. Der Auszugversuch erfolgt nach Erreichen der Prüftemperatur. Der Einfluss von Querdruckspannungen wurde an den Mörtelsystemen V1 und E1 untersucht.

## 4.8.1 Auszugversuche im HP-Test unter Querdruckbeanspruchung am Injektionssystem V1

In den Abbildungen 4.33 bis 4.37 sind die Ergebnisse der Auszugversuche mit dem Mörtelsystem V1 unter gleichzeitigem Querdruck von 5%, 40% und 70% dargestellt. Abbildung 4.32 zeigt alle Ergebnisse in einer Übersicht. Es wird deutlich, dass die maximale Verbundspannung in den Auszugversuchen mit steigendem Querdruck zunimmt. Die Steigerung der Verbundspannung aus Versuchen ohne Querdruck und mit 70% Querdruck, beträgt ca. 20% bei Normaltemperatur, über 30% bei 200 °C und bis zu 100% bei 400 °C.



Abb. 4.32: V-T-Beziehung unter variierendem Querdruck, V1

Abb. 4.33: Verbundspannungen bei 20 °C, V1



## 4.8.2 Auszugversuche im HP-Test unter Querdruckbeanspruchung am Injektionssystem E1

In den Abbildungen 4.39 bis 4.43 sind die Ergebnisse der Auszugversuche mit dem Mörtelsystem E1 unter gleichzeitigem Querdruck von 5%, 40% und 70% dargestellt. Abbildung 4.38 zeigt alle Ergebnisse in einer Übersicht. Es ist erkennbar, dass für dieses Mörtelsystem kaum eine Steigerung der maximalen Verbundspannung durch aufgebrachten Querdruck erzielt werden kann.







Abb. 4.38: V-T-Beziehung unter variierendem Querdruck, E1







Abb. 4.42: Verbundspannungen bei 300 °C, E1



Abb. 4.37: Verbundspannungen bei 400 °C, V1



Abb. 4.39: Verbundspannungen bei 20 ℃, E1



Abb. 4.41: Verbundspannungen bei 200 °C, E1



Abb. 4.43: Verbundspannungen bei 400 °C, E1

# 4.9 Einfluss der Betonfeuchte

In Betonbauteilen, die einem Brandereignis ausgesetzt sind, führt der Temperaturanstieg zur vollständigen Verdampfung des chemisch und physikalisch gebundenen und des freien Wassers. Der Wasserdampf wandert in kühlere Abschnitte des Betons und kondensiert dort wieder, bis das Wasser an der brandabgewandten Seite austritt. Dieses Kapitel beschäftigt sich mit der Fragestellung, ob diese Wassertransporte die Tragfähigkeit von Verbunddübeln beeinflussen. Dazu werden HR-Tests in Betonen unterschiedlicher Feuchte durchgeführt. Außerdem werden Versuche beschrieben, in denen ein Verbundmörtel in Stahlbauteilen geprüft wird, um den Einfluss der Betonfeuchte gänzlich auszuschließen.

## 4.9.1 Instationäre Versuche im HR-Test am Injektionssystem V2

Im HR-Test nach *EAD 330087-00-0601 2018* wird für die Probekörper ein Mindestalter von 3 Monaten Lagerung bei Raumklima angegeben. Alternativ dürfen die Versuchskörper bei 80 °C bis zur Massekonstanz getrocknet werden. Im Folgenden werden HR-Tests mit dem Mörtel V2 an Probekörpern einer Charge mit unterschiedlichen Lagerungsvarianten durchgeführt. Die Arten der Lagerung und die daraus resultierenden Feuchtegehalte am Versuchstag sind in der nachfolgenden Tabelle 4.3 dargestellt.

Bez.	Lagerung Prüfzeitraum		Alter	Druck- festigkeit	Feuchte- gehalt
			[d]	[ <i>N/mm</i> <sup>2</sup> ]	[%]
A	7 Tage Was- serbad	08 13.02.2018	24 - 29	30,6	2,92
В	Trocknung bei 110 ℃	07 13.02.2018	23 - 29	24,1	0,31
С	Trocknung bei 80 ℃	06 13.02.2018	22 - 29	23,7	1,75
D	3 Monate Raumklima	16 18.04.2018	91 - 93	27,0	2,53

Tab. 4.3: Feuchtegehalt der Probekörper bei unterschiedlicher Lagerung

Alle Probekörper wurden innerhalb einer Betoncharge am 15.01.2018 betoniert. Jeder Lagerungsgruppe wurden drei Würfel zur Prüfung der Betondruckfestigkeit am Versuchstag zugeordnet. Die Probewürfel wurden zusammen mit den Versuchskörpern gelagert. Für die Lagerungsgruppe A wurden Probekörper und Prüfwürfel nach dem Ausschalen für sieben Tage im Wasserbad gelagert und anschließend bei Raumklima gelagert. Die Prüfung der Injektionsanker in dieser Charge erfolgte nach 24-28 Tagen. Die Prüfkörper der Lagerungsgruppen B und C wurden ebenfalls nach 23-28 Tagen geprüft, da die Richtlinien zur Prüfung von Befestigungen generell ein Mindestbetonalter von 21 Tagen vorgeben. Die Prüfkörper der Lagerungsgruppe B wurden bis zur Massekonstanz bei 80 °C getrocknet. Für die Lagerungsvarianten D entspricht,

wie auch die Lagerungsoption C den Anforderungen nach *EAD 330087-00-0601 2018* und beinhaltet eine Lagerung bei Raumklima über einen Zeitraum von drei Monaten. Der Feuchtegehalt der Versuchskörper wurde zum Prüfzeitpunkt der Injektionsanker durch eine Trocknung bis zur Massekonstanz bei 110 °C bestimmt.

Die Feuchtegehalte der Chargen mit und ohne Trocknung weisen deutliche Unterschiede auf. Die Proben die bei 80 °C getrocknet wurden, weisen eine Restfeuchte von 1,75 % auf. Die drei-monatige Lagerung bei Raumklima führte zu einer Feuchte von 2,53 %. Lagerungsgruppe C weist bei erneuter Trocknung im Prüfzeitraum eine Restfeuchte von 0,31 % die auf einen erneuten Feuchtigkeitseintrag während der Lagerung zurückgeführt werden kann. Es wurden jeweils sechs Laststufen geprüft. Als Ankerstangen wurden Gewindestangen M12 verwendet.

In Abbildung 4.44 sind die Ergebnisse der oben beschriebenen Versuchsreihe mit den Ergebnissen des HR-Tests mit d12-Bewehrungsstäben, die im Rahmen des Zulassungsverfahrens durchgeführt wurden, verglichen. Grundsätzlich bestätigen die Versuche, die im Rahmen der ETA-Erstellung, bestimmten Versagenstemperaturen. Auffällig sind die Versuchsergebnisse für die Verbundspannung von 8 N/mm<sup>2</sup> und 0,5 N/mm<sup>2</sup>. Die im Rahmen der Feuchteuntersuchung durchgeführten Versuche erzielten im Vergleich zu den Vergleichsversuchen aus der ETA circa 50 °C höhere Versagenstemperaturen. Die Verwendung von Gewindestangen im Gegensatz zu Bewehrungsstäben, die in den Referenzversuchen verwendet wurden, kann an dieser Stelle als ein möglicher Grund genannt werden.



Abb. 4.44: V-T-Beziehung ermittelt an Versuchen in unterschiedlich gelagerten Probekörpern

Die Versuchsergebnisse untereinander weichen kaum voneinander ab. Lediglich die Versuchsergebnisse, die in den im Wasserbad gelagerten Probekörpern durchgeführt wurden, erzielten für die Laststufen 2,5 N/mm<sup>2</sup> und 1,5 N/mm<sup>2</sup> mit 125 °C und 154 °C Versagenstemperatur um ca. 35 °C geringere Ergebnisse.

## 4.9.2 Instationäre Versuche im HR-Test mit Stahlprobekörpern am Injektionssystem V1

Durch den starken Einfluss der Temperatur auf die Tragfähigkeit von Verbundmörteln kann vermutet werden, dass die Betonfestigkeit kaum einen Einfluss auf die Ergebnisse im Brandersatzversuch hat. Einen trockenen Zustand für Beton zu definieren ist kaum möglich, da bis zum gänzlichen Zersetzen des Betons bei Temperaturen jenseits von 1200 °C immer noch Restwasser entweicht. Die genauen Prozesse sind in Kapitel 2.2.1 beschrieben. Daher werden in einer Versuchsreihe Probekörper aus Stahl anstelle von Beton verwendet. Die Probekörper sind zweigeteilt, ein Probekörperteil besteht aus einem Stahlkörper mit den gleichen Außenmaßen wie die Betonprobekörper (ø150 mm x 200 mm). Darin können kleinere Stahlzylinder eingelassen werden, in denen die Dübel wie im HR-Test mit zwei Thermoelementen gesetzt werden. Diese werden bei jedem Versuch ausgetauscht. Die Stahlzylinder sind mit einem Innengewinde mit dem Durchmesser des sonst üblichen Bohrlochs versehen. Ein Versagen an der Verbundfuge zwischen Beton und Mörtel kann mit diesem Versuchsaufbau demnach nicht nachgebildet werden.

In Abbildung 4.46 sind die Ergebnisse von Versuchen mit Probekörpern aus Stahl mit Versuchsergebnissen aus HR-Tests und HP-Tests mit dem gleichen Mörtelsystem verglichen. Die Ergebnisse zeigen, dass in den vier durchgeführten Versuchen im HR-Test mit Stahlprobekörpern höhere Versagenstemperaturen bei gleicher Last, als in den Referenzversuchen, erreicht werden konnten.





Abb. 4.45: HR-Test mit Probekörper aus Stahl

Abb. 4.46: V-T-Beziehung ermittelt in Probekörpern aus Stahl sowie im HP-Test und HR-Test, V1

## 4.9.3 Bewertung des Einflusses der Betonfeuchte

In brandbeanspruchten Betonbauteilen tritt ein Wassertransport durch eine Kombination von Verdampfungs- und Kondensationsprozessen ein. Grundsätzlich findet der Wassertransport von wärmeren zu kälteren Bereichen statt. Da der den Dübel umgebende Beton im Realbrandversuch (Im Unterschied zum HR-Test) wärmer ist, wird der Wassertransport folglich vom Befestigungsmittel weg stattfinden. Des Weiteren ist aber auch anzunehmen, dass sich kondensiertes Wasser in Hohlräumen, wie Rissen, sammelt. Die oben vorgestellten Versuchstypen HP-Test und HR-Test unterscheiden sich deutlich, wenn man die Temperaturverteilung in den Probekörpern und den infolge dessen erwartbaren Wassertransport betrachtet. Im HP-Test wird das Befestigungsmittel von Innen beheizt, der umliegende Beton erhitzt sich zwar mit, die Feuchte wird aber zum Bauteilrand transportiert. Im HR-Test wird der gesamte Versuchskörper von den Mantelflächen aus erhitzt, sodass sich die Feuchtigkeit in der Mitte des Befestigungsmittels sammelt und dort an der Oberfläche austritt, vgl. Abbildung 4.47. Die im Versuch deutlich erkennenden Feuchtigkeitsaustritt am Dübel auf der Betonoberseite bestätigt diese Annahme.



Abb. 4.47: Feuchtetransport im HR-Test

In den experimentellen Untersuchungen mit unterschiedlichen Betonfeuchtegehalten konnten nur kleine Unterschiede in den Versagenstemperaturen festgestellt werden. Diese traten jedoch im Temperaturversagensbereich zwischen 100 °C und 300 °C ein. Dennoch deuten die Ergebnisse darauf hin, dass die Restfeuchte in getrockneten Versuchskörpern einschließlich chemisch und physikalisch gebundenem Wasser so groß ist, dass der Trocknungsvorgang allein keinen wesentlichen Einfluss auf die Versagenstemperaturen hat. Die Testergebnisse, die in Stahlzylindern generiert wurden, zeigen jedoch Ergebnisse, die denen in HP-Tests geprüften Verankerungen fast entsprechen. Dies deutet darauf hin, dass ein wesentlicher Einflussfaktor für die deutlichen Unterschiede zwischen HP-Test und HR-Test auf die unterschiedliche Richtung des Wassertransports zurückzuführen ist.

# 4.10 Brandversuche nach TR020

Um die Übertragbarkeit der Ergebnisse von Brandersatzversuchen auf Realbrandversuche zu prüfen, werden neben zahlreichen Brandersatzversuchen auch Realbrandversuche mit den Mörtelsystemen V1 und E1 durchgeführt. Die Versuchskörper weisen Bauteilabmessungen von 160cm x 345cm x 25cm auf. Weitere Angaben zu den Versuchskörpern, dem Versuchsaufbau und der Versuchsdurchführung sind in den Kapiteln 4.1 und 4.2 gegeben.

## 4.10.1 Realbrandversuche am Mörtelsystem V1

Im Folgenden sind Brandversuche am Befestigungssystem V1 dargestellt. Die Versuche wurden an Gewindestangen (5.8) M12 mit einer Setztiefe von 70 mm durchgeführt.

Tag der Versuchs- durchführung	Gewinde- durchmesser	Verankerungs -tiefe	Last	Stahl- spannung	Versagens- zeit	Belastungs- art	Versagensart
[dd.mm.jjj]	[mm]	[mm]	[kN]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[min]	[-]	[-]
22.02.2017			0,5	5,9	180		kein Versagen
01 02 2017			2,0	23,7	56		
01.02.2017			1,5	17,8	81		
00.02.2017			1,0	11,9	81		hen
09.02.2017			1,8	21,4	72	Totlast	Herausziel
22.02.2017			0,8	8,9	93		
04.07.2018	12	70	0,6	7,1	115		
			0,7	8,3	91		
			2,5	29,7	62		
			3,5	41,5	50		
			4,0	47,4	46		iger
16.05.2017			6,0	71,2	28	draulisch	utterversa
04.07.2018			7,0	83,0	47		
			8,5	100,8	37		
			11,0	130,5	32	Ê	≥

Tab. 4.4: Versuchsergebnisse Befestigungen M12-70 mit dem Mörtelssystem V1, *Testbericht V1 2017* und B.5



Abb. 4.48: Versuchsergebnisse Befestigungen M12-70 mit dem Mörtelssystem V1, *Testbericht V1 2017* und Anhang B.5

Die Darstellungen zeigen, dass für diese Kombination aus Mörtelsystem, Verankerungsdurchmesser und Verankerungstiefe bis ca. 60 min Stahlversagen maßgebend ist. Bei längeren Brandbeanspruchungen ändert sich die maßgebende Versagensart zu einem Versagen der Mörtelschicht. Die Versuchsergebnisse zeigen außerdem, dass sehr geringe Lasten über einen sehr langen Zeitraum abgetragen werden können. Der Dübel, der mit 0,5 kN belastet wurde, konnte der Brandbeanspruchung für über 180 min standhalten.

## 4.10.2 Realbrandversuche am Mörtelsystem E1

Nachfolgend sind Realbrandversuche am Befestigungssystem E1 dargestellt. Die Versuche wurden an Gewindestangen (5.8) M16 mit einer Setztiefe von 80 mm durchgeführt. Es wurden Deckenplatten mit den Abmessungen 346 cm x 160 cm x 16 cm verwendet. Tabelle 4.5 zeigt alle Belastungen, Versagenszeiten und Versagensarten tabellarisch.

Tag der Versuchs- durchführung	Gewinde- durchmesser	Verankerungs- tiefe	Last	Stahl- spannung	Versagens- zeit	Belastungs- art	Versagensart
[dd.mm.jjj]	[mm]	[mm]	[kN]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[min]	[-]	[-]
17.03.2016*			2,5	15,9	67		
	16	80	0,5	3,2	76	Totlast Hydraulisch	Herausziehen
			1,0	6,4	92		
			1,5	9,6	78		
			2,5	15,9	81		
11.03.2019			3,5	22,3	80		
			5,0	31,8	72		
			6,0	38,2	60		
			10,0	63,7	50		Mutter
			15,0	95,5	16		Herausziehen

\*Testbericht E1 2016b





Abb. 4.49: Versuchsergebnisse Befestigungen M16-80 mit dem Mörtelssystem E1, *Testbericht E1 2016b* und B.5

Abbildung 4.49 zeigt, dass für diese Kombination aus Mörtelsystem, Verankerungsdurchmesser und Verankerungstiefe hauptsächlich Herausziehen maßgebend wird. Nach 90 min Brandbeanspruchung konnten mit dieser Kombination aus Verankerungsdurchmesser und -tiefe keine Lasten mehr übertragen werden.

## 4.11 Fazit der experimentellen Untersuchungen

Die experimentellen Untersuchungen die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführt wurden, dienen der Bestimmung der V-T-Beziehung für Injektionsmörtel. In Kapitel 4.10 sind zudem Ergebnisse von Realbrandversuchen dargestellt, die als Vergleichswerte für die rechnerischen Untersuchungen dienen. Die Einflüsse auf die aufnehmbare Verbundspannung bei hohen Temperaturen wird durch Brandersatzversuchen untersucht. Es werden dabei fünf Einflussfaktoren bewertet: der Versuchsaufbau, die Dauer der Temperaturbeanspruchung, die Geometrie der Ankerstange, der Einfluss von Querdruckspannungen im Verankerungsgrund und der Einfluss der Betonfeuchte.

Die Auswertung der Ergebnisse zeigte, dass die untersuchten Einflussfaktoren teilweise signifikante Einflüsse auf die resultierende V-T-Beziehung haben können. Insbesondere die Tests zur Art der Versuchsdurchführung zeigten, dass die Durchführung instationärer Versuche im HP-Test in teilweise bis zu 200 % höheren aufnehmbaren Spannungen bei gleicher Temperatur resultiert. Als mögliche Gründe können unterschiede in den resultierenden Zwangsspannungen infolge Temperatureintrag in den beiden Versuchskörpern und die Unterschiede im Feuchtetransport genannt werden. Die weiteren experimentellen Untersuchungen zur Dauer der Temperaturbeanspruchung, Querdruckspannungen und dem Einfluss der Betonfeuchte unterstützen diese Annahme.

Insgesamt treten alle untersuchten Effekte nicht für alle Temperaturen gleichermaßen auf. Sie sind außerdem stark produktabhängig und beeinflussen sich häufig gegenseitig. Der Heizring-Versuch liefert aufgrund geringer oder keiner Zwangsspannungen, dem ungünstigen Feuchtetransport und einer Einschränkung des prüfbaren Temperaturbereichs auf maximal ca. 350 °C häufig die konservativsten Ergebnisse. Er kann daher weiterhin als Versuchsaufbau zur Ermittlung der V-T-Beziehung empfohlen werden.

# 5 Feuerwiderstand gegenüber Verbundversagen

Wie in Kapitel 2.5 herausgestellt, ist das Verbundversagen häufig die maßgebende Versagensart für Injektionsanker unter Brandbeanspruchung. Abhängig von der Verankerungstiefe des Injektionsankers und den temperaturabhängigen Eigenschaften des Produkts, kann die Verbundtragfähigkeit von Injektionsankern gegenüber der Tragfähigkeit bei Raumtemperatur um ein Vielfaches geringer sein. Für die Bestimmung des Feuerwiderstands gegenüber Verbundversagen fehlen jedoch grundlegende wissenschaftliche Erkenntnisse zum Tragverhalten. Die vorangegangenen Kapitel 3 und Kapitel 4 liefern bereits die Grundlagen zur Bestimmung von Temperaturprofilen entlang der Verankerungstiefe, Spannungszuständen in Stahlbetonbauteilen im Brandfall sowie zur experimentellen Bestimmung der Verbundspannungs-Temperaturbeziehung von Injektionsmörteln.

Das vorliegende Kapitel beschreibt ein Berechnungsverfahren zur Bestimmung des Widerstands gegenüber Verbundversagens ohne die Durchführung von Realbrandversuchen. Das Verfahren basiert auf der Kenntnis über das Temperaturprofil entlang der Verankerungstiefe und der produktspezifischen Verbundspannungs-Temperturbeziehung, die im Folgenden V-T-Beziehung genannt wird. Es wird untersucht, welche Auswirkungen Änderungen und Modifikationen an diesen Eingangsinformationen haben. Außerdem wird betrachtet, ob Dübelverformungen bei der Berechnung der Feuerwiderstände berücksichtigt werden müssen.

# 5.1 Verfahren zur Prognose des Verbundversagens

Ausgehend von den Erläuterungen in Kapitel 3 zur Temperaturverteilung wird deutlich, dass die Temperaturverteilung entlang der Verankerungstiefe nicht konstant und nichtlinear ist. Die Ermittlung von Temperaturprofilen ist aber mithilfe von FE-Programmen zuverlässig für jeden Zeitpunkt einer beliebigen Brandbeanspruchung möglich. Die Kenntnis über die Temperaturprofile entlang der Verankerungstiefe eines beliebigen Befestigungsmittels wird im Folgenden somit als hinreichend bekannt angenommen. Wenn nicht anders angegeben, werden im Folgenden Temperaturprofile verwendet, die in thermisch-transienten Simulationen ohne die Modellierung eines Anbauteils ermittelt wurden. Abbildung 5.1 zeigt beispielhaft einen Temperaturverlauf einer Verankerung M16 (d=16 mm) über die Verankerungstiefe h von 80 mm. Die Temperaturprofile sind jeweils abhängig von der Zeit t der Brandbeanspruchung für die Zeitpunkte 30 min, 60 min, 90 min und 120 min angegeben.

Eine weitere Grundlage für die in diesem Kapitel erläuterten Berechnungen ist die V-T-Beziehung. Sie stellt eine produktspezifische Beziehung zwischen Mörteltempera-



tur und zuordenbarer Verbundtragfähigkeit dar. Wenn nicht anders beschrieben, wird sich in diesem Kapitel auf die nach *EAD 330087-00-0601 2018* bestimmte Abminderung der aufnehmbaren Verbundspannung des jeweiligen Produkts bezogen. Nähere Informationen zur Bestimmung der V-T-Beziehung sind in Kapitel 4 gegeben. Abbildung 5.2 zeigt beispielhaft den Abminderungsfaktor k der Verbundspannung über die Temperatur für das Mörtelsystem E1. Das dargestellte Mörtelverhalten wurde für das Mörtelsystem E1 auf Basis der V-T-Beziehung ermittelt, die in HR-Versuchen experimentell bestimmt wurde und nach dem in *ETA E1 rebar* beschriebenen Verfahren ausgewertet wurde.

Mithilfe der Temperaturprofile und der V-T-Beziehung kann für einen beliebigen Zeitpunkt im Brandversuch jeder Verankerungstiefe  $h_{ef}$  eine Verbundspannung zugeordnet werden. In Abbildung 5.3 ist dies am Beispiel der Verbundspannungsverteilung für einen Injektionsanker mit einem Durchmesser von 16 mm, einer Verankerungstiefe von 80 mm, unter Verwendung des Injektionsmörtels E1, für eine Brandbeanspruchung nach ETK von 30 min berechnet. Auf der brandzugewandten Seite der Verankerung können aufgrund der dort vorherrschenden größeren Temperaturen als die Grenztemperatur  $T_{max}$  von 305 °C, für die für dieses Mörtelsystem nach der entsprechenden ETA keine Verbundspannung mehr übertragen werden kann, keine Lasten übertragen werden. Die resultierende Verbundspannung ist solange Null bis die simulierte Mörteltemperatur kleiner der Grenztemperatur ist. Zum Ende der Verankerungstiefe steigt die aufnehmbare Verbundspannung bis auf 2 N/mm<sup>2</sup> an.



Abb. 5.3: Resultierende Verbundspannungsverteilung für M16-80 mit dem Mörtelsystem E1 nach 30 min

Auf Grundlage eines Temperaturprofils (in Abhängigkeit der Verankerungstiefe, des Verankerungsdurchmessers und der Dauer des Brands) und einer V-T-Beziehung (in Abhängigkeit des Produkts) kann nun nach Gleichung 5.1 ein Feuerwiderstand gegenüber Verbundversagen ermittelt werden. Das Verfahren zur Prognose des Verbundversagens basiert auf der Integration der Verbundspannung in Abhängigkeit der Temperatur über die Verankerungstiefe und der Verrechnung mit der Verbundfläche. Es resultiert der Feuerwiderstand gegenüber Verbundversagen in *kN*. Zum Vergleich mit anderen Feuerwiderständen kann er mithilfe Gleichung (5.2) in eine Stahlspannung umgerechnet werden. Nach dem vorgestellten Prognoseverfahren resultiert für die Ankerkonfiguration ein Feuerwiderstand von 3,6 kN das entspricht einer aufnehmbaren Stahlspannung von 23,0 N/mm<sup>2</sup>.

$$N_{p} = \pi \cdot \boldsymbol{d} \cdot \int_{0}^{h_{ef}} f_{b,T} \left( h_{ef} \right) \partial h_{ef}$$
(5.1)

$$f_s = \frac{N_\rho}{A_s} \tag{5.2}$$

mit:	Np	Charakteristischer Feuerwiderstand gegenüber Ver- bundversagen
	$f_{b,T}$	$= k_{fi} \cdot f_{bd}$
	<i>k</i> <sub>fi</sub>	Abminderungsfaktor der Verbundtragfähigkeit in Abhän- gigkeit der Temperatur
	f <sub>bd</sub>	Bemessungswert der Verbundspannung bei Raumtem- peratur
	fs	Stahlspannung
	$A_s$	Spannungsquerschnitt der Gewindestange

Das beschriebene Verfahren zur Prognose der Verbundspannungen wird bereits in *Thiele u. Reichert 2017* beschrieben. Es kann nun angewendet werden, um den Feuerwiderstand gegenüber Verbundversagen eines Produkts für beliebige Kombinationen aus Verankerungsdurchmesser und Verankerungstiefe zu prognostizieren. In Abbildung 5.5 sind die Feuerwiderstände für weitere Zeitpunkte der ETK für den Injektionsmörtel E1 sowie einer Verankerungstiefe von 80 mm und einem Verankerungsdurchmesser M16 berechnet und werden mit den Versuchsergebnissen aus Kapitel 4.10 verglichen. In Abbildung 5.4 ist ein weiterer Vergleich von Berechnungsund Versuchsergebnissen für das Produkt V1 M12-70 dargestellt. Für die Temperaturprofile werden die Angaben in Anhang A ohne die Berücksichtigung eines Anbauteils verwendet. Die V-T-Beziehungen sind aus den experimentellen Untersuchungen aus Kapitel 4.5.2 und 4.5.5 nach dem Vorgehen nach *EAD 330087-00-0601 2018* (vgl. Kapitel 2.4.2) ermittelt. Sie entsprechen den Angaben der jeweiligen ETA.

In den experimentellen Untersuchungen traten unterschiedliche Versagensarten auf. Nur die Versuchsergebnisse, bei denen reines Verbundversagen eintrat, können mit den Prognoseergebnissen verglichen werden. Die Dübellasten im Versuch sowie die berechneten Feuerwiderstände wurden dabei über den Spannungsquerschnitt der Ge-



Abb. 5.4: Stahlspannung über Versagenszeit Abb. 5.5: aus Berechnung und Versuch, V1

5: Stahlspannung über Versagenszeit aus Berechnung und Versuch, E1

windestangen nach Gleichung 5.2 in die resultierende Stahlspannung  $f_s$  im Dübel umgerechnet. Es zeigt sich, dass Berechnung und Experiment für die beiden Mörtelsysteme unterschiedlich gut übereinstimmen. Für das Mörtelsystem V1 ist die im Versuch erreichte Versagenszeit zwar größer, als die berechnete, die Abweichung beträgt ca. 20 Minuten. Der Verlauf des berechneten Feuerwiderstands mit der Zeit entspricht der, in den Versuchen bestimmten Entwicklung. Für das Mörtelsystem E1 trat das Versagen in Realbrandversuchen circa 30 bis 40 Minuten später ein als berechnet. In den Versuchen zeigt sich ein linearer Verlauf der Versagenslast mit der Zeit, wohingegen der berechnete Feuerwiderstand analog zur V-T-Beziehung einen exponentiellen Verlauf vorhersagt. Für das Mörtelsystem E1 versagten alle Dübel spätestens nach 90 Minuten Brandbeanspruchung, zu diesem Zeitpunkt sind entlang der Verankerungstiefe offenbar Temperaturen erreicht, bei denen keine Kräfte mehr übertragen werden können. Für das Mörtelsystem V1 hingegen scheint eine Grenzlast zu existieren, bei der Dübel auch nach sehr langer Brandbeanspruchung, also bei Temperaturen die entlang der gesamten Verankerungstiefe über der Grenztemperatur  $T_{max}$ liegen, nicht versagt.

#### 5.2 Einflüsse auf das Prognoseverfahren nach 5.1

Der Vergleich der in Kapitel 5.1 prognostizierten Versagenslasten mit den experimentell bestimmten Versagenszeiten zeigt, dass eine Prognose des Feuerwiderstands möglich ist. Es treten jedoch teilweise deutliche Unterschiede zwischen Prognose und Versuchsergebnis ein, die auf folgende Aspekte zurückgeführt werden können:

- Die Temperaturen entlang der Verankerungstiefe sind im Realbrandversuch geringer als in der Simulation, da das Anbauteil eine Abschirmung für die Verankerung darstellt. Die Abschirmung kann in der Simulation der Temperaturprofile nicht realitätsnah abgebildet werden (vgl. Kapitel 3.1.3).
- Für Temperaturen größer *T<sub>max</sub>* liegen keine experimentellen Ergebnisse über die aufnehmbare Verbundspannung vor. Wenn in allen Bereichen der Verankerungstiefe diese Grenztemperatur überschritten wird, beträgt der resultierende Feuerwiderstand nach dem vereinfachten Berechnungsverfahren Null.

- Die experimentellen Untersuchungen in Kapitel 4 zeigen, dass der Versuchsaufbau einen Einfluss auf die resultierenden aufnehmbaren Verbundspannungen haben kann. Als Grund wird der Spannungszustand im Verankerungsgrund der Versuchskörper angeführt.
- Die Dübelverformungen bzw. das Last-Verformungsverhalten wird im, in Kapitel 5.1 vorgestellten Prognoseverfahren nicht berücksichtigt.

#### 5.2.1 Einfluss des Temperaturprofils

Die Einflussfaktoren auf die Temperaturprofile wurden bereits in Kapitel 3.1.3 ausführlich beschrieben. Das sich in Realität einstellende Temperaturprofil kann nur näherungsweise geschätzt werden. Die Untersuchungen in Kapitel 3.1.3 kamen zum Ergebnis, dass insbesondere das Vorhandensein und die Geometrie des Anbauteils einen erheblichen Einfluss auf das Temperaturprofil haben. Das Anbauteil nach TR020 kann die Temperaturen entlang der Verankerungstiefe um bis zu 100 ℃ reduzieren. An dieser Stelle soll bewertet werden, welchen Einfluss dies auf den prognostizierten Feuerwiderstand haben kann.

Bei den in den Abbildungen 5.6 und 5.7 dargestellten Berechnungen wurden zum einen Messwerte der Temperatur und zum anderen Simulationsergebnisse unter Berücksichtigung des Anbauteils verwendet. Diese berücksichtigen jedoch nicht die veränderten Luftströmungen im Brandraum und gehen weiterhin von einer homogenen Temperaturverteilung aus. Die Messwerte der Temperaturen wurden während den Realbrandversuchen aufgezeichnet. Die Thermoelemente wurden entlang der Verankerungstiefe bei 10 mm, 30 mm und 60 mm bzw. bei 10 mm, 40 mm und 70 mm positioniert. Zwischenwerte wurden anhand eines polynomischen Verlaufs, wie er sich in den Simulationen ergab, interpoliert. Die Messwerte der Temperaturen sind bereits in Kapitel 3.1.3 Abbildung 3.9 und 3.10 dargestellt und beschrieben. In einigen Fällen konnten Kühleffekte durch frei werdendes Wasser festgestellt werden. Die Temperaturprofile, die die abschirmende Wirkung des Anbauteils berücksichtigen, sind im Rahmen einer FE-Simulation in der Forschungsarbeit von *Thiele u. a. 2017* unter Berücksichtigung des nach TR020 festgelegten Anbauteils bestimmt worden.



Abb. 5.6: Einfluss des Temperaturprofils, V1 Abb. 5.7: Einfluss des Temperaturprofils, E1

Die Feuerwiderstände, die unter Berücksichtigung der geänderten Temperaturprofile berechnet wurden, zeigen eine Annäherung an die Versuchsergebnisse. Insbesondere

die Feuerwiderstände, die auf Grundlage der tatsächlich vorliegenden Temperaturen berechnet wurden, bilden die Versuchsergebnisse bis zu einer Branddauer von 90 min gut ab.

## 5.2.2 Einfluss der Grenztemperatur *T<sub>max</sub>*

Für Brandbeanspruchungen größer 90 min ergibt sich nach dem Prognoseverfahren häufig ein Feuerwiderstand von Null. Grund hierfür ist, dass entlang der gesamten Verankerungstiefe die Grenztemperatur  $T_{max}$ , ab der in der V-T-Beziehung die Verbundspannung zu Null angenommen wird, überschritten wird. Welche Verbundspannungen bei höheren Temperaturen übertragen werden können, bleibt bei der Versuchsdurchführung nach *EAD 330087-00-0601 2018* unbekannt. Es ist denkbar, dass die ermittelte V-T-Beziehung auch noch für höhere Temperaturen gültig ist. Außerdem weisen beispielsweise die Versuchsergebnisse am Mörtelsystem V1 darauf hin, dass eine minimale Verbundspannung vorhanden ist, die bei höheren Temperaturen konstant bleibt. Diese kann mit der Korngröße der Füllstoffe in Verbindung stehen.



Abb. 5.8: Einfluss der Grenztemperatur, V1 Abb. 5.9: Einfluss der Grenztemperatur, E1

In den Abbildungen 5.8 und 5.9 sind die Auswirkungen einer Modifizierung der V-T-Beziehung auf die resultierenden Feuerwiderstände dargestellt. Es wurden zwei Arten der Modifizierung der Grenztemperatur betrachtet. Zum einen eine Erhöhung von  $T_{max}$  auf 1000 °C. Der Verlauf der V-T-Beziehung wurde dabei extrapoliert, d.h. die nach *EAD 330087-00-0601 2018* ermittelte Funktion wurde für Temperaturen *T* größer  $T_{max}$  beibehalten. Zum anderen wurde die V-T-Beziehung modifiziert, indem die minimale Verbundspannung  $f_{bd,min}$  für Temperaturen größer  $T_{max}$  bei 0,2 N/mm<sup>2</sup> konstant gehalten wurde. Die Ergebnisse zeigen, dass durch eine Modifizierung der V-T-Beziehung hauptsächlich auf die Feuerwiderstände für Branddauern ab 90 min Einfluss genommen wird. Bei Mörtelsystem E1 wird jedoch deutlich, dass der Feuerwiderstand hierdurch auch überschätzt werden kann.

## 5.2.3 Einfluss des Spannungszustands im Verankerungsgrund

Dass der Spannungszustand des Verankerungsgrunds einen Einfluss auf die V-T-Beziehung haben kann, zeigten die experimentellen Untersuchungen in Kapitel 4. Insbesondere der Vergleich zwischen HP-Tests und HR-Tests, die Untersuchungen
zur Dauer der Temperaturbeanspruchung und die Untersuchungen zum Einfluss von Querdruck zeigen dies. Zur Bewertung der Größenordnung des Einflusses von Spanunngen im Verankerungsgrund wird eine Prognose der Feuerwiderstände gegenüber Verbundversagen auf Grundlage der in HP-Tests ermittelten V-T-Beziehung berechnet. Die Feuerwiderstände werden in den Abbildungen 5.10 und 5.11 mit den Feuerwiderständen aus Kapitel 5.1, die auf Grundlage der V-T-Beziehungen aus der jeweiligen ETA bestimmt wurde, verglichen.



Abb. 5.10: Einfluss des Spannungszustands, V1

Abb. 5.11: Einfluss des Spannungszustands, E1

Wie in den Kapiteln 4.5.1, 4.5.2, 4.5.4 und 4.5.5 beschrieben, zeigten sich in den aus HP-Tests resultierenden V-T-Beziehungen bis 100 °C größere Versagenstemperaturen als im HR-Test. An dieser Stelle wird davon ausgegangen, dass diese Unterschiede zwischen HP- und HR-Tests sowie die Änderungen der aufnehmbaren Verbundspannung bei andauernden Temperaturbeanspruchungen (vgl. Kapitel 4.6) auf die geänderten Spannungszustände in den beiden Versuchskörpern zurückgeführt werden können. Die in den Abbildungen 5.10 und 5.11 dargestellten prognostizierten Feuerwiderstände zeigen, dass die aus HP-Tests ermittelten V-T-Beziehungen den Feuerwiderstand gegenüber Verbundversagen teilweise überschätzen. Dies ist darauf zurückzuführen, dass sich der Spannungszustand im Realbrandversuch nicht konstant über die Verankerungstiefe ist, vgl. Kapitel 3.2. Besonders hohe Druckspannungen treten vorwiegend im, dem Brand zugewandten Teil der Verankerungstiefe auf (ca. 40 mm). In diesem Abschnitt der Verankerungstiefe wird die Grenztemperatur als erstes überschritten, das heißt, er trägt rechnerisch zu einem frühen Zeitpunkt des Brandes nicht mehr zur Tragfähigkeit des Ankers bei. Im, in Kapitel 5.1 beschriebenen Beispiel, wird die Grenztemperatur beispielsweise bereits nach 30 min in den oberen 40 mm der Verankerungstiefe überschritten.

## 5.3 Berechnung der Verformung von Injektionsankern im Brandfall

Die Übertragung von Lasten ist wie im Kapitel 2.1.2 beschrieben mit einer Verformung verbunden, also einer Relativverschiebung zwischen Beton und Ankerstange. Die Gesamtdübelverformung besteht außerdem aus Anteilen aus Stahldehnung der Ankerstange sowie im Brandfall aus Wärmeausdehnung der Ankerstange. Das in Kapitel 5.1 beschriebene abschnittsweise Berechnungsverfahren ermittelt für jeden Abschnitt der

Verankerungstiefe eine, von der dort herrschenden Temperatur abhängige Verbundspannung. Es setzt also voraus, dass sich die bei der Ermittlung der V-T-Beziehung bestimmten maximal aufnehmbaren Verbundspannungen auch einstellen können. Das heißt, die Verformung an der Stelle der Verankerungstiefe entspricht der Verformung bei Erreichen der maximalen Verbundspannung.

Um dies zu bestätigen, werden im Folgenden für die beiden untersuchten Mörtelsystem E1 und V1 jeweils temperaturabhängige Verbundgesetze ermittelt. Die Verbundgesetze wurden aus den Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen von Auszugsversuchen im HP-Test mit einer Querdruckbeanspruchung von 70% ermittelt. Die verwendeten Versuchsergebnisse wurden bereits in den Kapiteln 4.8.1 und Kapitel 4.8.2 ausgewertet. Eine ausführliche Darstellung der Versuchsergebnisse ist in Anhang B.3 dargestellt. Für die anschließende iterative Bestimmung der Verformungen im Brandversuch wurden Mittelwertkurven aus den Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen bei 20 °C, 100 °C, 200 °C, 300 °C und 400 °C berechnet. Diese sind in den Abbildungen 5.12 bis 5.21 dargestellt. Es sind die in den Versuchen ermittelten Verbundspannungen  $\tau$  über die Verformung auf der lastabgewandten Seite  $s_{ub}$  (durchgehende Linie) sowie über die auf der belasteten Seite bestimmte Verformung $s_b$  (gestrichelte Linie) dargestellt. Die daraus ermittelten Mittelwertkurven (rot) werden anschließend für die Berechnung von Dübelverformungen im Brandfall verwendet.



Abb. 5.12: Verbundspannungs-Schlupfbeziehung für Mörtelsystem V1 bei Raumtemperatur

Die Verformungen im Brandfall setzen sich, analog zum Verhalten bei Raumtemperatur, aus den Anteilen Schlupf und Stahldehnung zusammen. Als Schlupf wird die Verformung am unbelasteten Ende der Verankerung  $s_{ub}$  bezeichnet. Sie entsteht durch Verformungen im Ringspalt und kann im Brandfall außerdem durch die Änderung der Mörteleigenschaften mit steigenden Temperaturen beeinflusst werden. Die Stahldehnung  $\Delta I_{\sigma}$  kann im Brandfall neben der Stahlspannung von der Stahltemperatur abhängig sein, da ab Temperaturen größer 100 °C bis 700 °C der E-Modul von Stahl auf bis zu 10% des Ausgangswerts bei Raumtemperatur zurück geht. Neben der Stahldehnung erfährt die Ankerstange außerdem eine Längenänderung infolge



Abb. 5.15: Verbundspannungs-Schlupfbeziehung für Mörtelsystem V1 bei 300 ℃





Abb. 5.17: Verbundspannungs-Schlupfbeziehung für Mörtelsystem E1 bei Raumtemperatur



Wärmeausdehnung  $\Delta I_T$ . Die freie thermische Dehnung von Stahl beträgt bei 700 °C circa 10 mm/m. Die Materialeigenschaften von Stahl bei erhöhten Temperaturen sind in Kapitel 2.2.2 näher erläutert. Je nach Referenzpunkt der Verforumungsmessung im Versuch können neben den genannten Verformungsanteilen auch Verformungen infolge Betondehnung  $\Delta I_c$  Teil der Gesamtverformung sein. Die Verformungsanteile sind in Abbildung 5.22 dargestellt.

Auf Grundlage der bekannten Verformungsanteile der Ankerstange kann nun von der Verformung am lastabgewandten Ende der Verankerung (Schlupf)  $s_{ub}$  auf die Verformung am belasteten Dübelende geschlossen werden. Hierzu wird das in Abbildung 5.23 dargestellte abschnittsweise Vorgehen angewendet. Das Verfahren beruht auf dem Vorgehen zur Bestimmung des Verbundspannungsverlaufs von Bewehrungsstäben nach *Niewels 2008.* Es wurde um die Temperaturkomponente ergänzt. Außerdem wird das Last-Verformungs-Verhalten von Injektionsankern anhand der zuvor vorgestellten Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen berücksichtigt.

Analog zum Prognoseverfahren wird vorausgesetzt, dass das Temperaturprofil entlang der Verankerungstiefe für den zu untersuchenden Zeitpunkt im Brandfall bekannt ist. Als Eingangsgröße in die Verformungsberechnung wird ein Wert für die Verformung am unbelasteten Ende vorgegeben. Im ersten Berechnungsschritt wird anhand der Temperatur im betrachteten Abschnitt mit der Länge  $\Delta x$  die gültige Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung gewählt. Zwischenwerte, zwischen den experimentell untersuchten



Abb. 5.22: Anteile der Verformung von Injektionsankern unter erhöhten Temperaturen



Abb. 5.23: Vorgehen zur Berechnung der Dübelverformungen

Temperaturen, werden linear interpoliert. Das Nachbruchverhalten, also Abschnitte, die sich bereits im Reibverbund befinden, werden ebenfalls berücksichtigt. Der Verformung  $s_{i-1}$  des ersten Abschnitts ist mit dem betrachteten Schlupfwert  $s_{ub}$  gleichzusetzen) kann so eine Verbundspannung  $\tau(x)$  zugeordnet werden. Im zweiten Schritt wird der Spannungszuwachs in der Ankerstange durch die im Abschnitt  $\Delta x$  aufgenommenen Kräfte ermittelt und mit der Stahlspannung  $\sigma_{i-1}$  addiert. Anschließend kann die aus der Stahlspannung resultierende Verformung  $\Delta l_{\sigma}$  des betrachteten Abschnitts ermittelt werden. Temperaturabhänige Einflüsse auf das Last-Verformungs-Verhalten von Stahl werden dabei berücksichtigt. Außerdem wird die freie thermische Dehnung des Abschnitts sowie der Verformungswert  $s_{i-1}$  hinzuaddiert. Das Vorgehen kann bis zum belasteten Ende der Verankerungstiefe fortgesetzt werden. Man erhält neben der Gesamtverformung der Ankerstange den Verbundspannungsverlauf sowie den Stahlspannungsverlauf entlang der Verankerungstiefe. Die Stahlspannung am belasteten Ende kann in die aufnehmbare Dübellast im Brandfall überführt werden. Das Vorgehen kann für weitere Schlupfwerte durchgeführt werden, bis die maximale Belastung und somit der Feuerwiderstand gegenüber Verbundversagen  $F_{Rk,VV}$  für den gewählten Zeitpunkt ermittelt wurde.

Tabelle 5.1 zeigt, die oben beschriebene Berechnung, für die Dübelkonfiguration M12-70 und dem Mörtelsystem V1 für eine Brandbeanspruchung von 60 Minuten. Die Verankungstiefe wurde in 20 Abschnitte geteilt. Das zugehörige rechnerisch ermittelte Last-Verformungs-Verhalten, d.h. eine Durchführung der beschriebenen Berechnung für mehrere Schlupfwerte, ist in Abbildung 5.24 dargestellt. Die Maximallast von 2,5 kN stellt sich bei einem Schlupf von 0,3 mm ein. Dies entspricht einer Dübelverformung am belasteten Dübelende  $s_b$  von 0,7 mm. Berücksichtigt man zusätzlich eine übliche Klemmstärke von 25 mm, beläuft sich die Gesamtverformung für das befestigte Bauteil im vorliegenden Beispiel auf größer 1 mm. Zum Vergleich, die Tragfähigkeit für diese Dübelkonfiguration beträgt nach der entsprechenden Zulassung im Temperaturbereich I mehr als das 10-fache bei einer maximalen Verformung von 0,1 mm.

Ort	Т	τ	N	σ	ΔI <sub>T</sub>	Δl <sub>σ</sub>	s <sub>tot</sub> (x)	τ (HP-Test)	τ (HR-Test)
[mm]	[°C]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[mm]	[mm]	[mm]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]
0	729,77	0,00		29,8	0,035	0,0008	0,7579	0,00	0,00
3,5	696,66	0,00	2,5	29,8	0,033	0,0008	0,7221	0,00	0,00
7	663,92	0,00	2,5	29,8	0,032	0,0008	0,6878	0,00	0,00
10,5	631,83	0,00	2,5	29,8	0,030	0,0008	0,6552	0,00	0,00
14	600,7	0,00	2,5	29,8	0,029	0,0006	0,6242	0,00	0,00
17,5	570,83	0,00	2,5	29,8	0,027	0,0006	0,5949	0,00	0,00
21	542,27	0,00	2,5	29,8	0,026	0,0006	0,5671	0,00	0,00
24,5	515,12	0,00	2,5	29,8	0,024	0,0006	0,5407	0,00	0,00
28	489,44	0,00	2,5	29,8	0,023	0,0006	0,5157	0,00	0,00
31,5	465,32	0,00	2,5	29,8	0,022 0,0006		0,4923	0,00	0,00
35	442,72	0,00	2,5	29,8	0,021	0,0006	0,4700	0,00	0,00
38,5	421,68	0,00	2,5	29,8	0,020 0,0006		0,4488	0,00	0,00
42	402,2	0,00	2,5	29,8	0,019	0,0006 0,4287		0,00	0,00
45,5	384,32	0,00	2,5	29,8	0,017	0,0006	0,4096	0,00	0,00
49	368,02	1,81	2,5	29,8	0,016	0,0005	0,3918	0,77	0,00
52,5	353,35	2,18	2,3	27,0	0,016	0,0004	0,3748	1,64	0,67
56	340,34	2,52	2,0	23,6	0,015	0,0004	0,3586	2,42	0,77
59,5	329,02	2,81	1,7	19,7	0,015	0,0003	0,3431	3,09	0,87
63	319,48	3,06	1,3	15,3	0,014	0,0002	0,3282	3,66	0,97
66,5	311,82	3,25	0,9	10,5	0,014	0,0001	0,3139	4,12	1,05
70	304,6	3,44	0,5	5,4	0,000	0,0000	0,3000	4,55	1,14
			2.5 kN	30 N/mm <sup>2</sup>	0.45 mm	0.01 mm		2.7 kN	0.7 kN

Tab. 5.1: Ankerverformungen für M12-70, 60 min, V1

Neben der Dübelverformung im Brandfall liefert das vorgestellte Vorgehen den Verbundspannungsverlauf unter Berücksichtigung des Last-Verformungs-Verhaltens. Dieses wird im, in Kapitel 5.1 vorgestellten Prognoseverfahren nicht berücksichtigt. Dort wird davon ausgegangen, dass sich in jedem Abschnitt der Verankerungstiefe die Verbundspannung nach der zugehörigen V-T-Beziehung einstellt. In Abbildung 5.25 ist die hier (Kapitel 5.3) berechnete Verbundspannungsverteilung mit der in Kapitel 5.1 ermittelten Verteilung dargestellt. Da die in diesem Kapitel verwendeten Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen aus Auszugsversuchen abgeleitet wurden, ist zusätzlich die Verbundspannungsverteilung unter Berücksichtigung der V-T-Beziehung aus Auszugsversuchen (Kapitel 5.2.3) dargestellt. Es zeigt



Abb. 5.24: rechnerisches Last-Verformungsverhalten eines Auszugsversuchs für M12-70, 60 min, V1

sich, dass der resultierende Feuerwiderstand unter Berücksichtigung des Last-Verformungsverhaltens von 2,5 kN um ein vielfaches höher ist, als der Feuerwiderstand der nach dem Prognoseverfahren (0,7 kN) errechnet wurde. Dies ist jedoch auf die Einflüsse der Art der Versuchsdurchführung auf die resultierende V-T-Beziehung zurückzuführen, vgl. Kapitel 4.5. Es wurde festgestellt, dass in HP-Tests die resultierenden Verbundspannungen bei gleicher Temperatur größer sind. Vergleicht man daher die vorgestellte Berechnung mit dem Feuerwiderstand nach dem Prognoseverfahren auf der Grundlage einer V-T-Beziehung aus HP-Tests (2,7 kN), können kaum Unterschiede im resultierenden Feuerwiderstand oder der Verbundspannungsverteilung festgestellt werden. Die Abschnitte der Verankerungstiefe, in denen nach dem Verfahren nach Kapitel 5.3 höhere Verbundspannungen, als nach dem Prognosverfahren resultieren, sind auf Unterschiede durch die Interpolation zwischen den experimentell untersuchten Temperaturen zurückzuführen.

## 5.4 Bewertung der Ergebnisse

In Kapitel 5.1 wird ein Verfahren zur Prognose von Feuerwiderständen gegenüber Verbundversagen vorgestellt. Das Verfahren kann für Injektionsanker mit bekanntem Temperaturprofil und der V-T-Beziehung der jeweiligen ETA für nachträgliche Bewehrungsanschlüsse für beliebige Konfigurationen aus Ankerdurchmesser und Verankerungstiefen angewendet werden. Der Vergleich der mithilfe des Prognoseverfahrens berechneten Feuerwiderstände mit Versuchsergebnissen aus Realbrandversuchen von zwei unterschiedlichen Produkten zeigt, dass das Prognoseverfahren auf der sicheren Seite liegende Feuerwiderstände liefert. Die Gründe hierfür können auf die Eingangsinformationen für die Berechnung zurückgeführt werden:



Abb. 5.25: Verbundspannungsverteilungen für M12-70 nach 60 min, V1

- Der nach EAD 330087-00-0601 2018 bestimmte Abminderungsfaktor k<sub>ii</sub> bzw. die in HR-Tests ermittelte V-T-Beziehung gilt nur für einen beschränkten Temperaturbereich. Bereiche der Verankerungstiefe mit Temperaturen oberhalb der Grenztemperatur T<sub>max</sub> werden für die Berechnung des Feuerwiderstands nicht angesetzt. Die Wahl der Grenztemperatur und die minimale Verbundspannung, die infolge Reibung zwischen den Füllstoffen übertragen werden kann, beeinflusst insbesondere die geringen Feuerwiderstände, die für die Zeitpunkte 90 min und 120 min berechnet werden.
- Die experimentellen Untersuchungen in Kapitel 4 zeigen, dass die Art der Versuchsdurchführung einen Einfluss auf die resultierende V-T-Beziehung haben kann. Dieser wird vor allem auf den Spannungszustand im Verankerungsgrund zurückgeführt. Dieser Aspekt wird im Prognoseverfahren nicht berücksichtigt. Zum aktuellen Wissensstand ist der Einfluss von Druckspannungen auf den prognostizierten Feuerwiderstand als gering zu bewerten, da Druckspannungen meist in Bereichen auftreten in denen die Mörteltemperatur größer der Grenztemperatur ist.

Des Weiteren wird bei der Anwendung des Prognoseverfahrens das Last-Verformungsverhalten nicht berücksichtigt. In Kapitel 5.3 wird daher ein Verfahren zur Berechnung der Relativverschiebungen zwischen Bohrlochwand und Ankerstange vorgestellt. Die Berechnung erfolgt auf Grundlage von experimentell ermittelten Verbundgesetzen. Sie zeigt, dass das Prognoseverfahren nach Kapitel 5.1 den Feuerwiderstand gegenüber Verbundversagen auch unter Berücksichtigung des Last-Verformungsverhaltens nicht überschätzt. Es wird außerdem deutlich, dass sich das Last-Verformungsverhalten mit steigenden Temperaturen ändert. Die Ankerverformungen im Brandfall sind deutlich größer als bei Raumtemperatur. Die Berechnungen ergaben bis zu 10-fach größere Verformungen bei einem Zehntel der Last.

Das Prognoseverfahren liefert demnach eine praktikable Lösung für die Berechnung des Feuerwiderstands von Injektionsankern mit variabler Verankerungstiefe. Die Ergebnisse zeigen außerdem, dass die Grenztemperatur  $T_{max}$  sowie die minimale Verbundspannung  $f_{bd,min}$  eines Injektionsmörtels erheblichen Einfluss auf den Feuerwiderstand hat.

# 6 Feuerwiderstand gegenüber Verbundversagen in gerissenem Beton

Für Normaltemperaturen ist hinlänglich bekannt, dass die Tragfähigkeit von Befestigungsmitteln vermindert wird wenn Risse die Befestigung kreuzen. Der Einfluss von Rissen auf die Tragfähigkeit von Befestigungsmitteln wird daher während der Zulassungsphase ermittelt und bei der Bemessung berücksichtigt. Es wird bei der Prüfung zwischen gerissenem und ungerissenem Beton unterschieden. Dieses Kapitel befasst sich mit der Frage, inwieweit diese Unterscheidung auch bei der Bewertung der Tragfähigkeit von Verbunddübeln im Brandfall berücksichtigt werden muss. Dazu werden auf Basis der Erläuterungen in Kapitel 3.2 zum Spannungszustand in brandbeanspruchten Bauteilen die Auswirkungen auf die Entwicklung von Rissen während des Brandfalls beschrieben. Anschließend werden Realbrandversuche beschrieben in denen die Tragfähigkeit von Injektionsankern bestimmt wurde, die in vor dem Brandversuch gerissenen Beton und ungerissenen Beton installiert wurden. Die Versuchsergebnisse werden anschließend verglichen und bewertet.

#### 6.1 Gerissener Beton im Brandfall

In der Zugzone von Stahlbetonbauteilen werden Kräfte durch die Bewehrung aufgenommen. Die Aktivierung der Bewehrung setzt das Überschreiten der Zugfestigkeit des Betons und somit eine Rissbildung voraus. Die Rissbreite  $w_k$  ergibt sich nach Gleichung 6.1 aus dem Produkt der Differenz aus Stahldehnung und Betondehnung ( $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$ ) und dem Rissabstand  $s_{R,max}$ . Der Rissabstand und die Dehnungsdifferenz können für Normaltemperaturen nach den Gleichungen 6.2 und 6.3 ermittelt werden.

$$W_k = S_{r,max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \tag{6.1}$$

$$s_{r,max} = \frac{\phi_s}{3, 6 \cdot \rho_{ef}} \leq \frac{\sigma_s \cdot \phi_s}{3, 6 \cdot f_{ct,eff}}$$
(6.2)

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{I_{ct,eff}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} \ge \frac{0, 6 \cdot \sigma_s}{E_s}$$
(6.3)

Die Ausführungen in Kapitel 3.2 beschreiben die Überlagerung der statischen Schnittgrößen sowie den Zwangs- oder Eigenspannungen infolge Temperatur. Die Erwärmung des Betons geht mit einer Wärmeausdehnung einher und führt somit zu Bauteilverformungen. In Kapitel 3.2 ist die Überlagerung dieser mit den statischen Schnittgrößen infolge einer Belastung am Beispiel einer einachsig gespannten Deckenplatte als Einfeldträger erläutert. Die Berechnung führt zu einer Druckzone auf



Abb. 6.1: Beispiel für die Verteilung spannungserzeugender Dehnungen über die Verankerungstiefe

der brandabgewandten Seite, gefolgt von einer Zugzone im Innern des Bauteils und einer Druckzone auf der brandzugewandten Seite. In Abbildung 6.1 ist beispielhaft ein Verlauf der spannungserzeugenden Dehnungen über die Bauteilhöhe dargestellt. Im Beispiel resultiert ein über dreiviertel der Bauteilhöhe gerissener Querschnitt. Die dort ermittelten spannungserzeugenden Dehnungen  $\varepsilon_{\sigma}$  können mit der Dehnungsdifferenz ( $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$ ) gleichgesetzt werden.

Im Beispiel wird lediglich die Einwirkung infolge Eigenlast berücksichtigt. Dies stellt die im Rahmen dieser Arbeit üblicherweise verwendete Bauteilgeometrie für die Durchführung von Realbrandversuchen dar. In diesem Fall ist aufgrund der zwängungsfreien Lagerung davon auszugehen, dass der Querschnitt im Bereich der Verankerung gerissen sein kann. Der sich im Brandfall einstellende Rissabstand ist jedoch nicht bekannt und es kann nicht überwacht werden, ob sich die Befestigung tatsächlich in einem Riss befindet. Dadurch dass sich Zugspannungen nur innerhalb des Querschnitts einstellen sind Rissabstände versuchstechnisch kaum zu ermitteln. Im folgenden wird daher von "inneren Rissen" gesprochen. Unter der Annahme eines Rissabstands von 10 cm und einer maximalen spannungserzeugenden Dehnung von 3 ‰ ergibt sich eine Rissbreite von 0,3 mm.

#### **Innerer Riss:**

Risse, die an der Oberfläche eines Versuchskörpers nicht sichtbar sind und durch Zugspannungen im Inneren eines Betonquerschnitts entstehen, werden im Folgenden als *innere Risse* bezeichnet.

Bereits *Reick 2001* ermittelte auf diese Weise den Spannungsverlauf in zwängungsfrei gelagerten, einachsig gespannten Stahlbetonquerschnitten im Brandfall. Er untersuchte unterschiedliche Bauteildicken (15 cm bis 40 cm) und Bewehrungsgehalte. Die Untersuchungen kamen zu dem Ergebnis, dass sich die maximalen Zugspannungen im Brandfall in einem Abstand von 40 mm bis 75 mm von der brandbeanspruchten Plattenseite einstellen. Sie liegen damit im Bereich der Verankerungstiefe von Befestigungsmitteln. Des Weiteren weist Reick darauf hin, dass diese Zugspannungen nur



Abb. 6.2: Betonoberfläche nach einem Brandversuch

bei zwängungsfrei gelagerten Bauteilen auftreten können. Die großen Verformungen (mehrere Zentimeter), die sich so in Brandversuchen einstellen können, können im Realfall nur selten beobachtet werden, da statisch unbestimmte Systeme und damit Verformungsbehinderungen vorliegen. In diesen Fällen würden auch keine oder nur geringe Zugspannungen auftreten.

In *Bergmeister u. a. 2018* wird die Rissbildung als eine der im Brandfall eintretenden, üblichen Versagensarten bzw. der Folgen eines Brandfalls beschrieben. Hierbei wird von einer Rissbildung in der oberflächennahen Betonschicht durch erhöhte Zugdehnungen ausgegangen. In *Bergmeister u. a. 2018* wird von Längsrissen entlang der Bewehrung oder netzartigen Rissen über der ganzen Betonoberfläche gesprochen. Dies widerspricht den oben beschriebenen Ausführungen, bei denen im oberflächennahen Bereich von Druckspannungen gesprochen wird. Auch in den im Rahmen dieser Forschungsarbeit durchgeführten Realbrandversuchen konnten ungerichtete, netzartige Risse auf der Betonoberfläche (brandzugewandte Bauteilseite) nach Abkühlung der Versuchskörper festgestellt werden. Diese können aber auf oberflächennahe Abplatzungen (kleiner 10 mm) oder auf Rissbildungen während der Abkühlphase zurückgeführt werden. In Abbildung 6.2 ist beispielfhaft die Betonoberfläche nach einem Brand dargestellt.

In der Kaltbemessung wird der Trennriss (parallele Rissufer) als der, für den Dübel kritischste Riss angesehen. Daher wird bei experimentellen Untersuchungen die Erzeugung paralleler Rissufer angestrebt. Wie die vorangegangenen Erläuterungen bereits beschreiben, wird sich bei einseitiger Brandbeanspruchung kein Trennriss einstellen. Vielmehr ist von inneren Rissen auszugehen. Die Auswirkungen von inneren Rissen sind bisher nicht erforscht. Nachstehende mögliche Folgen sind demnach vorstellbar:

- Die Zugzone im Inneren führt zu einem "Platzgewinn" oder einer Vergrößerung des Porenraums. Er könnte dazu führen, dass sich kondensiertes Wasser oder Wasserdampf dort ansammelt und einen kühlenden Effekt ausübt. Geringere Mörteltemperaturen führen zu einer verbesserten Tragfähigkeit der Befestigung.
- In Kapitel 5 wurde beschrieben, dass im Brandfall die Kräfte vorwiegend am lastabgewandten Ende der Verankerungstiefe aufgenommen werden können. Dieser Bereich wird sich für viele übliche Verankerungstiefen in der gerissenen Zone befinden. Unter der Annahme, dass analog zum Tragverhalten bei Normaltemperatur Risse im Beton zu einer Reduktion der Tragfähigkeit führen, resultiert daraus eine reduzierte Tragfähigkeit.

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass sich im Brandfall der Spannungszustand in einem Stahlbetonbauteil ändert. Es ist möglich, dass eine Befestigung, die in der Zugzone eines Bauteils angeordnet wurde, während eines Brandes überdrückt wird. Andererseits können sich durch große Bauteilverformungen neue Bereiche mit Zugspannungen ausbilden. Welche Spannungsverteilung sich einstellt und ob Bereiche mit Zugspannungen resultieren, hängt maßgeblich von den Bauteilabmessungen und von der Auflagersituation ab.

## 6.2 Experimentelle Untersuchungen

Die experimentelle Untersuchung von Befestigungen in Realbrandversuchen wurde bereits in den Kapiteln 2 und 5 beschrieben. Die Versuchsdurchführung richtet sich dabei an die Vorgaben nach *TR 020 2004*. Im Rahmen dieser Arbeit werden einseitig brandbeanspruchte Deckenplatten mit einer Plattendicke von 25 cm verwendet. Die Platten werden gelenkig und nicht verformungsbehindert gelagert. Die während des Brandes entstehenden Spannungen und Dehnungen über den Plattenquerschnitt sind in Kapitel 4 beschrieben. Der Plattenquerschnitt ist während des Brandes über weite Teile gerissen. Auf der brandzugewandten Seite herrschen für ca. 5 cm Druckspannungen. Für die Prüfung des Verbundversagens in Realbrandversuchen wird in *TR 020 2004* ein Versuchsaufbau mit belasteter Deckenplatte beschrieben. Die Decke soll dabei soweit belastet werden, dass die Spannung der Zugbewehrung 270 N/mm<sup>2</sup> beträgt. Neben diesem Vorgehen wird häufig die Bildung von Trennrissen analog zu Versuchen bei Raumtemperatur angewendet. Diese beiden Arten der Versuchsdurchführung werden im Folgenden erläutert und mit Versuchen an unbelasteten einachsig gespannten Deckenplatten verglichen.

## 6.2.1 Befestigungen in Trennrissen

Bei der Prüfung der Tragfähigkeit in gerissenem Beton bei Normaltemperatur werden Trennrisse mit parallelen Rissufern erzeugt. Eine Möglichkeit ist die Erzeugung von Rissen mittels Risskeilen, wie sie in Abbildung 6.3 dargestellt sind. Risskeil und Keilhülse weisen eine zueinander abgestimmte keilförmige Form auf. Diese werden in ein vorbereitetes Loch in der Betonplatte platziert. Durch Eintreiben des Keils werden die beiden Teile der Keilhülse gegen die Betonwand gedrückt. Beim Überschreiten der Betonzugefestigkeit im Betonquerschnitt entsteht ein Riss. Über die Breite des Bauteils werden in der Regel mehrere Keile angeordnet, die für einen möglichst geradlinigen verlaufenden Riss sorgen.



Abb. 6.3: Erzeugung von Rissen mittels Risskeilen

Bei den nachfolgend aufgeführten Versuchen wurde diese Methode verwendet, um Risse zu erzeugen. Die Risse wurden vor dem Brand erzeugt, die Bohrlöcher danach in den Riss gebohrt und der Verlauf der Risse durch die Bohrlöchwand überprüft. Dann wurden die Dübel in die geprüften Bohrlöcher nach Montageanweisung gesetzt und anschließend wurden die Risse bis zu einer Rissbreite von 0,3 mm geöffnet. Die Messung der Rissbreitenentwicklung während des Brandes ist nicht möglich. Es kamen zwei Bauteilabmessungen zum Einsatz. Versuchskörper 1 (VK1) ist eine einachsig gespannte Deckenplatte mit einer Plattendicke von 25 cm, einer Spannweite von 2,7 m (bei einer Plattenlänge von 3,46 m und einer Breite von 1,60 m). Der Bewehrungsgehalt von VK1 beträgt 7,54 cm<sup>2</sup>/m. Als zweite Geometrie VK2 kamen vierseitig gelagerte Platten mit den Abmessungen 128,5 m x 163,5 cm x 26 cm zum Einsatz. Der Bewehrungsgehalt von VK2 beträgt ca. 8,8 cm<sup>2</sup>/m. Alle Versuche wurden nach *TR 020 2004* durchgeführt. Als Brandkurve wurde die ETK verwendet.

In den Abbildungen 6.4 und 6.5 sind die Dehnungsverteilungen im Beton für die beiden Versuchskörperarten im "gerissenen" und "ungerissenen" Zustand dargestellt. Als "ungerissener" Zustand werden an dieser Stelle Bauteile bezeichnet, die vor Beginn des Brandversuchs ausschließlich mit ihrer Eigenlast belastet sind und damit ungerissen sind. Die maximale in den Versuchen verwendete Verankerungstiefe beträgt 110 mm und ist durch die Andeutung eines Ankers verdeutlicht.



Abb. 6.4: Dehnungsverteilung in VK1 nach 120 min Branddauer, links: "ungerissen", rechts: Trennriss



Abb. 6.5: Dehnungsverteilung in VK2 nach 120 min Branddauer, links: "ungerissen", rechts: Trennriss

Um die Veränderung der erzeugten Rissbreite von 0,3 mm im zeitlichen Verlauf des Brandversuchs bewerten zu können, wird die Rissbreite mithilfe Gleichung (6.1) in eine Dehnung umgerechnet. Hierzu wird wieder ein Rissabstand von 8 cm angenommen. Die Wirkungsbreite von 8 cm wurde durch die Ermittlung des oberen Grenzwerts für den Rissabstand in Querschnittsbereichen ohne Bewehrung nach Gleichung 6.4 ermittelt. Für den Abstand der maximalen Dehnung zum Nullpunkt der Dehnung ergibt sich in den Berechnungen ein Wert von ca. 6 cm.

$$S_{r,max} = 1, 3 \cdot (h - x)$$
 (6.4)

Für die Bestimmung des Dehungsverlaufs im Bereich der Verankerung wurde ein über die Bauteilhöhe konstanter Wert von 3,75‰ addiert. Dieser ergibt sich aus dem erzeugten Riss von 0,3 mm und einer Wirkungsbreite, die mit 8 cm angenommen wird.

Die 3 bzw. 4 cm tiefe Druckzone die sich rechnerisch in den durchgeführten Versuchen an VK1 und VK2 auf der beflammten Bauteilseite einstellt, bleibt auch nach Riss-

öffnung bestehen. Sie verkleinert sich jedoch auf 2 bzw. 3 cm. In Versuchskörper 2 ergeben sich rechnerisch größere Rissbreiten als in Versuchskörper 1. Die maximale Rissbreite beträgt für diese Spannungsverteilungen und den angenommenen Rissabstand bis zu 0,8 mm.

In Tabelle 6.1 sind die Ergebnisse von Brandversuchen an Verbunddübeln, die in zunächst ungerissenen Beton und in Trennrisse gesetzt wurden, aufgeführt. Für den Versuch im gerissenen Beton und den jeweiligen Referenzversuch wurden stets die gleiche Bauteilabmessungen verwendet. Es sind Versuche mit unterschiedlichen Mörtelsystemen dargestellt. Eine Beschreibung der verwendeten Injektionsmörtel ist in Kapitel 4.4.1 zu finden. Jede aufgeführte Belastungssituation wurde an Ankern in zunächst ungerissenem Beton und an, in Trennrissen gesetzten Ankern getestet. Anschließend wurde die Differenz zwischen den Versagenszeiten der beiden Versuche gebildet. In allen Versuchen ist mindestens in einem der Versuche ein Verbundversagen eingetreten. Zweidrittel der Vergleichswerte im gerissenen Beton liegen in einem Bereich von +/- zehn Minuten. Je ein Ausreißer mit einer sehr viel kleineren (-82 min), sowie mit einer sehr viel größeren (+66 min) Versagenszeit traten auf. Grundsätzlich konnte keine Tendenz zu einer längeren oder kürzen Versagenszeit für in Trennrissen gesetzte Anker festgestellt werden. Der Mittelwert der Abweichungen liegt bei -0,7 min, der Median bei +1 min. Dies weißt darauf hin, dass die festgestellten Abweichungen auf die grundsätzliche Streuung der Versuchsergebnisse zurückzuführen sind und kein negativer Einfluss eines zuvor erzeugten Trennrisses auf die Zugtragfähigkeit eines Verbunddübels im Brandfall festgestellt werden kann.

Produkt	Gewinde- durch- messer	Setztiefe	Last	Stahl- spannung (ungerissen) ( [N/mm <sup>2</sup> ] [min]		Versagens- zeit (gerissen)	Differenz	Versagensart ungerissen / gerissen*	Versuchskörper und Lagerung		
[-]	[mm]	[mm]	[kN]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[min]	[min]	[min]	[-]	[-]		
	10	50	0.5	0.6	<b>F1</b>	41	-10				
	10	50	0.5	0.0	51	53	2				
	10	50	0.75	12.0	38	39	1				
E1	10	50	0.75	12.5	50	44	6		VK2 - vierseitia		
	16	80	25	15.9	67	52	-15	**/**	VIV2 - Vierseitig		
	10	00	2.0	10.5	01	82	15				
	16	80	1	64	70	82	3				
	10	00		0.4	19	82	3				
	8 (A4)	80	1	27.3	124	42	-82	S/VV			
	8 (A4)	80	3.5	95.6	37	26	-11				
	8 (A4)	80	5	136.6	29	34	5	**/**			
P1	8	80	0.5	13.7	119	185	66	VV / kV	VK1 - zweiseitig		
	8	80	0.7	19.1	122	134	12	VV/S			
	12 (A4)	110	8	94.9	69	80	11				
	12 (A4)	110	12	142.3	55	51	-4	~~/~~			
	8	80	0.35	9.6	99	98	-1				
	8	80	0.5	13.7	94	98	4	VV / VV			
	8	80	0.75	13.7	0/	93	-1				
E2	0	00	0.75	13.7	54	92	-2	VV/S	VK1 - zweiseitig		
	16	110	2	12.7	109	115	6				
	16	110	3	19.1	111	110	-1	**/**			
	16	110	4	25.5	97	92	-5	M / VV			
	10	75	0.8	13.8	121	126	5				
	10	75	1.2	20.7	95	102	7				
V3	10	75	1.8	31.0	81	75	-6	VV / VV	VK1 - zweiseitig		
	16	95	1	6.4	160	153	-7		-		
	16	95	3	191	104	83	-21				

Tab. 6.1: Versuchsergebnisse in VK1 und VK2, Testbericht E1 2016b; Testbericht P1 2017; Testbericht E2 2018; Testbericht V3 2019

\* VV = Verbundversagen, M = Mutterversagen, S = Stahlversagen, kV = kein Versagen

### 6.2.2 Befestigungen in Biegerissen

Im nachfolgend vorgestellten Brandversuch werden Verbunddübel in eine während des Brandversuchs belastete Deckenplatte gesetzt.

#### Dimensionierung der Versuchskörper

Grundlage für die Dimensionierung der Versuchskörper sind die im *TR 020 2004* beschriebenen Versuche zur Bestimmung des Widerstands gegenüber Pulloutversagens einer Verankerung im Brandversuch. Es werden folgende Randbedingungen an die Versuchskörper gestellt:

- Bewehrter Beton der Festigkeitsklasse C20/25
- Zugbewehrung mit dem Stabdurchmesser 12 mm alle 150 mm
- Bewehrungsgrad von ca. 0,4 %
- Der Versuchskörper soll für vorgesehene Brandbeanspruchung dimensioniert sein (Bemessung nach DIN EN 1992-1-2)
- Plattendicke  $\geq 2h_{ef}$  und  $\geq 250mm$

Des Weiteren wird folgendes Vorgehen für die Versuchsdurchführung in *TR 020 2004* beschrieben:

- Erzeugung von Biegerissen durch Belastung im 4-Punkt-Biegeversuch bis zu einer Stahlspannung der Bewehrung von 270 N/mm²  $\pm$  20 N/mm²
- Entlastung
- · Installation des Befestigungsmittels in die Risse
- Erneutes Belasten des Bauteils bis zu einer Stahlspannung der Biegebewehrung von 270  $\textrm{N/mm}^2 \pm 20~\textrm{N/mm}^2$
- Dadurch sollen Risse in einer Größenordnung von 0,10 bis 0,25 mm erzeugt werden (bei Normaltemperatur)
- Durchführung von mindestens fünf Realbrandversuchen

Die Geometrie des an der Universität Kaiserslautern zur Verfügung stehenden Brandofens begrenzen die äußeren Bauteilabmessungen des Versuchskörpers auf eine Länge von 3,46 m (Breite des Brandraums 3 m, zzgl. jeweils 0,23 m Auflagerbreite) und eine Breite von 1,60 m. Um eine Belastung der Deckenplatte mit Totlasten zu ermöglichen und gleichzeitig ein ausreichend großes Biegemoment zu erzeugen, wird auf die Randbedingung der Einhaltung einer maximalen Plattendicke von 250 mm verzichtet. Es wird eine Bauteildicke von 160 mm gewählt. Dies bietet die Möglichkeit, Befestigungen bis zu einer Setztiefe von 80 mm zu testen. Die Auflagereigenschaft wird für die folgenden Berechnungen als gelenkig gelagert angenommen, da der Versuchskörper auf die Seitenwände eines Stahlgerüsts im Ofen aufgelegt wird. Das zugrunde gelegte statische System ist in Abbildung 6.6 dargestellt.



Versuchsaufbau für Versuche an Befestigungen in Biegerissen Abb. 6.6:

Die notwendige Belastung F, um eine Stahlspannung von 270 N/mm<sup>2</sup> zu erhalten, kann mit Gleichung 6.5 ermittelt werden. Der innere Hebelarm z wird dabei mit 90% der statischen Höhe d angenommen. Aus dem statischen System ergeben sich für die beiden Einzellasten F je eine aufzubringende Kraft von 23 kN, dies entspricht etwa einer Belastung von 2,3 t. Die zu erwartende eintretende Rissbreite, ohne Berücksichtigung der Brandbeanspruchung, errechnet sich aus den Gleichungen 6.1 bis 6.3. Es ergibt sich für eine Belastung im Vier-Punkt-Biegeversuch von 23 kN beim oben beschriebenen statischen System eine zu erwartende Rissbreite zwischen 0,12 mm und 0,23 mm.

$$\sigma_s = \frac{M}{z \cdot A_s}$$

$$M = \sigma \cdot z \cdot A_s = 20.1 kNm$$
(6.5)

In Abbildung 6.7 sind die spannungserzeugenden Dehnungen  $\varepsilon_{\sigma}$  dargestellt, die sich für das beschriebene System ohne ("ungerissen") und mit Belastung ("gerissen") ergeben. Auch in dieser Art der Versuchsdurchführung befinden sich ca. 50% der Verankerungstiefe im Riss. Die Unterschiede im Spannungszustand der Betonplatte zwischen "ungerissenem" und "gerissenem" Zustand unterscheiden sind nur geringfügig. Die maximale Rissbreite, bei einem Rissabstand von 8 cm beträgt 0,24 mm.

#### Temperaturmessungen

1

In den beschriebenen Realbrandversuchen wurden die Temperaturen entlang der Verankerungstiefe gemessen. Die Thermoelemente wurden vor dem Setzvorgang an der Ankerstange befestigt. Es wurden drei Messstellen je Anker vorgesehen. Die Temperaturen wurden 10 mm, 40 mm und 70 mm von der Betonoberfläche entfernt gemessen. In den Abbildungen 6.8 und 6.9 sind die gemessenen Temperaturen aus zwei Brandversuchen dargestellt. Im ersten Brand wurden die Anker in ungerissenen Beton gesetzt. Während des Brandes wurde außerdem keine zusätzliche Belastung auf die Deckenplatte aufgebracht (schwarz). Im zweiten Brand wurden die Anker, wie



Abb. 6.7: Dehnungsverteilung in VK3 nach 120 min Branddauer, links: "ungerissen", rechts: Biegeriss

vorangegangen beschrieben, in Biegerisse gesetzt. Zusätzlich wurde die Deckenplatte in diesem Brand mit einer Last auf Gebrauchslastniveau belastet (grau). Bei den Temperaturdaten in Abbildung 6.8 handelt es sich um unbelastete Anker, das heißt, sie wurden durch keine Lasteinleitungskonstruktion von Temperaturen abgeschirmt. Die Temperaturdaten in Abbildung 6.9 wurden an belasteten Dübeln gemessen, d.h. der Temperatureintrag in die Befestigung wird durch ein Anbauteil nach *TR 020 2004* verzögert.



Abb. 6.8: Temperaturentwicklung während eines Brandes an Ankern ohne Abt.

Die Temperaturverläufe zeigen teilweise deutliche Temperaturabfälle, die auf einen kühlenden Effekt des freiwerdenden Wassers zurückgeführt werden können. Es fällt auf, dass dieser Effekt bei Ankern mit Anbauteil häufiger und ausgeprägter auftritt. Ein möglicher Grund hierfür könnte sein, dass das Anbauteil neben einem verzögerten Temperatureintrag auch zu einer Ansammlung des freiwerdenden Wassers führt. Neben dem Anbauteil selbst, würde damit auch der Temperatureintrag in die Verankerung reduziert. Die Messergebnisse zeigen entlang der gesamten Verankerungstiefe Temperaturabfälle bis auf 100 °C. Die Biegerisse, die die Befestigungen im zweiten Versuch



Abb. 6.9: Temperaturentwicklung während eines Brandes an Ankern mit Abt.

(grau) sicher kreuzen, haben nur einen geringen Einfluss auf die Temperaturverteilung. Eine vermehrte Ansammlung von Wasser durch den Raumgewinn in Rissen und damit ein verstärkter kühlender Einfluss kann anhand der geringen Anzahl an Versuchen weder bestätigt noch widerlegt werden.

#### Versuchsergebnisse

In Tabelle 6.2 und 6.3 sind die Ergebnisse der beschriebenen Versuche mit den Mörtelsystemen E1 und V1 tabellarisch dargestellt. Die Versagenszeit der Referenzversuche wird der Versagenszeit der im Biegeriss gesetzten Verbunddübel gegenüber gestellt. Die Ergebnisse sind außerdem in Abbildung 6.10 dargestellt. Für das Mörtelsystem E1 zeichnet sich dabei ein früheres Versagen, der im Biegriss gestetzten Befestigungen, im Vergleich zum Referenzversuch ab. Lässt man den Versuch aus Zeile 1 außen vor, bei dem die Referenz ca. 20 Minuten vor der erwarteten Zeit versagte, versagen die Befestigungen im Biegeriss im Mittel 7 Minuten früher. Für das Mörtelsystem V1 kann diese Beobachtung jedoch nicht bestätigt werden. Die Dübel im Biegeriss versagten im Mittel sogar 6 Minuten nach den Referenzversuchen. Lediglich ein Dübel versagte zwei Minuten früher.

	Produkt	Gewinde- durch- messer	Setztiefe Last		Stahl- spannung Versagens- zeit (ungerissen)		Versagens- zeit (gerissen)	Differenz	Versagensart ungerissen / gerissen*	Versuchskörper und Lagerung		
	[-]	[mm]	[mm]	[kN]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[min]	[min]	[min]	[-]	[-]		
		16	80	0.5	3.2	76	97	21				
		16	80	1	6.4	92	84	-8	101/101	1///0		
		16	80	2.5	15.9	81	76	-5	~~/~~			
	E1	16	80	5	31.8	72	63	-9		VNJ zwoiopitia aplagat		
		16	80	6	38.2	60	47	-13	VV / M	zweiseitig gelagent		
		16	80	10	63.7	50	41	-9	M/M			
		16	80	15	95.5	16	20	4	VV / VV			

Tab. 6.2: Versuchsergebnisse in VK3 mit dem Injektionssystem E1

\* VV = Verbundversagen, M = Mutterversagen, S = Stahlversagen, kV = kein Versagen

Produkt	Gewinde- durch- messer	Setztiefe	Last	Stahl- spannung	Versagens- zeit (ungerissen)	Versagens- zeit (gerissen)	Differenz	Versagensart ungerissen / gerissen*	Versuchskörper und Lagerung		
[-]	[mm]	[mm]	[kN]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[min]	[min]	[min]	[-]	[-]		
	12	70	0.6	7.1	115	113	-2				
	12	70	0.8	9.5	93	94	1	101/101			
	12	70	1.0	11.9	81	91	10	~~/ ~~	VK4 / VK3		
V1	12	70	1.5	17.8	81	93	12				
	12	70	2.0	23.7	56	72	16	VV / M	zweiseitig gelagen		
	12	70	2.5	29.7	62	63	1	M / M			
	12	70	4.0	47.4	46	52	6	VV / VV			

Tab. 6.3: Versuchsergebnisse in VK3 mit dem Injektionssystem V1

\* VV = Verbundversagen, M = Mutterversagen, S = Stahlversagen, kV = kein Versagen



Abb. 6.10: Versuchsergebnisse in "ungerissenem" und "gerissenem" Beton, links: Injektionsmörtel E1, rechts: Injektonsmörtel V1

## 6.3 Bewertung der Ergebnisse

Der Spannungszustand im Verankerungsgrund verändert sich durch die extreme Temperatureinwirkung während eines Brandszenarios deutlich, vgl. Kapitel 6.1 und Kapitel 3.2. Im Gegensatz zur Bemessung bei Normaltemperatur ist eine Einordnung in die zwei Fälle "gerissener Beton" und "ungerissener Beton" nur schwer möglich. Es stellt sich vielmehr ein Spannungszustand ein, der über die Verankerungstiefe des Ankers teilweise gerissen und teilweise überdrückt ist. Der resultierende Spannungszustand ist im Wesentlichen von der Bauteilgeometrie und den Lagerungsbedingungen abhängig.

Bei der experimentellen Ermittlung des Feuerwiderstands gegenüber Verbundversagen sollten Verankerungen daher möglichst in Versuchskörpern mit einer ungünstigen Spannungsverteilung geprüft werden. Unter der Annahme, dass Zugspannungen bzw. Risse analog zur Normaltemperatur einen negativen Einfluss auf die Tragfähigkeit haben, bedeutet dies ein möglichst hohen Anteil an Zugspannungen im Bereich der Verankerungstiefe. Im Gegensatz dazu steht die Annahme, dass Risse zu einer Ansammlung von kondensiertem Wasser führen und damit einen kühlenden, also positiven Effekt auf die Tragfähigkeit haben können. In den im Rahmen dieser Forschungsarbeit durchgeführten Temperaturmessungen konnte jedoch kein signifikanter Temperaturunterschied festgestellt werden.

Zur Bewertung des Einflusses von "gerissenem" Beton in Realbrandversuchen zur Ermittlung des Feuerwiderstands gegenüber Verbundversagens wurden zwei Arten

der Versuchsdurchführung untersucht. Die Anker wurden dabei in, vor Beginn der Temperaturbeanspruchung ungerissenen und gerissenen Beton gesetzt. Es wurden Verankerungen in Trennrissen und in Biegerissen untersucht. Auf Grundlage der durchgeführten Versuche kann kein eindeutiger Einfluss der Art der Versuchsdurchführung festgestellt werden. Die ermittelten Unterschiede in der Versagenszeit liegen im Bereich üblicher Streuungen für diese Art der Versuchsdurchführung. Dennoch wird auf Grundlage der Untersuchungen empfohlen, Realbrandversuche zur Ermittlung des Feuerwiderstands gegenüber Verbundversagen an einachsig gespannten, gelenkig gelagerten und nicht dehnungsbedhinderten Platten durchzuführen. Für diese Art der Versuchsdurchführung ergeben sich Zugspannungen in Querschnittsteilen, die sich mit üblichen Verankerungstiefen (70 mm bis 150 mm) überlagern.

# 7 Feuerwiderstand gegenüber Stahlversagen

In Kapitel 3.1.3 wurde bereits darauf hingewiesen, dass das der Injektionsmörtel selbst keinen wesentlichen Einfluss auf die Temperaturverteilung entlang des Dübels hat. Daraus kann geschlossen werden, dass das Stahlversagen der Gewindestange unabhängig von der Art des verwendeten Injektionsmörtels ist. In diesem Kapitel werden, mithilfe der in Kapitel 2.2.2 beschriebenen mechanischen Eigenschaften von Gewindestangen im Brandfall, Grenzwerte für den Feuerwiderstand von Injektionsankern gegenüber Stahlversagen ermittelt. Es wird überprüft, ob bei der Verwendung "handelsüblicher" Gewindestangen oder für Gewindestangen besonderer Spezifikation (z.B. Angaben zur Toleranzklasse oder Stahlgüte) einheitliche Widerstände gegenüber Stahlversagen festgelegt werden können. Dazu werden die Materialeigenschaften von Gewindestangen im Hinblick auf die im Brand zu erwartenden Temperaturen betrachtet und daraus Tragfähigkeiten für Brandszenarien berechnet. Weiterhin werden Versuchsergebnisse, bei denen der Feuerwiderstand gegenüber Stahlversagen bestimmt wurde, statistisch ausgewertet und mit den rechnerischen Feuerwiderständen verglichen.

## 7.1 Rechnerische Ermittlung

Für die nachfolgend erläuterten Berechnungen ist zu berücksichtigen, dass die Abminderungsfaktoren für die Zugtragfähigkeit einer Garnitur aus Gewindestange und Mutter, die in Kapitel 2.2.2 aufgeführt sind, aus stationären Zugversuchen abgeleitet wurden. Feuerwiderstände von Befestigungen werden jedoch an instationären Versuchen ermittelt. Einflüsse durch eine zeitabhängige Änderung der Tragfähigkeit (Kriechen) sind in diesen Abminderungsfaktoren demnach nicht enthalten. Für die nachfolgenden Berechnungen wird deshalb davon ausgegangen, dass der Einfluss des Kriechens von Stahl vernachlässigbar ist, vgl. Kapitel 2.2.3. Weitere Informationen zu den Einflüssen der Versuchsdurchführung wurden bereits in Kapitel 4.2 vorgestellt.

#### 7.1.1 Stahltemperaturen

Zur Berechnung des Feuerwiderstands gegenüber Stahlversagen müssen zunächst die an einer Befestigung zu erwartenden Temperaturen bekannt sein. Die in diesem Kapitel dargestellten Simulationsergebnisse sind durch thermisch-transiente Simulationen mit dem FE-Programm ANSYS entstanden. Erläuterungen zur Eingabe sind in Kapitel 3.1.2 gegeben. Neben den, durch FE-Simultionen bestimmte Temperaturen sind im Folgenden Messdaten aus Realbrandversuchen dargestellt. Die Daten wurden in den in Kapitel 6 beschriebenen Versuchen aufgenommen.



Abb. 7.1: links: schematische Darstellung des Versuchsaufbaus, rechts: Messdaten und Simulationsergebnisse der Stahltemperaturen über die Versuchszeit

Abbildung 7.1 zeigt die Entwicklung der Stahltemperatur über die Versuchszeit bei einer Temperaturentwicklung im Brandraum nach ETK. Die Temperaturdaten in Brandversuchen wurden mit Thermoelementen des Typs K, mit einem Temperaturmessbereich bis 1000 ℃, gemessen. Die Thermoelemente wurden, wie in Abbildung 7.1 links dargestellt, befestigt. Es sind Temperaturmessdaten dargestellt, die während eines Brandes an 4 Dübeln gemessen wurden. Drei der Befestigungen wurden über ein Anbauteil nach TR 020 2004 belastet. Eine weitere Messung wurde an einem unbelasteten Dübel ohne Anbauteil (ohne Abt. in Abb. 7.1) durchgeführt. Neben den Messdaten aus einem Realbrandversuch, sind die resultierenden Stahltemperaturen aus einer thermisch-transienten Simulation dargestellt. Die Temperaturdaten wurden ebenfalls am, in Abbildung 7.1 links dargestellten Messpunkt, ausgegeben. Aus den experimentell bestimmten Temperaturen geht hervor, dass die Stahltemperatur deutlich schneller steigt, wenn der Dübel ungeschützt ist. Die abschirmende Wirkung des Anbauteils führt zu einem verzögerten Anstieg der Temperaturen. Die Messdaten am ungeschützten Dübel sind in den ersten 20 min des Brandes außerdem circa 200 °C größer, stimmen im weiteren Verlauf aber sehr gut mit den Simulationsergebnissen überein. Insbesondere anhand der Messdaten von belasteten Dübeln mit Anbauteil sind bis zu einer Branddauer von 30 min Plateaus oder Reduktionen in der Temperaturentwicklung über die Zeit zu erkennen, die auf kühlende Effekte durch freiwerdendes Wasser zurückzuführen sind. Diese können in der Simulation nicht nachgebildet werden. Für Branddauern größer 60 min sind die Temperaturen mit und ohne Anbauteil weitestgehend identisch.

### 7.1.2 Berechnung des Feuerwiderstands und Vergleich mit Versuchsergebnissen

In den Spalten 3, 6 und 9 der nachfolgenden Tabelle 7.1 sind die in Abbildung 7.1 dargestellten Temperaturen für die in Spalte 1 angegebenen Zeitpunkte aufgelistet.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11			
		20	Simulatio	n	Messergebnisse								
t	ETK		ohne Ab	t.		ohne Ab	t.	mit Abt.					
		Temp.	EC3-D	5.8	Temp.	remp. EC3-D 5.8			EC3-D	5.8			
[min]	[°C]	[°C]	[-]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[°C]	[-]	[N/mm²]	[°C]	[-]	[N/mm <sup>2</sup> ]			
1	349	41	0.99	496	334	0.87	435	92	0.97	486			
2	445	87	0.97	487	283	0.91	454	123	0.96	481			
3	502	135	0.96	479	331	0.86	432	150	0.95	476			
4	544	181	0.94	471	346	0.84	422	174	0.94	472			
5	576	225	0.93	464	386	0.79	397	199	0.94	468			
10	678	397	0.78	390	516	0.50	249	320	0.88	439			
15	739	514	0.50	252	586	0.27	133	424	0.72	361			
20	781	591	0.25	125	616	0.20	101	466	0.63	314			
30	842	687	0.12	58	691	0.11	56	582	0.28	140			
45	902	767	0.08	39	792	0.07	35	731	0.09	45			
60	945	837	0.05	27	848	0.05	26	824	0.06	30			
90	1006	917	0.03	14	935	0.02	11	956	0.02	8			
120	1049	969	0.01	5									

Aus den Messdaten, die an Dübeln mit Anbauteil bestimmt wurden, wird der Mittelwert der drei Messungen gebildet.

Tab. 7.1:Zuordnung der Abminderungsfaktoren nach *DIN EN 1993-1-2 2010* Anhang D zu<br/>Stahltemperaturen aus Messdaten und Simulationsergebnissen

Anschließend wird jedem Zeitpunkt der Abminderungsfaktor der Stahlfestigkeit zugeordnet, vgl. Spalten 4, 7 und 10. Es werden dabei die Abminderungsfaktoren nach *DIN EN 1993-1-2 2010* Anhang D verwendet. Ausgehend von einer Stahlzugfestigkeit von 500 N/mm<sup>2</sup> (analog einer Gewindestange der Festigkeitsklasse 5.8) werden mit Gleichung 7.2 die abgeminderte Stahlzugfestigkeit  $f_{s,y}(T)$  der Temperatur *T* zum Zeitpunkt *t* berechnet. Die maximal aufnehmbare Stahlspannung einer Gewindestange zum Zeitpunkt *t* kann anschließend nach Gleichung 7.2 ermittelt werden.

$$f_{sy,t}(T) = k_{b,T} \cdot f_{sy} \tag{7.1}$$

$f_{s}(t) = f_{sy,t} \cdot A_{s} \tag{7.2}$
---

mit:	$f_{sy,t}(T)$	Zugfestigkeit von Stahl zum Zeitpunkt t in Abhängigkeit der
		Temperatur T
	k <sub>b,T</sub>	Abminderungsfaktor der Zugtragfähigkeit nach DIN EN 1993-
		<i>1-2 2010</i> Anhang D
	f <sub>sy</sub>	Zugfestigkeit von Stahl bei Normaltemperatur
	$f_s(t)$	Stahlspannung der Gewindestange zum Zeitpunkt t
	$A_s$	Spannungsquerschnitt der Gewindestange

In Abbildung 7.2 ist beispielhaft die berechnete maximal aufnehmbare Stahlspannung für eine Gewindestange mit dem Durchmesser 16 mm dargestellt. Die Berechnung

wurde auf Grundlage der Messergebnisse mit und ohne Anbauteil sowie der Simulationsergebnisse durchgeführt. Die Berechnungsergebnisse wurden Versuchsergebnisse aus Realbrandversuchen gegenübergestellt. Die Versuchsergebnisse umfassen sowohl Ergebnisse, bei denen Mutterversagen als auch Querschnittsversagen auftrat. Nähere Informationen zu den Versuchsergebnissen werden in Kapitel 7.2 gegeben. Des Weiteren ist die ETK dargestellt, die sowohl in der Simulation verwendet wurde, als auch die Ofentemperatur im Realbrandversuch darstellt.



Abb. 7.2: Rechnerisch und experimentell bestimmte Stahlspannung über die Versuchszeit

Der Vergleich der berechneten Stahlspannungen mit den Versuchsergebnissen zeigt, dass eine Berechnung auf Grundlage von Temperaturdaten ohne die Berücksichtigung eines Anbauteils auf der sicheren Seite liegt. In der Berechnung wird eine Stahlspannung von 120 N/mm<sup>2</sup> nach ca. 20 min unterschritten. Die Versuchsergebnisse zeigen, dass diese Stahlspannung für mindestens 40 min aufgenommen werden kann. Auch für Branddauern größer 90 min steigt das Verhältnis zwischen im Versuch aufgebrachter Stahlspannung zum Berechnungsergebnis auf einen Faktor von 2,0. Die Verwendung der tatsächlich gemessenen Temperaturen bildet jedoch die Versuchsergebnisse auch kleiner 40 min gut ab. Für die Zeitpunkte größer 90 min befindet sich der Stahl bei einer Temperatur von ca. 900 °C. Beim Vergleich mit den Versuchsergebnissen, die zur Bestimmung der Abminderungsfaktoren aus *DIN EN 1993-1-2 2010* Anhang D verwendet wurden (vgl. Kapitel 2.2.2), wird deutlich, dass die Ergebnisse bei einer maximalen Temperatur von 800 °C bestimmt wurden und die Abminderungsfaktoren darüber hinaus auf der sicheren Seite liegend angenommen wurden.

Bei der Betrachtung der Temperaturmesswerte in Abbildung 7.1 wird außerdem deutlich, wie die teilweise größeren Streuungen in Realbrandversuchen begründet werden können. Insbesondere zu dem Zeitpunkt im Brand, in dem der Kühleffekt des freiwerdenden Wassers einsetzt, befindet sich die Befestigung in einem Temperaturbereich, bei dem sich die Festigkeit mit kleinen Änderungen der Temperatur deutlich ändert. Der starke Abfall der Stahlfestigkeit zwischen 400 °C und 600 °C ist hierfür kennzeichnend.

## 7.2 Experimentelle Ermittlung

Der Feuerwiderstand gegenüber Stahlversagen kann experimentell nach *TR 020 2004* Abschnitt 2.3.1.1, vgl. Kapitel 2.4.1 ermittelt werden. Nachfolgend werden Realbrandversuche bei denen Stahlversagen eintrat zusammengestellt und anschließend sowohl nach dem Auswerteverfahren, welches in *TR 020 2004* beschrieben ist, ausgewertet, als auch unter statistischen Gesichtspunkten bewertet.

## 7.2.1 Datenbank von Realbrandversuchen mit Stahlversagen

In Abbildung 7.3 sind Ergebnisse von Brandversuchen nach *TR 020 2004* Abschnitt 2.3.1.1 an Injektionsankern aus verschiedenen Prüfinstituten dargestellt. In allen Versuchen trat Stahlversagen ein. Die Ergebnisse sind getrennt nach Versuchen, bei denen Querschnittsversagen und Mutterversagen eintrat, dargestellt. Es wurden Gewindestangen der Größen M6 bis M20 verwendet, die mindestens die Festigkeitsklasse 5.8 aufweisen. Alle weiteren verfügbaren Angaben zu den verwendeten Gewindestangen können Anhang C entnommen werden.



Abb. 7.3: Stahlspannung über die Versagenszeit von Injektionsankern mit Stahlversagen

Die getrennte Darstellung der Versuchsergebnisse, im Hinblick auf Mutterversagen und Querschnittsversagen zeigt, dass beide Versagensformen über den gesamten Zeitraum eines Brandversuchs eintreten können. In den ersten 30 min wird die Stahltragfähigkeit nur gering abgemindert, sodass im geprüften Lastbereich kaum ein Versagen eintrat. Zwischen 30 min und 60 min Minuten trat in den Versuchen vermehrt ein Mutterversagen ein. In den Versuchsdokumentationen sind häufig keine oder unzureichende Angaben über die verwendeten Muttern zu finden, sodass eine ungeeignete Wahl als Grund für ein verfrühtes Versagen der Mutter nicht ausgeschlossen werden kann. Je länger die Befestigung der Temperaturbeanspruchung stand halten kann, desto eher tritt ein Versagen des Querschnitts ein. Die Darstellung der Ergebnisse zeigt jedoch ebenso, dass ein gemeinsamer Trend für das Eintreten beider Versagensarten des Stahlversagens gefunden werden kann. Die Ergebnisse werden daher im Folgenden gemeinsam bewertet. Des Weiteren nimmt die Streuung der Versuchsergebnisse mit steigender Versagenszeit ab.

*Mallée u. a. 2012* enthält bereits eine Zusammenstellung experimenteller Untersuchungen an Befestigungen mit Stahlversagen. In Abbildung 7.4 sind die Versuchsergebnisse aus *Mallée u. a. 2012* dargestellt. Es wurde, getrennt nach Dübeldurchmesser, eine Funktion für die ertragbare Stahlspannung über die Zeit gefunden. Es zeigt sich, dass die Bruchspannung mit größer werdendem Durchmesser steigt. Insbesondere für den Feuerwiderstand nach 30 min und 60 min zeigt die Zusammenstellung von Versuchsergebnissen in *Mallée u. a. 2012* bzw. Abbildung 7.4 einen um ein vielfaches größeren Feuerwidertstand einer Befestigung mit dem Durchmesser M12 zu einem Durchmesser von M8.



Abb. 7.4: Stahlspannung über die Versagenszeit von Befestigungen aus Mallée u. a. 2012

In Abbildung 7.5 sind die Ergebnisse die im Rahmen dieser Arbeit in einer Datenbank erfasst wurden, ebenfalls getrennt nach Verankerungsdurchmesser dargestellt. Ein Durchmessereinfluss ist ebenfalls erkennbar, aber geringer als in den in *Mallée u. a. 2012* dargestellten Versuchen. Für einen Feuerwiderstand von 30 min erhöht sich die Bruchspannung zwischen M6 und M12 um 250%. Für größere Feuerwiderstände nähern sich die beiden Werte an, bis sich im Mittel für einen Feuerwiderstand von 120 min nur noch eine Erhöhung von ca. 10% ergibt.

Die Zusammenstellung der Versuchsdaten zeigt, dass der Verankerungsdurchmesser bei der Bewertung des Feuerwiderstands berücksichtigt werden muss. Auf der Grundlage der Datenbasis können Mindestwerte für den Feuerwiderstand einer Garnitur



Abb. 7.5: Stahlspannung über die Versagenszeit je Durchmesser

aus Gewindestange und Mutter abgeleitet werden. Die großen Streuungen der Versuchsergebnisse für Feuerwiderstände kleiner 60 min können teilweise auf das spröde Versagen der Mutter zurückgeführt werden. Sie müssen bei einer Bestimmung von Feuerwiderstandswerten auf dieser Datenbasis jedoch berücksichtigt werden.

#### 7.2.2 Auswertung des Feuerwiderstands nach TR 020 2004

Die Bewertung des Feuerwiderstands gegenüber Stahlversagen auf Grundlage experimenteller Untersuchungen ist ebenfalls in *TR 020 2004* geregelt und wurde bereits in Kapitel 2.4.1 erläutert. Um den in Kapitel 7.2.1 beschriebenen Durchmessereffekt zu berücksichtigen, werden die Ergebnisse getrennt nach Verankerungsdurchmesser ausgewertet. Die Ergebnisse sind in den Abbildungen 7.6 bis 7.8 dargestellt.



Abb. 7.6: Auswertung der Versuchsergebnisse nach TR 020 2004, links: M6, rechts: M8



Abb. 7.7: Auswertung der Versuchsergebnisse nach TR 020 2004, links: M10, rechts: M12



Abb. 7.8: Auswertung der Versuchsergebnisse nach TR 020 2004, links: M16, rechts: M20

Die Auswertemethode nach *TR 020 2004* basiert auf dem Ansatz, wonach die Funktion die die Abhängigkeit zwischen Stahlspannung und Versagenszeit beschreibt, in den Datenpunkt verschoben wird, der die größte negative Abweichung zur Trendfunktion aufweist. Je größer die zur Verfügung stehende Datenmenge wird, desto größer wird erwartungsgemäß die Spannweite der Resultate. Die Auswertemethode berücksichtigt demnach keine statistischen Methoden. Dies führt dazu, dass ein einzelnes Ergebnis einen starken Einfluss auf die Auswerteergebnisse haben kann. Beispielsweise versagte ein Dübel des Durchmessers M10 mit einer Belastung von 35 N/mm<sup>2</sup> bereits nach 35 min. Dieser Datenpunkt führt beispielsweise zu geringeren Feuerwiderständen für die Dübeldurchmesser M10 im Vergleich zum Durchmesser M8.

#### 7.2.3 Statistische Auswertung des Feuerwiderstands

Wie vorangegangen erläutert, berücksichtigt die Auswertemethode nach *TR 020 2004* keine statistischen Ansätze und ist somit für die Anwendung auf eine größere Datenbasis nicht optimal geeignet. Die einleitend beschriebene Datenbasis aus fast 200 Versuchsergebnissen, bei denen im Realbrandversuch eine Form des Stahlversagens eintrat, stellt eine aussagekräftige Stichprobe im vorliegenden Feld dar. Die Datenbasis wird daher nachfolgend unter Verwendung statistischer Methoden mit dem Ziel Feuer-

widerstände gegenüber Stahlversagen festzulegen, ausgewertet. Für die Auswertung der Datenbank wird das Programm RStudio verwendet.

Aus den Erläuterungen in den vorangegangenen Teilkapiteln geht hervor, dass neben der Branddauer auch der Verankerungsdurchmesser einen Einfluss auf den Feuerwiderstand gegenüber Stahlversagen hat. Es sol folglich eine Funktion gefunden werden, die die Versagenszeit in Abhängigkeit der aufgebrachten Stahlspannung und des Verankerungsdurchmessers beschreibt. Hierzu wird das Prinzip der linearen Regression verwendet. Hiernach kann die Zielvariable *y* durch eine lineare Funktion (vgl. Gleichung (7.3)) in Abhängigkeit von Kovariablen  $x_1...x_k$  beschrieben werden. Bei der Verwendung eines linearen Regressionsmodells werden zwei wesentliche Eigenschaften vorausgesetzt. Zum einen gleich große Varianzen für alle Fehlervariablen, zum anderen ist es darüber hinaus für die Bildung von Konfidenzintervallen günstig, wenn die Normalverteilung gilt, vgl. **?**.

$$\mathbf{y} = \beta_0 + \beta_1 \cdot \mathbf{x}_1 + \dots + \beta_k \cdot \mathbf{x}_k + \varepsilon \tag{7.3}$$

mit:	У	Zielvariable
	$\beta_k$	Regressionskoeffizienten
	X <sub>k</sub>	Kovariablen
	ε	Regressionskoeffizienten

Für den vorliegenden Datensatz stellt die Zielvariable die Versagenszeit  $t_i$  dar, welche von den Kovariablen Stahlspannung  $\sigma_i$  und Verankerungsdurchmesser  $d_i$  beschrieben werden. Wie den Darstellungen der Versuchsergebnisse entnommen werden kann (vgl. beispielsweise Abbildung 7.5, steigt die Versagenszeit mit abnehmender Stahlspannung jedoch nicht linear an. Um eine passende Regression zu finden, muss die Funktion also modifiziert werden. Es zeigte sich bereits in der Auswertung der Versuchsergebnisse im Rahmen von Kapitel 7.2.2, dass die Stahlspannung durch eine Exponentialfunktion der Versagenszeit beschrieben werden kann. Im ersten Schritt liegt eine logarithmische Modifikation der Stahlspannung daher nahe. Die vorangegangenen Untersuchungen der Versuchsergebnisse zeigen jedoch auch, dass die Streuung für kleine Versagenszeiten größer ist und mit zunehmender Versagenszeit abnimmt. Die Voraussetzung gleicher Varianzen für alle Zielwerte ist daher noch nicht erfüllt. Im zweiten Schritt wird daher zusätzlich der Zielwert  $t_i$  durch die Anwedung des Logarithmus modifiziert. Es ergibt sich folglich Gleichung (7.4).

$$\log t_i = \beta_0 + \beta_1 \cdot \log \sigma_i + \beta_2 \cdot d_i + \varepsilon_i \tag{7.4}$$

mit:	$\sigma_i$	Stahlspannung (Kovariable)
	ti	Versagenszeit (Zielwert)
	di	Gewindestangendurchmesser (Kovariable)

In Abbildung 7.9 sind die Versuchsergebnisse in einer doppeltlogarithmischen Darstellung, wie sie Gleichung (7.4) beschreibt, aufgetragen. Die Veränderlichkeit über den Verankerungsdurchmesser würde die dritte Dimension des Diagramms darstellen



Abb. 7.9: Versuchsergebnisse und lineare Regressionsfunktion als Logarithmus der Zeit über den Logarithmus der Spannung

und ist an dieser Stelle zur besseren Lesbarkeit nicht dargestellt. Die Regressionskoeffizienten wurden nach der Methode der kleinsten Quadrate geschätzt, sodass die Koeffizienten  $\beta_0 = 6,402$ ,  $\beta_1 = -0,695$ ,  $\beta_2 = 0,0264$  resultieren. Die Regressionsfunktion für den Durchmesser M12, sowie das zugehörige Toleranzintervall für ein Konfidenzniveau von 95% sind ebenfalls in Abbildung 7.9 dargestellt. Zusätzlich sind die unteren Toleranzintervalle für die Durchmesser M6 und M20 abgebildet. Die Versuchsergebnisse folgen einem linearen Trend und sind gleichmäßig über den Betrachtungsbereich verteilt. Die Voraussetzung gleicher Varianzen für alle Zielwerte ist ebenfalls erfüllt, sodass von einer zutreffenden Regression gesprochen werden kann.

Durch Auflösen der Gleichung 7.4 nach der Stahlspannung  $\sigma_i$  erhält man Gleichung 7.5.

$$t_{i} = e^{\beta_{0} + \beta_{1} \cdot \log \sigma_{i} + \beta_{2} \cdot d_{i}}$$

$$t_{i} = \sigma^{\beta_{1}} \cdot e^{\beta_{2} \cdot d + \beta_{0}}$$

$$\sigma_{i} = \sqrt[\beta_{1}]{\frac{Zeit_{i}}{e^{\beta_{2} \cdot d_{i} + \beta_{0}}}}$$
(7.5)

In Abbildung 7.10 ist die Regressionskurve nun in der üblichen Darstellungsweise, als Stahlspannung über die Versagenszeit abgebildet. Für die Durchmesser M6, M12 und M20 ist beispielhaft der untere Grenzwert des Konfidenzintervalls angegeben. Die Konfidenzintervalle geben an, in welchem Bereich die wahre Lage der Regressionskurve bei unendlicher Versuchsanzahl ist. Für die beschriebenen experimentellen Untersuchungen wurde ein Konfidenzniveau von 95 % angenommen. Die unteren Grenzwerte des Toleranzbandes können daher als charakteristischer Feuerwiderstand interpretiert werden. Fünf Datenpunkte liegen unterhalb des Grenzwerts. Dies entspricht den statistischen Annahmen eines Konfidenzniveau von 95% bei der vorliegenden Größe der Datenbasis von 188 Werten.



Abb. 7.10: Versuchsergebnisse und lineare Regressionsfunktion als Stahlspannung über Versagenszeit

## 7.3 Fazit zum Feuerwiderstand gegenüber Stahlversagen

Im vorangegangenen Kapitel wurde der Feuerwiderstand von Injektionsankern unter Verwendung einer "handelsüblichen" Gewindestange für die Versagensart Stahlversagen auf unterschiedliche Art und Weisen bewertet. Sodass nun mehrere Werte für den Feuerwiderstand vorliegen:

- Tabellierte Feuerwiderstandswerte, die nach *TR 020 2004* unter Anwendung des vereinfachten Nachweises angenommen werden dürfen (vgl. Kapitel 2.4.1).
- Rechnerisch ermittelte Feuerwiderstandswerte, die auf der Basis der Stahltemperatur im Realbrandversuch und der Abminderungsfaktoren der Stahlzugtragfähigkeit nach *DIN EN 1993-1-2 2010* Anhang D, berechnet wurden (vgl. Kapitel 7.1.2).
- Feuerwiderstandswerte, die durch Anwendung des Auswerteverfahrens nach *TR* 020 2004 auf Versuchsergebnisse aus Realbrandversuchen bestimmt wurden (vgl. Kapitel 7.2.2).
- Feuerwiderstandswerte, die durch eine statistische Auswertung von Versuchsergebnissen aus Realbrandversuchen bestimmt wurden (vgl. Kapitel 7.2.3).

Alle Feuerwiderstände werden in 7.2 gegenübergestellt. Stellvertretend für die in Kapitel 7.1.2 rechnersich ermittelten Feuerwiderstandswerte sind die Berechnungs-

ergebnisse dargestellt, die auf Grundlage der simulierten Temperaturwerte (ohne Anbauteil) ermittelt wurden.

Gewinde-	charakterstische Zugtragfähigk										eit σ <sub>Rk,s,fi</sub> [N/mm²]					
	30 min			60 min			90 min				120 min					
otango	TR020	7.1.2	7.2.2	7.2.3	TR020	7.1.2	7.2.2	7.2.3	TR020	7.1.2	7.2.2	7.2.3	TR020	7.1.2	7.2.2	7.2.3
M6	10,0		14,8	47,5	9,0		12,0	17,5	7,0		9,2	9,8	5,0		7,8	7,0
M8	10,0		21,0	50,0	9,0		16,6	18,8	7,0		12,2	10,7	5,0		10,0	7,6
M10	15,0	E9 0	20,4	55,0	13,0	27.0	15,7	20,6	10,0	14.0	11,0	11,7	8,0	5.0	8,6	8,1
M12		50,0	37,1	60,0		21,0	26,9	22,2		14,0	16,6	12,6		5,0	11,5	8,7
M16	20,0		34,2	70,0	15,0		25,8	25,6	13,0		17,4	14,3	10,0		13,3	9,6
M20			36,9	80,0			27,9	29,4			18,9	16,5			14,4	11,0

 
 Tab. 7.2:
 Charakteristischer Feuerwiderstand für die Versagensart Stahlversagen nach unterschiedlichen Auswertemethoden

Es zeigt sich, dass die tabellierten Feuerwiderstände nach *TR 020 2004* die konservativsten Werte sind. Insbesondere für den Feuerwiderstand nach 30 min unterscheiden sich die Werte deutlich. Dies ist darauf zurückzuführen, dass die ETK in den ersten 30 min eher als nicht konservativ bewertet wird, dies wird sowohl in den tabellierten Werten des vereinfachten Bemessungsverfahrens als auch im Auswerteverfahren nach *TR 020 2004* berücksichtigt. Wohingegen die Berechnungen in Kapitel 7.1.2 dies gar nicht berücksichtigen und die statistische Auswertung nach Kapitel 7.2.3 nur bedingt über die höhere Varianz der Versuchsergebnisse. Mit steigender Feuerwiderstandszeit nähern sich die auf unterschiedliche Weise ermittelten Feuerwiderstände an. Die Berechnung des Feuerwiderstands nach Kapitel 7.1.2 entwickelt sich für eine Feuerwiderstandsdauer von 120 min zum konservativsten Wert. Dies ist auf die lückenhafte Grundlage der Abminderungsfaktoren der Stahlzugtragfähigkeit nach *DIN EN 1993-1-2 2010* Anhang D für Temperaturen größer 800 ℃ zurückzuführen, vgl. Kapitel 2.2.2.

Der Durchmessereffekt findet in den Feuerwiderständen nach Kapitel 7.1.2 keine Berücksichtigung. In allen weiteren Auswertemethoden wird er jedoch deutlich und sollte daher bei der Festlegung von Feuerwiderstandswerten berücksichtigt werden.

Beim Vergleich der Feuerwiderstandswerte, die mithilfe der unterschiedlichen Auswerteverfahren ermittelt wurden (Tabelle 7.2) können insgesamt sehr große Unterschiede festgestellt werden (bis zu Faktor 4). Beim Vergleich mit den Versuchsergebnissen wird außerdem deutlich, dass diese eine große Varianz aufweisen. Als Gründe hierfür können die folgenden Gesichtspunkte genannt werden:

- Unterschiedliche Temperaturentwicklung am kritischen Querschnitt: Insbesondere im für den Stahlwiderstand entscheidenden Bereich zwischen 400 °C und 600 °C hat eine kleine Änderung der Temperatur einen deutlichen Einfluss auf den Widerstand. Die tatsächliche Temperatur an der Ankerstange wird wiederum von unterschiedlichen Faktoren beeinflusst:
  - Temperaturverteilung im Brandraum: Die Größe des Brandraums sowie die Anordnung von Brennern und Abluftbereichen hat Einflüsse auf die Luftströme im Ofen und somit auf die Temperaturverteilung im Ofen. Die Ofentemperatur wird in einer Distanz von 10 cm zum Verankerungsgrund des Dübels gemessen und gesteuert, um Einflüsse durch Oberflächenreflektionen und - strahlungen gering zu halten. Durch einen andauernden
Überdruck im Ofen von 20 MPa soll eine möglichst gleichmäßige Temperaturverteilung sichergestellt werden.

- kühlende Effekte durch freiwerdendes Wasser: Das während eines Brandes aus dem Beton freiwerdende Wasser kann eine kühlende Wirkung auf die Stahlbauteile haben. Diese kann Temperaturdifferenzen von 0 °C bis 200 °C hervorrufen, was einen Unterschied in der Abminderung der Stahlfestigkeit von bis zu 50% ausmachen kann.
- Oberflächenbeschichtungen: Unterschiedliche Beschichtungen können einen Einfluss auf den Feuerwiderstand der Schraubengarnitur haben. Eine Zinkschicht beeinflusst beispielsweise einen Einfluss auf den Temperatureintrag durch einen gegenüber der Rohfläche geänderten Emissivitätsbeiwert. Außerdem kann der frühere Schmelzpunkt durch flüssigmetallinduzierte Rissbildung zu einem frühzeitigen Versagen führen.
- Eignung der Schraubengarnitur: Eine ungeeignete Kombination aus Schraube und Mutter in Festigkeitsklasse und Genauigkeitsklasse können zu einem frühzeitigen Versagen durch Mutterversagen führen

Die experimentelle Bestimmung des Widerstands gegenüber Stahlversagen anhand einer ausgewählten Stichprobe von Gewindestangen bei einem Produkt das für "handelsübliche" Gewindestangen zugelassen ist, ist aufgrund der beschriebenen Einflussfaktoren nur sinnvoll, wenn Festigkeitsklasse und Toleranzklasse von Schraube und Mutter sowie ggf. verwendete Beschichtungen für Versuch und Anwendung genau vorgegeben sind. Eine Verallgemeinerung, die Streuungen durch wechselnde Eigenschaften berücksichtigt, steigert das Sicherheitsniveau. Die bisherigen allgemeingültigen Feuerwiderstandswerte für das Stahlversagen liegen jedoch so weit auf der sicheren Seite, dass sie kaum Anwendung finden und durch experimentelle Untersuchungen ergänzt und verbessert werden. Anhand der oben durchgeführten statistischen Bewertung der vorliegenden Datenbasis sollen vereinheitlichend anwendbare Feuerwiderstände angegeben werden können. Ein Vorschlag ist in Tabelle 7.3 gegeben.

Durchmoscor [mm]	Charak	teristische Zugtra	gfähigkeit σ <sub>Rk,s,fi</sub>	[N/mm²]
	30 min	60 min	90 min	120 min
M6	25,2	17,5	9,8	7,0
M8	26,9	18,8	10,7	7,6
M10	29,5	20,6	11,7	8,1
M12	31,8	22,2	12,6	8,7
M16 und größer	36,9	25,6	14,3	9,6

Tab. 7.3: Vorschlag für die Wahl der Feuerwiderstandswerte für Stahlversagen auf Zug

Die angegebenen Feuerwiderstände entsprechen dem unteren Grenzwert des Konfidenzintervalls der statistischen Auswertung der Datenbank mit einem Konfidenzniveau von 95%. Die Feuerwiderstände sind getrennt nach dem Verankerungsdurchmesser angegeben, um den Durchmessereffekt zur berücksichtigen. Als Grund für den Durchmessereffekt kann das günstigere Oberfläche zu Volumen Verhältnis mit steigendem Verankerungsdurchmesser genannt werden. Der Feuerwiderstand nach 30 min wurde analog zur Vorgehensweise nach *TR 020 2004* aus den Feuerwiderständen bei 60 min und 90 min berechnet. Diese Vorgehensweise soll berücksichtigen, dass die Temperaturentwicklung der ETK im Gegensatz zum restlichen Verlauf in den ersten 30 min nicht auf der sicheren Seite angenommen wird.

# 8 Fazit

# 8.1 Zusammenfassung

Die vorliegende Arbeit beschreibt die Ermittlung von Feuerwiderstandswerten von Injektionsankern mit variabler Verankerungstiefe in Beton. Es wurden die Versagensarten Verbundversagen und Stahlversagen als wesentliche Kenngrößen für den Feuerwiderstand herausgestellt. Es fehlen bisher Rechenverfahren zur Bestimmung des Feuerwiderstands für die Versagensart Verbundversagen. Außerdem wurden die Möglichkeiten zur Vereinheitlichung des Feuerwiderstands gegenüber Stahlversagen geprüft.

Im Rahmen der Zusammenstellung der Grundlagen in Kapitel 2 wurde zunächst die Funktionsweise von Injektionsankern erläutert. Außerdem wurden die Änderungen der thermischen und mechanischen Materialeigenschaften von Beton, Stahl, Garnituren aus Gewindestange und Mutter sowie Injektionsmörteln beschrieben. Anhand einer Einführung in die Tragwerksbemessung im Brandfall wurden die Verfahren zur Ermittlung von Feuerwiderständen beschrieben. Im Rahmen der Betrachtung des aktuellen Stands der Technik wurden die Vorgehen zur Bestimmung von Widerstandswerten nach *TR 020 2004* und der experimentellen Ermittlung von Verbundspannungs-Temperatur-Beziehungen nach *EAD 330087-00-0601 2018* erläutert. Der aktuelle Forschungsstand wurde detailliert beschrieben.

Kapitel 3 beschreibt die Ermittlung der Einwirkungen auf Befestigungen im Brandfall. Hierzu zählt die Bestimmung der Wärmeentwicklung an der Ankerstange sowie im Mörtel entlang der Verankerungstiefe. Zur Bestimmung der Temperaturprofile wurden thermisch-transiente Simulationen mit der FE-Software ANSYS durchgeführt. Im Rahmen der Simulationen wurden die Einflussfaktoren Verankerungsdurchmesser, Verankerungstiefe und das Vorhandensein eines Anbauteils untersucht und bewertet. Eine Folge der Temperaturbelastung im Brandfall sind innere Zwangsschnittgrößen im Querschnitt von Stahlbauteilen. Die Berechnung dieser wurde in Kapitel 3.2 erläutert.

Injektionsmörtel können durch ihre produktspezifische Verbundspannungs-Temperatur-Beziehung charakterisiert werden. Kapitel 4 befasst sich mit der Ermittlung und den Einflüssen auf die V-T-Beziehung von Injektionsmörteln. Hierzu wurden experimentelle Untersuchungen sowohl im Heizring-Test nach *EAD 330087-00-0601 2018* als auch in einem eigens entwickelten Versuchsstand, bei dem der Dübel durch eine Heizpatrone von Innen erhitzt wird, durchgeführt. Es wurden sowohl instationäre Versuche, bei denen die Injektionsanker unter Dauerlast bis zum Versagen erhitzt werden, als auch Auszugversuche bei unterschiedlichen Temperaturen zwischen 100 °C und 400 °C durchgeführt und beschrieben. Die Einflüsse der Versuchsdurchführung, der Dauer der Temperaturbeanspruchung sowie Einflüsse von Querdruckspannungen und dem Austritt der Betonfeuchte wurden untersucht und bewertet. Neben den Brandersatzversuchen wurden im Rahmen dieser Forschungsarbeit auch Realbrandversuche nach *TR 020 2004* durchgeführt. Diese dienen in den Untersuchungen und Berechnungen in Kapitel 5 als Referenzwerte.

Die Ermittlung der Verbundspannungsverteilung im Brandfall ist die Voraussetzung zur Berechnung von Feuerwiderständen für Injektionsanker mit variabler Verankerungstiefe. Im Unterschied zu Normaltemperaturen werden die Kräfte während eines Brandereignisses nicht gleichmäßig über die Verankerungstiefe in den Beton eingeleitet. Kapitel 5 stellt ein Prognoseverfahren vor. Es ermöglicht auf der Grundlage der in Kapitel 3.1 bestimmten Temperaturprofilen und der in Kapitel 4 ermittelten V-T-Beziehungen eine Prognose des Feuerwiderstands gegenüber Verbundversagen bzw. einer Prognose der Verbundspannungsverteilung.

Der Vergleich mit Ergebnissen aus Realbrandversuchen zeigt, dass das Verfahren auf der sicheren Seite liegende Ergebnisse liefert. Anschließend wurden die Auswirkungen auf die resultierenden Feuerwiderstände betrachtet, die durch Einflüsse auf die Eingangsgrößen der Berechnung hervorgerufen werden können. Die Untersuchungen zur Verbundspannungsverteilung im Brandfall wurden durch die rechnerische Bestimmung von Verformungen von Injektionsankern im Brandfall ergänzt. Auf der Grundlage von experimentell bestimmten Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen können die Verformungen und gleichzeitig auch der Verbundspannungsverlauf entlang der Verankerungstiefe ermittelt werden. Die rechnerischen Untersuchungen bestätigen das Prognoseverfahren.

Kapitel 6 befasst sich mit den Einflüssen der in Kapitel 3.2 bestimmten inneren Zwangsschnittgrößen auf den Feuerwiderstand von Befestigungen im Brandfall. Insbesondere die Art der Versuchsdurchführung nach *TR 020 2004* zur experimentellen Bestimmung von Feuerwiderstandswerten wurde auf dem Hintergrund der Rissbildung untersucht. Es wurden Realbrandversuche an Befestigungen die vor Versuchsbeginn in Biegrissen, in Trennrissen und in ungerissenem Beton montiert wurden miteinander verglichen. Auf der zugrunde liegenden Datenbasis konnte kein signifikanter Einfluss auf den Feuerwiderstand durch die Art der Versuchsdurchführung nachgewiesen werden.

Neben der Betrachtung des Feuerwiderstands gegenüber Verbundversagen wurden im Rahmen dieser Forschungsarbeit auch Aussagen zur Prüfung und Bewertung des Feuerwiderstands gegenüber Stahlversagen gemacht. In Kapitel 7 ist eine Datenbank an Realbrandversuchen mit Gewindestangen aus Kohlenstoffstahl in denen ein Stahlversagen auftrat zusammengestellt. Die Ergebnisse wurden sowohl rechnerisch überprüft als auch statistisch ausgewertet. Es resultiert ein Vorschlag für die Vereinheitlichung des Feuerwiderstands von Injektonsankern mit Gewindestangen der Festigkeitsklasse 5.8 oder höher gegenüber Stahlversagen.

In Abbildung 8.1 sind die Forschungsergebnisse am Beispiel eines Injektionsankers mit dem Durchmesser M12, einer Verankerungstiefe von 70 mm und dem Injektonsmörtel V1 zusammengefasst. In grün ist der Bereich dargestellt, indem Verbundversagen eintritt. Die untere Grenze bildet der Feuerwiderstand, der sich nach dem in Kapitel 5.1 vorgestellten Prognoseverfahren errechnet. Die in Kapitel 5.2 untersuchten Einflussfaktoren auf das Prognoseverfahren liefern Feuerwiderstände, die innerhalb des grün

schraffierten Bereichs liegen. Der Bereich indem statistisch ein Stahlversagen der Gewindestange zu erwarten ist, ist gepunktet hinterlegt. Es ist der Mittelwert (MW) sowie der obere (OG) und untere Grenzwert (UG) dargestellt. Im beschriebenen Beispiel wird für alle Feuerwiderstandszeiten der Feuerwiderstand gegenüber Verbundversagen maßgebend. Die Bereiche, in denen unter Berücksichtigung der Forschungsergebnisse mit einem Verbundversagen zu rechnen ist, sowie der Bereich indem statistisch ein Stahlversagen eintritt, überlagern sich zwischen 30 min und 60 min in weiten Teilen. Dies bestätigen die Versuchsergebnisse. Hier wird bei aufgebrachten Stahlspannungen größer 40 N/mm<sup>2</sup> ein Stahlversagen beobachtet. Für Stahlspannungen kleiner 40 N/mm<sup>2</sup> tritt ein Verbundversagen ein. Im Gegensatz zum prognostizierten Feuerwiderstand gegenüber Verbundversagen für die Feuerwiderstandszeiten 90 min und 120 min kann im Versuch ein Feuerwiderstand größer Null ermittelt werden.



Abb. 8.1: Stahlspannung über Versuchszeit am Beispiel M12-70 V1

Nachfolgend werden in Kapitel 8.2 die im Rahmen dieser Forschungsarbeit gewonnenen Erkenntnisse verwendet um die Übertragbarkeit der Vorgaben nach *TR 020* 2004 zur Ermittlung von Feuerwiderstandswerten an Verankerungen im Beton auf Injektionsanker mit variabler Verankerungstiefe zu erweitern. Es folgt in Kapitel 8.3 eine Zusammenfassung der weiteren notwendigen Forschungsschritte für eine Anwendung von Injektionsankern in Bauteilen mit Anforderungen an den Feuerwiderstand.

# 8.2 Einordnung der Ergebnisse auf Grundlage von *TR 020* 2004

Die Qualifizierung von Befestigungen im Brandfall erfolgt nach aktuellem Stand der Technik gemäß *TR 020 2004*. Die Erläuterungen zur Durchführung von Brandversuchen sind ebenfalls im technischen Bericht *TR 048 2016* aufgenommen. Dieses Kapitel nimmt direkten Bezug auf das Dokument *TR 020 2004* und soll die Übertragbarkeit der Richtlinie auf Injektionsanker mit variablen Verankerungstiefen bewerten. Hierzu wird

die Richtlinie in großen Teilen zitiert. Zitierte Textpassagen sind entsprechend hervorgehoben.

# 8.2.1 Allgemeines

Der Geltungsbereich bezieht sich auf Metallanker in normalfestem Beton (C20/25 bis C50/60), der den Angaben nach *DIN EN 1992-1-2 2010* entspricht.

"... This evaluation concept includes the behaviour of the anchorage in concrete and the parts outside the concrete. The influence of the fixation is considered unfavourable. ..."

Das Vorhandensein eines Anbauteils wird allerdings in den allgemeinen Hinweisen als unvorteilhaft bezeichnet. Dies kann im Rahmen der vorliegenden Untersuchungen nicht bestätigt werden. Die Geometrie und Art des Anbauteils, welches die Lastweiterleitung in den Dübel sicherstellt, hat einen wesentlichen Einfluss auf die Temperaturverteilung entlang der Verankerungstiefe, vgl. Kapitel 3.1.3. Nach den Erkenntnissen dieser Forschungsarbeit führt ein Anbauteil zu geringeren Mörteltemperaturen. Der Feuerwiderstand von Befestigungen sollte deshalb zukünftig auf der sicheren Seite liegend ohne die Berücksichtigung von Anbauteilen ermittelt werden.

"... For bonded, bonded expansion and bonded undercut anchors see section 3. The determination covers anchors with a fire attack from one side only. If the fire attack is from more than one side, the design method may be taken only, if the edge distance of the anchor is  $c \geq 300 \text{ mm}$  and  $\geq 2h_{ef}$ . The determination is valid for unprotected anchors. ..."

Die Forschungsarbeit bezieht sich nicht auf Verbundspreizdübel oder Injektionsanker mit Hinterschnitt. Diese Befestigungsarten sind daher von den folgenden Ausführungen ausgeschlossen. Die Untersuchungen in dieser Arbeit beschränken sich auf Einzelbefestigungen mit ausreichenden Rand- und Achsabständen. An der bisherigen Einschränkung der Randabstände zu  $\geq 300 mm$  bzw.  $\geq 2 \cdot h_{ef}$  sollte aus diesem Grund festgehalten werden.

"... Two different design concepts are possible:

When using **the simplified design concept** according to section 8.2.2 for all load directions and failure modes the limit values must be observed (characteristic resistance in ultimate limit state under fire exposure  $F_{Rk,fi(t)}$ ), which were developed by general test series and are on the save side. Tests with fire exposure are not necessary when using the simplified design concept.

When using **the experimental determination** according to section 2.3 for all load directions and failure modes the required investigations are given. The duration of fire resistance of the anchor can be determined from the results.

A combination of the design concepts is possible. For example: the duration of the fire resistance for individual failure modes (e.g. steel failure) can be determined by tests and for other failure modes (e.g. pull-out and concrete failure) the limit values can be determined using the simplified design method. ..."

Die Qualifizierung und Bemessung erfolgt getrennt nach Versagensart. Die Feuerwiderstände werden abhängig von der Dauer einer Brandbeanspruchung in Form der ETK für die Zeitpunkte 30 min, 60 min, 90 min und 120 min bestimmt. Die Versagensart mit dem geringsten Widerstand wird maßgebend. Je nach Kombination aus Verankerungsdurchmesser und Einbindetiefe können zu unterschiedlichen Zeitpunkten unterschiedliche Versagensarten maßgebend werden. Der Feuerwiderstand der maßgebenden Versagensart muss grundsätzlich kleiner als die Bemessungseinwirkung sein. Die Richtlinie beschreibt zwei Bemessungskonzepte. Ein vereinfachtes Bemessungsverfahren, das auf allgemeingültigen, auf der sicheren Seite liegenden Feuerwiderständen beruht sowie ein Bemessungsverfahren, welches auf der experimentellen Bestimmung des Feuerwiderstands basiert. Die im Rahmen dieser Forschungsarbeit vorgestellten Ergebnisse zeigen, dass für die Qualifizierung von Injektionsankern mit variabler Verankerungstiefe weder für alle Versagensarten die Anwendung eines vereinfachten Bemessungsverfahrens, noch die vollständige experimentelle Ermittlung des Feuerwiderstands möglich ist. Die Qualifizierung mittels eines kombinierten Nachweiskonzepts kann an dieser Stelle empfohlen werden. Im Folgenden wird für jede Versagensart beschrieben, welche Bemessungsverfahren auf Grundlage der im Rahmen dieser Forschungsarbeit gewonnen Erkenntnisse vorgeschlagen werden.

" The de	sign of the anchorage un	der fire exposure has to be carried out as follows:
S <sub>d,fi</sub>	$\leq R_{d,fi(t)}$	(8.1)
S <sub>d,fi</sub> =	$= \gamma_{F,fi} \cdot S_{k,fi(t)}$	(8.2)
$R_{d,fi(t)}$	$=\frac{R_{k,fi(t)}}{\gamma_{M,fi}}$	(8.3)
mit:	$S_{d,fi}$ $S_{k,fi(t)}$ $\gamma_{F,fi}$ $R_{d,fi(t)}$ $R_{k,fi(t)}$ $\gamma_{M,fi}$	design value of action under fire exposure characteristic value of action under fire exposure partial safety factor for action under fire exposure design value of resistance under fire exposure characteristic resistance under fire exposure, see Section 2.2 und 2.3 partial safety factor for resistance under fire ex- posure (usually $\gamma_{M,fi} = 1, 0$ )

# 8.2.2 Vereinfachtes Verfahren

Das vereinfachte Bemessungsverfahren gibt Tabellenwerte oder Bemessungsgleichungen in Abhängigkeit der Tragfähigkeit bei Normaltemperatur für die Versagensarten Stahlversagen, Herausziehen und Betonausbruch. Es wird darauf hingewiesen, dass aufgrund der erheblichen Reduktion der Stahlzugfestigkeit bei Temperaturen größer 500 °C bei der Anwendung dieses Bemessungsansatzes häufig Stahlversagen maßgebend wird. Im Hinblick auf Injektionsanker muss außerdem das Verbundversagen (Herausziehen) erhöhte Berücksichtigung finden.

#### Verbundversagen

Aus den im Rahmen dieser Forschungsarbeit gewonnenen Erkenntnissen geht hervor, dass für Injektionsanker mit variabler Verankerungstiefe keine allgemeingültige Bemessungsgleichung auf Grundlage des Feuerwiderstands bei Normaltemperatur gegeben werden kann. Die Bestimmung des Feuerwiderstands gegenüber Verbundversagen mit einem vereinfachten Bemessungsverfahren ist daher nicht möglich. Stattdessen wird das Vorgehen nach Kapitel 5.1 empfohlen.

#### Stahlversagen

Durch die statistische Auswertung von Realbrandversuchen, bei denen Gewindestangen der Festigkeitsklasse 5.8 (und größer) verwendet wurden, konnten die in *TR 020* 2004 Tabelle 2.1 gegebenen Feuerwiderstandswerte angepasst werden, vgl. Kapitel 7. Die in *TR 020 2004* Tabelle 2.2 gegebenen Feuerwiderstände, die für Ankerstangen aus Edelstahl gültig sind, können auf Injektionsanker übertragen werden. Im Allgemeinen ist darauf zu achten, dass Toleranzklasse und Festigkeit von Gewindestange und Mutter aufeinander abzustimmen sind.

Für den Widerstand gegenüber Querbelastung wird ebenfalls auf die erwähnten Tabellenwerte verwiesen. Es wird dabei auf Verhältnis zwischen der Tragfähigkeit von Zugzu Querbelastung von 1,0 zugrunde gelegt. Mehrere Literaturquellen weisen jedoch darauf hin, dass der Verhältniswert (0,6 bei Normaltemperatur) zwar mit zunehmender Temperatur steigt, den Wert 1,0 aber nie erreicht, vgl. *Kawohl 2017*.

"... The behaviour under shear loading is similar to the behaviour under tension loading. According to test results under fire exposure, the relation between shear and tension strength increases. Therefore the characteristic resistance of an anchorages in case of steel failure under fire exposure (characteristic shear strength  $\tau_{Rk,s,fi}$ ) may be taken from the Tables 2.1 and 2.2 for characteristic tension strength. These values are also valid for the unprotected steel part of the anchor outside the concrete. ..."

Auch für Injektionsanker ist die Berücksichtigung eines Hebelsarms bei der Ermittlung des Feuerwiderstands gegenüber Stahlversagen zu empfehlen. Die in der Richtlinie gegebene Gleichung (8.4) kann übernommen werden.

"... The characteristic resistance of an anchor for shear load with lever arm under fire exposure may be calculated according to the design code. However the characteristic bending resistance of a single anchor under fire exposure is limited to the characteristic tension strength according to section 8.2.2. The characteristic bending resistance  $M_{Rk s fi}^0$  may be taken from the following Equation.

 $M_{Rk,s,fi}^{0} = 1, 2 \cdot W_{el} \cdot \sigma_{Rk,s,fi}$ (8.4) mit:  $W_{el}$  elastic section modulus of the relevant stressed cross section  $\sigma_{Rk,s,fi}$  characteristic tension strength in case of steel failure under fire exposure according to Table 2.1 and 2.2 ..."

## Betonversagen

Die in der Richtlinie gegebenen Randbedingungen für eine höhere Wahrscheinlichkeit eines Betonausbruchs gelten auch für Injektionsanker.

"... When the simplified method is used to design the resistance of single anchors under fire exposure, the steel failure is often decisisve. This is due to the low tension strength considered when the anchor is unprotected. The other failure modes may be decisive when one or several of the following conditions are met:

- small embedment depth
- low N<sub>RK,p</sub> value under normal temperature
- group of anchors with small spacing

...

Im Rahmen der vorliegenden Forschungsarbeit wurde eine Vielzahl von Realbrandversuchen an Befestigungen mit kleiner Verankerungstiefe (< 100 mm) durchgeführt, ein Versagen durch Betonausbruch konnte dabei nicht festgestellt werden. Für eine Gruppe von Verankerungen mit geringem Abstand kann ein Versagen durch Betonausbruch dennoch eintreten. Die Forschungsergebnisse weisen nicht darauf hin, dass eine Anpassung der bisherigen vereinfachten Annahmen zum Widerstand gegenüber Betonausbruch notwendig ist. Der Feuerwiderstand gegenüber Betonausbruch, Pry-out und Betonkantenbruch kann demnach auch für Injektionsanker mit variabler Verankerungstiefe nach den in der Richtlinie gegebenen Gleichungen bestimmt werden. "... The charactersitic resistance of an anchorages in case of concrete cone failure in concrete C20/25 to C50/60 under fire exposure upt of 90 minutes (R90) and up to 120 minutes (R120) may be obtained using Equation (8.5) and Equation (8.6). The characteristic spacing and edge distance for anchorsages near the edge under fire exposure are taken as follows  $s_{cr,N} = 2c_{cr,N} = 4h_{ef}$ .

$N_{Rk,c,fi(90)}^{0} = \frac{h_{ef}}{200} N_{Rk,c}^{0}$	$\leq N_{Rk,c}^0$	(8.5)
$N^0_{Rk,c,fi(120)} = 0, 8 \frac{h_{ef}}{200} N^0_{Rk,c}$	$\leq \textit{N}_{\textit{Rk},\textit{c}}^{0}$	(8.6)
mit: $N^0_{Rk,c,fi(90/120)}$ $h_{ef}$ $N^0_{Rk,c}$	characterstic resistance of a single and influenced by adjacent anchors or edge concrete memeber under fire exposure 90 minutes (≤ R90) or up to 120 min R120) in case of concrete cone fialure crete C20/C25 to C50/60 effective embedment depth in mm characteristic resistance of a single ar cracked concrete C20/25 for concrete c lure under normal temperature "	chor not s of the e up to utes (≤ in con- nchor in one fai-

"The char C50/60 ur be obtaine	actersitic resistance in nder fire exposure upt c ed using Equation (8.7)	case of concrete pry-out failure in concrete C20/25 to at 90 minutes (R90) and up to 120 minutes (R120) may and Equation (8.8).
$V_{Rk}$	$_{,cp,fi(90)} = k \cdot N_{Rk,c,fi(90)}$	(8.7)
$V_{Rk,c}$	$c_{P,fi(120)} = k \cdot N_{Rk,c,fi(120)}$	(8.8)
mit:	k	factor to be taken from the relevant ETA under normal temperature
	N <sub>Rk,c,fi</sub> (90/120)	determined according to ETAG 001 2013 Annex C, Section 5.2.2.4 for the anchor loaded in shear, instead of $N_{Rk,c}^0$ the values $N_{Rk,c,fi(90)}^0$ and $N_{Rk,c,fi(120)}^0$ according to Equation (8.5) and Equation (8.6) respectively shall be taken
The chara concrete ( minutes (I	actersitic resistance of C20/25 to C50/60 unde R120) may be obtained	f an anchorages in case of concrete edge failure in er fire exposure up to 90 minutes (R90) and up to 120 I using Equation (8.9) and Equation (8.10).
$V_{Rk}^0$	$V_{Rk,c}^{(0)} = 0,25 \cdot V_{Rk,c}^{0}$	(8.9)
$V_{Rk,c}^0$	$V_{c,fi(120)} = 0, 20 \cdot V_{Rk,c}^{0}$	(8.10)
mit:	$V^0_{Rk,c,fi(90/120)}$	Initial value of the characterstic resistance of a single anchor loaded perpendicular fo the edge in concrete C20/25 to C50/60 under fire expos- ure up to 90 minutes (R90) or up to 120 minutes (R120).
"	V <sup>0</sup> <sub>Rk,c</sub>	Initial value of the characteristic resistance of a single anchor in cracked concrete C20/25 under normal temperature according to ETAG 001 2013 Annex C, Section 5.2.3.4a).

# 8.2.3 Experimentelles Verfahren

Die Durchführung experimenteller Untersuchungen zur Bestimmung des Feuerwiderstands von Injektionsankern mit variabler Verankerungstiefe ist insbesondere zur Bestimmung des Feuerwiderstands gegenüber Verbundversagens weiterhin notwendig. Neben der Durchführung von Realbrandversuchen nach *TR 020 2004* Abschnitt 2.3.1.1 (eine Beschreibung der Versuchsdurchführung ist in Kapitel 2.4.1 gegeben), die zur Bestätigung der im Prognoseverfahren nach Kapitel 5.1 bestimmten Feuerwiderstandswerte dienen können, sind Ersatzbrandversuche im HR-Test nach *EAD 330087-00-0601 2018* zur Ermittlung der produktabhängigen V-T-Beziehung notwendig.

#### Stahlversagen

Weiterhin können Feuerwiderstände für die Versagensart Stahlversagen anhand von Brandversuchen nach *TR 020 2004* Abschnitt 2.3.1.1 ermittelt werden. Im Rahmen des Versuchs- und Auswerteberichts sollte die Stahlgüte sowie die Gewindegenauigkeit der Mutter und der Gewindestange festgehalten werden. Grundsätzlich sollte im Versuch die gleiche Güteklasse für Gewindestange und Mutter verwendet werden, da stark unterschiedliche Festigkeitsklassen die Tragfähigkeit der Gewindegänge verbessern können. Grund hierfür ist, dass der höherfeste Partner die Verformung der Gewindegänge des geringerfesten Partners verhindert und somit der Widerstand gegenüber eines Abstreifens des Gewindes vergrößert wird. Außerdem sollte bei der Wahl der Versuchskörper beachtet werden, dass sich eine möglichst ungünstige Spannungsverteilung während des Brandes einstellen kann. Das heißt, die Versuchskörper sollten während des Brandversuchs keinen Zwangsspannungen infolge einer Verformungsbehinderung unterliegen. Die Auswertung der Versuchsergebnisse kann weiterhin nach dem im TR020 angegebenen Verfahren erfolgen, vgl. Kapitel 2.4.1.

#### Verbundversagen/Herausziehen

Die Durchführung von experimentellen Untersuchungen zur Bestimmung des Feuerwiderstands gegenüber Verbundversagen/Herausziehen von Injektionsankern mit variabler Verankerungstiefe nach *TR 020 2004* Abschnitt 2.3.1.2 ist nicht zu empfehlen. Wie die Untersuchungen in Kapitel 3.1.3 zeigen, haben Form und Geometrie des Anbauteils erheblichen Einfluss auf die Temperaturverteilung entlang der Verankerungstiefe. Der in Abschnitt 2.3.1.2 beschrieben Versuchsaufbau würde zu deutlich geringeren Temperaturen entlang der Verankerungstiefe führen und die Versuchsergebnisse den Feuerwiderstand gegenüber Verbundversagen überschätzen.

Anstelle dessen wird die Durchführung von Brandersatzversuchen (vgl. Kapitel 4.1.2 und 4.1.3) zur Bestimmung der produktspezifischen V-T-Beziehung empfohlen. Anschließend kann der Feuerwiderstand gegenüber Verbundversagen mithilfe des in Kapitel 5.1 beschriebenen Prognoseverfahrens nach Gleichung (8.11) für beliebige Kombinationen aus Verankerungsdurchmesser und Verankerungstiefe bestimmt werden. Die Temperaturen entlang der Verankerungstiefe für eine Brandbeanspruchung von 30 min, 60 min, 90 min und 120 min, die für die Berechnung erforderlich sind können anhand thermisch-transienter Simulationen ermittelt werden. Temperaturprofile für eine Auswahl an Kombinationen aus Verankerungsdurchmesser und Verankerungstiefe werden außerdem in Anhang A zur Verfügung gestellt.

$$N_{\rho} = \pi \cdot \boldsymbol{d} \cdot \int_{0}^{h_{ef}} f_{b,T} \left( h_{ef} \right) \partial h_{ef}$$
(8.11)

Eine Bestätigung der Berechnungsergebnisse anhand von Realbrandversuchen nach *TR 020 2004* Abschnitt 2.3.1.1 ist zu empfehlen.

# 8.3 Ausblick

Die vorliegende Forschungsarbeit zeigt, dass mithilfe softwaregestützter Berechnungen und anhand produktspezifischer Informationen der Feuerwiderstand von Injektionsankern mit variabler Verankerungstiefe in guter Näherung bestimmt werden kann. Zur Sicherung und Bestätigung des vorgestellten Prognoseverfahrens besteht jedoch weiterer Forschungsbedarf. Des Weiteren können die gewonnenen Ergebnisse zum Tragverhalten von Injektionsankern unter erhöhter Temperaturbeanspruchung bei der Untersuchung weiterer Anwendungsbereiche, wie die Befestigung im Mauerwerk oder die Untersuchung der Resttragfähigkeit nach einem Brand, helfen.

# 8.3.1 Feuerwiderstand von Injektionsankern im Beton

- Der Kenntnisstand über die Temperaturverteilung entlang der Verankerungstiefe ist wesentliche Grundlage für die im Rahmen der Forschungsarbeit vorgestellten Berechnungen. Es wurde darauf hingewiesen, dass das während eines Brandes aus dem Beton freiwerdende Wasser und die infolge dessen einsetzenden Wassertransporte innerhalb des Verankerungsgrunds einen wesentlichen Einfluss auf das Temperaturprofil haben kann. Wo und in welchem Maße Wassertransporte für die Bemessung von Befestigungen im Brandfall berücksichtigt werden müssen, ist bislang unbekannt und begründet weiteren Forschungsbedarf.
- Die Berechnungen in Kapitel 3.2 zeigen, dass sich der Spannungszustand im Verankerungsgrund während eines Brandes erheblich verändert. Es geht hervor, dass die sich einstellenden Zwangs- oder Eigenspannungen von den Auflagerbedingungen sowie der Bauteilgeometrie abhängig sind. Es zeigte sich, dass sich für übliche Bauteilgeometrien und nicht verformungsbehinderte Bauteile Zugspannungen im Querschnittsinnern einstellen. Es bleibt jedoch unbekannt, welcher Rissbreitenabstand sich einstellt und somit welche Rissbreiten bei der Bemessung von Befestigungen im Brandfall berücksichtigt werden muss. Der Einsatz neuartiger Messverfahren, wie beispielsweise die Verwendung von verteilt faseroptischen Messystemen, ermöglichen die gleichzeitige kontinuierliche Messung von Dehnung und Temperatur. Sie könnten genutzt werden um die berechneten Dehnungen in Betonbauteilen im Brandfall zu bestätigen und Rissabstände und Rissbreiten zu ermitteln.
- Brandersatzversuche wie der HR- und der HP-Test ermöglichen die Bestimmung von produktspezifischen, temperaturabhängigen Tragfähigkeiten von Injektionsmörteln mit geringem Aufwand. Auf Grundlage der in dieser Arbeit gewonnenen Erkenntnisse sind die Unterschiede in den Versuchsergebnissen aus HP- und HR-Tests auf die unterschiedlichen inneren Spannungszustände zurückzuführen. Diese These konnte im Rahmen der Arbeit weder eindeutig bestätigt noch widerlegt werden und Bedarf daher weiteren Untersuchungen.
- Die Implizierung des Spannungszustand des Verankerungsgrunds in das Prognoseverfahren wäre anschließend denkbar um die Vorhersage von Feuerwiderständen zu verbessern.

- Das vorgestellte Prognoseverfahren ermöglicht die Ermittlung von Feuerwiderstandswerten von Injektionsankern für beliebige Verankerungstiefen und Verankerungsdurchmesser. Der Vergleich mit Realbrandversuchen zeigte, dass das Verfahren Ergebnisse auf der sicheren Seite liefert. Dieses Ergebnis sollte durch die Anwendung und den Vergleich mit weiteren Injektionsmörteln und Patronensystemen bestätigt werden.
- Maßgeblicher Grund für die häufig auf der sicheren Seite liegenden Ergebnisse ist die Grenztemperatur, ab der in der V-T-Beziehung keine Informationen mehr über die Tragfähigkeit vorliegen. Daher wird für Temperaturen größer der Grenztemperatur auf der sicheren Seite liegend der vollständige Verlust der Tragfähigkeit angenommen. Die im Rahmen der Forschungsarbeit gewonnenen Ergebnisse deuten darauf hin, dass ein Zusammenhang zwischen dem Korndurchmesser der Füllstoffe der verwendeten Injektionsmörtel und der Resttragfähigkeit, die bei Temperaturen größer der Grenztemperatur aufgenommen werden können, besteht. Weitere Untersuchungen hierzu könnten es ermöglichen eine minimale Verbundspannung in Abhängigkeit des Korndurchmessers der Füllstoffe zu ermitteln.
- Die statistische Auswertung von Versuchsergebnissen, bei denen ein Stahlversagen der Gewindestange eintrat (vgl. Kapitel 7) zeigten, dass trotz der Vereinheitlichungen in der Durchführung von Brandversuchen durch die Einführung des *TR 020 2004* die Varianz der Versuchsergebnisse nach wie vor groß sind. Bei der Sichtung der zugehörigen Versuchsberichte fällt auf, dass die Informationen zu den verwendeten Garnituren aus Gewindestange und Mutter häufig unvollständig sind. Durch eine genauere Dokumentation (Toleranzklasse, Legierung, Festigkeitsklasse, Beschichtungen, etc.) und weiterer experimenteller Untersuchungen zur Tragfähigkeit von Garnituren aus Gewindestange und Muttern in Abhängigkeit der Festigkeitsklasse kann die Vorhersagegenauigkeit der Versagensart Stahlversagen verbessert werden.
- Die Erweiterung der Erkenntnisse aus der vorliegenden Forschungsarbeit auf Verankerungsgruppen erfordert eine nähere Untersuchung der Versagensart Betonversagen.

# 8.3.2 Feuerwiderstand von Injektionsankern im Mauerwerk

Injektionsanker werden neben dem Einsatz in Beton auch in zahlreichen Mauerwerksuntergründen angewendet. Dazu zählen Vollsteine und Lochsteine aus Kalksandstein, Ziegel, Leichtbeton und Porenbeton. Einige der in dieser Forschungsarbeit erarbeiteten Erkenntnisse können auf die Verwendung von Injektionsankern im Mauerwerk übertragen werden.

 Die Feuerwiderstände gegenüber Stahlversagen können direkt auf Befestigungen im Mauerwerk übertragen werden. Es sollte lediglich überprüft werden ob die teilweise deutlich besseren Dämmeigenschaften der Mauerwerkmaterialien zu einem größeren Wärmestau in der Ankerstange und somit zu höheren Temperaturen in der Ankerstange führen können.

- Die Temperaturverläufe entlang der Ankerstange können analog zu den Erläuterungen in Kapitel 3.1 unter Berücksichtigung der thermischen Materialeigenschaften des jeweiligen Baustoffs anhand thermisch-transienter Simulationen bestimmt werden.
- Im Rahmen einer Versuchsreihe an Kalksandvollsteinen und Porenbetonvollsteinen wurde die Übertragbarkeit der produktabhängigen Verbundspannungs-Temperatur-Beziehung auf Mauerwerkvollmaterialien bereits bestätigt, vgl. *Reichert u. Thiele 2016; Thiele u. Reichert 2017*
- Es ist davon auszugehen, dass die resultierenden Feuerwiderstände analog zum in Kapitel 5.1 beschriebenen Verfahren bestimmt werden können.

# 8.3.3 Resttragfähigkeit von Injektionsankern in der Abkühlphase und nach einem Brand

Insbedondere für chemische Befestigungssysteme ist auch die Tragfähigkeit in der Abkühlphase von großer Bedeutung. Aus den in dieser Forschungsarbeit beschriebenen Ergebnissen geht hervor, dass bei einer Einwirkung durch die ETK nur Kräfte im hinteren kühleren Teil der Befestigung übertragen werden können. Auch wenn die Temperatur im Brandraum bereits sinkt, werden sich die Temperaturen am Ende der Verankerung durch den großen Wärmespeicher im Beton zunächst vergrößern. Aufgrund der eher geringen Temperaturen zwischen 200 °C und 300 °C, bei denen die meisten Verbundmörtel ihre Tragfähigkeit nahezu vollständig verlieren, ist davon auszugehen, dass diese während der Abkühlphase auch am Ende der Verankerungstiefe überschritten werden und es zum Versagen kommt.

Untersuchungen zur Resttragfähigkeit von Injektionsmörteln nach dem Abkühlen können zur Bestimmung von V-T-Beziehungen für die Nachbrandphase führen oder die Gültigkeit der bestehenden V-T-Beziehungen auch nach dem Abkühlen bestätigen. Unter der Annahme, dass für jeden Abschnitt der Verankerungstiefe die maximal erreichte Mörteltemperatur bekannt ist, können so Tragfähigkeiten für Zeitpunkte nach einem Brandszenario bestimmt werden.

# Literaturverzeichnis

#### Al-Mansouri u. a. 2019

AL-MANSOURI, Omar ; MEGE, Romain ; PINOTEAU, Nicolas ; GUILLET, Thierry ; RÉ-MOND, Sébastien: Influence of testing conditions on thermal distribution and resulting load-bearing capacity of bonded anchors under fire. In: *Engineering Structures* 192 (2019), S. 190–204. – ISSN 01410296

#### Ameler 1997

AMELER, Jens: Betonverhalten bei hohen Temperaturen und triaxialer Beanspruchung - FE-Modell auf der Basis der Betonstruktur. Braunschweig, Technische Universität Braunschweig, Dissertation, 1997

#### Anderberg u. Thelandersson 1976

ANDERBERG, Y.; THELANDERSSON, S.: Stress and Deformation Characteristics of Concrete at High Temperatures. 2. Experimental Investigation and Material Behaviour Model. In: *Bulletin of Division of Structural Mechanics and Concrete Concstruction* Bd. 54. 1976

#### Anderberg 1986

ANDERBERG, Yngve: Modelling Steel Behaviour. Lund, Lund University, Diss., 1986

#### Bažant 1997

BAŽANT, Z. P.: Analyses of Pore Pressure, Thermal Stress and Fracture in Rapidly Heated Concrete. In: *NIST Special Publication* Bd. 919. 1997, S. 155–164

#### Benedix 2015

BENEDIX, Roland: *Bauchemie: Einführung in die Chemie für Bauingenieure und Architekten*. Wiesbaden : Springer Fachmedien Wiesbaden, 2015

#### Bergmeister u. a. 2018

BERGMEISTER, Konrad ; CORDES, Tobias ; LUN, Hans ; MURR, Roland ; REICHEL, Erwin: Beton unter hoher Temperaturbeanspruchung - Brandschutz und Rettungssysteme in Tunneln. In: BERGMEISTER, Konrad (Hrsg.) ; FINGERLOOS, Frank (Hrsg.) ; WÖRNER, Johann-Dietrich (Hrsg.): *Beton-Kalender 2018* Bd. 10. Berlin, Germany : Ernst & Sohn a Wiley brand, 2018. – ISBN 9783433607534, S. 511–556

#### Bergmeister u. a. 2012

BERGMEISTER, Konrad (Hrsg.); FINGERLOOS, Frank (Hrsg.); WÖRNER, Johann-Dietrich (Hrsg.): *Beton-Kalender 2012: Schwerpunkte: Mobilität, Befestigungstechnik.* 1., Auflage. Berlin : Ernst, Wilhelm & Sohn, 2012. – ISBN 978–3–433–02989–3

#### Blosfeld 2009

BLOSFELD, Jürgen: Berichte der Bundesanstalt für Strassenwesen B, Brücken und Ingenieurbau. Bd. Heft 67: Brandkurven für den baulichen Brandschutz von Straßentunneln. Bremerhaven : Wirtschaftsverlag NW Verlag für neue Wissenschaft GmbH, 2009

#### Borgogno 1997

BORGOGNO, Walter: Tragverhalten von Slim Floor Decken mit Betonhohlplatten bei Raumtemperatur und Brandeinwirkungen. ETH Zurich, 1997

#### Bossenmayer u. a. 2004

BOSSENMAYER, Horst ; LITZNER, H.-U. ; KRUPPA: Background Documents to EN 1992-1-2 Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-2: General rules - Structural fire design. 2004

#### Bull u. a. 2015

BULL, Lucy ; PALMIERE, Eric ; THACKRAY, Richard ; BURGESS, Ian ; DAVISON, Buick: Tensile Behaviour of Galvanised Grade 8.8 Bolt Assemblies in Fire. In: *Journal of Structural Fire Engineering* 6 (2015), Nr. 3, S. 197–212

#### Cairns u.a. 2014

CAIRNS, John ; INTERNATIONAL FEDERATION FOR STRUCTURAL CONCRETE ; TASK CROUP BOND MODELS: Bulletin / International Federation for Structural Concrete Technical report. Bd. 72: Bond and anchorage of embedded reinforcement: background to the fib Model Code for Concrete Structures 2010. Lausanne : International Federation for Structural Concrete, 2014. – ISBN 9782883941120

#### Cook u. a. 1998

COOK, Ronald A.; KUNZ, Jacob; FUCHS, Werner; KONZ, Robert C.: Behavior and Design of Single Adhesive Anchors under Tensile Load in Uncracked Concrete. In: *ACI Structural Journal* 95 (1998), Nr. 1. – ISSN 0889–3241

#### DAfStb Heft 138 1961

DAFSTB HEFT 138 (Hrsg.): Über die Grundlagen des Verbundes zwischen Stahl und Beton. Bd. 138. Berlin : Ernst, 1961

#### DAfStb Heft 154 1962

DAFSTB HEFT 154 (Hrsg.): Spannungs-, Dehnungslinien des Betons und Spannungsverteilung in der Biegedruckzone bei konstanter Dehnungsgeschwindigkeit. Bd. 154. 1962

#### DAfStb Heft 609 2013

DAFSTB HEFT 609 (Hrsg.): Untersuchungen zum Verbundverhalten von Bewehrungsstäben mittels vereinfachter Versuchskörper. Bd. 609. Berlin : Beuth Verlag GmbH, 2013. – ISBN 978–3–410–65251–9

#### DIBt 2019

DIBT ; DIBT (Hrsg.): Definition Verbunddübel. https://www.dibt.de/.

Version: 2019

#### DIN 488-1 2009

DIN 488-1: Betonstahl - Teil 1: Stahlsorten, Eigenschaften, Kennzeichnung. 2009

#### DIN EN 10025-1 2005

DIN EN 10025-1: Warmgewalzte Erzeugnisse aus Baustählen - Teil 1: Allgemeine technische Lieferbedingungen. 2005

#### DIN EN 1363-1 2012

DIN EN 1363-1: Feuerwiderstandsprüfungen - Teil 1: Allgemeine Anforderungen. 2012

#### DIN EN 1365-1 2013

DIN EN 1365-1: Feuerwiderstandsprüfungen für tragende Bauteile - Teil 1: Wände. Berlin, 2013

#### DIN EN 15048-1 2016

DIN EN 15048-1: Garnituren für nicht vorgespannte Schraubverbindungen im Metallbau - Teil 1: Allgemeine Anforderungen. Berlin, 2016

#### DIN EN 1991-1-2 2013

DIN EN 1991-1-2: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 1-2: Allgemeine Einwirkungen - Brandeinwirkungen auf Tragwerke. Berichtigung 1. Berlin, 2013

#### DIN EN 1992-1-2 2010

DIN EN 1992-1-2: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - TEil 1-2: Allgemeine Regeln - Tragwerksbemessung für den Brandfall. 1:2009-01. Berlin, 2010

#### DIN EN 1992-4 2019

DIN EN 1992-4: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 4: Bemessung der Verankerung von Befestigungen in Beton. 2019

#### DIN EN 1993-1-2 2010

DIN EN 1993-1-2: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-2: Allgemeine Regeln - Tragwerksbemessung für den Brandfall. 1. Berlin, 2010

#### DIN EN ISO 4042 2018

DIN EN ISO 4042: Verbindungselemente - Galvanisch aufgebrachte Überzugsysteme. Berlin, 2018

#### DIN EN ISO 898-1 2013

DIN EN ISO 898-1: Mechanische Eigenschaften von Verbindungselementen aus Kohlenstoffstahl und legiertem Stahl - Teil 1: Schrauben mit festgelegten Festigkeitsklassen. Berlin, Germany, 2013

### DIN EN ISO 898-2 2012

DIN EN ISO 898-2: Mechanische Eigenschaften von Verbindungselementen aus Kohlenstoffstahl und legiertem Stahl - Teil 2: Muttern mit festgelegten Festigkeitsklassen - Regelgewinde und Feingewinde. Berlin, 2012

#### DIN ISO 965-1 2017

DIN ISO 965-1: Metrisches ISO-Gewinde allgemeiner Anwendung - Toleranzen - Teil 1: Prinzipien und Grundlagen. Berlin, 2017

#### EAD 330087-00-0601 2018

EAD 330087-00-0601: systems for post-installed rebar connections with mortar. EOTA, 2018

#### EAD 330499-00-0601 2017

EAD 330499-00-0601: Bonded Fasteners for use in Concrete. EOTA, 2017

#### EBA 2008

EBA: Anforderungen des Brand- und Katastrophenschutzes an den Bau und den Betrieb von Eisenbahntunneln. Eisenbahn-Bundesamt, 2008

#### Eligehausen u. a. 2004

ELIGEHAUSEN, Rolf ; APPL, Jörg J. ; LEHR, Bernhard ; MESZAROS, Juraj ; FUCHS, Werner: Tragverhalten und Bemessung von Befestigungen mit Verbunddübeln unter Zugbeanspruchung - Teil 1. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 99 (2004), Nr. 7, S. 561–571. – ISSN 0005–9900

#### Eligehausen u. a. 2006

ELIGEHAUSEN, Rolf ; MALLÉE, Rainer ; SILVA, John F.: Anchorage in concrete construction. Berlin : Ernst, 2006. – ISBN 978–3–433–01143–0

#### Eligehausen u.a. 1983

ELIGEHAUSEN, Rolf ; POPOV, Egor P. ; BERTERO, Vitelmo V.: *Local bond stress-slip relationships of deformed bars under generalized excitations.* University of California, 1983 (Report to the National Science Foundation)

#### ETA E1

ETA E1: Europäisch Technische Bewertung ETA: Injection system E1

#### ETA E1 rebar

ETA E1 REBAR: Europäisch Technsiche Bewertung ETA: Injection system E1 for rebar connection

#### ETA V1

ETA V1: Europäische Technische Bewertung ETA: Injektionsystem V1 für Beton -Verbunddübel zur Verankerung im Beton

#### ETAG 001 2013

ETAG 001: metal anchors for use in concrete. 2013

### Fahrmeir u. a. 2009

FAHRMEIR, Ludwig ; KNEIB, Thomas ; LANG, Stefan: *Regression: Modelle, Methoden und Anwendungen.* 2. Aufl. Berlin, Heidelberg : Springer-Verlag Berlin Heidelberg, 2009 (Statistik und ihre Anwendungen). http://dx.doi.org/10.1007/978-3-642-01837-4. http://dx.doi.org/10.1007/978-3-642-01837-4. - ISBN 978-3-642-01836-7

## Fuchs u. Silva 2012

FUCHS, Werner ; SILVA, John F.: EOTA approach to qualification and design of postinstalled adhesive anchors for fire exposure. In: *Understanding adhesive anchors: behaviour, materials, installation, design 2010* (2012)

## Gaigl u. Mensinger 2018

GAIGL, Christian ; MENSINGER, Martin: *Thermal impact on HDG construction*. München, 2018

# Gonzalez u. Lange 2008

GONZALEZ, Fernando ; LANGE, Jörg: Heißbemessung von Verbindungen. In: BAUEN MIT STAHL E.V. (Hrsg.) ; TU DARMSTADT (Hrsg.): *Brandsicher bauen mit sichtbarem Stahl.* 2008

## Hager 2013

HAGER, I.: Behaviour of cement concrete at high temperature. In: *Bulletin of the polish acadamy of sciences* 61 (2013), Nr. 1

#### Harmathy 1966

HARMATHY, T. Z.: Experimental Study on Moisture and Fire Endurance. In: *Fire Technology* 2 (1966), Nr. 1, S. 52–59

# Hjorth 1976

HJORTH, Olaf: *Ein Beitrag zur Frage der Festigkeiten und des Verbundverhaltens von Stahl und Beton bei hohen Beanspruchungsgeschwindigkeiten.* Braunschweig, Technische Universität Braunschweig, Dissertation, 1976

# Hosser u. Richter 2013

HOSSER, Dietmar ; RICHTER, Ekkehard: *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton.* Bd. 596: *Vereinfachtes Rechenverfahren zum Nachweis des konstruktiven Brandschutzes bei Stahlbeton-Kragstützen.* 1. Aufl. Berlin : Beuth, 2013. – ISBN 978–3–410–65229–8

# Hosser u. Zehfuß 2017

HOSSER, Dietmar (Hrsg.); ZEHFUSS, Jochen (Hrsg.): Brandschutz in Europa - Bemessung nach Eurocodes: Erläuterungen und Anwendungen zu den Brandschutzteilen der Eurocodes 1 bis 6. 3., vollständig überarbeitete und erweiterte Auflage. 2017 (Beuth Kommentar). – ISBN 9783410266921

#### Hu u. a. 2016

HU, Ying ; LE, Shen ; SHIDONG, Nie ; BO YANG: FE Simulation and Experimental

Tests of High Strength Structural Bolts under Tension. In: *Joudnal of Constructional Steel Research* (2016), Nr. 126, S. 174–186

#### Kawohl 2017

KAWOHL, Anne K.: *Beitrag zur Zug-Abscher-Interaktion von hochfesten Schrauben während und nach einem Brand*. Darmstadt, Technische Universität Darmstadt, Dissertation, 2017

#### Khoury 2006

KHOURY, G. A.: Strain of heated concrete during two thermal cycles. Part 1: strain over two cycles, during first heating and at subsequent constant temperature. In: *Magazine of Concrete Research* 58 (2006), Nr. 6, S. 367–385. – ISSN 0024–9831

#### Kirby 1995

KIRBY, B. R.: The behaviour of high-strength grade 8.8 bolts in fire. In: *Journal of Constructional Steel Research* 33 (1995), Nr. 1-2, S. 3–38

#### Kordina u. Meyer-Ottens 1999

KORDINA, Karl ; MEYER-OTTENS, Claus: *Beton-Brandschutz-Handbuch*. 2. Aufl. Düsseldorf : Verl. Bau und Technik, 1999. – ISBN 9783764003807

#### Kunz u.a. 1998

KUNZ, J. ; COOK, R. A. ; FUCHS, W. ; SPIETH, H.: Tragverhalten und Bemessung von chemischen Befestigungen. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 93 (1998), Nr. 1, S. 15–19. – ISSN 0005–9900

#### Lahour u. a. 2017

LAHOUR, Mohamed A. ; CARON JEAN-FRANCOIS ; PINOTEAU, Nicolas ; FORET, Gilles ; BENZARTI, Karim: Mechanical behavior of adhesive anchors under high temperature exposure: Experimental investigation. In: *International Journal of Adhesion and Adhesives* 78 (2017), S. 200–211. – ISSN 01437496

#### Lakhani u. Hofmann 2017

LAKHANI, Hitesh ; HOFMANN, Jan: a numerical method to evaluate the pull-out strength of bonded anchors under fire. In: SHARMA, Akanshu (Hrsg.) ; HOFFMANN, Jan (Hrsg.) ; WERNER, Monika (Hrsg.): *3rd International Symposium on Connections between Steel and Concrete*. Stuttgart and Stuttgart : IWB, 2017, S. 1079–1090

#### Löbbert u. a. 2007

LÖBBERT, Anke ; POHL, Klaus D. ; THOMAS, Klaus-Werner ; KRUSZINSKI, Thomas: *Brandschutzplanung für Architekten und Ingenieure: Mit beispielhaften Konzepten für alle Bundesländer ; mit 43 Tabellen.* 5., überarb. und erw, Aufl. Köln : FeuerTrutz-Verl., 2007. – ISBN 978–3–939138–08–2

Mallée u. a. 2012

MALLÉE, Rainer ; FUCHS, Werner ; ELIGEHAUSEN, Rolf: Bemessung von Verankerungen in Beton nach CEN/TS 1992-4. In: BERGMEISTER, Konrad (Hrsg.) ; FINGERLOOS, Frank (Hrsg.) ; WÖRNER, Johann-Dietrich (Hrsg.): *Beton-Kalender* 2012. Berlin : Ernst, Wilhelm & Sohn, 2012. – ISBN 978–3–433–02989–3, S. 93–174

#### Manns 1975

MANNS, Wilhelm: Über den Wassergehalt von Beton bei höheren Temperaturen. In: *Beton* 25 (1975), Nr. 1, S. 26–30

#### Mayer 2010

MAYER, Utz: Zum Einfluss der Oberflächengestalt von Rippenstählen auf das Tragund Verformungsverhalten von Stahlbetonbauteilen. Stuttgart, Universität Stuttgart, Dissertation, 2010

#### Meszaros 2001

MESZAROS, Juraj: *Tragverhalten von Einzelverbunddübeln unter zentrischer Kurzzeitbelastung*. Stuttgart, Universität Stuttgart, Disseratation, 2001

#### Mindeguia u. a. 2006

MINDEGUIA, J. C. ; PIMIENTA, P. ; HAGER, I. ; LABORDERIE, C. ; CARRÉ, H.: Experimental study of transient thermal strain and creep of an ordinary concrete at high temperatures. In: *Fourth International Workshop <<Structures in Fire>>* (2006)

#### Muciaccia u. a. 2016

MUCIACCIA, Giovanni ; CONSIGLIO, Andrea ; ROSATI, Gianpaolo: Behavior and Design of Post-Installed Rebar Connections under Temperature. In: *Key Engineering Materials* 711 (2016), S. 783–790. – ISSN 1662–9795

#### Nielsen u. a. 2002

NIELSEN, C. V.; PEARCE, C. J.; BIĆANIĆ, N.: Theoretical model of high temperature effects on uniaxial concrete member under elastic restraint. In: *Magazine of Concrete Research* 54 (2002), Nr. 4, S. 239–249. – ISSN 0024–9831

#### Niewels 2008

NIEWELS, Jörg: *Zum Tragverhalten von Betonbauteilen mit Faserverbundkunststoff-Bewehrung.* Aachen, Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule Aachen, Dissertation, 2008

#### Paterson 1978

PATERSON, W. S.: *Technical Notes: Indicative fire tests on fixings*. London : Construction Industry Research and Information Association, 1978

#### Patil u. Thiele 2015

PATIL, Mayur ; THIELE, Catherina: thermal study of bonded anchors to determine temperature distribution. In: *Workshop Heißbemessung Braunschweig.* 2015

#### Periskic 2009

PERISKIC, Goran: Entwicklung eines 3D thermo-hygro-mechanischen Modells für Beton unter Brandbeanspruchung und Anwendung auf Befestigungen unter Zuglasten. Stuttgart, Universität Stuttgart, Dissertation, 2009

#### Pinoteau u.a. 2011

PINOTEAU, Nicolas ; PIMIENTA, Pierre ; GUILLET, Thierry ; RIVILLON, Philippe ; RÉMOND, Sébastien: Effect of heating rate on bond failure of rebars into concrete using polymer adhesives to simulate exposure to fire. In: *International Journal of Adhesion and Adhesives* 31 (2011), Nr. 8, S. 851–861. – ISSN 01437496

#### Reichert u. Thiele 2016

REICHERT, Marie ; THIELE, Catherina: Qualifizierung von Befestigungen im Mauerwerk im Brandfall. In: *Workshop Heißbemessung Braunscheig.* 2016

#### Reichert u. Thiele 2017a

REICHERT, Marie ; THIELE, Catherina: qualification of bonded anchors in case of fire. In: SHARMA, Akanshu (Hrsg.) ; HOFFMANN, Jan (Hrsg.) ; WERNER, Monika (Hrsg.): *3rd International Symposium on Connections between Steel and Concrete*. Stuttgart and Stuttgart : IWB, 2017, S. 1091–1099

#### Reichert u. Thiele 2017b

REICHERT, Marie ; THIELE, Catherina: Tragverhalten von Verbunddübeln im Brandfall. In: TU KAISERSLAUTERN (Hrsg.): *58. Forschungskolloquium des DAfStb.* 2017

#### Reick u. Eligehausen 2003

REICK, M. ; ELIGEHAUSEN, R.: Befestigungen unter Brandbeanspruchung: Ergebnisse aus Brandversuchen führen zu einem "Beurteilungspapier". In: *Beton- und Stahlbetonbau* 98 (2003), Nr. 6, S. 317–325. – ISSN 0005–9900

#### Reick 2001

REICK, Michael: Brandverhalten von Befestigungen mit großem Randabstand in Beton bei zentrischer Zugbeanspruchung. Stuttgart, Universität Stuttgart, Dissertation, 2001

#### Ritter 2013

RITTER, Laura: Der Einfluss von Querzug auf den Verbund zwischen Beton und Betonstahl: Influence of transverse tension on bond behaviour between concerete and reinforcing steel. Dresden, Technische Universität Dresden, Dissertation, 2013

#### Robins u. Standish 1984

ROBINS, P. J. ; STANDISH, I. G.: The influence of lateral pressure upon anchorage bond. In: *Magazine of Concrete Research* 36 (1984), Nr. 129, S. 195–202. – ISSN 0024–9831

#### Schlegel u. Adriani Pieter 2007

SCHLEGEL, Roger ; ADRIANI PIETER: Simulation von Brandversuchen an Mauerwerkswänden. In: DYNARDO (Hrsg.): ANSYS Conference & 25. DADFEM User's Meeting Int. FEM-Technologietage. 2007

#### Stabler 2000

STABLER, James T.: *Computational modelling of thermo-mechanical damage and plasticity in concrete.* Queensland, University of Queensland, Dissertation, 2000

#### Tepfers 1973

TEPFERS, Ralejs: A theory of bond applied to overlapped tensile reinforcement splices for deformed bars. Göteborg, Chalmers university of technology Göteborg, Dissertation, 1973

### Testbericht 2003

TESTBERICHT: Nr. 3440/5853: Prüfung und Bewertung von in der Zugzone von Stahldeckenabschnitten gesetzten, auf zentrischen Zug belasteten [..] auf Brandverhalten bei Brandbeanspruchung nach DIN EN 1363-1:1999-10 zur Ermittlung der Feuerwiderstandsdauer: unveröffentlicht. Braunschweig, 2003

#### Testbericht 2007

TESTBERICHT: Prüfbericht Nr. (3019/272/07): Prüfung und Bewertung von in der Zugzone von Stahlbetondeckenabschnitten gesetzten, auf zentrischen Zug belasteten [..] auf Brandverhalten zur Ermittlung der Feuerwiderstandsdauer: unveröffentlicht. Braunschweig, 2007

#### Testbericht 2008

TESTBERICHT: Prüfbericht Nr. (3290/0966): unveröffentlicht. Braunschweig, 2008

## Testbericht 2009

TESTBERICHT: Prüfbericht Nr. (3302/252/08): unveröffentlicht. Braunscheig, 2009

#### Testbericht 2011

TESTBERICHT: Prüfbericht Nr. PB 3.2/11-161-1: Prüfung nach Technical Report TR020 (2004) zur Ermittlung der charakteristischen Stahlspannung unter Zugbeanspruchung: unveröffentlicht. Leipzig, 2011

#### Testbericht 2012a

TESTBERICHT: Prüfbericht 3145/411/11: Prüfung von in Stahlbetondeckenabschnitten gesetzten auf zentrischen Zug belasteten [..] auf Brandverhalten zur Ermittlung der Feuerwiderstandsdaeru bei einseitiger Brandbeanspruchung: unveröffentlicht. Braunschweig, 2012

#### Testbericht 2012b

TESTBERICHT: Prüfbericht Nr. PB 3.2/12-137-1: Prüfung nach Technical Report TR020 (2004) zur Ermittlung der charakteristischen Stahlspannungen unter Zugbeanspruchung: unveröffentlicht. Leipzig, 2012

# Testbericht 2014

TESTBERICHT: Prüfbericht Nr. PB 3.2/14-149-1: Prüfung nach DIN EN 1363-1:1990-10 zur Ermittlung der Feuerwiderstandsdauer unter Zugbeanspruchung: unveröffentlicht. Leipzig, 2014

#### Testbericht 2017

TESTBERICHT: 16030CT/15511: Report on fire tests according to TR020 with [..] in masonry: unveröffentlicht. 2017

#### Testbericht E1 2015

TESTBERICHT E1: Test Report No. MRF 15 26054277/A: on fire testing of post installed rebar connections with E1 injection mortar: unveröffentlicht. Paris, 2015

#### Testbericht E1 2016a

TESTBERICHT E1: 16020CT15537: Report on fire tests in dependence on EAD 330087-00-0601 with E1 adhesive: unveröffentlicht. TU Kaiserslautern, 2016

#### Testbericht E1 2016b

TESTBERICHT E1: 16020CT/15537\_1: Report on fire tests according TR020 with E1 adhesive: unveröffentlicht. TU Kaiserslautern, 2016

#### Testbericht E2 2018

TESTBERICHT E2: 17061MR15557\_2: Report on fire tests according TR020 with E2 adhesive: unveröffentlicht. TU Kaiserslautern, 2018

#### Testbericht P1 2017

TESTBERICHT P1: 16056MR15542: Report on fire tests according TR020 with P1 adhesive: unveröffentlicht. TU Kaiserslautern, 2017

#### Testbericht V1 2016

TESTBERICHT V1: 15025CT15541: Report on fire tests for post installed rebars according to EAD 330087-00-0601 with V1 adhesive: unveröffentlicht. TU Kaiserslautern, 2016

#### Testbericht V1 2017

TESTBERICHT V1: 17027MR15552: Report on fire tests according to TR020 with V1 adhesive: unveröffentlicht. TU Kaiserslautern, 2017

#### Testbericht V3 2019

TESTBERICHT V3: 18049HK15563: Report on fire tests according to TR020 with V3 adhesive: unveröffentlicht. TU Kaiserslautern, 2019

#### Thiele u. Reichert 2017

THIELE, Catherina ; REICHERT, Marie: *Feuerwiderstand von Befestigungen im Mauerwerk: Abschlussbericht eines Forschungsvorhabens des DIBt.* TU Kaiserslautern, 2017

#### Thiele u. a. 2017

THIELE, Catherina ; REICHERT, Marie ; PATIL, Mayur: Verbunddübel im Brandfall: Abschlussbericht eines Forschungsvorhabens des DIBt. TU Kaiserslautern, 2017

#### Thienel 1993

THIENEL, Karl-Christian: *Festigkeit und Verformung von Beton bei hoher Temperatur und biaxialer Beanspruchung.* Braunschweig, Technische Universität Braunschweig, Dissertation, 1993

### Tieke 2014

TIEKE, Bernd: *Makromolekulare Chemie: Eine Einführung*. 3. Aufl. Weinheim : Wiley-VCH, 2014. – ISBN 978–3–527–33216–8

## Torelli u. a. 2016

TORELLI, Giacomo ; MANDAL, Parthasarathi ; GILLIE, Martin ; TRAN, Van-Xuan: Concrete strains under transient thermal conditions: A state-of-the-art review. In: *Engineering Structures* 127 (2016), S. 172–188. – ISSN 01410296

## TR 020 2004

TR 020: Feuerwiderstandsfähigkeit von Metalldübeln. EOTA, 2004

# TR 048 2016

TR 048: Details of tests for post-installed fasteners in concrete. EOTA, 2016

# TR 049 2016

TR 049: Post-installed fasteners-in-concrete- under seismic action. EOTA, 2016

# Volkwein u. Zintel 2010

VOLKWEIN, Andreas ; ZINTEL, Marc: Forschungsinitiative Zukunft Bau. Bd. F 2767: Untersuchungen über das Temperaturverhalten von geklebten Betonstahlverbindungen: [Abschlussbericht]. Stuttgart : Fraunhofer IRB Verlag, 2010. – ISBN 978–3–8167–8432–6

# Zehfuß 2017

ZEHFUSS, Jochen (Hrsg.): Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig. Bd. Heft 232: Braunschweiger Brandschutz-Tage 2017: 31. Fachtagung Brandschutz - Forschung und Praxis : 13. und 14. September 2017 : Tagungsband. Braunschweig : iBMB, 2017. – ISBN 9783892882176

# ZTV-ING Teil 5 2012

ZTV-ING TEIL 5: Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten ZTV-ING, Teil 5: Tunnelbau. Bundesanstalt für Straßenwesen, 2012

# A Temperaturprofile

Im Folgenden sind tabellarische Werte für Temperaturverteilungen entlang der Verankerungstiefe für ausgewählte Kombinationen aus Verankerungstiefe und Verankerungsdurchmesser aufgeführt. Die Ergebnisse wurden mithilfe einer thermischtransienten Simulation mit ANSYS berechnet. Alle Randbedingungen zur Eingabe sind in Kapitel 3.1.2 erläutert. Die Temperaturdaten sind für jeweils 20 Datenpunkte entlang der Verankerungstiefe für die Feuerwiderstandszeiten 30 min,60 min, 90 min und 120 min aufgeführt. Die Berechnung erfolgte ohne die Berücksichtigung eines Anbauteils.

Abbildung A.1 zeigt, dass die Simulationsergebnisse sehr gut mit einer exponentiellen Regressionskurve nach Gleichung (A.1) angenähert werden können. Die Temperaturen für je 20 Ortskoordinaten entlang der Verankerungstiefe sowie die Koeffizienten a und b können den Tabellen A.1 und A.2 entnommen werden.

$$T(x) = a \cdot e^{(b * x)} \tag{A.1}$$



Abb. A.1: Exponentielle Regression an die Simulationsergebnisse

	q	T	-0,021	-0,016	-0,013	-0,011	-0,023	-0,019	-0,016	-0,014	-0,023	-0,02	-0,017	-0,015	-0,018	-0,014	-0,011	-0,01	-0,021	-0,016	-0,014	-0,012	-0,021	-0,018	-0,015	-0,014	-0,017	-0,013	-0,011	-0,01	-0,019	-0,015	-0,013	-0,011	-0,011	-0,016	-0,014	-0,012
	a	Ξ	584,12	735,78	824,27	886,38	578,27	736,79	821,43	879,71	561,69	736,27	829,43	889,36	573,15	727,54	817,95	881,43	563,26	719,45	805,92	866,36	551,55	718,82	810,57	870,27	559,75	714,4	805,52	869,48	551,96	707,21	795,48	857,5	559,75	705,7	794,36	854,65
Γ	٦		178	305	396	465	81	153	219	276	42	82	122	160	206	340	432	501	66	179	249	308	52	66	142	184	183	305	392	460	117	204	278	338	183	139	195	245
	19/20		183	312	404	473	84	158	226	284	4	85	126	166	212	347	439	509	103	185	256	316	55	103	147	191	188	312	400	468	121	211	285	346	188	144	201	252
	9/10		189	321	412	482	89	166	235	294	47	91	134	176	218	355	448	517	108	192	265	326	58	108	155	200	194	319	409	477	125	218	294	356	194	150	209	262
	17/20		197	331	423	493	95	176	247	307	51	66	144	188	226	364	458	527	114	202	277	338	62	116	165	212	201	329	419	487	132	228	305	367	201	159	220	274
	4/5		207	343	436	506	103	188	262	323	56	108	157	203	235	376	469	539	122	214	291	353	68	126	178	227	210	340	431	499	140	240	318	381	210	170	233	289
	3/4		219	357	451	521	113	203	279	341	63	120	173	222	246	388	483	553	132	229	307	370	76	138	194	245	220	353	445	513	150	253	334	398	220	183	249	306
	7/10		232	373	467	537	124	220	299	362	71	134	191	243	259	403	498	568	143	245	326	390	85	153	213	265	232	368	460	529	161	269	351	416	232	199	268	326
	13/20		247	390	485	555	137	240	320	385	82	151	213	266	273	419	514	584	157	264	346	411	96	170	234	288	246	384	477	546	175	288	371	436	246	217	288	348
	3/5		264	409	504	574	153	262	345	410	94	171	237	293	288	436	531	601	173	286	369	435	109	191	258	314	262	402	495	565	191	308	393	458	262	237	312	372
	11/20		283	430	525	595	172	287	371	437	109	194	265	323	305	455	550	620	191	309	394	460	125	214	285	343	279	422	515	585	208	330	416	483	279	261	337	399
T (x)	1/2	ົວ.	303	452	547	617	193	314	400	467	127	221	296	356	324	475	571	640	212	335	422	488	144	241	315	375	298	443	537	606	229	355	442	509	298	287	366	429
	9/20		325	476	571	641	218	344	432	499	149	252	330	392	344	497	592	662	236	363	452	518	166	271	348	410	318	465	560	629	251	382	470	537	318	316	397	461
	2/5		349	501	596	666	245	377	466	533	175	287	369	432	366	519	615	684	262	394	483	551	192	305	385	448	340	489	584	653	276	411	500	568	340	348	431	495
	7/20		374	528	623	692	276	413	503	570	206	327	411	475	389	544	639	708	291	428	518	585	222	343	426	489	364	515	610	679	304	442	533	600	364	383	468	533
	3/10		401	556	651	719	311	451	542	610	243	371	457	522	413	569	664	733	324	464	555	622	258	385	470	534	390	542	637	706	335	476	567	634	390	421	508	573
	1/4		430	585	680	748	349	493	584	652	285	420	508	574	439	596	690	759	359	503	594	661	298	432	518	583	418	571	665	734	368	512	603	671	418	463	551	617
	1/5		460	616	710	778	391	537	629	696	334	475	564	629	467	623	718	786	398	544	635	702	344	483	570	635	446	601	695	763	404	550	642	209	446	508	597	663
	3/20		492	648	741	809	436	585	676	743	390	534	624	689	495	652	746	814	439	587	679	745	395	538	627	692	477	632	726	794	442	591	682	749	477	557	646	712
	1/10		524	680	773	839	484	635	726	792	451	599	688	754	524	681	775	841	483	633	724	791	452	598	687	752	508	664	758	825	483	633	725	792	508	608	698	764
	1/20		557	713	806	870	535	686	777	842	517	667	756	821	554	711	804	869	529	680	772	837	512	661	750	815	541	697	791	856	525	677	769	835	541	662	753	818
	0		590	746	838	668	585	737	828	889	584	736	826	887	583	741	833	895	575	728	820	882	573	725	815	877	573	730	824	887	567	721	814	877	573	717	809	872
	+	[mim]	30	60	90	120	30	60	90	120	30	60	90	120	30	60	90	120	30	60	90	120	30	60	90	120	30	60	90	120	30	60	90	120	30	60	90	120
├.	n <sub>ef</sub>	[mm]	╞	03	8			8	00			120	2			00	8		╞	8	2		╞	120	2			02	2			8	90			110	2	
	0	[mm]						аW	010										L	M10			L									C117	7 I M					_

Tab. A.1: Übersicht über Temperaturprofile unterschiedlicher Verankerungstiefen und -durchmesser - Teil 1

													T (x)												
۵	n <sub>ef</sub>	+	•	1/20	1/10	3/20	1/5	1/4	3/10	7/20	2/5	9/20	1/2 1	11/20	3/5	13/20	7/10	3/4	4/5 1	7/20 9	/10 19	/20	-	a	٩
[mm]	[mm]	[min]			ĺ	ĺ	1	ĺ			1		ទួ		1										Ξ
		30	565	503	443	387	336	291	252	217	188	162	141	123	108	95	85	76	68	63	58 5	55	53 53	5,99 -1	0,019
M12	130	88	716 807	650	587 676	527 615	472 558	421 506	375 458	334 414	296 374	263 337	233	208	185 249	166 225	149 205	135	123	14	50	43 01	97 70 38 76	2,76 -	0,016
		120	869	805	740	679	622	570	521	476	435	397	362	331	303	277	255	235 2	218 2	04	92	2 8	77 85	7,11 -	0,013
		8	559	526	493	462	432	404	377	352	329	307	288	270	254	239	226	215	205	. 16	90	85 1	80 54	0,49	0,015
	ç	09	718	683	650	618	587	557	529	502	477	453	431	410	392	374	359	345 (	332 3	322 3	313 3	05 2	98 69	8,23 -1	0,011
	8	6	813	677	745	713	682	652	624	597	571	547	524	503	484	466	449	434 ,	421 4	10 4	E 001	92 3	84 79	1,45 -	0,01
		120	878	846	814	781	750	720	692	665	640	616	593	572	552	534	517	502 4	489 4	7 121	167 4	58 4	50 85	6,86 -	000°C
		30	551	505	460	418	378	341	308	277	250	225	204	185	168	154	142	131 .	123	15 、	10	05 1	02 52	6,77 -1	0,016
M16	110	99	706	657	609	563	520	480	442	408	376	346	319	295	273	254	236	221	208	. 86	1 1	82 1	77 68	5,23 -1	0,013
	2	6	799	749	700	654	610	569	531	495	461	430	401	375	351	330	310	293	278 2	266 2	2 2	47 2	40 77	5,68 -1	0,011
		120	864	815	767	720	677	635	596	560	526	494	465	438	414	391	371	353	337 3	323	311 3	02 2	95 83	8,64 -	0,01
		30	550	491	434	382	334	292	255	222	194	169	149	131	116	104	93	84	77	71	67 6	54	51 51	4,68 -	0,017
	140	99	702	639	578	521	469	421	377	337	301	269	241	216	195	176	160	146	135	26	18 1	13 1	09 67	8,73 -	0,014
	Ì	6	794	728	667	608	554	504	458	416	377	342	311	283	257	235	216	199	184 .	73 ,	63 1	56 1	51 77	2,21 -1	0,013
		120	858	793	731	672	617	567	520	477	437	400	367	337	310	286	265	246	230	216	205 1	97 1	91 83	4,89 -	0,011
		30	544	511	478	447	417	389	362	338	315	294	275	258	242	229	216	206	197	, 89	83	78 1	73 52	2,58 -	0,013
	8	99	707	671	637	604	573	543	514	488	463	439	417	397	379	362	347	333	322	311	303 2	96 2	89 68	3,86 -	0,01
	R	6	805	768	734	701	699	639	610	583	557	533	511	490	470	453	436	422 4	409	398	388 3	80 3	72 77	9,37 -1	600'C
		120	871	837	803	769	738	708	679	652	626	602	579	558	539	521	504	489 4	476 4	164 4	154 4	46 4	37 84	6,06 -	0,008
		30	538	492	448	407	368	333	301	272	245	222	202	184	168	154	143	133 .	124 .	18	12	08 1	05 50	8,08	0,014
UCIV	120	09	695	646	599	554	512	473	436	402	371	343	317	294	273	254	238	224 :	211	201	93 1	87 1	81 66	8,72 -1	0,012
	2	6	790	739	691	646	603	562	524	489	457	426	399	373	350	330	311	295	280	268 2	2 2	51 2	44 76	1,51 -	0,01
		120	856	807	758	712	699	628	590	554	521	490	462	436	412	390	370	353	338	324	314 3	05 2	97 8	56	600°C
		30	536	479	424	374	329	289	253	222	195	172	152	135	120	108	98	89	82	76	72 6	6	36 49	6,33 -1	0,015
	150	09	691	629	570	515	464	418	376	338	303	273	245	222	201	183	167	154 .	143	34 、	27 1	21 1	17 66	0,26 -1	0,013
	3	6	784	720	629	603	550	501	457	416	379	345	315	287	263	242	223	207	193	82	73 1	66 1	61 75	54,7	0,011
	_	120	850	785	724	666	613	564	518	476	438	403	371	342	315	292	272	254	238	25	215 2	07 2	01 81	8,56 -	0,01
		8	534	504	474	446	419	393	369	347	326	307	289	273	259	246	235	225	216	603	203	98	93 5.	1,6	0,012
	8	99	703	670	639	610	581	554	528	504	481	460	440	422	405	389	375	363	352 ;	342	334 3.	27 3	20 67	8,81	000°C
	3	6	804	770	739	709	680	653	627	602	579	557	536	517	500	483	469	455 4	443 4	133 2	124 4	16 4	08 77	7,78 -	0,008
		120	871	840	809	779	750	723	697	672	649	627	607	587	569	553	538	524	512 (	501 4	191 4	84 4	75 84	6,18 -	700/C
		30	526	484	444	406	371	338	308	281	257	235	215	198	183	170	158	149	140	34	28 1	24 1	20 49	95,3 -1	0,013
<b>VCV</b>	120	09	688	642	599	559	520	484	450	419	390	364	340	318	298	280	265	251 2	239	229 2	21 2	15 2	09 62	8,37 -	0,01
17IN	2	6	786	739	695	653	614	576	542	509	479	451	425	401	380	360	343	328	314 ;	302	2 2	85 2	78 75	4,25 -1	600'C
		120	854	808	763	721	681	644	609	576	545	517	490	466	444	423	405	389	374 3	362	351 3.	43 3	35 82	0,73 -	0,008
		30	523	470	421	375	333	295	262	233	207	184	165	148	134	122	111	102	95	89	85 8	2	79 48	3,36 -1	0,013
	150	99	682	624	570	520	473	430	390	354	322	293	267	243	223	205	190	177	166	56	1.	4	39 67	17,7 -1	0,011
	3	6	778	718	662	610	561	516	474	436	401	369	340	314	290	270	252	236	222	211	202	95 1	89 74	3,06 -	0,01
		120	845	784	727	675	625	579	537	497	461	428	398	370	346	323	304	286	271 2	269 2	2.48 2.	40 2	34 80	8,04 -	0,009

Tab. A.2: Übersicht über Temperaturprofile unterschiedlicher Verankerungstiefen und -durchmesser - Teil 2

# **B** Versuchsprotokolle

Zu jedem im Rahmen dieser Forschungsarbeit durchgeführten experimentellen Untersuchungen wurde ein Versuchsprotokoll mit allen relevanten Informationen zu den Versuchen erstellt. Die Protokolle enthalten Informationen zur Art der Versuchsdurchführung, Geometrie- und Festigkeitswerte der Versuchskörper, alle aufgenommenen Temperatur-, Zeit-, Verformungs- und Lastwerte sowie Versagensbilder jedes Versuchs.

# B.1 Versuche zur Art der Versuchsdurchführung

# B.1.1 instationäre Versuche im HP-Test - V1






















## B.1.2 instationäre Versuche im HP-Test - E1

















## B.1.3 Auszugversuche im HP-Test - V1







































## B.1.4 Auszugversuche im HP-Test - E1

Die Versuche HP \_ E1 \_ Z \_ T200 \_ Fi \_ 03 und HP \_ E1 \_ Z \_ T200 \_ Fi \_ 05 die im Rahmen der Bewertung des Einflusses der Art der Versuchsdurchführung herangezogen wurden sind in Kapitel B.2 aufgeführt.




































# B.2 Versuche zum Einfluss der Dauer der Temperaturbeanspruchung



## B.2.1 Auszugversuche im HP-Test mit Haltezeit - V1





















#### B.2.2 Auszugversuche im HP-Test mit Haltezeit - E1













## B.3 Versuche zum Einfluss von Querdruckspannungen

## B.3.1 Auszugversuche im HP-Test mit Querdruck - V1

Die Versuchsprotokolle der Versuche ohne zusätzlichen Querdruck sind bereits in Kapitel B.1.3 aufgeführt.




















































## B.3.2 Auszugversuche im HP-Test mit Querdruck - E1

Die Versuchsprotokolle der Versuche ohne zusätzlichen Querdruck sind bereits in Kapitel B.1.4 aufgeführt.










































## B.4 Versuche zum Einfluss der Betonfeuchte



## B.4.1 instationäre Versuche im HR-Test - V2















































## B.4.2 instationäre Versuche im HR-Test mit Probekörpern aus Stahl -V1








#### B.5 Realbrandversuche

## C Datenbank - Stahlversagen

In den nachfolgenden Tabellen sind die Versuchsergebnisse, die für die statistische Auswertung des Widerstands gegenüber Stahlversagen herangezogen wurden, dargestellt. Es handelt sich neben Injektionsankern auch um mechanische Verankerungen mit vergleichbarem Ankerstangenmaterial sowie Injektionsankern im Mauerwerk. Die Versuchsergebnisse sind den Testberichten *Testbericht 2003, Testbericht 2007, Testbericht 2017, Testbericht 2009, Testbericht 2008, Testbericht 2014, Testbericht 2012b, Testbericht 2012a, Testbericht 2011, Testbericht V1 2017, Testbericht P1 2017, Testbericht E2 2018* und *Testbericht V3 2019* entnommen.

Prüfbericht	Prüfungs- datum	Anbauteil	Stahlgüte	Ankerdurch- messer	Ver- ankerungs- tiefe	Last	Stahl- spannung	Versagens- zeit	Versagens- art	Rissbreite	Be- merkungen
	[-]	[-]	[-]	[mm]	[mm]	[kN]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[min]	[-]	[mm]	[-]
				8	80	0,8	21,86	97	Abriss		
	22.08.2001			8	00	1,5	40,98	49	Mutter		
				10		2,22	38,28	73	Abriss		
ŝ	27.08.2001			10	00	1,5	25,86	89	Abriss		
200	27.00.2001		C-Stahl	10	30	4,5	77,59	38	Mutter		
cht	30.08.2001	κA	vz.	10		1,2	20,69	117	Abriss	_	
Deri	22.08.2001	к.д.		12		5	59,31	47	Mutter	-	-
esti	27.08.2001		5.8	12	110	2,13	25,27	94	Abriss		
F	30.08.2001			12		1,61	19,10	126	Abriss		
	22.08.2001			16	125	9	57,32	50	Mutter		
	20.09.2001			20	170	6,5	26,53	103	Mutter		
	30.08.2001			20		11	44,90	57	Mutter		
				8	80	2	54,64	48	Mutter		-
	17.07.2007			8		1	27,32	95	Abriss		
				8		0,4	10,93	135	ohne		
	20.07.2007 TR 020 ohne Luft- spalt	TR 020 ohne	C-Stahl vz.	10	90	3,5	60,34	47	Mutter		
007				10		1,5	25,86	90	Abriss		
ht 2				10		1	17,24	120	Abriss		
eric		Luft-		12	110	5	59,31	46	Mutter	 - -	
est		spalt	5.8	12		3	35,59	76	Mutter		
-				12		2	23,72	112	Abriss		
	20.07.2007			12		1,5	17,79	128	Abriss		
				16	405	7	44,59	58	Mutter		
				16	125	2,2	14,01	145	ohne		
	11.10.2016			8	130	1	27,32	83	Abriss		
	05.10.2016			8	80	1	27,32	62	Abriss		ē
	14 10 2016			8	120	0,8	21,86	69	Abriss		dū
501	14.10.2010			8	130	1,3	35,52	26	Abriss		gabe
ht 2	22.00.2016	TR 020	5.8	12	100	1,35	16,01	115	Abriss		Ang
eric	23.09.2016			12	100	1,5	17,79	111	Abriss		aue
estb	00.00.0040			10	90	1	17,24	97	Abriss		Jena /ers
н Н	20.09.2016			8		0,6	16,39	86	Abriss		) eu
	23.09.2016	1		8	80	0,8	21,86	94	Abriss	[	kei
	20.09.2016	1		8	0,5	13,66	124	Abriss			

Prüfbericht	Prüfungs- datum	Anbauteil	Stahlgüte	Ankerdurch messer	Ver- ankerungs- tiefe	Last	Stahl- spannung	Versagens- zeit	Versagens- art	Rissbreite	Be- merkungen
	[-]	[-]	[-]	[mm]	[mm]	[kN]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[min]	[-]	[mm]	[-]
	27.08.2008			10	90	3,5	60,34	40	Mutter		
g				12	110	3,4	40,33	59	Abriss		
20(	27.06.2008			12	110	5	59,31	40	Mutter		
icht	27.00.2000			20		10	40,82	92	Mutter		
ther			C-Stahl	20		5	20,41	153	ohne		
Tes	27 08 2008	TR 020	VZ.	20	170	12	48,98	62	Mutter	-	-
/ 60	2110012000		5.6	20		19	77,55	41	Mutter		
200	01.09.2008			20		6,5	26,53	112	Abriss		
MB				20		8	32,65	88	Mutter		
ш	27.08.2008			16	125	7	44,59	52	Mutter		
	30.09.2008			16	-	4	25,48	111	Abriss		
				8		0,6	16,39	93	Abriss	-	-
	21.11.2006			8	80	1,5	40,98	52	Mutter		
				8		1,5	40,98	60	Abriss	ohn	e Luftspalt
	28.11.2006			8		0,3	8,20	145	ohne		
	21.11.2006			10		1	17,24	96	Abriss		
	06.12.2006			10	90	2	34,48	63	Mutter	-	-
008			C Stabl	10		3	51,72	54	Mutter		
ht 2	× ≥ 21.11.2006	TR 020	VZ.	12	110	2	23,72	103	Abriss		
eric				12		2	23,72	114	Abriss	ohn	e Luftspalt
ch se	28.11.2006		≥ 5.8	12		3	35,59	64	Mutter		
76				12		5	59,31	41	Mutter		-
	06.12.2006			12		1,5	17,79	124	Abriss		
	24.01.2006			12		1	11,86	135	ohne		
				12		2,5	29,66	83	Mutter		
	28.11.2006			16		9	57,32	86	Mutter		
	24.01.2007			16		5	31,85	80	Mutter		
	06.12.2006			16		6	38,22	89	Mutter		
	02.04.2007			6	80	0,4	19,90	31	Mutter		
	02.04.2007			6		1,3	64,68	37	Mutter	- - - -	
				6		0,7	34,83	36	Mutter		
	24.11.2006			8		0,5	13,66	128	Abriss		
	15.12.2006			0		0,65	17,70	07	Abrico		
	24 11 2006			0 0		0,0	21,00	97	ADTISS		
	24.11.2000			0		24	21,32	42	Muttor		
14	11.01.2007			0		2,4	12.66	42	Abrico		
it 20	23.11.2006	TR020		8	ł	0,5	27.32	70	Mutter		
erict	13 12 2006	Luft-	5.8	8	130	0.8	21,52	96	Abriss	-	-
stbe	29.11.2006	spalt		8	100	0,0	21,00	55	Abriss		
Te.	01 12 2006			8		1	27,32	70	Mutter		
	24.11.2006			12		1.5	17 70	112	Mutter		
	15 12 2006			12	ł	2.5	29.66	83	Ahriee	ŀ	
	11.01 2007			12	ł	5	59.31	53	Mutter	ŀ	
	23.11.2006			12	ł	1.5	17.79	116	Abriss		
	30.11.2006			12	t	1	11.86	155	Mutter		
	01.12.2006			12	t	1	11.86	143	Mutter		
	13.12.2006			12	ĺ	2,5	29,66	55	Mutter		

Prüfbericht	Prüfungs- datum	Anbauteil	Stahlgüte	Ankerdurch- messer	Ver- ankerungs- tiefe	Last	Stahl- spannung	Versagens- zeit	Versagens- art	Rissbreite	Be- merkungen
	[-]	[-]	[-]	[mm]	[mm]	[kN]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[min]	[-]	[mm]	[-]
				6		0,45	22,39	147	Mutter		
<i>a</i>	09.07.2012			6		0,35	17,41	149	Abriss		
201				6		0,25	12,44	147	Abriss		
cht :		k.A.	5.6	6	70	0,75	37,31	59	Mutter	-	-
beri	10.07.2012			6		0,65	32,34	56	Mutter		
rest				6		0,55	27,36	64	Mutter		
	11.07.2012			6		0,4	19,90	100	Abriss		
				6	50	0,5	24,88	51	Mutter		L
	03.11.2011			6	50	0,25	12,44	97	Abriss	0,3	utte
	23.09.2011			6	60	0,15	7,46	155	Abriss	-	em
	29.09.2011			0	00	0,15	7,40	75	ADTISS	0,3	ddo
	09.02.2012			0		0,0	21,00	75	Mutter	0,3	e D
	23.09.2011			0	68	1,5	40,96	49	Mutter	-	einé
a	29.09.2011			0	00	1,5	40,96	104	Abrice	0,3	apur
012	13.09.2011		C-Stahl	8	82	0,5	13,66	184	ADriss	-	at wu
ht 2	03.11.2011	TROOO	vz.	10	60	1,5	25,00	35	Mutter	0,3	suchen dieses Berichts verwende
eric	23.09.2011	18020	5.8 bzw.	10	100	1,4	24,14	74	Mutter	-	
stb	29.09.2011		8.8	10		1,4	24,14	102	Muller	0,3	
76	13.09.2011			10		0,0	13,79	1/5	Abrice	-	
	16.09.2011	11		16		0,8	13,79	192	ADriss	0,3	
	00.10.2011			10		0	50,96	40	Mutter	-	
	05.11.2011			10		0	20,90	30	Mutter	0,3	/ers
	00.10.2011			10	96	0	30,22	60	Mutter	-	e l
	06.10.2011			16	120	24	30,22	160	Abriss	0,3	Jall
	26.00.2011			0	120	2,4	12.66	115	Abriss	-	
	20.09.2011	+ + +		8	120	0,5	10.12	70	Muttor		
	28.09.2011			0		0,7	10.12	70	Muttor		
	22.03.2011		5.8	8		0,7	21.86	69	Mutter		
	28.09.2011			8		1.0	27,32	59	Mutter		
				16	145	4.5	28.66	105	Mutter		
	30.09.2011	TR020		8		11	30.05	76	Abriss	-	-
110	00.00.2011			10	100	11	18.97	136	Abriss		
1t 21	26.09.2011			16		4.0	25.48	143	Abriss		
ericl	28.09.2011		5.8	16		4.5	28.66	109	Abriss		
stb	30.09.2011			16	145	5.0	31.85	104	Abriss		
Te	26.09.2011			16		6.0	38.22	78	Mutter		
				10		2.0	34.48	157	Abriss (A4)		
	22.09.2011			10	95	4.5	77.59	85	Mutter (A4)		
	28.09.2011	L		10		6,0	103,45	69	Mutter (A4)		
		TR020	A4	16		6,0	38,22	125	Mutter (A4)	-	-
	30.09.2011			16	145	9,0	57,32	105	Mutter (A4)		
	26.09.2011			16		15,0	95,54	73	Mutter (A4)		

Prüfbericht	Prüfungs- datum	Anbauteil	Stahlgüte	Ankerdurch- messer	Ver- ankerungs- tiefe	Last	Stahl- spannung	Versagens- zeit	Versagens- art	Rissbreite	Be- merkungen
	[-]	[-]	[-]	[mm]	[mm]	[kN]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[min]	[-]	[mm]	[-]
	04.05.2017			8	60	0,5	13,66	159	Abriss	0,3	
	22.02.2017			10	60	0,5	8,62	185	ohne	-	
	04.05.2017			10	00	0,5	8,62	185	ohne	0,3	
	01.02.2017			10		0,5	8,62	180	ohne		
	09.02.2017			10	85	1,5	25,86	86	Abriss		
201	22 02 2017			10		1,0	17,24	117	Abriss	-	
V1:	22.02.2011			12		0,5	5,93	185	ohne		
cht	16.05.2017	TR020	5.8	12	70	6,0	71,17	28	Mutter		-
beri	04.05.2017			12		0,5	5,93	185	ohne	0,3	
est	09.02.2017			12		2,5	29,66	55	Mutter	-	
L	09.05.2017			12	90	1,0	11,86	170	Abriss	0,3	
	22.02.2017			12		1,5	17,79	138	Mutter		
	01.02.2017			16	100	1,0	6,37	180	ohne	-	
	09.02.2017			16		4,0	25,48	73	Mutter		
	16.05.2017			16	80	1,0	6,37	185	ohne	0,3	
				8	80	0,5	13,66	185	ohne		
				8	80	0,7	19,13	121	Abriss		-
	19.05.2017			16	125	3,5	22,29	129	Abriss		
	13.03.2017		5.8	16	125	5,0	31,85	84	Mutter	_	
			5.0	16	125	7,0	44,59	75	Mutter	-	
				16	125	11,0	70,06	39	Mutter		
	21.05.2017	-	A4 5.8 R020 A4	8	80	1,0	27,32	100	Abriss		internal threaded rod
	31.05.2017			8	80	0,5	13,66	185	ohne		
	24.05.2017			8	80	1,5	40,98	117	Abriss (A4)		
	24.05.2017			8	80	3,0	81,97	92	Mutter (A4)	-	
	31.05.2017			16	125	3,5	22,29	125	Abriss		
	24.05.2017	TR020		10	90	1,5	25,86	144	Abriss (A4)	0.3	-
	24.05.2017			16	125	5,0	31,85	134	Abriss (A4)		
	21.05.2017			16	125	8,5	54,14	91	Mutter (A4)	0,3	
	31.05.2017			20	170	15,0	61,22	100	Abriss (A4)		
	07.04.2017		A4	8	80	1,0	27,32	124	Abriss (A4)		
N	16.03.2017			8	80	0,8	21,86	158	Abriss (A4)		
:01:	24.05.2017			8	80	0,8	21,86	160	Abriss (A4)		
10		1		8	80	2,0	54,64	52	Mutter		
sht	24.03.2017			8	80	1,5	40,98	68	Abriss		
eric				8	80	1,0	27,32	90	Abriss		
estt	07.04.2017		5.8	8	80	2,0	54,64	55	Mutter	0,3	
F	12.04.2017			8	80	1,5	40,98	73	Abriss	-	
	07.04.2017			8	80	0,7	19,13	134	Abriss	0.2	
	24.03.2017			8	80	0,5	13,66	185	ohne	0,3	
	24.02.2017			12	110	6,0	71,17	81	Mutter (A4)		
	24.03.2017			12	110	3,0	35,59	147	Abriss (A4)	-	
	16.02.2017		A4	12	110	2,0	23,72	170	Abriss (A4)		
	10.03.2017			12	110	3,0	35,59	132	Abriss (A4)	0.2	
	24.03.2017			12	110	2,0	23,72	185	ohne (A4)	0,3	
	12.04.2017			12	110	6,0	71,17	47	Mutter		
	07.04.2017	творо		12	110	4,5	53,38	57	Mutter		
		18020		12	110	3,0	35,59	80	Mutter	-	-
	I			12	110	2,0	23,72	113	Mutter	1	
			5.8	12	110	1,5	17,79	146	Abriss		
	12.04.2017			12	110	6,0	71,17	41	Mutter		
				12	110	4,5	53,38	43	Mutter	0.0	
	I			12	110	2,0	23,72	119	Abriss	0,3	
				12	110	1,5	17,79	157	Abriss		

Prüfbericht	Prüfungs- datum	Anbauteil	Stahlgüte	Ankerdurch- messer	Ver- ankerungs- tiefe	Last	Stahl- spannung	Versagens- zeit	Versagens- art	Rissbreite	Be- merkungen
	[-]	[-]	[-]	[mm]	[mm]	[kN]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[min]	[-]	[mm]	[-]
			· · · · ·	6	IG-90	0,4	19,90	83	Abriss		
	00.04.2019		'	6	IG-90	0,6	29,85	55	Abriss	1	
	09.04.2010		'	8	IG-100	1,0	27,32	81	Abriss	1	
			'	10	IG-100	1,5	25,86	86	Abriss	1	
	15.01.2018	1	'	8	80	1,0	27,32	89	Abriss	-	
	04.04.0018	1	'	8	80	1,6	43,72	47	Abriss	1	
	24.01.2010		'	8	80	1,2	32,79	72	Abriss		
18	23.04.2018	1	'	8	80	1,0	27,32	80	Abriss		
: 20	09.04.2018	1	'	8	80	0,8	20,49	92	Abriss	0,31	
t E2	45.01.2019	трозо		10	90	1,5	25,86	85	Mutter		
rich	15.01.2010	18020	5.8	10	90	1,0	17,24	105	Abriss		-
stbe	24.01.2018			10	90	2,3	39,66	40	Mutter	1	
Tes				10	90	1,7	29,31	78	Mutter	1	
		-		12	100	3,0	35,59	67	Mutter	-	
				12	100	2,0	23,72	106	Abriss		
	21 01 2019		'	16	110	4,0	25,48	97	Mutter		
	31.01.2010		'	16	110	5,0	31,85	87	Mutter		
	15.02.2018	1	'	16	110	5,0	31,85	62	Mutter	0,3	
	24.01.2018	1		20	120	5,0	20,41	95	Mutter		
	24.01.2010		'	20	120	8,0	32,65	51	Mutter	-	
				12	70	3,5	41,52	50	Mutter		1
1 bitel			'	12	70	4	47,45	46	Mutter	1	
10.	04.07.2018	TR020	5.8	12	70	7	83,04	47	Mutter	i -	-
vgl. 4.			'	12	70	8,5	100,83	37	Mutter	1	
-			'	12	70	11	130,49	32	Mutter	Ī	
<u>–</u> 0	11.03.2019			16	80	10	118,62	50	Mutter	-	
vgl. 10.	10.04.2010	TR020	8.8	16	80	10	118,62	41	Mutter	Biege-	-
, <u>7</u> , 4,	18.04.2019		'	16	80	6	71,17	47	Mutter	riss	
19 19	27.02.2019			8	75	1,2	14,23	73	Mutter		
est- erich 20	08.04.2019	TR020	8.8	16	95	10	118,62	53	Mutter	1 -	-
T be V3	<sup>®</sup> ∑ 21.03.2019	1		16	95	10	118,62	46	Mutter	0,3	0,3

# Lebenslauf

### Persönliche Daten

Name	Marie Reichert
Geburtsjahr	1991
Staatsangehörigkeit	deutsch

### Werdegang

2015 - 2019	Fachgebiet Massivbau und Baukonstruktion, TU Kaiserslautern Wissenschaftliche Mitarbeiterin und Doktorandin
2009 - 2015	Technische Universität Kaiserslautern Studium des Bauingenieurwesens
	Schwerpunkt im Konstruktiven Ingenieurbau mit den Vertiefungsfächern: Statik und Dynamik der Tragwerke, Baubetrieb und Massivbau Abschluss: Diplom-Ingenieur (DiplIng.)
2001 - 2009	Hochwaldgymnasium Wadern Allgemeine Hochschulreife (Abitur)