Zum Verbundverhalten ausbetonierter Hohlprofilstützen mit massivem Stahlkern im Brandfall

Von der Fakultät für Bauingenieurwesen und Geodäsie
der Leibniz Universität Hannover
zur Erlangung des akademischen Grades

Doktor der Ingenieurwissenschaften
- Dr.-Ing. -

genehmigte Dissertation
von

Inka Colleen Kleibömer
geboren am 20.04.1988 in Kiel

2018

Promotionskommission:

Hauptberichter:	Prof. Dr.-Ing. Peter Schaumann
Zweitberichter:	Prof. Dr.-Ing. Markus Knobloch
Kommissionsmitglied:	Prof. Dr.-Ing. Ludger Lohaus
Vorsitzender:	Prof. Dr.-Ing. Nabil Fouad

Tag der Promotion: 26.01.2018

Kurzfassung

An die vertikalen Tragelemente eines Gebäudes werden häufig konkurrierende Anforderungen hinsichtlich der architektonischen Gestaltung, der abzutragenden Lasten, der notwendigen Feuerwiderstandsdauer und nicht zuletzt der Wirtschaftlichkeit gestellt. Eine attraktive Möglichkeit schlanke Stützen auch bei hohen einwirkenden Lasten zu realisieren und gleichzeitig hohe Anforderungen an den Feuerwiderstand zu erfüllen, stellen ausbetonierte Hohlprofilstützen mit massivem Stahlkern (AHPMS-Stützen) dar. Durch die vorteilhafte Anordnung der Materialien Stahl und Beton im Querschnitt wird das wesentliche Tragglied – der Stahlkern im Inneren der Verbundstütze – im Brandfall effektiv durch den umgebenden Beton vor thermischen Einwirkungen geschützt und bleibt somit lange tragfähig. Trotz der vorteilhaften Bauweise werden AHPMS-Stützen bisher jedoch nur von wenigen Unternehmen in der Baupraxis verwendet. Dies ist darauf zurückzuführen, dass die Bemessung auf Grundlage der aktuellen Normung nicht möglich ist und die Genehmigung stattdessen über allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen oder Zustimmungen im Einzelfall erfolgen muss. Dass die derzeitigen Normen keine Bemessungsansätze für AHPMS-Stützen beinhalten, resultiert daraus, dass bisher keine ausreichende experimentelle Datengrundlage vorhanden ist. Daher kann das Tragverhalten dieses Stützentyps bei Raumtemperaturbedingungen und insbesondere im Brandfall nicht allgemeingültig in Bemessungsverfahren beschrieben und das Verbundverhalten der Querschnittskomponenten im Lasteinleitungsbereich nicht quantifiziert werden.
Um ein tief gehendes Verständnis für die Charakteristiken der Bauweise von AHPMS-Stützen und das Verbundverhalten dieser Stützen bei Raumtemperaturbedingungen und im Brandfall zu erhalten sowie darauf basierend Ansätze für die baupraktische Bemessung abzuleiten, werden in dieser Forschungsarbeit experimentelle, numerische und bemessungstechnische Untersuchungen durchgeführt und beschrieben.
Die experimentellen Untersuchungen dienen der Quantifizierung der Verbundfestigkeit von AHPMS-Stützen bei Raumtemperaturbedingungen sowie bei hohen Temperaturen. In 48 Push-out-Versuchen wird dabei der Einfluss der geometrischen Querschnittsabmessungen, dynamischer Vorbelastungen, Oberflächenbeschaffenheiten sowie homogener und inhomogener Querschnittstemperaturen ermittelt. Bei Raumtemperaturbedingungen weist die Verbundfestigkeit demnach eine maßgebliche Abhängigkeit von der untersuchten Querschnittsgeometrie auf. In Kombination mit theoretischen Herleitungen wird aus den gemessenen Daten ein analytischer Zusammenhang zwischen den Stahlkern- und

Stahlhohlprofilabmessungen und der Verbundfestigkeit von AHPMS-Stützen abgeleitet. Bei hohen Temperaturen wird anhand der Versuchsergebnisse hingegen eine signifikante Abhängigkeit der gemessenen Verbundfestigkeit von der Temperaturverteilung im Querschnitt und den einhergehenden thermischen Dehnungen der Querschnittskomponenten nachgewiesen.
Die experimentell ermittelten Erkenntnisse werden zudem in numerische Ansätze zur temperaturabhängigen Kontaktformulierung für Simulationen des Trag- und Verbundverhaltens von AHPMS-Stützen überführt. Dabei wird eine numerische Formulierung entwickelt, die unabhängig von der untersuchten Querschnittsgeometrie, für beliebige thermische Einwirkungen und auf Grundlage etablierter Materialformulierungen nach DIN EN 1994-1-2 zur numerischen Abbildung des Verbundverhaltens von AHPMS-Stützen genutzt werden kann. Zudem wird eine Subroutine implementiert, die es ermöglicht, das in den experimentellen Untersuchungen beobachtete Verbundverhalten auch im Bereich großer Relativverschiebungen zwischen dem Stahlkern und dem Beton realitätsnah abzubilden.
Zum Ergebnistransfer in die Praxis werden zum einen die Ergebnisse der Push-out-Versuche bei Raumtemperaturbedingungen in einen Bemessungswert der Verbundfestigkeit überführt. Zum anderen wird für die Bemessung im Brandfall ein ganzheitlicher Ansatz entwickelt, der eine analytische Berechnung der Stahlkerntemperatur sowie eine Traglastberechnung für definierte Feuerwiderstandsdauern beinhaltet. Demnach können AHPMS-Stützen im Brandfall vereinfacht als *Stahlkernstützen* bemessen werden, die thermisch durch die Betondeckung geschützt sind. Für übliche Stützenabmessungen, Materialien und Einwirkungen erfordert dieser vereinfachte Nachweis keine Beschränkung des Lastausnutzungsgrads bei Raumtemperaturbedingungen, um die Stützen auch für den Brandfall nachweisen zu können.
Auf Grundlage der Erkenntnisse dieser Arbeit werden ferner die in der Praxis etablierten Lasteinleitungsarten in Bezug auf die Bemessung im Brandfall bewertet. Demnach kann bei einer Lasteinleitung mittels einer starren Kopfplatte oder mittels Stahlformstücken, die die Lasten direkt in den Stahlkern einleiten, auf die Anordnung von Verbundmitteln im Lasteinleitungsbereich von AHPMS-Stützen verzichtet werden, obwohl beim Erreichen relevanter Feuerwiderstandsdauern keine Verbundwirkung zwischen den Querschnittskomponenten mehr vorhanden ist. Werden Dübelbleche und Kopfbolzendübel zur Kraftübertragung auf den Stahlkern verwendet, muss die Anzahl der Verbundmittel so bemessen werden, dass die im Brandfall einwirkende Last vollständig in den Stahlkern eingeleitet werden kann.

Stichworte: ausbetonierte Hohlprofilstütze, massiver Stahlkern, Verbundwirkung, Brandfall, Push-out-Versuch, numerische Kontaktformulierung

Abstract

Vertical structural elements such as columns have to fulfil competitive requirements concerning the architectural design, the load capacity, the necessary fire resistance time and last but not least economic aspects. Nevertheless, it is possible to fulfil those requirements by designing concrete-filled tubular columns with an embedded solid steel core (CFTES columns). This column type is promising due to its beneficial cross-sectional design. In case of fire, the main load-bearing element of those columns – the inner steel core – is thermally protected by the surrounding concrete. Thus, the bearing capacity is retained for a certain period of time during fire exposure. However, due to a lack of normative design rules, CFTES columns can nowadays only be used in practical applications by obtaining an individual administrative approval. There is no sufficient experimental database concerning the load bearing behaviour of CFTES columns to derive design rules for this column type – neither for room temperature nor for high temperatures. Furthermore, an experimental database is also missing for the quantification of bond strength in the load introduction length.
It is the aim of this thesis to establish a comprehensive understanding of the characteristic load-bearing behaviour and especially the composite behaviour between the cross-sectional components of CFTES columns. Therefore, experimental and numerical investigations are performed and analysed in this thesis. Furthermore, design approaches that enable a wider use of CFTES columns are deduced based on the former findings. The experimental investigations are performed to quantify the bond strength of CFTES columns at room temperature and high temperatures. A number of 48 push-out-tests are described, which focus on the influence of geometrical properties, dynamical preloading, surface roughness and homogeneous as well as inhomogeneous temperature fields regarding the measured bond strength. The test data at room temperature reveal a dependency of bond strength on the cross-sectional dimensions. Combining the test data with theoretical approaches, an analytical correlation between the bond strength and the diameters of the steel core and steel tube is established. In contrast, the tests at high temperatures prove that the bond strength is significantly depending on the temperature field and accompanying thermal elongations of the cross-sectional components. The experimental findings are transferred into numerical approaches for the temperature-dependent definition of mechanical contact properties. A comprehensive formulation is deduced that enables the reproduction of composite behaviour for arbitrary CFTES-

cross-sections exposed to arbitrary thermal impacts and which is based on established material properties according to EN 1994-1-2. Furthermore, a user-subroutine is implemented, which is capable to reproduce the composite behaviour also for large relative displacements between steel core and concrete in a realistic manner.
The results of the push-out-tests are furthermore transferred into a design value of bond strength for CFTES columns at room temperature. In addition, a comprehensive design approach is established for the design of CFTES columns in case of fire. This approach involves both the simplified calculation of the steel core temperature for different fire exposure times and the related calculation of the load-bearing capacity, leading to fire resistance times. Following this design approach, the load-bearing capacity of CFTES columns in case of fire can be approximated as the load-bearing capacity of the thermally protected inner steel core. For common column dimensions, material properties and loadings, it is not even necessary to restrict the utilisation factor for CFTES columns at room temperature to ensure their verification based on this simplified design approach for fire design.
Finally, the practically established load introduction types for CFTES columns are evaluated in terms of their applicability in case of fire. Following the findings of this thesis, a load introduction via an end plate or via steel formworks, which transfer the load straight to the inner steel core, does not require any additional studs to ensure the load-bearing capacity. As no composite action is active in case of fire, the number of studs for the load introduction via stiffener plates with welded studs needs to be sufficient to transfer the whole load to the inner steel core.

Keywords: concrete-filled tubular column, solid steel core, composite behaviour, fire, push-out-test, numerical contact formulation

Danksagung

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftliche Mitarbeiterin am Institut für Stahlbau der Leibniz Universität Hannover.

Mein herzlicher Dank gilt meinem Doktorvater und Hauptberichterstatter Herrn Professor Dr.-Ing. Peter Schaumann, der mich bereits seit Studienzeiten unterstützt und mir die Promotion ermöglicht hat. Sein mir entgegen gebrachtes Vertrauen und der einhergehende wissenschaftliche Freiraum in Kombination mit unserem wertvollen fachlichen Austausch und seiner gezielten Förderung meiner außerfachlichen Fähigkeiten waren der Grundstein meiner erfolgreichen Promotion. Dafür danke ich ihm von ganzem Herzen.
Ein weiterer besonderer Dank gilt meinem Zweitberichterstatter Herrn Professor Dr.-Ing. Markus Knobloch für sein Interesse an meiner Forschungsarbeit und die Übernahme des Koreferats. Seine fachliche Begleitung und seine Erwartungen an meine Ausarbeitung haben dazu beigetragen, dass die Dissertation in dieser Form entstanden ist.
Herrn Professor Dr.-Ing. Ludger Lohaus möchte ich herzlich für die wissenschaftliche Begleitung als Mitglied des Promotionskollegiums, die vertrauensvolle Unterzeichnung meiner Promotionsvereinbarung und die vielen freundlichen Zusammentreffen auf dem gemeinsamen Institutsflur danken.
Mein Dank gilt auch Herrn Professor Dr.-Ing. Nabil A. Fouad für die Übernahme des Vorsitzes im Prüfungsausschuss und sein Interesse an meiner Arbeit.

Die Grundlage der vorliegenden Arbeit bildete das Forschungsvorhaben „Fire resistance of innovative and slender concrete filled tubular composite columns“, das dankenswerterweise von der Europäischen Kommission aus dem Forschungsfonds für Kohle und Stahl finanziell gefördert wurde. Allen Projektpartnern danke ich für den wissenschaftlichen Austausch und die gute Zusammenarbeit.
Für die Bereitstellung der Probekörpermaterialien und der damit einhergehenden Möglichkeit der umfangreichen experimentellen Untersuchungen im Zuge meiner Promotion danke ich Herrn Stefan Böhling ganz herzlich.

Meinen Kollegen vom Institut für Stahlbau danke ich zum einen für den fachlichen Austausch, die kritische Begleitung meiner Forschungstätigkeiten und ihre wertvollen Anregungen. Zum anderen danke ich ihnen für die schönen Jahre am Institut und das

kollegiale Umfeld, das eine ideale Basis für mein fachliche und außerfachliche Entwicklung war.
Ein besonderer Dank gilt meinen Kollegen aus der Brandschutzabteilung des Instituts für Stahlbau - den Herren Dr.-Ing. Florian Tabeling, Dr.-Ing. Jörg Sothmann, Dr.-Ing. Thomas Kirsch, Waldemar Weisheim und Patrick Meyer. Unsere freundschaftliche Gemeinschaft und gegenseitige Unterstützung behalte ich in sehr guter Erinnerung und freue mich auf noch viele zukünftige BRTs. Florian Tabeling möchte ich zudem herzlich für die fachliche Durchsicht meiner Dissertation danken.
Meinen Kollegen Karsten Schürmann, Luka Radulovic, Waldemar Weisheim, Patrick Meyer, Andre Stang und Sebastian Kelma möchte ich für die vielen sportlichen, kulinarischen und außeruniversitären Aktivitäten und die entstandenen Freundschaften danken.
Dietmar Joseph, Christian Fricke, Karl-Heinz Hentschel und Kathrin Lucher danke ich für ihre Unterstützung meiner experimentellen Untersuchungen und die lehrreiche Zusammenarbeit in der Versuchshalle.
Zudem möchte ich mich bei Sina Nümann und Christian Gerendt bedanken, die im Zuge ihrer Tätigkeiten als studentische Hilfskräfte Anteil an meiner Forschungsarbeit genommen haben.
Ferner möchte ich meinen herzlichen Dank an meine Familie richten, die mich allzeit in meinen Plänen unterstützt und meine Arbeit mit großem Interesse begleitet hat. Ich danke ihnen, dass sie mir in vielerlei Hinsicht mit Rat und Tat zur Seite gestanden haben und somit einen besonderen Anteil zu der gelungenen Promotion beigetragen haben.
Meinem Vater danke ich für seine hilfreichen Ratschläge und die wertvolle Durchsicht meiner Dissertation.
Flo danke ich für die bedingungslose Unterstützung und dafür, dass er die mit einer Promotion einhergehenden Hoch- und Tiefpunkte mit viel Geduld und seiner einzigartigen Art begleitet hat.

Inka Colleen Kleibömer

Inhaltsverzeichnis

Bezeichnungen **XI**

1 Einleitung **1**
1.1 Motivation und Problemstellung 1
1.2 Zielsetzung und Vorgehensweise 4

2 Stand der Technik und Forschung **7**
2.1 Einleitung 7
2.2 Charakteristiken ausbetonierter Hohlprofilstützen 8
2.2.1 Praktischer Einsatz von AHPMS-Stützen 8
2.2.2 Tragverhalten bei Raumtemperaturbedingungen und im Brandfall 12
2.2.3 Konstruktive Ausbildung des Lasteinleitungsbereichs 19
2.2.4 Verbundverhalten in ausbetonierten Hohlprofilen 23
2.2.5 Materialverhalten von Beton in ausbetonierten Hohlprofilen . . 29
2.3 Stand der Technik 34
2.3.1 Allgemeines 34
2.3.2 Bemessung ausbetonierter Hohlprofilstützen 35
2.3.3 Normative Vorgaben zur Verbundfestigkeit 39
2.4 Stand der Forschung 42
2.4.1 Allgemeines 42
2.4.2 Experimentelle Untersuchungen zum Tragverhalten von AHPMS-Stützen 43
2.4.3 Experimentelle Untersuchungen zur Verbundfestigkeit zwischen Baustahl und Beton 47
2.4.4 Numerische Ansätze zur Beschreibung des Trag- und Verbundverhaltens von AHPMS-Stützen 61
2.5 Zusammenfassung und Schlussfolgerungen 70
2.6 Abgrenzung der eigenen Forschungsarbeit 72

3 Experimentelle Untersuchungen zum Verbundverhalten von AHPMS-Stützen 75
3.1 Einleitung 75
3.2 Versuchsbeschreibung und Aufbereitung der Push-out-Versuche 76
3.2.1 Versuchskörpergeometrie und -herstellung 76

3.2.2 Versuchsparameter, -durchführung und Messtechnik 78
3.2.3 Aufbereitung der Messdaten 82
3.3 Ermittlung der Verbundfestigkeit bei Raumtemperaturbedingungen . . 93
3.3.1 Einfluss der dynamischen Vorbelastung 93
3.3.2 Einfluss der Probekörpergeometrie 94
3.3.3 Einfluss der Oberflächenbeschaffenheit 104
3.3.4 Erkenntnisse 109
3.4 Ermittlung der Verbundfestigkeit bei hohen Temperaturen 110
3.4.1 Definition der Temperaturbeanspruchungen 110
3.4.2 Einfluss homogener Querschnittstemperaturen 112
3.4.3 Einfluss eines Temperaturgradienten 118
3.4.4 Einfluss der Oberflächenbeschaffenheit 120
3.4.5 Erkenntnisse 122
3.5 Zusammenfassung und Schlussfolgerungen 123

4 Numerische Untersuchungen zum Verbundverhalten von AHPMS-Stützen 125
4.1 Einleitung 125
4.2 Modellierungsansätze zur thermomechanischen Simulation von AHPMS-Stützen 127
4.2.1 Allgemeines 127
4.2.2 Parameter für die thermischen Analysen 127
4.2.3 Parameter für die mechanischen Analysen 130
4.2.4 Mechanische Kontaktformulierungen 133
4.3 2D-thermomechanische Simulation von AHPMS-Querschnitten 142
4.3.1 Allgemeines 142
4.3.2 Parameterstudie zur Bestimmung eines realitätsnahen Wärmeübergangs 143
4.3.3 Analyse der temperaturabhängigen Verbundfugenspannung und -spaltbildung 145
4.3.4 Erkenntnisse 155
4.4 3D-thermomechanische Simulation von Push-out-Versuchen 157
4.4.1 Allgemeines 157
4.4.2 Formulierungsansätze für die Verbundwirkung zwischen Baustahl und Beton in AHPMS-Stützen 158
4.4.3 Validierung des Modells 161
4.4.4 Erweiterung des Modells um alternative Materialformulierungen 168
4.4.5 Erweiterung des Modells um die Subroutine FRIC zur verschiebungsabhängigen Kontaktformulierung 177

4.4.6 Anwendung der Subroutine FRIC zur Simulation der Push-out-Versuche bei Raumtemperaturbedingungen 183
4.4.7 Erkenntnisse 185
4.5 Zusammenfassung und Schlussfolgerungen 186

5 Bemessungsansätze für das lokale und globale Tragverhalten von AHPMS-Stützen 189
5.1 Einleitung 189
5.2 Bemessungswert der Verbundfestigkeit von AHPMS-Stützen bei Raumtemperaturbedingungen 190
5.3 Übertragung der Erkenntnisse auf das globale Tragverhalten im Brandfall unter Berücksichtigung verschiedener Lasteinleitungsarten 193
5.4 Vereinfachter Bemessungsansatz für den Tragwiderstand von AHPMS-Stützen im Brandfall 201
5.5 Validierung des vereinfachten Bemessungsansatzes für den Tragwiderstand von AHPMS-Stützen im Brandfall 214
5.6 Zusammenfassung und Schlussfolgerungen 217

6 Zusammenfassung, Schlussfolgerungen und Ausblick 221
6.1 Zusammenfassung und Schlussfolgerungen 221
6.2 Ausblick 227

Literatur XVII

Abbildungsverzeichnis XXXV

Tabellenverzeichnis XLIII

A Ergänzende Darstellungen zu den experimentellen Untersuchungen XLV

B Ergänzende Darstellungen zu den numerischen Untersuchungen LV

C Ergänzende Darstellungen zu den Bemessungsansätzen LIX

D Subroutine FRIC LXXI

Bezeichnungen

Abkürzungen

AHP-Stütze	Ausbetonierte Hohlprofilstütze
AHPMS-Stütze	Ausbetonierte Hohlprofilstütze mit massivem Stahlkern
AHPRR-Stütze	Ausbetonierte Hohlprofilstütze mit eingestelltem, ausbetonierten Rundrohrprofil
BAM	Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung
CDP	Concrete Damaged Plasticity (Materialmodell in Abaqus)
CIDECT	Comité International pour le Développement et l'Etude de la Construction Tubulaire
ETK	Einheits-Temperaturzeitkurve
FEM	Finite Elemente Methode
FRISCC	Fire resistance of innovative and slender concrete filled tubular composite columns (Akronym eines europäischen Forschungsprojekts)
G	Versuchsdurchführung unter Einfluss eines Temperaturgradienten
H1, H2	Probekörper Nr. 1 bzw. 2 der Versuche bei derselben homogenen Querschnittstemperatur
HT	Versuchsdurchführung bei hoher Temperatur
HUS	Hydraulische Prüfmaschine, Kapazität 500 kN
KSL	Europäische Knickspannungslinie
MFL	Hydraulische Prüfmaschine, Kapazität 300 kN
NCCI	Nicht widersprechende Angaben zur Anwendung (engl.: *non-contradictory complementary information*)
PL	Dynamische Vorbelastung (engl.: *pre-loading*)
RT	Versuchsdurchführung bei Raumtemperaturbedingungen
τ-u-Kurve	Verbundspannung-Verschiebungskurve
TONI	Hydraulische Prüfmaschine, Kapazität 5000 kN
UCoSiF	Unbraced Composite Structures in Fire (Akronym eines europäischen Forschungsprojekts)
$\frac{w}{z}$-Wert	Wasserzementwert

Lateinische Bezeichnungen

Kleinbuchstaben

a	Kantenlänge eines Vollstahlprofils
b	Äußere Breite eines Stahlhohlprofils
c	Betondeckung
c_0	Spaltmaß, ab dem ein Normalendruck in der Verbundfuge wirkt
d	Durchmesser, Außendurchmesser eines Stahlhohlprofils, Schädigungsparameter
d, e	Maße zur Definition der Penalty-Steifigkeit in Abaqus
$e = \frac{M_{\mathrm{ed}}}{N_{\mathrm{ed}}}$	Lastexzentrizität
f_{c}	Nennwert der Betondruckfestigkeit
f_{s}	Nennwert der Streckgrenze des Betonstahls
f_{y}	Nennwert der Streckgrenze des Baustahls
h	Überschneidung der Elemente im Kontaktbereich, axiale Länge eines Stahlhohlprofils
k	Wärmeübergangskoeffizient im Inneren eines Bauteils, elastische Steifigkeit eines kohäsiven Kontakts
l	Stützenlänge, Verbundfugenlänge
l_{k}	Knicklänge
p	Normalendruck in der Verbundfuge, Innendruck
r	Radius
r, θ, z	Polarkoordinaten
t	Dicke des Stahlhohlprofils, Zeit
t_{Versagen}	Versagenszeitpunkt eines Bauteils im Brandversuch
u	Verschiebung
$u(\tau_{\mathrm{u}})$	Relativverschiebung beim Erreichen der Verbundfestigkeit
x, y, z	Kartesische Koordinaten

Großbuchstaben

A	Querschnittsfläche
$\frac{A}{V}$	Profilfaktor des Bauteils
E	Elastizitätsmodul
$E_{\mathrm{c,eff}}$	Effektiver Elastizitätsmodul des Betons
F	Einwirkende Last
F_{max}	Oberlast einer dynamischen Vorbelastung
F_{min}	Unterlast einer dynamischen Vorbelastung
F_{r}	Reibkraft
F_{u}	Maximalwert der übertragbaren Kraft
G_{f}	Bruchenergie
I	Flächenträgheitsmoment
$K = \frac{\tau_{\mathrm{u}}}{u(\tau_{\mathrm{u}})}$	Verbundsteifigkeit
K	Steifigkeit des kohäsiven Kontakts in Abaqus
K_{e}	Anpassungsbeiwert zur Ermittlung der wirksamen Biegesteifigkeit für Verbundstützen
K_{i}, K_{f}	Initiale und finale Penalty-Steifigkeiten in Abaqus
K_{Stahl}	Konstante zur Berechnung des Spannungszustands im Stahlzylinder
K^*	Konstante zur Berechnung des Spannungszustands im hybriden Zylinder
$N_{\mathrm{pl,Rd}}$	Bemessungswert der vollplastischen Normalkrafttragfähigkeit
P	Einwirkende Last
R_{a}	Arithmetischer Mittenrauwert
R_{t}	Rautiefe
R_{z}	Gemittelte Rautiefe

Griechische Bezeichnungen

α	Vorfaktor zur Berücksichtigung des Hydratationsgrads von Beton, linearer Schädigungsparameter einer kohäsiven Kontaktformulierung
α_c	Konvektiver Wärmeübergangskoeffizient
δ	Relativverschiebung, bezogener Stahlanteil von Verbundstützen
Δ	Radiale Tiefe einer Ungänze, Schlupf zwischen Bewehrung und Beton
$\Delta\theta$	Temperaturunterschied
ε	Dehnung, Emissivität
$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_\mathrm{y}}}$	Faktor in Abhängigkeit von f_y
ε_rz	Gleitungen
η_a	Reduktionsfaktor zur Berücksichtigung der Umschnürungswirkung in betongefüllten Hohlprofilen
η_c	Erhöhungsfaktor zur Berücksichtigung der Umschnürungswirkung in betongefüllten Hohlprofilen
θ	Temperatur
$\bar{\lambda}$	Bezogener Schlankheitsgrad
μ	Reibungsbeiwert, Lastausnutzungsgrad
ν	Querkontraktionszahl
Π	Potential
σ	Normalspannung
σ_e	Eigenspannung
σ_global	Mittlere Fließgrenze eines Vollstahlprofils
τ	Schubspannung
τ_Rd	Bemessungswert der Verbundfestigkeit
τ_r	Reibfestigkeit
τ_u	Verbundfestigkeit
φ	Reduktionskoeffizient zur Berücksichtigung thermischer Spannungen im Brandfall

Indizes

0	Unbelasteter Zustand, zu Beginn einer thermischen Einwirkung
a	Baustahl
A, B	Kennzeichnungen von Kontaktflächen
axial	Axialrichtung
außen	Äußere Verbundfuge von AHPMS-Stützen
Beton	Auf den Beton bezogen
c	Beton
d	Bemessungswert
el	Elastisch
i, innen	Innere Verbundfuge von AHPMS-Stützen
inelast	Inelastisch, nach Abzug des elastischen Anteils
k	Charakteristischer Wert
Kern	Auf den Stahlkern bezogen
kont	Kontakt, bei Kontaktinitiierung
krit	Grenzwert
L1-3, L4-6	Mittelwert aus den Messungen der Laser 1, 2 und 3 bzw. 4, 5 und 6
max, min	Maximum, Minimum
nn	Normalenrichtung
nom	Nomineller Wert
r	Radialrichtung, Eigenschaft im Bereich konstanter Reibung
Rohr	Auf das Stahlhohlprofil bezogen
s	Betonstahl, Bewehrungsstab
ss, tt	Tangentialrichtung
Stahl	Auf den Baustahl bezogen
stat	Statisch
t	Tangentialrichtung
u	Maximalwert
vol	Auf das Volumen bezogen
wahr	Auf die Momentankonfiguration eines Finiten Elements bezogen
z	Axialrichtung
θ	Hohe Temperatur, Tangentialrichtung

1 Einleitung

1.1 Motivation und Problemstellung

An die vertikalen Tragelemente eines Gebäudes werden neben den konstruktiven und wirtschaftlichen Anforderungen in der Regel auch hohe architektonische Ansprüche gestellt, da sie häufig unmittelbar im Blickfeld der Nutzer angeordnet sind. Stützen sollen demnach bei möglichst geringer Querschnittsfläche die Lasten der oberen Geschosse abtragen, gleichzeitig ein schlankes Erscheinungsbild aufweisen und durch ihre Anordnung im Grundriss das Gebäude möglichst vielfältig und nachhaltig nutzbar machen. Insbesondere in mehrgeschossigen Gebäuden und im Hochhausbau werden dabei verschiedene und häufig konkurrierende Anforderungen an die Stützen eines Tragwerks gestellt. So sollen die Räumlichkeiten gegebenenfalls über die Lebensdauer des Gebäudes umgenutzt werden können und erfordern daher eine flexible Raumgestaltung mit möglichst wenigen konstruktiven Zwangspunkten. Demgegenüber stehen hohe abzutragende Lasten sowie die Forderung nach einer schlanken Bauweise, was jeweils ein enges Stützenraster erfordert. Ferner muss das Tragwerk so gestaltet sein, dass es auch in einer Extremsituation wie dem Brandfall ausreichend lange tragfähig bleibt, bis die Rettung von Menschen, Tieren und Sachwerten erfolgt ist. Für Gebäude, die nach der Musterbauordnung [132] eine Höhe von mehr als 13 m aufweisen, sowie Hochhäuser wird in Deutschland dazu baurechtlich mindestens die Erfüllung eines 90- bzw. 120-minütigen Feuerwiderstands gefordert. Der geforderte Feuerwiderstand steht dabei in direkter Konkurrenz zur angestrebten schlanken Bauweise der Tragwerksstützen.
Durch eine geschickte Anordnung der Materialien Baustahl und Beton im Querschnitt können die vorgenannten, konkurrierenden Ansprüche an die Tragfähigkeit, den Feuerwiderstand und die Schlankheit mittels ausbetonierter Hohlprofilstützen mit massivem Stahlkern (im Folgenden: AHPMS-Stützen) erfüllt werden. Dabei wird die hohe Festigkeit und Duktilität des Baustahls durch die Anordnung eines massiven Stahlkerns als zentrale Tragkomponente im Inneren der Verbundstütze ausgenutzt. Insbesondere zur Realisierung des Feuerwiderstands wird um diesen Stahlkern eine Betondeckung angeordnet. Durch die geringe Wärmeleitfähigkeit und die hohe Wärmespeicherkapazität des Betons wird dadurch im Brandfall die Erwärmung des Stahlkerns signifikant verzögert. Ferner bildet der Beton in Kombination mit benachbarten Stahlelementen einen Verbundquerschnitt und trägt somit zu einer besonders wirtschaftlichen Bauweise

(a) (b) (c)

Abbildung 1.1: Ausbetonierte Hohlprofilstützen mit integrierten Stahlprofilen vor dem Betonieren: (a) Massiver Stahlkern [6], (b) Lamellen-Blechpaket [96], (c) H-Profil [96]

bei. Um zudem einen schnellen Bauablauf und eine optisch ansprechende Oberfläche zu gewährleisten, wird als äußeres Element der Stützen ein Stahlhohlprofil angeordnet.
Neben massiven Stahlkernen werden in der Praxis teilweise auch andere Stahlprofile oder Blechpakete im Inneren von ausbetonierten Hohlprofilstützen (im Folgenden: AHP-Stützen) angeordnet, um gezielt bestimmte Eigenschaften, wie z.B. die Biegesteifigkeit, zu erhöhen (vgl. Abbildung 1.1). Durch den Einsatz massiver Stahlkerne in AHPMS-Stützen wird eine größtmögliche Steigerung der Tragfähigkeit erreicht, sodass bei gleicher Querschnittsfläche höhere Lasten als bei anderen Stützenformen abgetragen werden können. Dies reduziert die Anzahl der notwendigen Stützen in der Konstruktion oder ermöglicht die Wahl geringerer Stützendurchmesser im gleichen Raster. Mit dieser Bauart können zudem besonders schlanke Stützen bemessen werden, wodurch die Gestaltung offener Räume mit einem geringen Platz- und Materialbedarf für die Konstruktion ermöglicht wird. Die verwendeten Materialien werden dabei in AHPMS-Stützen besonders wirtschaftlich genutzt und ressourcenschonend eingesetzt.
Die Wirtschaftlichkeit dieses Stützentyps wird zudem durch den schnellen Bauablauf gesteigert. Wie auch bei herkömmlichen AHP-Stützen fallen durch die Anordnung des Stahlhohlprofils als äußeres Querschnittselement keine Schalungsarbeiten an. Ferner wird in AHPMS-Stützen nur unbewehrter Beton verwendet, wodurch ebenfalls schnelle Arbeitsgänge ermöglicht werden. Auch eine Vorfertigung der Stützen im Werk ist möglich, sodass eine hochwertige Qualität und eine hohe Reproduzierbarkeit gewährleistet werden können.
AHPMS-Stützen können über die Abmessungen der einzelnen Querschnittskomponenten individuell hinsichtlich der geforderten Tragfähigkeit und Feuerwiderstandsdauer gestaltet werden. Je nach Durchmesser des Stahlkerns und Dicke der Betondeckung können sie in der Regel ohne zusätzliche brandschutztechnische Maßnahmen Feuerwiderstandsdauern von 90 oder 120 Minuten erreichen, wobei der Beton gezielt zum

thermischen Schutz des Stahlkerns eingesetzt und dimensioniert wird.
Die genannten Vorteile von AHPMS-Stützen wirken sich besonders wirtschaftlich aus, wenn durch die ganzheitliche Konstruktionsart im Vergleich zu anderen Stützentypen keine zusätzlichen Aufwendungen notwendig werden. Vor diesem Hintergrund ist auch die Krafteinleitung im Anschlussbereich von Trägern und Decken zu betrachten. Aus konstruktiven und wirtschaftlichen Gründen wird angestrebt, dass die Schubübertragung innerhalb von AHPMS-Stützen ohne zusätzliche Verbundmittel erfolgt, da das Aufschweißen von Dübeln, Blechen oder anderen mechanischen Schubmitteln den Fertigungsaufwand signifikant erhöht. Für die Bemessung der Anschlussdetails ist es daher erforderlich, die Verteilung der eingeleiteten Kräfte im Querschnitt und entlang der Lasteinleitungslänge zu quantifizieren, um zu beurteilen, ob die Lasteinleitung unter Ansatz der Verbundwirkung ohne zusätzliche Verbundmittel sichergestellt werden kann. Für diese Bewertung ist die Kenntnis der Verbundfestigkeit zwischen Stahl und Beton in AHPMS-Stützen von entscheidender Bedeutung. Zudem muss in Hinblick auf die Bemessung im Brandfall quantifiziert werden, welcher Lastanteil direkt oder mittels Verbundmitteln in den innen liegenden Stahlkern eingeleitet werden muss, da dieser mit zunehmender Branddauer einen stetig zunehmenden Anteil der mechanischen Einwirkungen abtragen muss.
Aktuelle Bemessungsvorschriften für Verbundtragwerke – wie z.B. die Normenreihe des Eurocodes 4 auf europäischer Ebene – ermöglichen generell die Bemessung von AHPMS-Stützen. Jedoch enthalten sie weder für die Bemessung bei Raumtemperaturbedingungen noch für den Brandfall ganzheitlich anwendbare Bemessungsverfahren für die Tragfähigkeit von AHPMS-Stützen. Auch Angaben zur Verbundfestigkeit dieses Stützentyps für den Nachweis der lokalen Lasteinleitungssituation fehlen in den aktuellen Fassungen dieser Bemessungsnormen. Mangels normativer Angaben ist somit auch die Anwendung allgemeiner Bemessungsverfahren unter Zuhilfenahme numerischer Methoden nur mittels ingenieurmäßiger Annahmen bezüglich der wirkenden Verbundfestigkeit möglich. In der Folge können AHPMS-Stützen derzeit nur über Zustimmungen im Einzelfall oder mittels allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassungen, die in der Regel basierend auf experimentellen Nachweisen erteilt werden, in Tragwerken einsetzt werden. Somit ist die Anwendung derzeit de facto auf wenige Unternehmen beschränkt, die über solche Zulassungen verfügen. Aufgrund der fehlenden Bemessungsgrundlage führt dies dazu, dass Tragwerke, die wirtschaftlicher und architektonisch ansprechender mit AHPMS-Stützen gestaltet werden könnten, häufig in alternativen Bauarten ausgeführt werden.

1.2 Zielsetzung und Vorgehensweise

Die eingangs beschriebenen Vorteile der Ausführung von vertikalen Traggliedern in mehrgeschossigen Gebäuden und Hochhäusern als AHPMS-Stützen können derzeit in der Praxis nur von wenigen Anwendern auf Grundlage individueller Zulassungen genutzt werden. Um die innovative Bauart der AHPMS-Stützen für einen größeren Anwenderkreis mittels einer Normenerweiterung zugänglich zu machen, fehlt es derzeit an einer experimentellen Datengrundlage hinsichtlich der Verbundfestigkeit bei Raumtemperaturbedingungen und hohen Temperaturen sowie an einem ganzheitlichen Bemessungsansatz für die Berechnung der Tragfähigkeit im Brandfall. Das Ziel der vorliegenden Arbeit besteht daher darin, ein tief gehendes Verständnis für die Charakteristiken der Bauweise von AHPMS-Stützen und das Verbundverhalten im Inneren dieser Stützen bei Raumtemperaturbedingungen und im Brandfall zu erhalten sowie darauf basierend Ansätze für die baupraktische Bemessung abzuleiten. Die Zielsetzung der Forschungsarbeit gliedert sich dabei in die folgenden Unterpunkte:

- Ableitung neuer Erkenntnisse aus experimentellen Untersuchungen zur Verbundfestigkeit von AHPMS-Stützen bei Raumtemperaturbedingungen
- Ableitung neuer Erkenntnisse aus experimentellen Untersuchungen zur Verbundfestigkeit von AHPMS-Stützen bei hohen Temperaturen und Identifizierung der Auswirkungen thermischer Gradienten auf die Verbundwirkung
- Überführung der experimentell ermittelten Erkenntnisse in Ansätze zur temperaturabhängigen Kontaktformulierung in numerischen Modellen zur Simulation des Tragverhaltens von AHPMS-Stützen
- Herleitung eines vereinfachten Ansatzes für die Bemessung von AHPMS-Stützen im Brandfall
- Bewertung etablierter Lasteinleitungsarten von AHPMS-Stützen hinsichtlich der Notwendigkeit der Anordnung von Verbundmitteln für den lokalen Nachweis der Lasteinleitung bei Raumtemperaturbedingungen sowie im Brandfall

Als Grundlage für die eigenen Untersuchungen werden zunächst die wesentlichen Charakteristiken, die die Bauweise von AHPMS-Stützen auszeichnen, herausgestellt. Dabei werden vor dem Hintergrund der definierten Zielsetzung auch die etablierten Lasteinleitungsarten detailliert bezüglich der jeweils erforderlichen Mechanismen zur Schubübertragung zwischen den Querschnittskomponenten aus Baustahl und Beton beschrieben. Weiterhin werden die gültigen europäischen Bemessungsverfahren für Verbundstützen bei Raumtemperaturbedingungen sowie im Brandfall aufbereitet und Schwierigkeiten für die Anwendung zur Bemessung von AHPMS-Stützen dargelegt. Ferner werden normative Ansätze zur Verbundfestigkeit zwischen Baustahl und Beton in anderen

Verbundstützenformen zusammengetragen, die zur Einordnung der eigenen experimentellen Ergebnisse an AHPMS-Stützen dienen.
In den folgenden experimentellen Untersuchungen wird die Verbundfestigkeit von AHPMS-Stützen mittels Push-out-Versuchen unter zentrischer Last ermittelt. Die Untersuchungen dieser Arbeit liefern demnach den unteren Grenzwert der vorhandenen Verbundwirkung. Sie werden somit in Analogie zu vorherigen Untersuchungen an anderen Verbundbauteilen durchgeführt, die als Grundlage für die bereits normativ erfassten Verbundfestigkeiten dienten. Die Versuche werden an verschiedenen Querschnittsgeometrien jeweils bei Raumtemperaturbedingungen und bei hohen Temperaturen durchgeführt. Anhand der Versuche bei Raumtemperaturbedingungen werden die Einflüsse einer dynamischen Vorbelastung, der Probekörpergeometrie sowie der Oberflächenbeschaffenheit auf die gemessene Verbundfestigkeit ermittelt. Die Versuche bei hohen Temperaturen zielen einerseits auf die Identifikation des Einflusses homogener, hoher Querschnittstemperaturen und andererseits auf den Einfluss thermischer Gradienten auf die Verbundfestigkeit ab. Die Hochtemperaturversuche werden dabei in einem eigens für diese Forschungsarbeit konzipierten, innovativen Versuchsstand durchgeführt, bei dem die Probekörper bereits während der Erwärmung im Elektroofen in der hydraulischen Prüfmaschine eingebaut sind und unmittelbar nach dem Erreichen der Zieltemperatur geprüft werden.
Die Erkenntnisse der experimentellen Untersuchungen werden anschließend zur Umsetzung in numerischen Modellen aufbereitet. Dazu wird zunächst anhand zweidimensionaler, thermomechanisch gekoppelter Simulationen ein Zusammenhang zwischen den gemessenen Verbundfestigkeiten und dem rechnerischen Druck bzw. Spaltmaß in der Verbundfuge ermittelt. Dieser wird im Folgenden in eine Kontaktformulierung überführt, die für die Simulation dreidimensionaler AHPMS-Stützen bei beliebiger Temperatureinwirkung und für beliebige Querschnittsgeometrien genutzt werden kann. Die Validierung der entwickelten Kontaktdefinition erfolgt durch die Gegenüberstellung der Simulationsergebnisse mit den gemessenen Daten der experimentellen Untersuchungen. Die ergänzende Implementierung einer benutzerdefinierten Subroutine ermöglicht zudem die Simulation des Verbundverhaltens über das Erreichen der Verbundfestigkeit hinaus im Bereich großer Relativverschiebungen zwischen dem Stahlkern und dem umgebenden Beton.
Zum Ergebnistransfer in die Praxis werden die Ergebnisse der Push-out-Versuche in einen Bemessungswert der Verbundfestigkeit für Raumtemperaturbedingungen überführt. Ferner wird für die Bemessung im Brandfall ein ganzheitlicher Ansatz entwickelt, der eine analytische Berechnung der Stahlkerntemperaturen sowie eine Traglastberechnung für definierte Feuerwiderstandsdauern beinhaltet.
Die gewonnenen Erkenntnisse werden zudem dahingehend angewendet, dass die Eignung verschiedener Lasteinleitungsarten von AHPMS-Stützen sowohl für Raumtemperatur-

bedingungen als auch den Brandfall analysiert wird. Insbesondere wird dabei beurteilt, in welchem Maß ein Zusammenwirken der Querschnittskomponenten im Brandfall auch ohne die Anordnung mechanischer Verbundmittel auftritt und welche Konsequenzen dies für die Ausführung der Lasteinleitungsbereiche hat. Darauf basierend werden Grundsätze für die Gestaltung von AHPMS-Stützen sowie deren Lasteinleitungsbereiche erarbeitet, die eine vereinfachte Bemessung auf Grundlage aktueller, normativer Bemessungsverfahren ermöglichen.

2 Stand der Technik und Forschung

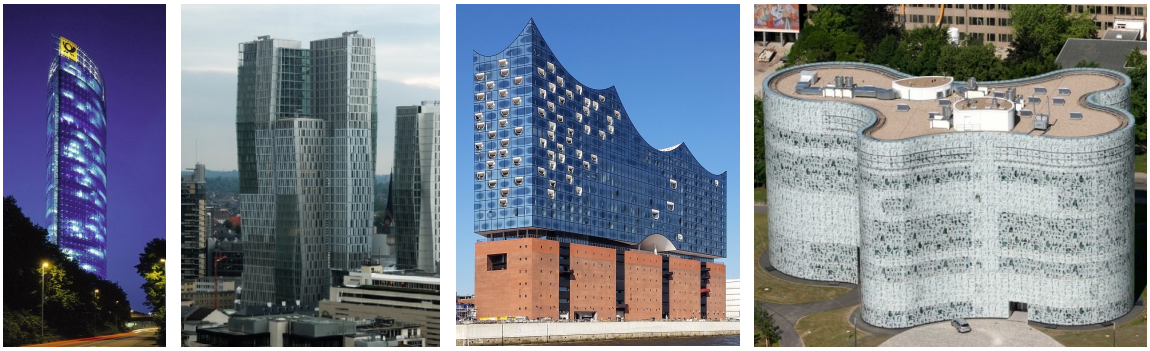
2.1 Einleitung

Als Grundlage für die folgenden, eigenen Untersuchungen werden in diesem Kapitel die wesentlichen Charakteristiken, die die Bauweise von AHPMS-Stützen auszeichnen, beschrieben. Zudem wird der Stand der Technik und Forschung hinsichtlich der Bemessung sowie der Trag- und Verbundwirkung von Verbundstützen aufbereitet.
Einleitend wird der praktische Anwendungsbereich von AHPMS-Stützen in Bezug auf die verwendeten Stützenabmessungen, die erzielten Traglasten sowie die geforderten Feuerwiderstandsklassen dargelegt. Im Anschluss wird das Tragverhalten bei Raumtemperaturbedingungen sowie im Brandfall charakterisiert und es werden die Besonderheiten von Verbundstützen mit massivem Stahlkern herausgestellt. Zudem werden die in der Praxis etablierten Formen der Lasteinleitung für AHPMS-Stützen hinsichtlich der jeweils an der Lastverteilung beteiligten Schubübertragungsmechanismen beschrieben. Ergänzend dazu werden die wesentlichen Mechanismen, die das Verbundverhalten zwischen Baustahl und Beton hervorrufen, charakterisiert. Ebenso wird das Materialverhalten von Beton in ausbetonierten Hohlprofilen beschrieben, da es sowohl das Verbundverhalten als auch das globale Tragverhalten der Stützen beeinflusst.
Hinsichtlich des Stands der Technik wird ein kompakter Überblick über die Bemessungsverfahren für Verbundstützen bei Raumtemperaturbedingungen und im Brandfall gegeben. Zudem werden die normativen Regelungen zur Verbundfestigkeit zwischen Baustahl und Beton disziplinübergreifend und im internationalen Vergleich dargelegt.
Der Stand der Forschung wird zum einen hinsichtlich des Verbundverhaltens zwischen Baustahl und Beton und zum anderen fokussierend auf das globale Tragverhalten von AHPMS-Stützen aufbereitet. Da bisher weltweit keine Untersuchungen zum Verbundverhalten von AHPMS-Stützen und nur vereinzelte Untersuchungen an anderen Querschnittsformen zum Verbundverhalten im Brandfall publiziert wurden, werden an dieser Stelle thematisch verwandte Forschungsergebnisse zusammengestellt. Diese umfassen das Verbundverhalten von AHP-Stützen und ausbetonierten Rohr-in-Rohr-Verbindungen sowie Untersuchungen zur Rest-Verbundfestigkeit nach einer thermischen Einwirkung. Ferner werden Publikationen zu numerischen Analysen zusammengestellt, wobei die Ansätze anderer Forschergruppen in Bezug auf die Kontaktformulierung zur Abbildung des Verbundverhaltens zwischen Baustahl und Beton im Fokus stehen.

2.2 Charakteristiken ausbetonierter Hohlprofilstützen

2.2.1 Praktischer Einsatz von AHPMS-Stützen

Verbundstützen hielten erst in den 1970er-Jahren nennenswerten Einzug in den deutschen Markt. Zu dieser Zeit lag noch keine Norm oder bauaufsichtliche Richtlinie für die Bemessung von Verbundstützen in Deutschland vor. Erste Objekte, in denen Verbundstützen auf Grundlage von Zustimmungen im Einzelfall eingesetzt wurden, stellte Roik 1980 [90] vor. Schon damals präsentierte er eindrucksvolle Objekte – wie z.B. eine Flugzeug-Wartungshalle der Lufthansa –, bei denen Verbundstützen als wirtschaftlichste Konstruktionsart verwendet wurden. Ebenso berichtete Roik über eine AHP-Stütze im Wuppertaler Rathaus, die durch ein eingestelltes, dickwandiges Stahlrohr ergänzt wurde. Die innovative Verbundstütze erzielte dabei eine Bemessungstraglast von 8 MN. Roik betonte schon damals, dass Verbundstützen „insbesondere bei außergewöhnlichen Aufgaben (großen Lasten, geringen Abmessungen)“ [90] erfolgreich eingesetzt werden können. Fortan wurden Verbundstützen seitens der Industrie weiterentwickelt, um den Ressourceneinsatz zu reduzieren und architektonisch ansprechende Tragglieder zu gestalten. Die Optimierung von Verbundstützen hinsichtlich ihres Tragverhaltens im Brandfall führte zu Beginn der 1980er-Jahre auch zur Entwicklung von AHPMS-Stützen.
Da die Bemessung von AHPMS-Stützen auch heutzutage nur unter Zuhilfenahme allgemeiner Bemessungsverfahren oder experimenteller Nachweise möglich ist, haben verschiedene Firmen allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen beim Deutschen Institut für Bautechnik erwirkt, um diesen Stützentyp ohne weitere Nachweise verwenden zu dürfen. Diese Zulassungen haben es ermöglicht, dass in den vergangenen Jahrzehnten eine Vielzahl von Projekten mit AHPMS-Stützen realisiert wurde. Die nachfolgende Auswahl von Projekten unterstreicht den üblichen Einsatz in Hochhäusern.
Die Firma *spannverbund GmbH* hat eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung für ihr AHPMS-Produkt – die Geilinger-Stütze – erwirkt. Als eines der ersten Referenzgebäude, in dem Geilinger-Stützen verwendet wurden, wird der *Posttower* in Bonn geführt (vgl. Abbildung 2.1 (a)). Der Hochhausbau weist eine Höhe von 162 m auf und wurde im Jahr 2000 eröffnet. Es wurden AHPMS-Stützen mit Außendurchmessern von $457 - 610$ mm und rechnerischen Tragfähigkeiten zwischen 12 und 24 MN eingesetzt. Die Konstruktion erfüllt die Anforderungen an die Feuerwiderstandsklasse R 120 [106].
Im Jahr 2001 wurde in Frankfurt mit dem Bau der Hochhäuser am *Palais Quartier* begonnen (vgl. Abbildung 2.1 (b)). In den 136 m bzw. 99 m hohen Gebäuden wurden Geilinger-Stützen verschiedener Außen- und Kerndurchmesser von bis zu 813 mm verwendet, die die Anforderung an einen 120-minütigen Feuerwiderstand erfüllen. Für die höchstbelasteten Stützen wurde eine rechnerische Tragfähigkeit von 56 MN erzielt.



(a) (b) (c) (d)

Abbildung 2.1: Referenzgebäude für den Einsatz von AHPMS-Stützen mit Geilinger-Stützen: (a) Posttower in Bonn [174], (b) Palais Quartier in Frankfurt [165], (c) Elbphilharmonie in Hamburg [178], (d) Medienzentrum in Cottbus [166]

Auch in der *Elbphilharmonie* in Hamburg (vgl. Abbildung 2.1 (c)) wurden hochtragfähige Geilinger-Stützen eingesetzt, um Lasten aus dem Randbereich des 16-stöckigen Hochhauses über Druckdiagonalen in innen liegende Konstruktionsbereiche weiterzuleiten. Dazu wurden AHPMS-Stützen mit Durchmessern von bis zu 559 mm und Kerndurchmessern von 160 mm verwendet [20].
Die meisten Stützen des *Informations-, Kommunikations- und Medienzentrums* auf dem Campus der BTU Cottbus (vgl. Abbildung 2.1 (d)) wurden ebenfalls als Geilinger-Stützen ausgeführt. Die Stützen weisen rechnerische Tragfähigkeiten von bis zu 11 MN auf, wobei die einzelnen Geschosshöhen zwischen 3,5 m und 10,5 m variieren. Insbesondere im mehrgeschossigen Atrium weisen die eingesetzten AHPMS-Stützen dabei eine hohe Schlankheit auf. Die Durchmesser der Stützen betragen zwischen 324 und 508 mm und erfüllen die Anforderungen an die Feuerwiderstandsklasse R 90 [81].
Auch die *stahl+verbundbau gmbh* verfügt über eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung für ihr *s+v Stützensystem*, zu dem auch AHPMS-Stützen gehören. Eines der ersten Referenzgebäude der *s+v gmbh*, in dem AHPMS-Stützen eingesetzt wurden, ist die *Norddeutsche Landesbank* in Hannover, die im Jahr 2000 eröffnet wurde (vgl. Abbildung 2.2 (a)). In diesem Hochhaus wurden insgesamt 700 Verbundstützen mit massivem Einstellprofil eingebaut. Die Stützen erfüllen die Anforderungen an die Feuerwiderstandsklasse R 120 und weisen eine rechnerische Tragfähigkeit von 41 MN auf. Die Durchmesser der Verbundstützen reichen dabei von $219 - 1016$ mm und werden durch Vollstahlprofile mit Durchmessern von $160 - 300$ mm ergänzt.
Auch in den *HighLight Munich Business Towers* (vgl. Abbildung 2.2 (b)) wurden AHPMS-Stützen von der *s+v gmbh* eingesetzt, deren Durchmesser sukzessive entsprechend der abzutragenden Lasten von 813 auf 324 mm verjüngt wurde. Die darin angeordneten, massiven Rundprofile weisen Durchmesser zwischen 160 und 300 mm

(a) (b) (c) (d)

Abbildung 2.2: Referenzgebäude für den Einsatz von AHPMS-Stützen mit dem *s+v Stützensystem*: (a) Nord LB in Hannover [167], (b) HighLight Towers in München [171], (c) Uptown in München [175], (d) TyssenKrupp Hauptquartier in Essen [164]

auf. Alle Stützen der *HighLight Towers* wurden in der Feuerwiderstandsklasse R 120 ausgeführt.

Mit 146 m Höhe und 39 oberirdischen Stockwerken ist das *Uptown*-Hochhaus (vgl. Abbildung 2.2 (c)) seit 2004 das höchste Bürogebäude Münchens. Neben den darin vielfach eingesetzten AHP-Stützen mit eingestelltem I-Profil wurden auch AHPMS-Stützen verwendet, die die Feuerwiderstandsklasse R 120 aufweisen. Bei einer lichten Geschosshöhe von 3,45 m wurden durchgängig Hohlprofildurchmesser von 508 mm und gestaffelte Kernprofildurchmesser zwischen 110 mm und 240 mm verwendet.

In dem 2012 mit dem Preis des Deutschen Stahlbaus ausgezeichneten Hauptgebäude *Q1* des *TyssenKrupp Quartiers* in Essen (vgl. Abbildung 2.2 (d)) wurde ca. ein Viertel der Verbundstützen mit einem massiven Stahlkern ausgeführt. Zu den Außendurchmessern von $406 - 508$ mm wurden Vollstahlprofile mit Durchmessern zwischen 160 und 280 mm kombiniert. Die Feuerwiderstandsfähigkeit der Stützen wurde für eine 90-minütige Brandbeanspruchung ausgelegt.

In Rostock wurde 2004 der Gebäudekomplex *Deutsche Med* fertiggestellt, der durch seine markante Architektur mit einem schwebenden Dach auffällt (vgl. Abbildung 2.3 (a)). In dem siebenstöckigen Gebäude wurden AHPMS-Stützen der Firma *Scandinavian WeldTech* mit Tragfähigkeiten von 5 MN verwendet. Die Stützen mit Außendurchmessern von 323 mm und Kerndurchmessern von 140 mm wurden auf die Feuerwiderstandsklasse R 90 bemessen.

Auch außerhalb Deutschlands wurden bereits einige Objekte mit AHPMS-Stützen ausgeführt, die ebenfalls dem Hochhaus- oder Sonderbau zuzuordnen sind. Der *Millennium Tower* in Wien (vgl. Abbildung 2.3 (b)) wurde 1999 eröffnet und weist eine Höhe von 202 m auf. Alle Außenstützen dieses Hochhauses sind AHPMS-Stützen, wohingegen die Innenstützen als AHP-Stützen mit eingestelltem Walzprofil ausgeführt wurden. Die

(a) (b) (c)

Abbildung 2.3: Referenzgebäude für den internationalen Einsatz von AHPMS-Stützen: (a) Deutsche Med in Rostock [169], (b) Millennium Tower in Wien [170], (c) Quality Hotel View in Malmö [168]

Stützendurchmesser wurden entsprechend der abzutragenden Lasten von 406 mm auf 323 mm verjüngt. Ebenso wurde der Kerndurchmesser von 220 mm auf 85 mm reduziert. Eine Besonderheit der Stützen besteht darin, dass Setznägel und Setzbolzen als Verbindungsmittel für die Schubübertragung innerhalb der Stützen verwendet wurden. Beide Verbindungsmittel sind durch eine besonders hohe Festigkeit und Duktilität charakterisiert. Ihre Wirksamkeit wurde zuvor in einem Forschungsprojekt nachgewiesen und erstmals im Millennium Tower angewendet [17].
AHPMS-Stützen wurden von der Firma *Scandinavian WeldTech* auch in dem 16-stöckigen Hotelkomplex *Quality Hotel View* im schwedischen Malmö eingesetzt, der 2015 eröffnet wurde (vgl. Abbildung 2.3 (c)). Die Stützen verfügen über eine Tragfähigkeit von 3 MN und erfüllen die Anforderung an eine 60-minütige Feuerwiderstandsdauer. Dabei weisen sie Außendurchmesser von bis zu 406 mm und Stahlkerndurchmesser von 60 mm auf.
Auch im norwegischen Bodø wurde 2012 ein Hotel mit AHPMS-Stützen von der Firma *Scandinavian WeldTech* errichtet. Die Konstruktion des 17-stöckigen Gebäudes verfügt dabei über Stützendurchmesser von 406 mm und Kerndurchmesser von 100 mm. Die Konstruktion wurde auf eine Feuerwiderstandsdauer von 90 Minuten ausgelegt, wobei die Stützen eine maximale Einzeltraglast von 2,9 MN aufweisen.
Im Gebäude des schwedischen Bezirksgerichts in Jönköping wurden ebenfalls AHMPS-Stützen der Firma *Scandinavian WeldTech* verwendet. In dem 2010 fertig gestellten Gebäude wurden Stützen mit Außendurchmessern von 406 mm und Stahlkernen mit 100 mm Durchmesser eingesetzt. Bei einer Maximallast von 4,7 MN pro Stütze wird für die Konstruktion die Feuerwiderstandsklasse R 60 erreicht.

2.2.2 Tragverhalten bei Raumtemperaturbedingungen und im Brandfall

Die vorangegangene Darstellung des praktischen Einsatzes von AHPMS-Stützen unterstreicht ihre verbreitete Anwendung in Tragstrukturen von Gebäuden, an die gleichermaßen hohe Anforderungen an den Feuerwiderstand und die Tragfähigkeit gestellt werden. Die Bauweise von AHPMS-Stützen weist dabei im Vergleich zu anderen Stützenformen sowohl bei Raumtemperaturbedingungen als auch im Brandfall Besonderheiten auf, die das Trag- und Verbundverhalten wesentlich beeinflussen und zu der vorteilhaften Bauart beitragen. Diese charakteristischen Eigenschaften werden im Folgenden als Grundlage für die weiterführenden Untersuchungen beschrieben.
Verbundtragwerke aus Baustahl und Beton vereinen die vorteilhaften Eigenschaften der beiden Baustoffe und ermöglichen dadurch einen besonders wirtschaftlichen Ressourceneinsatz. Dabei tragen beide Baustoffe zum Lastabtrag bei und gehen einen Verbund ein, sodass die im Querschnitt nebeneinander angeordneten Komponenten als Gesamtquerschnitt wirken. Dadurch wird ein Tragwiderstand des Verbundbauteils erreicht, der höher ist als die Summe der Tragwiderstände der Einzelkomponenten. Der Beton wird dabei zweckmäßigerweise im Querschnitt so angeordnet, dass er neben seinem Anteil zum Tragwiderstand auch hinsichtlich des Feuerwiderstands einen entscheidenden Beitrag leistet. Bauteile in Verbundbauweise werden daher in der Regel so konzipiert, dass der im Querschnitt außen angeordnete Beton die wesentlich am Lastabtrag beteiligten, inneren Stahlteile vor einer direkten thermischen Einwirkung schützt. Dies gelingt aufgrund der vergleichsweise geringen Wärmeleitfähigkeit des Betons in Kombination mit seiner hohen Wärmespeicherkapazität. Durch den verminderten Wärmeeintrag wird die Festigkeits- und Steifigkeitsabnahme der innen liegenden Stahlelemente zeitlich verzögert und somit die Tragfähigkeit im Brandfall länger aufrecht erhalten.
Das Bestreben, möglichst schlanke, architektonisch ansprechende Stützen zu konstruieren, hat dazu geführt, dass zunehmend ausbetonierte Verbundstützen mit eingestellten Stahlprofilen eingesetzt werden. AHP-Stützen weisen entscheidende Vorteile gegenüber anderen Stützenarten auf, die bereits 1975 von Roik et al. [91] herausgestellt wurden: Bei gleichen äußeren Abmessungen werden höhere Tragfähigkeiten als bei reinen Stahlbetonstützen erzielt. Dieser Effekt wird durch eingestellte Stahlprofile – allen voran massive Stahlkerne – zusätzlich verstärkt. Zudem ist das Tragverhalten von Verbundstützen generell duktiler als das Verhalten von Stützen in Massivbauweise. Ein weiterer Vorteil von AHP- und insbesondere AHPMS-Stützen gegenüber Stahlbetonstützen ist, dass ganz oder teilweise auf Bewehrung verzichtet werden kann. In der Folge ist mit weniger Zeitaufwand und Schwierigkeiten beim Einbau und Verdichten des Betons in den Stützen zu rechnen. Einen zusätzlichen Vorzug hinsichtlich des Bauablaufs stellt

zudem die Möglichkeit der Ausbildung stahlbautypischer Anschlüsse an AHP-Stützen dar.
Im Vergleich zu Stahlbetonstützen zeichnen sich AHP-Stützen ferner dadurch aus, dass Betonabplatzungen infolge thermischer Einwirkungen durch das Stahlhohlprofil verhindert werden. Experimentelle Untersuchungen (u.a. in Großbritannien [14], Südkorea [58] und Singapur [122]) haben gezeigt, dass sich die Gefahr explosiver Abplatzungen insbesondere beim Einsatz hochfester Betone aufgrund der dichteren Porenstruktur und der damit verbundenen geringeren Durchlässigkeit für Wasserdampf deutlich erhöht. Die Abplatzungen im Brandfall sind auf den steigenden Porenwasserdruck und die thermisch induzierten Spannungen im Querschnitt zurückzuführen (vgl. Abschnitt 2.2.5). In der Folge stellen Stahlbetonstützen aus hochfestem Beton keine geeignete Konstruktionsart dar, um schlanke, hochtragfähige Stützen auszubilden und gleichzeitig die Anforderungen an den Feuerwiderstand zu realisieren.
Gegenüber reinen Stahlstützen weisen Verbundstützen den entscheidenden Vorteil auf, dass sie so gestaltet werden können, dass ihre Tragfähigkeit im Brandfall auch ohne zusätzliche, kostenintensive brandschutztechnische Maßnahmen lange erhalten bleibt. Reine Stahlstützen erwärmen sich ohne applizierte Brandschutzmaterialien im Brandfall sehr schnell und erreichen im Allgemeinen keine brandschutztechnische Klassifizierung. Des Weiteren wird die Gefahr des örtlichen Beulens des Stahlhohlprofils unter Druckbelastung infolge des eingefüllten Betons in AHP-Stützen reduziert und die kritische Beulspannung signifikant erhöht. Dies spiegelt sich unmittelbar in den d/t-Nachweisen der Eurocodes wider. Nach DIN EN 1994-1-1 [153] darf der Nachweis auf lokales Beulen des Stahlhohlprofils für runde AHP-Querschnitte entfallen, sofern der maximal zulässige Wert $\max(\frac{d}{t}) = 90 \cdot \varepsilon^2$ eingehalten ist. Unter Einhaltung dieser Bedingung erfolgt die weitere Bemessung der Verbundstütze auf Grundlage plastischer Querschnittswerte. Um plastische Querschnittswerte für die Bemessung einer reinen Stahlhohlprofilstütze nach DIN EN 1993-1-1 [150] ansetzen zu dürfen und auf den Nachweis des lokalen Beulens verzichten zu können, ist eine Eingruppierung des Querschnitts in die Querschnittsklasse 1 notwendig. Runde Stahlhohlprofile müssen den Grenzwert $\max(\frac{d}{t}) = 50 \cdot \varepsilon^2$ einhalten, um in diese Querschnittsklasse eingeordnet zu werden. Folglich können für AHP-Querschnitte in druckbelasteten Bauteilen aufgrund des Ausbetonierens deutlich filigranere Stahlhohlprofile verwendet werden als für reine Stahlstützen, ohne dass ein lokales Stabilitätsversagen zu unterstellen und der Nachweis auf örtliches Beulen zu führen ist.
Charakteristisch für die Bauart mit AHP-Stützen ist zudem, dass durch das außen angeordnete Stahlhohlprofil bei hohen Belastungszuständen eine Umschnürungswirkung aktiviert wird. Diese führt zu einer Steigerung der Betondruckfestigkeit sowie einem duktileren Materialverhalten des Betons. Die Umschnürungswirkung tritt generell ein, sobald die Querkontraktion des Betons höher ist als die des Baustahls. Die Poissonsche

Zahl von Baustahl ν_a liegt im elastischen Bereich bei ca. 0,3 und steigt für größere Dehnungen auf bis zu 0,5 an (vgl. Sen [103]). Für Beton steigt die Querdehnungszahl ν_c nach Erkenntnissen von Sen ebenfalls dehnungsabhängig von 0,17 bis auf 0,75 an, wobei dies die Rissbildung des Betons impliziert.
In AHP-Stützen bewirkt eine mechanisch induzierte, größere Querkontraktion des Betons im Vergleich zum Stahlhohlprofil einen erhöhten Normalendruck in der Verbundfuge. Infolge dieses Drucks tritt eine radiale Dehnung des Stahlhohlprofils ein, die über die freie Querdehnung hinausgeht und im Gleichgewicht mit einer Einschränkung der freien Volumenzunahme des Betonkerns steht (vgl. Abbildung 2.4 (a) und (b)).

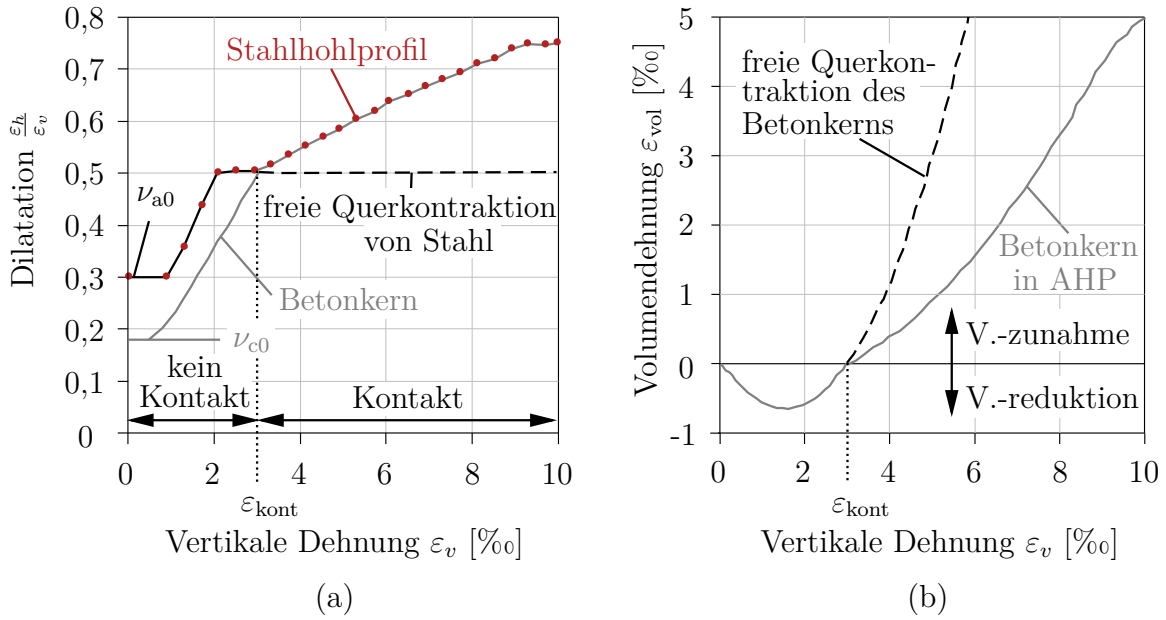


Abbildung 2.4: (a) Querkontraktion und (b) Volumendehnung in AHP-Stützen unter Berücksichtigung der Umschnürungswirkung nach Johansson [50]

Johansson [50] beschreibt detailliert diese Zusammenhänge zwischen der erzwungenen Aufweitung des Stahlhohlprofils und der gehinderter Volumenzunahme des Betonkerns in AHP-Stützen infolge unterschiedlicher Querdehnungen und aktiver Umschnürungswirkung. Zudem leitet er ein analytisches Modell zur Beschreibung der resultierenden Spannungs- und Dehnungszustände ab.
Hanswille und Porsch [43] quantifizieren das Belastungsniveau σ_c, ab dem die Querkontraktionszahl des Betons höher als die des Baustahls ist, in Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit mit $\sigma_c \approx 0{,}8 \cdot f_c$. Beim Überschreiten dieses Zustands tritt demnach eine Umschnürungswirkung ein, die Umfangsspannungen σ_θ im Stahlhohlprofil bewirkt, die wiederum im Gleichgewicht mit Radialspannungen σ_r im Beton stehen (vgl. Abbildung 2.5). In der Folge entsteht ein dreidimensionaler Spannungszustand im Beton, durch den sich die Betondruckfestigkeit signifikant erhöht. In Versuchen an

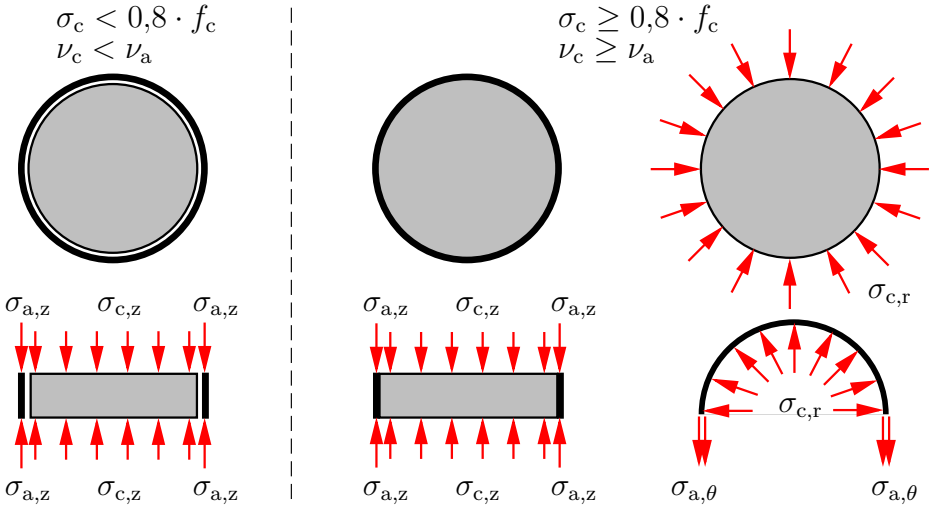


Abbildung 2.5: Spannungszustände in gedrungenen AHP-Stützen in Abhängigkeit des Belastungsniveaus nach Hanswille und Porsch [43]

kurzen ausbetonierten Hohlprofilen wurde von Sen [103] eine bis zu zweifache mehraxiale Betondruckfestigkeit im Vergleich zur uniachsialen Festigkeit ermittelt.
Simultan zur Steigerung der Betontragfähigkeit geht jedoch auch eine Reduktion der Festigkeit des Stahlhohlprofils aufgrund der Umfangsspannungen einher. Diese wird in der Regel allerdings in der Summe durch die Festigkeitssteigerung im Beton kompensiert, sodass nach Sen insgesamt in AHP-Stützen durch die Umschnürungswirkung eine Traglaststeigerung um bis zu 60 % auftreten kann. Diese Traglaststeigerung ist dabei für runde AHP-Stützen deutlich ausgeprägter als für rechteckige Stützen, da sich die Ringzugspannungen in runden Profilen gleichmäßig entlang des Umfangs ausbilden und somit einen einheitlichen Widerstand auf die Betonoberfläche ausüben. Der positive Effekt infolge der Umschnürungswirkung in runden AHP-Stützen kann, wie in Abschnitt 2.3.2 beschrieben, im vereinfachten Bemessungsverfahren nach DIN EN 1994-1-1 berücksichtigt werden.
Bei Raumtemperaturbedingungen wirken alle Querschnittskomponenten von AHP- bzw. AHPMS-Stützen als Verbundquerschnitt zusammen, sofern die Schubübertragung sichergestellt ist. Die abzutragenden Lasten teilen sich dabei unter Einwirkung einer zentrischen Belastung und unter der Voraussetzung des Ebenbleibens der Querschnitte entsprechend der jeweiligen Einzelfestigkeiten und -steifigkeiten auf das Stahlhohlprofil, den Beton und – sofern vorhanden – den Stahlkern auf. Sobald die Belastung einen Biegeanteil aufweist, tritt eine Umlagerung der Spannungen im Querschnitt auf. Je nach Belastungszustand der Stütze kann das Hohlprofil dabei teilweise oder vollständig plastizieren, wobei zunächst die Randfasern bis zur Streckgrenze ausgenutzt werden. Hingegen reißt der Beton unter einwirkender Biegung nach Überschreiten der Zugfestigkeit auf der konvexen Seite der Stütze, wodurch eine signifikante Steifigkeitsveränderung

im Querschnitt hervorgerufen wird. Auf der druckbeanspruchten Seite kann der Beton gleichwohl bis zum Erreichen seiner Druckfestigkeit belastet werden.
Generell weisen AHP-Stützen verglichen mit anderen Stützentypen eine hohe Duktilität und eine ausgeprägte Rotationskapazität auf [26]. Je nach Ausführung der Randbedingungen sowie Art und Höhe der Belastung kann in der Folge entweder die elastoplastische Tragfähigkeit der Stütze erreicht werden oder die Stütze versagt infolge Stabilitätsversagens bei einem geringeren Belastungszustand.
Werden AHP-Stützen durch ein inneres Stahlprofil ergänzt, so kann auch dieses bis zum Erreichen des plastischen Widerstands ausgenutzt werden. Dabei ist jedoch zu berücksichtigen, dass massive Stahlkerne infolge des Fertigungsprozesses hohe Eigenspannungen und eine ungleichmäßig verteilte Fließgrenze im Querschnitt aufweisen. Insbesondere bei vorwiegend druckbeanspruchten Bauteilen wie Stützen wird die Tragfähigkeit durch diese strukturellen Imperfektionen maßgeblich beeinflusst. Nach Untersuchungen von Roik und Schaumann [93] sowie Hamme und Schaumann [39] können die Eigenspannungen in den Randfasern von Stahlvollprofilen Druckspannungen annehmen, die in der gleichen Größenordnung wie die Streckgrenze liegen. Ebenso treten im Inneren dieser Profile Zugspannungen vergleichbarer Größe auf (vgl. Abbildung 2.6 (a)).

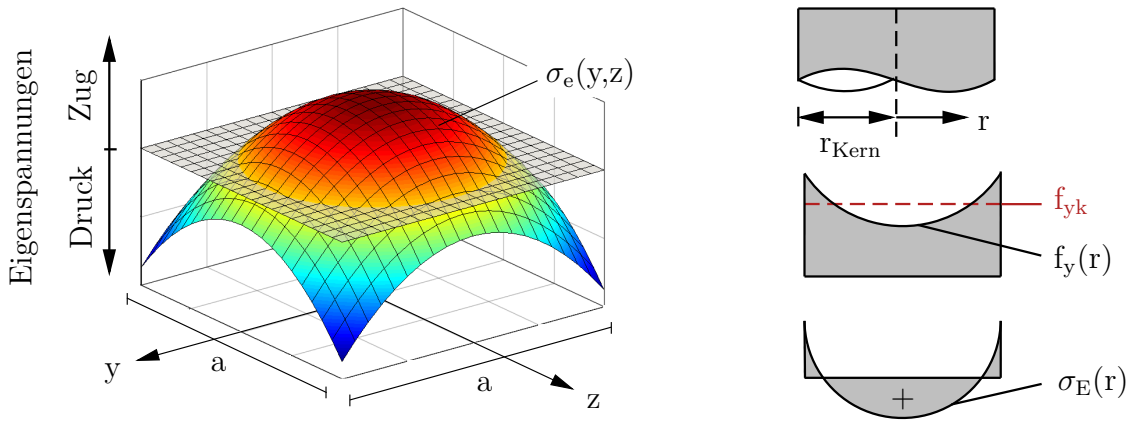


Abbildung 2.6: Eigenspannungs- und Streckgrenzenverteilung in Stahlvollprofilen: (a) nach Roik und Schaumann [93], (b) nach Hanswille und Lippes [42]

Dabei steigen die maximalen und minimalen Spannungswerte mit zunehmender Profilgröße an. Zur Berechnung der Eigenspannungsverteilung $\sigma_e(y,z)$ in quadratischen Vollprofilen der Kantenlänge a geben Roik und Schaumann eine mathematische Beziehung auf Grundlage ihrer ermittelten Messdaten an (vgl. Gleichung (2.1)).

$$\sigma_{\text{Eigen}}(y,z) = \sigma_{\text{global}} \cdot [0{,}35 - \frac{2{,}1}{a^2} \cdot (y^2 + z^2)] \tag{2.1}$$

Diese mathematische Formulierung impliziert das Gleichgewicht der Zug- und Druckeigenspannungen im Querschnitt. Der Parameter σ_{global} beschreibt dabei die mittlere Fließgrenze des Gesamtquerschnitts, wobei die Autoren auch für die Fließgrenze eine parabelförmige Inhomogenität in Vollprofilquerschnitten nachweisen. Demnach treten in den Randbereichen höhere Fließgrenzen als in den inneren Bereichen auf. Wie Roik und Schaumann zeigen, hat die Berücksichtigung der Eigenspannungs- und Fließgrenzenverteilung im Querschnitt einen entscheidenden Einfluss auf die berechnete Tragfähigkeit massiver Stahlstützen. Im Vergleich zu Versuchsdaten wird die Tragfähigkeit unter Vernachlässigung dieser Verteilungen in einer numerischen Simulation signifikant überschätzt.
In Analogie zu den vorgenannten Untersuchungen veröffentlichten Hanswille und Lippes im Jahr 2008 [42] mathematische Ansätze zur Beschreibung der Fließgrenzen- und Eigenspannungsverteilung in runden Vollstahlprofilen (vgl. Abbildung 2.6 (b)). Sie formulieren die analytischen Zusammenhänge dabei in Abhängigkeit Radius r_{Kern} sowie des Profilfaktors U/A des Vollprofils. Die mittels Gleichung (2.2) und (2.3) definierten Verläufe entsprechen dabei der parabelförmigen Gestalt nach Roik und Schaumann für quadratische Profile und wurden unter anderem in die Zulassung für Geilinger-Stützen [160] übernommen.

$$\frac{f_{\text{y}}(r)}{f_{\text{yk}}} = 0{,}95 + 0{,}1 \cdot (\frac{r}{r_{\text{Kern}}})^2 \tag{2.2}$$

$$\sigma_{\text{e}}(r) = \sigma_{\text{Ed}} \cdot [1 - \frac{2r^2}{r_{\text{Kern}}^2}] \tag{2.3}$$

$$\text{mit: } \sigma_{\text{Ed}} = 2500 \cdot \frac{1}{U/A}$$

Die Tragfähigkeit von AHP- und AHPMS-Stützen im Brandfall wird neben den bereits genannten Einflussfaktoren maßgeblich durch den thermischen Gradienten und die damit einhergehenden thermischen Dehnungen beeinflusst. Infolge der Temperatureinwirkung unterscheidet sich die Kraftverteilung im Querschnitt dabei signifikant von der Verteilung bei Raumtemperaturbedingungen. Bereits im Jahr 1980 berichtete Roik [90] über Erkenntnisse aus Brandversuchen an AHP-Stützen und identifizierte verschiedene Phasen, die eine Verbundstütze während eines Brandversuchs durchläuft. Auch Kordina und Klingsch [60] sowie Espinós [32] beschreiben vier charakteristische Phasen des Tragverhaltens von AHP-Stützen im Brandversuch unter konstanter Prüflast (vgl. Abbildung 2.7):
In Phase 1 erwärmen sich die äußeren Querschnittsbereiche schnell infolge der thermischen Einwirkung, wohingegen die inneren Bereiche der Stütze durch die verzögerte Durchwärmung vergleichsweise geringe Temperaturen aufweisen. In der Folge kommt es zu einer thermischen Ausdehnung des Stahlhohlprofils, bei der sich das Rohr radial und

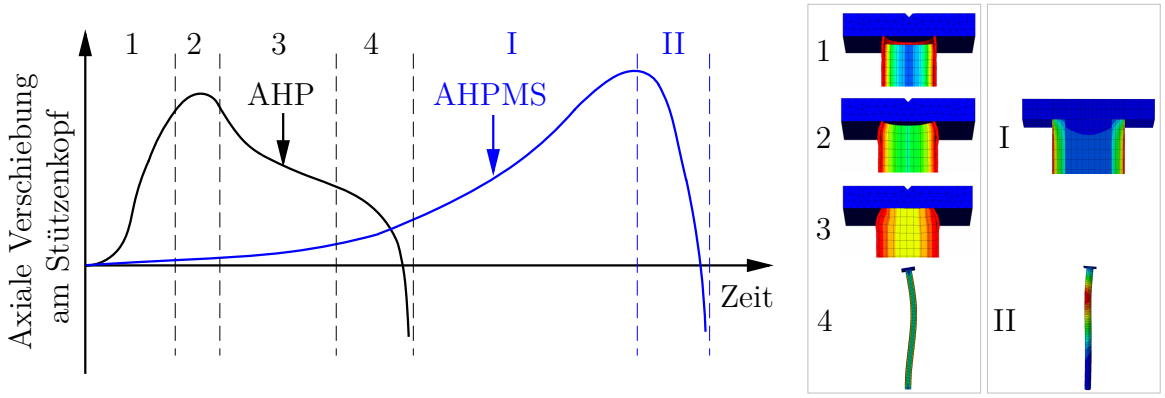


Abbildung 2.7: Schematischer Verlauf der axialen Stützenkopfverschiebung von AHP-Stützen (nach Espinós [32]) und von AHPMS-Stützen im Brandversuch

axial vom Betonkern löst. Meist bewirkt dies im Brandversuch an AHP-Stützen ein Ablösen der Lasteinleitungsplatte vom Betonkern in axialer Richtung, was impliziert, dass die gesamte Last über das Stahlhohlprofil abgetragen wird. Infolge der weiterführenden Erwärmung reduzieren sich die Festigkeit und die Steifigkeit des Hohlprofils, bis die Last nicht mehr abgetragen werden kann. Das Rohr plastiziert und beult in Phase 2 lokal. Es kommt zu einem schlagartigen Rückgang der axialen Verformung, der erst mit dem Kontaktschluss zwischen Lasteinleitungsplatte und Betonkern beendet wird. Die verbleibende axiale Verformung entspricht der zu diesem Zeitpunkt vorliegenden thermischen Dehnung des Betonkerns. In Phase 3 trägt der Beton den Großteil der Versuchslast. Diese Phase wird durch einen leichten Rückgang der axialen Verformungen gekennzeichnet, der auf die fortschreitende Erwärmung und die einhergehende Reduktion der Tragfähigkeit des Betonkerns zurückzuführen ist. Nach Espinós verbessert der Einsatz von Bewehrungsstäben das Tragverhalten in dieser Phase eines Brandversuchs deutlich und führt zu signifikant höheren Feuerwiderstandsdauern [32]. Sobald die Tragfähigkeit des Betons infolge der thermischen Einwirkung so stark reduziert ist, dass die Versuchslast nicht mehr abgetragen werden kann, tritt in Phase 4 das globale Stützenversagen ein. Für sehr schlanke Stützen sowie Stützen mit exzentrischer Belastung wurde häufig beobachtet, dass die Kraftumlagerung auf den Beton nicht möglich ist und sich Phase 4 unmittelbar an Phase 2 anschließt [36].
Es sei an dieser Stelle darauf hingewiesen, dass das zuvor beschriebene Verformungsverhalten von AHP-Stützen zwar charakteristischerweise für einzelne Stützen im Brandversuch auftritt, jedoch in realen Bauwerken selten zu erwarten ist. Durchlaufende Bewehrungsstäbe sowie die Ausbildung der Anschlüsse an Träger und Decken verhindern in vielen Fällen das axiale Ablösen des Stahlhohlprofils vom Beton in Phase 1. Experimentelle Untersuchungen an unterschiedlichen Verbundstützenformen, die die umgebende Struktur einer Stütze im Brandfall berücksichtigen, wurden von einer

Forschungsgruppe in Coimbra durchgeführt und lassen Rückschlüsse auf das realitätsnahe Verhalten eingebauter Stützen zu ([28], [36], [87]). Demnach versagen Stützen im Brandversuch bei gleichen Initiallasten aufgrund der zusätzlichen axialen Zwangskräfte generell deutlich eher, wenn sie in eine steife Umgebungsstruktur eingebunden sind, als wenn die Versuche an herausgetrennten Stützen durchgeführt werden.
Das Tragverhalten von AHPMS-Stützen im Brandfall unterscheidet sich in der Regel deutlich von dem Verhalten von AHP-Stützen. In Abhängigkeit der gewählten Abmessungen des Stahlkerns und des Hohlprofils, der verwendeten Materialfestigkeiten sowie des Lastausnutzungsgrades übersteigen die mechanischen Einwirkungen üblicherweise die plastische Tragfähigkeit des außen liegenden Stahlhohlprofils. In der Folge kann ein axiales Ablösen des Stahlhohlprofils vom Beton und Stahlkern infolge thermischer Dehnungen – vergleichbar mit dem zuvor für Phase 1 beschriebenen Tragverhalten – nicht vorkommen. Detaillierte Untersuchungen zum möglichen Auftreten eines solchen Ablösens und der einhergehenden Lastumlagerung in Abhängigkeit der Stützenabmessungen werden in Abschnitt 5.3 vor dem Hintergrund der Bewertung unterschiedlicher Lasteinleitungsarten von AHPMS-Stützen beschrieben.
Bei AHPMS-Stützen wird die Verformungs-Zeitkurve im Brandfall in der Regel von der thermischen Dehnung des Stahlkerns dominiert und weist dementsprechend in Phase I einen stetigen Zuwachs der axialen Verformungen bis zum Erreichen der thermisch reduzierten Tragfähigkeit auf (vgl. Abbildung 2.7). Die Stütze versagt schließlich infolge eines globalen Stabilitätsversagens in Phase II. Bei gleichen äußeren Abmessungen tritt das globale Stützenversagen von AHPMS-Stützen im Brandversuch deutlich später ein als das Versagen von AHP-Stützen. Wie Beobachtungen der Verfasserin [5] in einem Brandversuch an einer AHPMS-Stütze belegen, kann auch bei diesen Stützen infolge der gehinderten axialen thermischen Dehnung des Stahlhohlprofils ein radiales Ablösen des Hohlprofils vom Beton sowie ein Beulen des Rohres auftreten (vgl. Abschnitt 2.4.2). Auf das Tragverhalten der Stütze bzw. die gemessene Axialverschiebung hat dies aufgrund des üblicherweise geringen Traganteils des Stahlhohlprofils jedoch keinen signifikanten Einfluss.

2.2.3 Konstruktive Ausbildung des Lasteinleitungsbereichs

Neben der globalen Tragfähigkeit von Stützen muss auch die lokale Lasteinleitung sowohl bei Raumtemperaturbedingungen als auch im Brandfall sichergestellt sein. Im folgenden Abschnitt werden etablierte Lasteinleitungsarten von AHPMS-Stützen dargestellt und hinsichtlich der jeweils an der Lastverteilung beteiligten Schubübertragungsmechanismen beschrieben. Dies bildet die Grundlage für weiterführende Untersuchungen der vorliegenden Arbeit. Diese haben unter anderem die Bewertung etablierter Last-

einleitungsarten von AHPMS-Stützen hinsichtlich der Notwendigkeit der Anordnung zusätzlicher Verbundmittel für den lokalen Nachweis der Lasteinleitung bei Raumtemperaturbedingungen sowie im Brandfall zum Ziel.
Die Ermittlung der Tragfähigkeit von Verbundstützen sowie deren normative Bemessung nach DIN EN 1994-1-1 und DIN EN 1994-1-2 [158] basiert grundsätzlich auf der Annahme eines vollständigen Verbundes der Querschnittskomponenten [97]. Somit werden gleiche Dehnungen im Baustahl und Beton und folglich das Ebenbleiben des Querschnitts unterstellt. Ferner wird eine Schnittgrößenverteilung auf die Querschnittsteile entsprechend ihrer Steifigkeiten impliziert. In Analogie wird diese Verteilung üblicherweise ebenso in experimentellen Untersuchungen durch die gezielte Ausbildung der beidseitigen Stützenlagerung – zum Beispiel über „starre“ Kopf- und Fußplatten – eingestellt.
In der baupraktischen Ausführung von AHPMS-Stützen erfolgt die Lasteinleitung jedoch je nach Ausbildung des Decken- bzw. Trägeranschlusses häufig nicht entsprechend der Steifigkeitsanteile der Querschnittskomponenten. Folglich werden im Lasteinleitungsbereich in der Regel andere Teilschnittgrößen in den Querschnittskomponenten erzielt als im Nachweisschnitt, sodass die Differenzen über Schubkräfte zwischen den Komponenten umzulagern sind [97]. Um diese Lastumlagerung zu ermöglichen und ein Ebenbleiben der Querschnitte auch im Lasteinleitungsbereich zu gewährleisten, wird in den Bemessungsnormen entweder eine direkte Krafteinleitung sowohl in den Stahl als auch in den Beton oder aber ein Nachweis der übertragbaren Längsschubkräfte gefordert. Für die Schubübertragung kann dabei sowohl die Verbundfestigkeit in der Verbundfuge als auch die Kraftübertragung mittels diskreter Verbundmittel angesetzt werden. Für den Nachweis wird die Stütze in Bereiche innerhalb und außerhalb der Lasteinleitungsbereiche unterteilt, wobei die Länge der Lasteinleitungsbereiche dem kleineren Wert des doppelten Stützendurchmessers oder eines Drittels der Stützenlänge entspricht. Innerhalb der Lasteinleitungslänge muss nachgewiesen werden, dass durch die konstruktive Ausbildung ermöglicht wird, die eingeleiteten Kräfte entsprechend ihres Traganteils im kritischen Nachweisschnitt auf alle Querschnittskomponenten zu übertragen. Ist der Nachweis der Schubübertragung im Lasteinleitungsbereich nicht erfüllt, müssen die Querschnittsnachweise an dieser Stelle mit den bis dort schubfest angeschlossenen Querschnittsteilen geführt werden [97].
Außerhalb der Lasteinleitungsbereiche kann auf die Anordnung von Verbundmitteln verzichtet werden, sofern die Bemessungswerte der Verbundfestigkeit nach Tabelle 6.6 der DIN EN 1994-1-1 (vgl. Abschnitt 2.3.3) nicht durch die einwirkenden Längsschubkräfte überschritten werden. Wenn diese Bedingung erfüllt ist, ist das Zusammenwirken der Querschnittskomponenten sichergestellt und die Stütze kann als Verbundstütze auf Grundlage der maximalen Schnittgrößen bemessen werden.
Während die Lasteinleitung in AHP-Stützen nach dem *CIDECT Design Guide No. 9*

[134] üblicherweise durch stahlbautypische Anschlüsse wie Fahnenblechanschlüsse oder die Auflagerung auf Knaggen oder Winkeln an das Stahlhohlprofil erfolgt, ist dies für AHPMS-Stützen nicht geeignet. Da der maßgebende Anteil des Tragwiderstands von AHPMS-Stützen durch den innen angeordneten Stahlkern bereitgestellt wird, ist eine möglichst direkte Lasteinleitung in den Kern erstrebenswert. Zudem ist die Anordnung mechanischer Verbindungsmittel aus wirtschaftlichen Sicht zu vermeiden, da sie den Fertigungsaufwand signifikant erhöht. Für die Lasteinleitung in AHPMS-Stützen haben sich drei Ausführungen in der Praxis etabliert, die sich wesentlich hinsichtlich ihrer internen Kraftführung unterscheiden und die konstruktive Durchbildung maßgeblich beeinflussen:

(1) Lasteinleitung in alle Querschnittskomponenten: Bei einer Lasteinleitung mittels einer „starren“ Kopfplatte wird eine unmittelbare Aktivierung aller Querschnittskomponenten realisiert. Die Lasten verteilen sich dabei entsprechend der Steifigkeitsanteile auf die Komponenten und erfüllen die Anforderung an das Ebenbleiben des Querschnitts. Dabei ist jedoch zu berücksichtigen, dass sich der Beton aufgrund seines Langzeitverhaltens teilweise den Lasten entzieht. Sofern infolge Schwinden und Kriechen des Betons eine Fuge unterhalb der Kopfplatte entsteht, sind gegebenenfalls Verbindungsmittel zur Lasteinleitung und zur Sicherstellung des Ebenbleibens des Querschnitts vorzusehen. Andernfalls werden Schubkräfte im Stützeninneren in der Regel einzig über die Verbundwirkung zwischen den Querschnittskomponenten übertragen.

(2) Lasteinleitung in den Beton: Bei einer direkten Lasteinleitung aus den angeschlossenen Decken und Trägern in den Beton muss neben der Verbundwirkung eine hinreichende Anzahl von Verbundmitteln im Lasteinleitungsbereich angeordnet werden, um alle Querschnittskomponenten am Lastabtrag zu beteiligen. Als Verbundmittel haben sich Kopfbolzendübel, Dübelbleche und andere angeschweißte

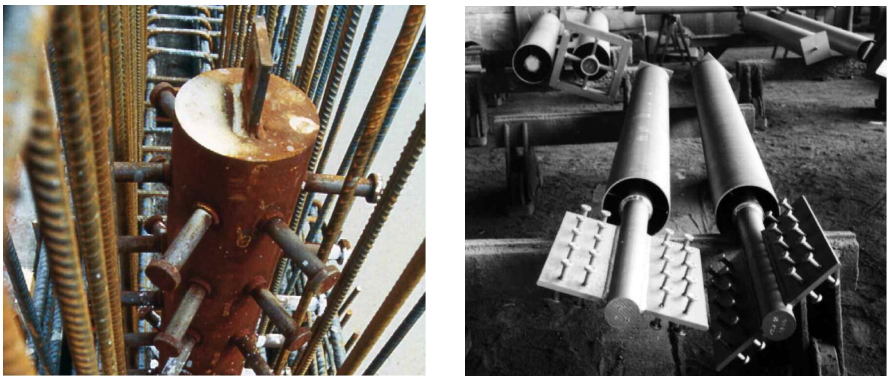
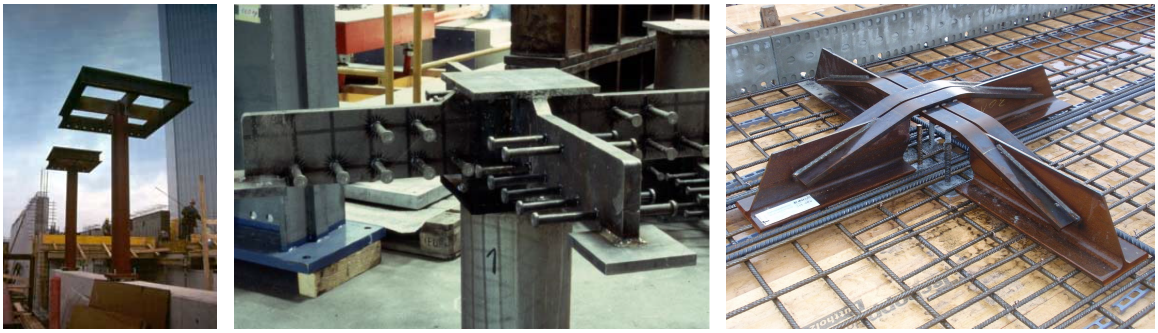


Abbildung 2.8: Kraftübertragung vom Beton in den Stahlkern von AHPMS-Stützen mittels Kopfbolzendübeln und Dübelblechen [173]

Bleche etabliert (vgl. Abbildung 2.8). Zur Berechnung der notwendigen Anzahl von Kopfbolzendübeln enthält die DIN EN 1994-1-1 entsprechende Bemessungsregeln. Sofern die Schubübertragung zwischen dem Beton und dem Stahlkern innerhalb der ausbetonierten Stahlhohlprofile über Bleche (z.B. Distanzbleche oder durchgesteckte Fahnenbleche) erfolgt, darf aufgrund des entstehenden dreidimensionalen Spannungszustands im Beton unterhalb der Bleche mit einer örtlich erhöhten Betontragfähigkeit gerechnet werden. Dieser Ansatz geht auf Untersuchungen von Hanswille [43] zurück und wurde in die DIN EN 1994-1-1 aufgenommen.

(3) Lasteinleitung in den Stahlkern: Durch den Einsatz von Stahlformstücken – wie z.B. dem *Geilinger-Pilz* der Firma *spannverbund GmbH*, dem *Durchstanzkreuz* der Firma *stahl+verbundbau GmbH* oder dem *WALM* der Firma *Tuchschmid* – können Lasten aus Trägern und Decken unmittelbar in den massiven Stahlkern eingeleitet werden (vgl. Abbildung 2.9). Zur Aktivierung des umliegenden Betons werden bei dieser Lasteinleitungsart in der Regel nur die Verbundspannungen in der Verbundfuge angesetzt. Die Stahlformstücke realisieren durch ihre Formgebung, die in die umgebenden Deckenbereiche hinein reicht, dabei gleichzeitig das Ebenbleiben der Querschnitte.



(a) (b) (c)

Abbildung 2.9: Stahlformstücke zur Lasteinleitung in AHP- und AHPMS-Stützen: (a) *Geilinger-Pilz* der Firma *spannverbund gmbh* [177], (b) *Durchstanzkreuz* der Firma *stahl+verbundbau GmbH* [82], (c) *WALM* der Firma *Tuchschmid* [176]

Aufgrund der vorteilhaften Kraftführung wird die unter (3) genannte Lasteinleitungsart in AHPMS-Stützen bevorzugt angewendet. Zudem sind diese aufwendigeren Anschlussdetails aus Stahlverbindungselementen, die mehrere angeschlossene Träger untereinander verbinden und gegeneinander aussteifen, auch zur Einleitung planmäßiger Biegemomente geeignet. Ferner sind sie vorteilhaft hinsichtlich des Durchstanzwiderstands der angrenzenden Decke zu bewerten, der aufgrund der flächigen Verteilung des Lasteinzugs deutlich erhöht wird. Dies ermöglicht auch die Einleitung besonders hoher Lasten in schlanke Stützen, wie es allgemein im Hochhausbau und insbesondere bei Verwendung

von AHPMS-Stützen angestrebt wird. Aufgrund der Anordnung des Stahlformstücks innerhalb der Decke erfüllen diese Anschlüsse zudem in der Regel bereits ohne weitere brandschutztechnische Maßnahmen die Anforderungen an den Feuerwiderstand – z.B. erfüllt das *Geilinger*-System mindestens die Anforderungen an die Feuerwiderstandsklasse R 90 [172].
Bei jeder der nach (1) - (3) beschriebenen Lasteinleitungsarten wird die Verbundwirkung zwischen Stahlkern und Beton bzw. Stahlhohlprofil und Beton grundsätzlich für den Nachweis der Schubübertragung in Ansatz gebracht. Folglich ist die Quantifizierung der übertragbaren Verbundspannungen für jede Lasteinleitungsart bemessungstechnisch relevant. Dabei muss bei einer Lasteinleitung in den Beton die größte Last über die Verbundfuge zwischen Stahlkern und Beton übertragen werden, da der Stahlkern als Haupttraglied erst über die Verbundwirkung aktiviert wird. Im Vergleich dazu muss bei einer Lasteinleitung in den Stahlkern lediglich der verhältnismäßig geringere Anteil, der vom Beton und Stahlhohlprofil abgetragen wird, über diese Verbundfuge übertragen werden.
Ob und in welchem Ausmaß die Verbundwirkung bei hohen Querschnittstemperaturen infolge eines Brandes in Ansatz gebracht werden kann, ist derzeit nicht bekannt. Aufgrund der thermisch induzierten Festigkeits- und Steifigkeitsreduktionen verändern sich die jeweiligen Traglastanteile der Querschnittskomponenten im Brandfall kontinuierlich gegenüber denjenigen bei Raumtemperaturbedingungen. Dabei steigt der prozentuale Traganteil des Stahlkerns an der Gesamttragfähigkeit mit zunehmender Branddauer stetig an. Demzufolge verändern sich auch die mittels Längsschub zu übertragenden Lastanteile stetig während eines Brandes, was in Abhängigkeit der gewählten Lasteinleitungsart in einer höheren oder geringeren Beanspruchung der Verbundfuge resultiert. Die experimentellen und numerischen Untersuchungen der vorliegenden Forschungsarbeit dienen dazu, die mögliche Schubübertragung über die innere Verbundfuge von AHPMS-Stützen bei Raumtemperaturbedingungen und im Brandfall zu quantifizieren. Ferner soll basierend auf den Ergebnissen dieser Untersuchungen die Eignung der etablierten Lasteinleitungsarten von AHPMS-Stützen in Hinblick auf die besondere thermische und mechanische Einwirkungssituation des Brandfalls bewertet werden.

2.2.4 Verbundverhalten in ausbetonierten Hohlprofilen

Um die Verbundwirkung zwischen Baustahl und Beton im Zuge der eigenen Untersuchungen detailliert bewerten zu können, werden in diesem Abschnitt zunächst die grundlegenden Mechanismen, die die Verbundwirkung erzeugen, aufbereitet. Insbesondere die Beschreibung der auf unterschiedlichen Größenskalen wirkenden Verbundmechanismen stellt eine wesentliche Grundlage für die Analysen der experimentellen

Untersuchungsergebnisse dieser Arbeit dar.
Die Verbundbauweise beruht auf dem Zusammenwirken der Querschnittsteile aus Baustahl und Beton als Gesamtquerschnitt, das infolge einer Verbundwirkung sowie der etwaigen Anordnung von Verbundmitteln resultiert. Das Zusammenwirken erzeugt dabei eine Widerstandserhöhung der Bauteile, die über die Addition der Tragfähigkeiten der Einzelkomponenten hinausgeht. Ist der Verbund hingegen gestört, stellt die Summe der Einzeltragfähigkeiten den unteren Grenzwert der Gesamttragfähigkeit des Verbundbauteils dar.
Bei aktivem Verbund definiert die Verbundfestigkeit die maximal übertragbare Schubspannung zwischen den einzelnen Querschnittskomponenten. Darüber hinausgehende Schubkräfte müssen entweder direkt oder mittels mechanischer Verbundmittel in die entsprechenden Querschnittsteile eingeleitet werden (vgl. Abschnitt 2.2.3). Da sich die Aufteilung der Kräfte auf die einzelnen Querschnittskomponenten in verschiedenen Belastungszuständen unterscheidet, ist die Kenntnis der Verbundfestigkeit auch für die Umlagerung von Kräften in Verbundstützen von Interesse. Insbesondere führen hohe Temperaturen im Brandfall zu einer Kraftumlagerung, wodurch gegebenenfalls der Einsatz zusätzlicher Verbundmittel erforderlich wird.
Zur Quantifizierung der Verbundfestigkeit von Verbundstützen stellen Push-out-Versuche die übliche experimentelle Vorgehensweise dar. Bei dem etablierten Versuchsaufbau entsprechend Abbildung 2.10 wird nur eine der beiden Verbundkomponenten am unteren Ende aufgelagert, wohingegen die zweite Komponente an der Unterseite verschieblich ist und am oberen Ende belastet wird. Konkret wird bei Push-out-Versuchen an AHP-Stützen in der Regel das Stahlhohlprofil an der Unterseite auf einer Lasteinleitungsplatte gelagert und der Betonkern vollflächig am oberen Ende druckbelastet. In der Folge muss

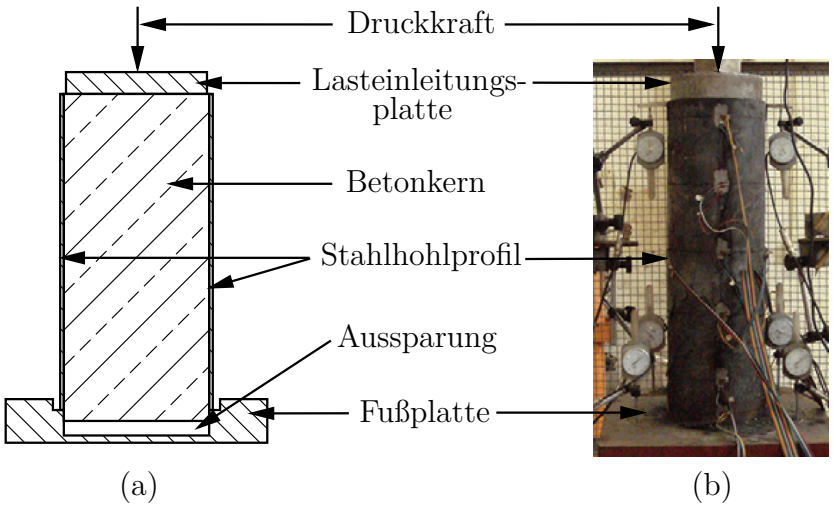


Abbildung 2.10: Etablierter Versuchsaufbau eines Push-out-Versuchs: (a) Schematische Darstellung, (b) realer Versuchsstand mit AHP-Probekörper [109]

die gesamte aufgebrachte Versuchslast über die Verbundfuge übertragen werden. Die Versuchsdurchführung kann grundsätzlich kraft- oder weggeregelt erfolgen. Weggeregelte Versuche werden in der Regel jedoch bevorzugt, da sie zum einen eine Datengenerierung im Bereich nach dem Überschreiten der maximalen Verbundspannung ermöglichen und zum anderen in der technischen Durchführung genauer steuerbar sind.
Als Ergebnis der Push-out-Versuche werden üblicherweise Kraft-Verschiebungskurven aufgezeichnet, die je nach Messeinrichtung entweder die Gesamtverschiebung oder die Relativverschiebungen der Komponenten wiedergeben. Unter Annahme einer gleichmäßig über den Umfang und die Verbundlänge verteilten Verbundspannung lässt sich daraus unmittelbar ein Zusammenhang zwischen der Verbundspannung und der Relativverschiebung ableiten. Charakteristische Kraft- bzw. Verbundspannung-Verschiebungskurven (im Folgenden: τ-u-Kurven) von Push-out-Versuchen an runden AHP-Stützen weisen den in Abbildung 2.11 dargestellten Verlauf auf (vgl. z.B. Virdi und Dowling [114], Roik et al. [92], Mollazadeh und Wang [70]).

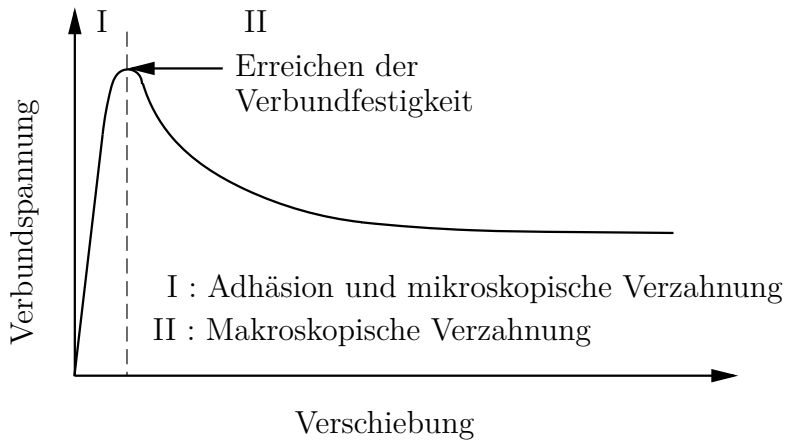


Abbildung 2.11: Charakteristischer Verlauf der Verbundspannung-Verschiebungskurve von AHP-Stützen im Push-out-Versuch

Dabei wird der Bereich kleiner Verschiebungen durch einen nahezu linearen Anstieg beschrieben, der auf eine steife Verbindung zwischen dem Betonkern und dem Stahlhohlprofil hindeutet. Vor dem Erreichen der Maximallast nimmt der Kurvenverlauf mit zunehmender Verschiebung weniger stark zu und fällt nach Überschreiten der Verbundfestigkeit zunächst stark ab und nähert sich im Bereich größerer Verschiebungen asymptotisch einem konstanten Wert an. Detaillierte Beschreibungen zu Einflussfaktoren auf die einzelnen Kurvenparameter werden in Abschnitt 2.4.3 dargestellt.
Die Verbundwirkung in AHP-Stützen wird im Wesentlichen durch drei Mechanismen erzeugt, die jeweils einen Bereich der Kraft-Verschiebungskurve maßgeblich beeinflussen und – wie in Abbildung 2.12 dargestellt – auf verschiedenen Größenskalen wirken:

- Adhäsion
- Mikroskopische Verzahnung (Mikrolocking)
- Makroskopische Verzahnung (Makrolocking)

Die Adhäsion beschreibt den chemischen Verbund, der infolge molekularer Anziehungskräfte zwischen zwei hinreichend stark angenäherten Stoffen oder Körpern auftritt. Bei aktiver Adhäsion tritt an den Phasengrenzen eine Interaktion auf atomarer Ebene auf, zu deren Trennung eine Überwindung der Adhäsionskräfte erfolgen muss. Es tritt demnach ein mechanischer Zusammenhalt auf, der durch molekulare Wechselwirkungen in der Grenzflächenschicht hervorgerufen wird (vgl. Nitsche et al. [80], Bischoff [22]). Müller [69] beschreibt gezielt verschiedene Faktoren, die die Adhäsion von Frischbeton mit einem anderen Feststoff beeinflussen. Neben den mechanischen, viskoelastischen und physikalischen Eigenschaften des Betons und des Feststoffs wirken sich auch die Oberflächenstruktur des Feststoffs sowie die rheologischen Eigenschaften, die Zusammensetzung, die Partikelgrößenverteilung und die Oberflächenspannung des Betons auf die entstehende Adhäsion aus. Ferner haben Herstellungsbedingungen wie klimatische Verhältnisse, Nachbehandlung und Verdichtung sowie die Beanspruchungen in Form statischer und dynamischer Lasten, thermischer Einwirkungen und die Lage der Verbundfuge im Bauteil eine Auswirkung auf die Adhäsion.
Adhäsion wird häufig auch als Haftverbund bezeichnet und ist nur bei geringen Spannungen und sehr kleinen Relativverschiebungen aktiv. Eine wesentliche Charakteristik der Adhäsion besteht darin, dass sie irreversibel ist und demzufolge nach einmaligem Überschreiten nicht wieder aktiviert werden kann. In Push-out-Versuchen tritt Adhäsion folglich nur zu Beginn im Bereich des linearen Anstiegs der Last-Verformungskurve

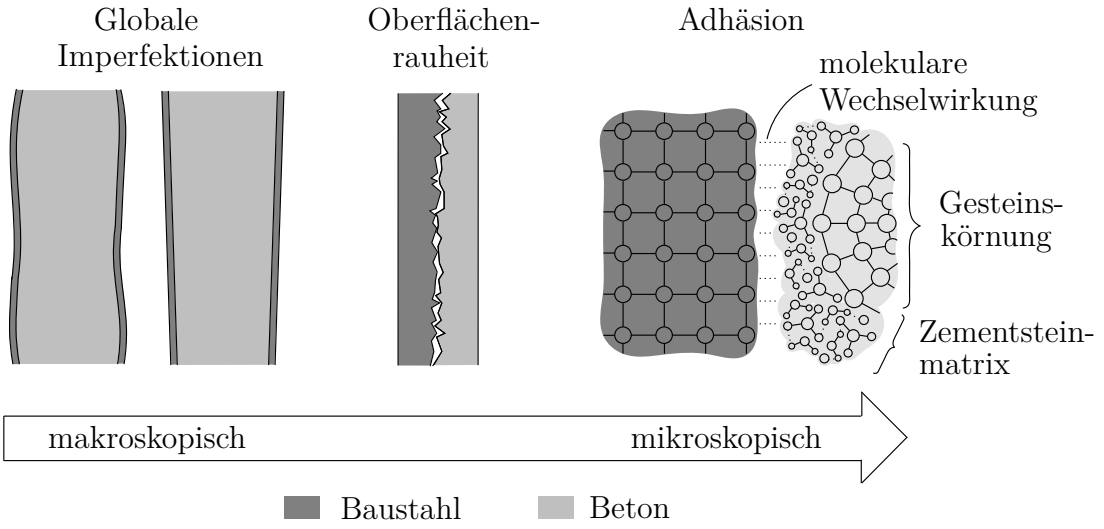
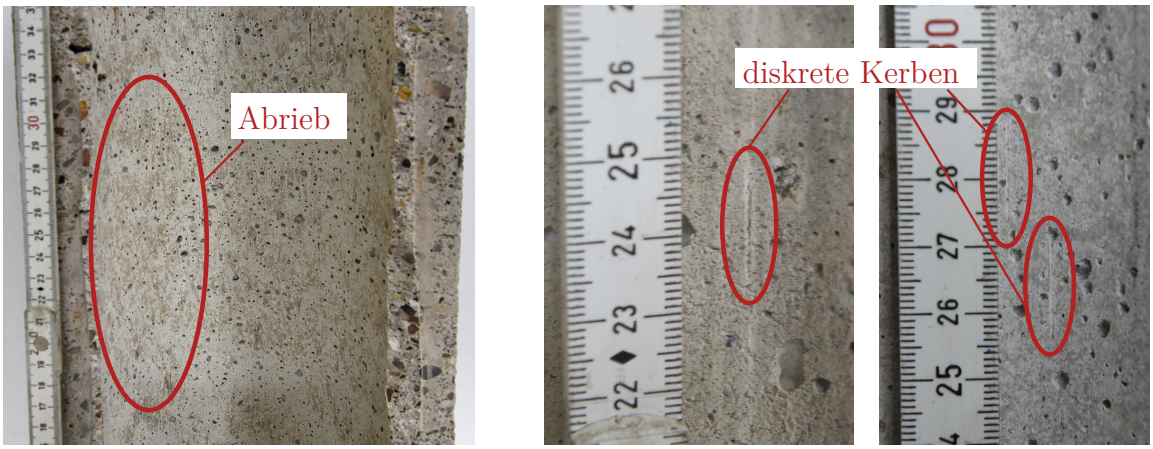


Abbildung 2.12: Verbundmechanismen in AHP-Stützen

auf (vgl. Abbildung 2.11). Hier bewirkt die Adhäsion eine relativ steife Verbindung zwischen Stahl und Beton, die bei sukzessiver Überschreitung der Adhäsionsspannung entlang der Verbundfuge in einen duktilen Verbund übergeht.
Neben der Adhäsion wirkt auch die mikroskopische Verzahnung hauptsächlich im Bereich kleiner Relativverschiebungen zwischen den Verbundpartnern und beeinflusst maßgeblich den Maximalwert der übertragbaren Verbundspannungen. Die mikroskopische Verzahnung wird dabei insbesondere von der Oberflächenrauheit und der Festigkeit der beiden Komponenten beeinflusst. Die in Kontakt stehenden Oberflächen der Verbundpartner müssen die Unebenheiten auf mikroskopischer Ebene überwinden, um geringe Verformungen auszuführen (vgl. Abbildung 2.12). Hierbei kommt es häufig zum Abscheren der Erhöhungen des weniger festen Stoffes, wodurch ein feiner Abrieb auftritt. AHPMS-Probekörper, die im Zuge der Forschungstätigkeiten der Verfasserin nach der Durchführung von Push-out-Versuchen geöffnet wurden, weisen infolgedessen eine feine Zement-Staubschicht auf dem Stahlkern auf und zeigen gleichmäßig verteilte, flächige Abriebspuren auf der Betonoberfläche (s. Abbildung 2.13 (a)).



(a) (b)

Abbildung 2.13: (a) Gleichmäßige Abriebspuren infolge mikroskopischer Verzahnung und (b) diskrete Kerben infolge makroskopischer Verzahnung (Oberflächenungänzen) in der Verbundfuge aufgetrennter AHPMS-Probekörper nach einem Push-out-Versuch der Verfasserin

Die mikroskopische Verzahnung – auch Mikrolocking genannt – wird größtenteils im Bereich kleiner Verformungen überwunden. Sie kann jedoch auch im Bereich größerer Verformungen einen Anteil zur Verbundwirkung liefern, sofern zueinander unebene Oberflächenbereiche in Kontakt treten und erneut mikroskopische Verzahnungen auftreten. In der Regel ist der Anteil der mikroskopischen Verzahnung an der Verbundspannung im Bereich größerer Verformungen jedoch geringer, da die Spitzen des weniger festen Materials bereits abgerundet sind.

Im Bereich größerer Verschiebungen bewirkt hingegen hauptsächlich die makroskopische Verzahnung – auch Makrolocking genannt – das Zusammenwirken der Komponenten. Die makroskopische Verzahnung resultiert bei AHP-Stützen aus geometrischen Imperfektionen des Stahlhohlprofils (vgl. Virdi und Dowling [114]). Abweichungen von der perfekten zylindrischen Form wie Unrundheit, Konizität oder lokale Beulen führen zu einer Klemmwirkung des Betonkerns im Rohr und somit zu einem Widerstand des Betons gegen Bewegungen entlang der Verbundfuge. Diese Effekte werden erst bei höheren Relativverschiebungen zwischen Betonkern und Stahlhohlprofil aktiviert und charakterisieren folglich die Verbundspannung-Verschiebungskurve im Bereich größerer Verschiebungen.
Übertragen auf AHPMS-Stützen ist insbesondere die Herstellungsgenauigkeit des Stahlkerns für die Ausprägung der makroskopischen Verzahnung entscheidend. Im Zuge des Walzvorgangs von Stahlvollprofilen können ebenso Unrundheiten, Konizitäten oder Abweichungen der Geradheit auftreten. Auch Ungänzen auf der Oberfläche der Profile, die über die übliche Oberflächenrauheit hinausgehen, resultieren in makroskopischen Verzahnungen. Diese können beispielsweise in den Push-out-Versuchen der Verfasserin an AHPMS-Proben anhand diskreter Einkerbungen auf der Betonoberfläche entsprechend der eingeprägten Relativverschiebung der Verbundpartner nachvollzogen werden (vgl. Abbildung 2.13 (b)).
In einer Versuchsreihe an AHP-Stützen haben Qu et al. [85] die einzelnen Anteile der Verbundwirkung quantifiziert. Jede Probe wurde dabei vier Push-out-Versuchen in Folge unterzogen, wobei der Probekörper nach jeder Durchführung um 180° um die Horizontalachse gedreht wurde. Aufgrund der jeweils großen hervorgerufenen Relativverschiebung zwischen Beton und Stahlhohlprofil gehen die Autoren davon aus, dass Adhäsions- sowie mikroskopische Verzahnungseffekte nur bei der ersten Belastung wirksam sind. Ein Vergleich der ersten und dritten Belastung (entspricht einer Verschiebung in dieselbe Richtung) quantifiziert nach dieser Definition die Differenz zwischen allen Anteilen des Verbundes und dem alleinigen Anteil aus makroskopischer Verzahnung. Entsprechend der Versuchsdaten von Qu et al. beträgt der Anteil der makroskopischen Verzahnung demnach ca. 55 % der Gesamt-Verbundfestigkeit. Um ferner den Anteil der mikroskopischen Verzahnung zu quantifizieren, wurde die Innenfläche des Stahlhohlprofils eines der getesteten Probekörper vor dem Betonieren eingefettet und unterstellt, dass dies die mikroskopische Verzahnung und die Adhäsion vollständig unterbindet. Durch den Vergleich der Last-Verschiebungskurve der ersten Belastung dieser Probe mit derer der restlichen Proben, wird in der Versuchsreihe von Qu et al. der Anteil des Mikrolockings zu 40 % bestimmt. Folglich entfällt basierend auf diesen Ergebnissen auf die Adhäsion nur ein Anteil von ca. 5 % an der Verbundfestigkeit von ausbetonierten Hohlprofilen.

2.2.5 Materialverhalten von Beton in ausbetonierten Hohlprofilen

Wie in Abschnitt 2.2.3 bereits beschrieben wurde, ist zur Analyse des Verbundverhaltens von AHPMS-Stützen das Materialverhalten des Betons in ausbetonierten Hohlprofilen von signifikanter Bedeutung. Als Grundlage für die Interpretation der eigenen Untersuchungsergebnisse wird das charakteristische Verhalten von Beton in AHP-Stützen im Folgenden sowohl in den verschiedenen Phasen der Aushärtung sowie im Brandfall beschrieben. Dabei hat bereits die Wahl der Ausgangsstoffe sowie deren Zusammensetzung einen entscheidenden Einfluss auf die späteren Eigenschaften. Insbesondere steuert der zugegebene Wasseranteil maßgeblich den erreichten Hydratationsgrad und somit nicht nur die endgültige Festigkeit des Betons, sondern auch den Gefügeaufbau und das Schwindverhalten.
Im erhärteten Zustand des Betons wird das enthaltene Wasser nach dem Modell von Powers [84] in drei Kategorien unterschieden: Kapillarwasser, physikalisch gebundenes und chemisch gebundenes Wasser. Basierend auf seinen umfangreichen experimentellen Untersuchungen quantifiziert Powers den Anteil des chemisch gebundenen Wassers nach vollständiger Hydratation mit 0,23 g je Gramm Zement. Das chemisch gebundene Wasser ist nach der Hydratation fester Bestandteil des Zementsteins und steht keiner weiteren Reaktion zur Verfügung. Weitere bis zu 0,19 g Wasser je Gramm Zement können nach Powers physikalisch am Rand des Zementsteins – in sogenannten Gelporen – gebunden werden. Dieses Wasser bewirkt eine physikalische Bindung zwischen den benachbarten Molekülen, die je nach relativem Feuchtigkeitsgehalt unterschiedlich ausgeprägt sein kann. Ein Feuchtigkeitsgehalt von 100 % in den Gelporen korrespondiert dabei mit einer vollständigen Hydratation des Zements. Das physikalisch gebundene Wasser kann infolge hoher Temperaturen von über 100 °C aus dem Zementgel gelöst werden und verdampfen. Dieser Prozess geht jedoch mit einer Zerstörung der Hydratationsprodukte einher. Entsprechend dem Modell von Powers liegt der Wasserbedarf für eine vollständige Hydratation demnach bei einem Wasserzementwert $\frac{w}{z}$ von $0{,}23 + 0{,}19 = 0{,}42$ (vgl. Abbildung 2.14). Auch andere Forschungsarbeiten (z.B. Lindschulte [65], Schäffel [101], Copeland [27]) geben vergleichbare Grenzwerte zwischen 0,40 und 0,45 für das Erreichen einer vollständigen Hydratation des Zements an. Unterhalb dieses Wasserzementwertes reagiert der Zement nur an der Oberfläche, wohingegen der Kern des Zementkorns im unreagierten Zustand verbleibt. Übersteigt der Wasserzementwert den Grenzwert, fällt Kapillarwasser an, das sich in Kapillarporen zwischen dem Zementstein anordnet (vgl. Abbildung 2.14). In Kapillaren gespeichertes Wasser verbleibt als freies Wasser im Beton und kann für weitere Reaktionen verwendet werden oder unterschiedliche Umgebungszustände ausgleichen. Die Wassereinlagerungen in Kapillarporen verringern jedoch die Festigkeitseigenschaften des Betons, sodass der Wasserzementwert entspre-

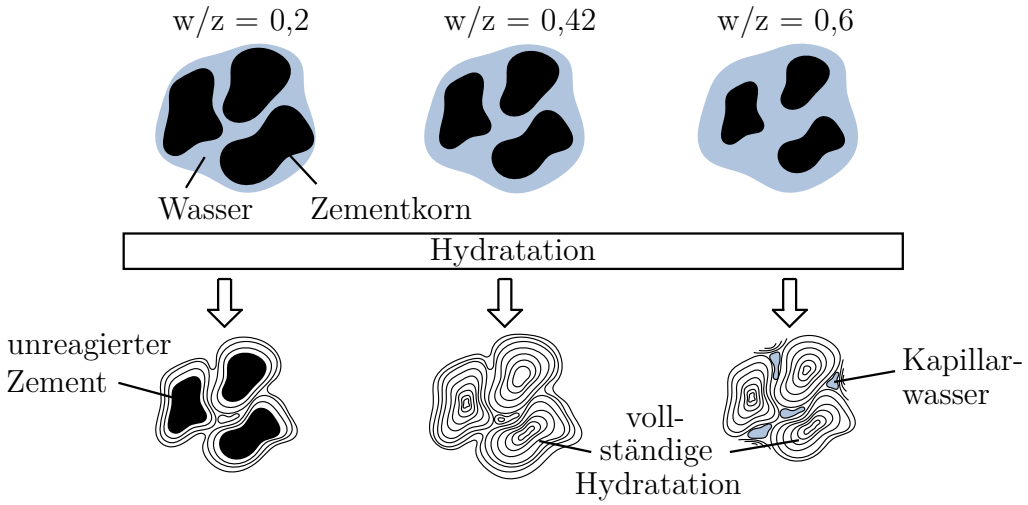


Abbildung 2.14: Schematische Darstellung der Hydratationsstoffe und -produkte bei verschiedenen Wasserzementwerten nach VDZ [113]

chend der erforderlichen Festigkeit zu wählen ist.
Der Wasserzementwert beeinflusst ferner das Schwindverhalten des Betons. Eine Volumenabnahme findet in Betonen infolge unterschiedlich gearteter Schwindprozesse statt, die sich in chemisches Schwinden, Kapillarschwinden, Trocknungsschwinden und autogenes Schwinden unterteilen lassen.
Chemisches Schwinden – auch „Schrumpfen“ genannt – tritt im Zuge des chemischen Prozesses der Hydratation auf, da die Reaktionsprodukte ein geringeres Volumen als die Ausgangsprodukte aufweisen. Konkret nimmt dabei das chemisch gebundene Wasser ein geringeres Volumen ein als das freie Wasser vor der Reaktion. In der Literatur (z.B. Schäffel [101], Jensen und Hansen [49]) wird diese Volumenabnahme mit ca. 6 mm^3 je 100 g Zement angegeben. Das Volumen des Zementsteins nimmt demnach nach vollständiger Hydratation ca. 92 % des Volumens der unreagierten Ausgangsstoffe an. Die entstehende Volumenabnahme führt nach Schäffel jedoch hauptsächlich im Inneren des Betons zu der Bildung von Poren und somit zu keiner wesentlichen Abnahme des Bauteilvolumens (vgl. Abbildung 2.15).
Kapillarschwinden stellt einen Prozess im Frühstadium des Erhärtens des Betons dar und ist auf Austrocknungen infolge äußerer Umwelteinflüsse wie Lufttransport, Sonneneinstrahlung oder niedrige Luftfeuchtigkeit zurückzuführen. In der Folge tritt eine Feuchtigkeitsreduktion in den oberflächennahen Schichten auf, die zu Frührissen im Beton führen kann. Diese Art des Schwindens tritt bei AHP- und AHPMS-Stützen aufgrund des Schutzes durch das außen angeordneten Stahlhohlprofil nicht auf.
Beim Trocknungsschwinden handelt es sich um eine zeitlich unbegrenzte Volumenreduktion durch die Abgabe des in den Kapillaren gespeicherten Überschusswassers an die Umgebung. Anders als das physikalisch und chemisch gebundene Wasser kann

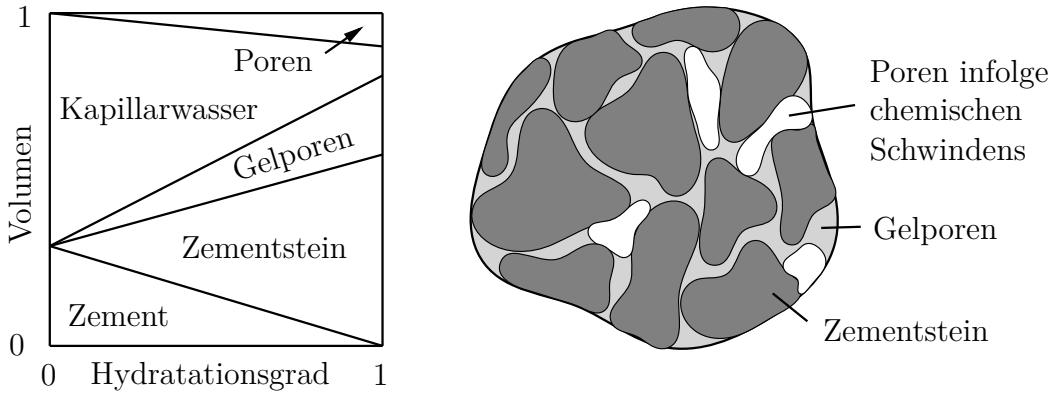


Abbildung 2.15: Volumenanteile des Betongefüges in Abhängigkeit des Hydratationsgrads und mikroskopische Darstellung der Gefügestruktur nach Jensen und Hansen [49]

das Kapillarwasser grundsätzlich entsprechend der Umgebungsfeuchte und -temperatur aus dem Beton entweichen und somit zu einer Volumenabnahme führen. Trocknungsschwinden bewirkt nach Schäffel für normalfeste Betone den größten Anteil an der Schwindverformung. In diesem Zusammenhang unterscheidet sich das Verhalten von Beton in ausbetonierten Hohlprofilen maßgeblich von dem Verhalten in Stahlbetonbauteilen mit offener Oberfläche. Das Stahlhohlprofil unterbindet das Trocknungsschwinden in AHP-Stützen, wodurch das Schwindmaß deutlich reduziert wird. Durch die Eliminierung des Trocknungsschwindens liegen für den Beton Aushärtungsbedingungen vor, die über den Wasserzementwert gezielt gesteuert und optimiert werden können. Infolgedessen kann die erzielte Festigkeit des Betons in AHP-Stützen präziser angegeben werden als in anderen Stützenformen. Diesem Effekt wird im vereinfachten Bemessungsverfahren nach DIN EN 1994-1-1 Rechnung getragen, indem für AHP-Stützen der Anteil des Betons an der plastischen Tragfähigkeit mit dem Vorfaktor $\alpha = 1{,}00$ anstelle des für andere Stützenformen zu verwendenden Faktors $\alpha = 0{,}85$ berücksichtigt werden darf (vgl. Abschnitt 2.3.2).

Schließlich ist ab einer Unterschreitung des Wasserzementwertes von ca. 0,42 mit autogenem Schwinden zu rechnen, da ab diesem Grenzwert ein Unterangebot an Wasser für die Hydratation des Bindemittels besteht. Infolgedessen treten kapillare Zugspannungen im wachsenden Matrixgefüge auf, die neben der Volumenreduktion auch zu Schwindrissen führen können. Lindschulte und Lohaus [66] quantifizieren die spannungsinduzierte autogene Schwinddehnung mit bis zu 1,0 $\frac{\text{mm}}{\text{m}}$ für hochfesten Beton. Eine verallgemeinerbare Ermittlung des erreichten Schwindmaßes in Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit kann jedoch nicht hinreichend genau erfolgen [66]. Die im Zuge der vorliegenden Arbeit untersuchten AHPMS-Probekörper werden aus normalfestem Beton mit einem Wasserzementwert oberhalb von 0,42 gefertigt, sodass für den verwendeten Beton kein autogenes Schwinden zu erwarten ist.

Die Volumenabnahme infolge Schwinden bewirkt in AHP-Stützen eine Druckreduktion in der Verbundfuge bis hin zu einer Spaltbildung zwischen dem Stahlhohlprofil und dem Betonkern. Das Schwindverhalten des Betons hat der Coulombschen Reibungstheorie folgend demnach auch einen Einfluss auf die übertragbaren Verbundspannungen, was bereits durch verschiedene experimentelle Untersuchungen bestätigt wurde (vgl. Abschnitt 2.4.3). Dieser Effekt stellt sich analog in der Verbundfuge zwischen dem Stahlhohlprofil und dem Beton (äußere Verbundfuge) von AHPMS-Stützen ein. Anders als für die äußere Fuge führen die volumenreduzierenden Prozesse des Betons in Bezug auf die innere Verbundfuge von AHPMS-Stützen jedoch zu einem „Aufschrumpfen“ des Betons auf den Stahlkern. Theoretisch resultiert eine Volumenabnahme des Betons hinsichtlich der inneren Verbundfuge folglich in einem erhöhten Druck und somit einer höheren übertragbaren Verbundspannung. Diese These wurde bisher jedoch noch nicht in experimentellen Untersuchungen verfolgt und analysiert. Die Forschungsergebnisse der vorliegenden Arbeit liefern einen Beitrag zur Bewertung dieser These.
Neben dem Schwinden im Zuge der Aushärtung des Betons treten im Brandfall zusätzliche Effekte auf, die zu Volumenänderungen im Beton führen und von Frangi et al. detailliert beschrieben wurden [37]: Der Zementstein schwindet bei hohen Temperaturen, wodurch es zu einem Verlust des Verbundes zwischen dem Zementstein und den Zuschlagsstoffen kommt. Ab ca. 100 °C erfolgt neben der Freisetzung des Kapillarwassers aus den Zwischenschichten auch die Abgabe physikalisch gebundenen Wassers an die Umgebung. Die Dehydratation des Zementsteins setzt ab ca. 150 °C ein und intensiviert sich bei ca. 270 °C signifikant. Ab 450 °C wird auch das chemisch gebundene Wasser aus der Zementsteinmatrix gelöst, wobei die Hydratationsprodukte zerfallen. Dies geht mit einer verstärkten Rissbildung im Zementstein einher, wodurch die Festigkeit des Betons maßgeblich reduziert wird und sich das Volumen des Betons erhöht. Weitere Effekte wie die Quarzumwandlung, der Zerfall von Calciumsilicathydrat und die Kalksteinentsäuerung treten bei noch höheren Temperaturen auf, führen aber zu keiner maßgeblichen Volumenveränderung des Betons.
Zusätzlich zur Volumenänderung kann die Wasserverdampfung im Brandfall zu Abplatzungen des Betons und zu einem Druckaufbau innerhalb von ausbetonierten Stahlhohlprofilen führen. Kalifa [53] beschreibt zwei wesentliche Effekte, die zu Betonabplatzungen bei hohen Temperaturen führen – einen thermomechanischen und einen hydrothermischen Effekt. Der thermomechanische Effekt entsteht infolge des thermischen Gradienten über den Querschnitt der Stütze. Infolge des inhomogenen Temperaturfelds werden unterschiedliche thermische Dehnungen hervorgerufen, die in Zugspannungen rechtwinklig zur erwärmten Oberfläche resultieren. Zudem treten infolge des Schwindens des Zementsteins sowie der thermischen Dehnung der Zuschlagsstoffe ab ca. 300 °C Dehnungsinkompatibilitäten und daraus folgend Risse im Matrixgefüge auf. Beton, der nicht über 300 °C erhitzt wurde, kann nach Hertz [44] seine Eigenschaften durch

Absorption von Umgebungsfeuchte wiedererlangen, wohingegen stärker erwärmter Beton eine irreversible Degradation der Materialeigenschaften erfährt.
Ferner beschreibt der hydrothermische Effekt den Wassertransport im Porengefüge. Die thermische Einwirkung bewirkt die Verdampfung des Kapillarwassers und des physikalisch gebundenen Wassers ab einer Temperatur von ca. 100 °C. Dieser Prozess geht mit einer Volumenzunahme des Wassers in den äußeren Schichten einher und bewirkt demnach eine Druckzunahme im Porengefüge. In der Folge tritt ein Wassertransport sowohl nach außen als auch ins Innere des Bauteils ein. Dort kondensiert das Wasser und führt zu einer Sättigung der inneren Poren. Durch die fortschreitende Erwärmung entsteht ein zunehmend höherer Druck in den inneren Poren, der entweder infolge von Druckentlastungen durch ein offenes Porengefüge bzw. Rissbildungen abgebaut werden kann oder aber beim Überschreiten der ertragbaren Zugspannungen des Betons zu Abplatzungen führt. Für hochfesten Beton, der sich durch eine dichte Gefügestruktur auszeichnet, ermittelten Khaliq und Kodur [55] im Zuge von Brandversuchen an AHP-Stützen einen Porendruck von bis zu 4,5 $\frac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm}^2}$. Dahingegen geben sie den maximalen Porendruck unter Verwendung normalfesten Betons in äquivalenten Probekörpern mit 1,0 $\frac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm}^2}$ an, da sich dieser infolge der Durchlässigkeit des Gefüges teilweise abbaut.
Thermisch induzierte Betonabplatzungen werden derzeit vielerorts erforscht, da sie vor allem an bewehrten Stahlbetonbauteilen zu erheblichen Schäden und einem reduzierten Feuerwiderstand führen. Aber auch in AHP-Stützen können explosive Betonabplatzungen im Inneren zu Schäden am Stahlhohlprofil führen, die ein frühzeitiges Stützenversagen hervorrufen können. Chen et al. [24] berichten von durchgängigen Abplatzgeräuschen während ihrer Brandversuche an AHP-Stützen sowie lokal auftretenden Beulen im Stahlhohlprofil, die – wie durch das Auftrennen der Probekörper bestätigt wurde – auf abplatzenden Beton zurückzuführen sind.
Unabhängig davon, ob Abplatzungen im Inneren von AHP-Stützen auftreten oder nicht, bewirkt die thermisch induzierte Freisetzung des Wassers bei einem gestörten Austritt des Wasserdampfes einen erheblichen Druckaufbau im Inneren des Stahlhohlprofils. Bereits im Jahr 1957 wurden an der Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung (im Folgenden: BAM) in Berlin Brandversuche an AHP-Stützen durchgeführt, die die Notwendigkeit der Berücksichtigung der Wasserdampfentstehung verdeutlichen [23]. Zwei von drei untersuchten Stützen sind während des Versuchs bzw. kurz nach Erreichen der gewünschten Feuerwiderstandsklasse von 60 Minuten aufgeplatzt. Die Versuchskörper waren dabei mit normalfestem Beton gefüllt und oben und unten durch eine angeschweißte Kopf- bzw. Fußplatte abgeschlossen, sodass der Wasserdampf nicht entweichen konnte. Ähnliche Ergebnisse präsentieren auch Xiong et al. [123], bei deren Brandversuchen an AHP-Stützenabschnitten die angeschweißten Kopfplatten infolge des Wasserdampfdrucks abgesprengt wurden. Eine ergänzende Versuchsreihe an der BAM hat gezeigt, dass die gefährliche Dampfdruckbildung im Inneren der Stützen durch die

Anordnung von mindestens zwei Austrittsöffnungen mit insgesamt 12 cm^2 Öffnungsmaß, die am Stützenkopf und -fuß jedes Stockwerks angeordnet sind, verhindert werden kann [23]. Diese Werte wurden in ähnlicher Formulierung zunächst in die DIN 4102-4 [141] und später in die DIN EN 1994-1-2 übernommen.
Für AHPMS-Stützen, die einen wesentlich geringeren Betonanteil aufweisen als AHP-Stützen, ist unter der Voraussetzung der Einhaltung derselben Regeln bzgl. der Dampfaustrittsöffnungen davon auszugehen, dass im Brandfall kein kritischer Dampfdruck im Inneren des Stahlhohlprofils erreicht wird. Zudem wird in AHPMS-Stützen ausschließlich normalfester Beton verwendet, sodass auch die Gefahr von Schädigungen am Stahlhohlprofil infolge explosiver Betonabplatzungen im Inneren für diesen Stützentyp vernachlässigbar gering ist.

2.3 Stand der Technik

2.3.1 Allgemeines

Die in Abschnitt 2.2 beschriebenen Charakteristiken von AHP- und AHPMS-Stützen werden teilweise bereits in aktuellen Bemessungsverfahren normativ berücksichtigt. Für einige Besonderheiten dieser Bauart, die im vorigen Kapitel beschrieben wurden, fehlt derzeit jedoch eine experimentelle Datenbasis, auf deren Grundlage Regelungen in die Normen aufgenommen werden können. Um eine Abgrenzung zwischen dem derzeitigen Stand der Technik und den Untersuchungen der vorliegenden Forschungsarbeit vorzunehmen, wird in diesem Kapitel der Stand der Technik in Bezug auf die Bemessung von AHPMS-Stützen bei Raumtemperaturbedingungen sowie im Brandfall und hinsichtlich normativer Ansätze zur Verbundfestigkeit dargestellt. Die detaillierte Beschreibung der Bemessungsverfahren dient ferner als Grundlage für die in Kapitel 5 beschriebene Entwicklung einer Bemessungsmethodik für AHPMS-Stützen.
Bei der Verbundbauweise handelt es sich um eine vergleichsweise junge Bauart, die erst in den 1970-er Jahren einen nennenswerten Marktanteil erreichen konnte. Auch die Forschungen zum Tragverhalten von Verbundstützen wurden erst zu dieser Zeit intensiviert. Erste Untersuchungen zielten dabei allgemein auf die Tragfähigkeit der Stützen sowie die Tragmechanismen bei kombinierten Beanspruchungen ab. Dies war erforderlich, um Bemessungsregeln für Verbundstützen abzuleiten und diese somit in der Praxis etablieren zu können.
Den Besonderheiten der Verbundbauweise wird heutzutage durch gesonderte Bemessungsverfahren Rechnung getragen, die seit den 1960-er Jahren stetig weiterentwickelt wurden. Die Ursprünge der Verfahren sahen eine simple Addition der Tragfähigkeiten der Stahlstütze und der Betonstütze zur Berechnung der Verbundstützentragfähigkeit

vor (z.B. Knowles und Park [57] oder ACI 318-63 [129]). Andere Ansätze, wie der von Klöppel und Goder [56] aus dem Jahr 1957, implizierten hingegen idealen Verbund zwischen Stahl und Beton zur Berechnung der idealen Knicklast.
Bis 1972 waren Regelungen für Verbundstützen in der DIN 1045 [139] unter dem Begriff „Säulen mit Formstahlbewehrung“ enthalten. Im Jahr 1984 wurden mit der Einführung der DIN 18806-1 [140] erstmals Verbundkonstruktionen in einer gesonderten Norm erfasst und spezielle Bemessungsverfahren für den Verbundbau etabliert. Der Einsatz von Verbundstützen erfolgte bis dahin ausschließlich über Zustimmungen im Einzelfall, sodass sich die Anwendung auf wenige Objekte beschränkte. Mit Einführung der DIN 18806-1 stieg auch der Einsatz von Verbundstützen in der Praxis [30]. Im Jahr 2004 wurden die bis dahin geltenden Regelungen in die DIN V 18800-5 [143] überführt und somit offiziell den Normen des Stahlbaus angegliedert. Mit der Einführung der Eurocodes wurde diese Zusammenführung 2012 erneut revidiert und dem Verbundbau die Normenreihe 1994 zugeordnet.

2.3.2 Bemessung ausbetonierter Hohlprofilstützen

Bemessung ausbetonierter Hohlprofilstützen bei Raumtemperaturbedingungen

Die Bemessung von Verbundstützen bei Raumtemperaturbedingungen erfolgt in Deutschland generell nach Abschnitt 6.7 der DIN EN 1994-1-1 in Verbindung mit DIN EN 1994-1-1/NA [154]. Entsprechend des Anwendungsbereichs der Norm können AHPMS-Stützen als ausbetonierte Hohlprofilstützen mit einbetoniertem Stahlprofil auf dieser Grundlage bemessen werden. Durch die normative Einschränkung der Anwendung der vereinfachten Verfahren auf Stützen mit einem Querschnittsparameter $\delta = \frac{A_\mathrm{a} f_\mathrm{yd}}{N_\mathrm{pl,Rd}}$ zwischen 0,2 und 0,9 können AHPMS-Stützen jedoch in Abhängigkeit der Abmessungen und verwendeten Materialfestigkeiten auch außerhalb dieses Anwendungsbereichs liegen. Die Anwendung der DIN EN 1994-1-1 ist ferner auf normalfeste Baustähle bis zur Festigkeitsklasse S 460 und Betone bis zur Klasse C50/60 beschränkt – was für AHPMS-Stützen in der Regel keine Einschränkung der etablierten Bauweise bedeutet. Für alle Stützen, die nach DIN EN 1994-1-1 bemessen werden können, sind die Nachweise der ausreichenden Tragfähigkeit, gegen örtliches Beulen, der Lasteinleitung sowie der Längsschubtragfähigkeit zwischen Beton- und Stahlquerschnittsteilen zu führen.
Nach Abschnitt 6.7 der DIN EN 1994-1-1 stehen mit dem allgemeinen und dem vereinfachten Bemessungsverfahren zwei Verfahren zum Nachweis der Tragfähigkeit zur Verfügung. Das allgemeine Verfahren ist für jede Querschnittsform anwendbar. Demgegenüber kann das vereinfachte Verfahren lediglich bei doppelsymmetrischen, über

die Stützenlänge konstanten Querschnitten und Stützen mit einem bezogenen Schlankheitsgrad $\overline{\lambda} \leq 2{,}0$ angewendet werden. Bei beiden Verfahren wird das Ebenbleiben des Querschnitts, Dehnungskompatibilität sowie vollständiger Verbund zwischen Beton und Stahlprofil unterstellt – was durch die ergänzend geforderten Nachweise zu bestätigen ist. Im allgemeinen Verfahren müssen die Einflüsse nach Theorie II. Ordnung sowie infolge Kriechen und Schwinden des Betons bei ungünstiger Auswirkung auf die Gesamtstabilität berücksichtigt werden. Das vereinfachte Verfahren orientiert sich hingegen am Ersatzstabverfahren nach DIN EN 1993-1-1. Beide Verfahren liefern dabei etwa gleiche Tragfähigkeiten, da die Vorkrümmungen, die beim Nachweis auf Grundlage der Theorie II. Ordnung für unterschiedliche Querschnittsformen zu berücksichtigen sind, in Analogie zur Zuordnung dieser Querschnitte zu den Europäischen Knickspannungslinien (im Folgenden: KSL) bei Anwendung des Ersatzstabverfahrens erfolgen [97].
Für die Anwendung des Ersatzstabverfahrens wird die vollplastische Normalkrafttragfähigkeit $N_{\mathrm{pl,Rd}}$ von Verbundstützen durch Addition der Bemessungswerte der Tragfähigkeit der einzelnen Querschnittskomponenten nach Gleichung (2.4) berechnet. Dabei wird die positive Wirkung des Stahlhohlprofils bezüglich der gezielt steuerbaren Hydratation des Zements und somit der erreichten Festigkeit des Betons in AHP-Stützen – wie in Abschnitt 2.2.5 beschrieben – durch den Vorfaktor $\alpha = 1{,}00$ anstelle des üblichen Faktors $\alpha = 0{,}85$ berücksichtigt.

$$N_{\mathrm{pl,Rd}} = A_{\mathrm{a}} \cdot f_{\mathrm{yd}} + \alpha \cdot A_{\mathrm{c}} \cdot f_{\mathrm{cd}} + A_{\mathrm{s}} \cdot f_{\mathrm{sd}} \tag{2.4}$$

Die vollplastische Normalkrafttragfähigkeit von runden AHP-Stützen darf ferner zur Berücksichtigung der Umschnürungswirkung (vgl. Abschnitt 2.2.2) für Stützen mit einem bezogenen Schlankheitsgrad $\overline{\lambda} < 0{,}5$ sowie einer Lastexzentrizität $e/d < 0{,}1$ nach Gleichung (2.5) erhöht werden.

$$N_{\mathrm{pl,Rd}} = \eta_{\mathrm{a}} \cdot A_{\mathrm{a}} \cdot f_{\mathrm{yd}} + A_{\mathrm{c}} \cdot f_{\mathrm{cd}} \cdot (1 + \eta_{\mathrm{c}} \cdot \frac{t}{d} \cdot \frac{f_{\mathrm{y}}}{f_{\mathrm{ck}}}) + A_{\mathrm{s}} \cdot f_{\mathrm{sd}} \tag{2.5}$$

Infolge der Umschnürungswirkung wird der Anteil der Betontragfähigkeit erhöht ($\eta_{\mathrm{c}} \geq 0$ in Gleichung (2.5)), während die Tragfähigkeit des Stahlhohlprofils aufgrund der vorherrschenden tangentialen Zugspannungen reduziert wird ($\eta_{\mathrm{a}} \leq 1{,}0$ in Gleichung (2.5)). In Abbildung 2.16 sind die Verläufe der Vorfaktoren η_{a} und η_{c} nach DIN EN 1994-1-1 in Abhängigkeit des Schlankheitsgrads sowie der Lastexzentrizität grafisch dargestellt. Der positive Effekt der Umschnürungswirkung auf den Beton ist demnach bei zentrisch belasteten Stützen besonders ausgeprägt. In der Folge tritt die größte Reduktion der Tragfähigkeit des Stahlhohlprofils ebenfalls bei zentrisch belasteten Stützen auf.
Das Verhältnis der plastischen Tragfähigkeit zur Euler-Knicklast definiert den bezogenen Schlankheitsgrad $\bar{\lambda}$ der Stütze. In die Berechnung der Euler-Knicklast geht dabei

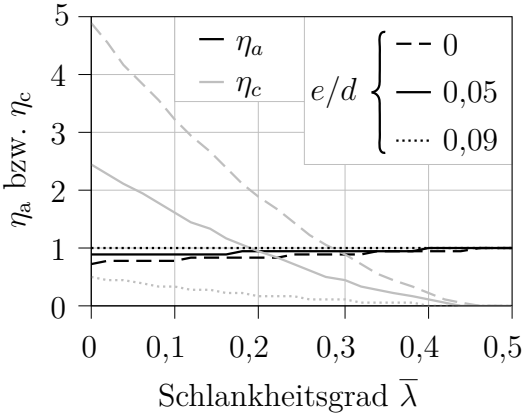


Abbildung 2.16: Vorfaktoren η_a und η_c zur Berücksichtigung der Umschnürungswirkung in runden AHP-Stützen nach DIN EN 1994-1-1 [153]

neben der Knicklänge auch die effektive Biegesteifigkeit der Verbundstütze ein, zu deren Ermittlung die Biegesteifigkeiten der einzelnen Querschnittskomponenten entsprechend Gleichung (2.6) summiert werden:

$$(EI)_{\text{eff}} = E_{\text{a}} I_{\text{a}} + E_{\text{s}} I_{\text{s}} + K_{\text{e}} E_{\text{cm}} I_{\text{c}} \tag{2.6}$$

Der Korrekturbeiwert K_{e} beträgt dabei 0,6 und berücksichtigt nach Hanswille [40] näherungsweise den Einfluss der Rissbildung im Beton, die durch Momenteneinwirkungen infolge Theorie II. Ordnung entsteht. Zudem können Einflüsse aus dem Langzeitverhalten des Betons auf den E-Modul in Abhängigkeit des Verhältnisses der ständig einwirkenden Lasten zur Gesamtlast quantifiziert werden. In diesem Fall wird der Elastizitätsmodul E_{cm} durch den effektiven E-Modul $E_{\text{c,eff}}$ ersetzt. Der Bemessungsleitfaden von Liew und Xiong [64] empfiehlt den Biegesteifigkeitsanteil eines eingestellten Stahlprofils additiv in der effektiven Biegesteifigkeit zu berücksichtigen.
Für die Anwendung des Ersatzstabverfahrens für Verbundstützen ist in DIN EN 1994-1-1 eine Zuordnung unterschiedlicher Stützentypen zu den Knickspannungslinien enthalten. AHPMS-Stützen sind in dieser Auflistung jedoch nicht aufgeführt, sodass das Verfahren an dieser Stelle nur unter Berücksichtigung einer ingenieurmäßigen Annahme angewendet werden kann. AHP-Stützen werden in Abhängigkeit ihres Bewehrungsgrades in die KSL a oder b eingeordnet. Bei Ergänzung eines I-Profils in AHP-Stützen erfolgt eine Einordnung in KSL b. Reine Stahl-Vollprofilstützen werden nach DIN EN 1993-1-1 in KSL c eingruppiert, um die Einflüsse aus den ausgeprägten strukturellen Imperfektionen auf das Tragverhalten zu berücksichtigen. Schleich [102] empfiehlt darauf basierend die KSL c ebenso für AHPMS-Stützen anzuwenden. Nach Hanswille und Bergmann [41] beschreibt jedoch der Verlauf der KSL d das Stabilitätsverhalten von AHPMS-Stützen am präzisesten. Die Sensitivität der Tragfähigkeit von AHPMS-Stützen in Bezug auf

den Schlankheitsgrad der Stütze ist dabei insbesondere auf die ausgeprägten Eigenspannungen und die Fließgrenzenverteilung im Querschnitt der Stahlkerne zurückzuführen (vgl. Abschnitt 2.2.2).

Bemessung ausbetonierter Hohlprofilstützen im Brandfall

Die brandschutztechnische Bemessung von Verbundstützen erfolgt auf Grundlage der DIN EN 1994-1-2 [158] in Verbindung mit der DIN EN 1994-1-2/NA [155]. Grundsätzlich können Verbundstützen mittels Bemessungstabellen, vereinfachten Bemessungsverfahren und allgemeinen Bemessungsverfahren für den Brandfall bemessen werden. Bemessungstabellen stellen dabei die einfachste, aber auch die konservativste Bemessungsgrundlage dar. AHPMS-Stützen können mit diesem Verfahren aus Mangel an Daten jedoch nicht nachgewiesen werden.
Für die Bemessung von ausbetonierten Hohlprofilstützen mittels vereinfachter Rechenverfahren steht neben einem querschnittsunabhängigen Verfahren nach Abschnitt 4.3.5 der DIN EN 1994-1-2 auch ein spezielles Verfahren nach Anhang H zur Verfügung. Letzteres ist jedoch auf einen maximalen bezogenen Schlankheitsgrad $\bar{\lambda} \leq 0{,}5$ beschränkt, da experimentelle Untersuchungen (u.a. im Rahmen des *FRISCC*-Forschungsprojekts (Fire resistance of innovative and slender concrete filled tubular composite columns) unter Mitwirkung der Verfasserin [36] sowie von Espinós und Romero [33]) gezeigt haben, dass das Verfahren die Tragfähigkeit schlanker AHP-Stützen überschätzt. Zur Anwendung beider vereinfachter Verfahren ist eine vorherige Temperaturfeldberechnung notwendig, auf deren Grundlage die Materialkennwerte des Stahlhohlprofils, des Betons und – sofern vorhanden – des Stahlkerns temperaturabhängig abgemindert werden. Folglich sind beide Verfahren nicht ganzheitlich als vereinfachte Verfahren anwendbar. Das querschnittsunabhängige Verfahren nach Abschnitt 4.3.5 stützt sich ebenso wie das vereinfachte Verfahren bei Raumtemperaturbedingungen auf das Ersatzstabverfahren und die Europäischen Knickspannungslinien. Unabhängig vom Querschnitt wird für die Bemessung im Brandfall dabei die Verwendung der KSL c vorgesehen. Im Brandfall ist das Verfahren dabei nur für zentrisch gedrückte Stützen in ausgesteiften Tragwerken anwendbar. Ferner sieht das Verfahren vor, dass thermisch induzierte Zwangsspannungen mittels φ-Faktoren in der Ermittlung der effektiven Biegesteifigkeit berücksichtigt werden. Da für diese Faktoren jedoch keine Zahlenwerte definiert sind, tritt an dieser Stelle ein Problem in der praktischen Anwendung des vereinfachten Verfahrens auf. Ein häufig behelfsmäßig genutzter Ansatz ist die Verwendung der in DIN EN 1994-1-2, Anhang G enthaltenen φ-Faktoren für kammerbetonierte Stützen. Dieser Ansatz wird in Großbritannien sogar offiziell in einem NCCI-Dokument empfohlen (das NCCI-Dokument beinhaltete den Leitfaden zur Bemessung ausbetonierter Hohlprofilstützen

von Wang [163]). Die Anwendbarkeit eines vereinfachten Verfahrens zur Bemessung von AHP- und AHPMS-Stützen im Brandfall ist demnach zwar theoretisch möglich, jedoch erfordert sie eine vorherige Temperaturfeldberechnung und ingenieurmäßige Ansätze zur Berücksichtigung von Zwangsspannungen.
Neben der Anwendung von Bemessungstabellen und vereinfachten Verfahren dürfen Verbundbauteile auch mittels allgemeiner Bemessungsverfahren für den Brandfall nachgewiesen werden. Dazu kommt in der Regel Software zum Einsatz, die zur Durchführung von Berechnungen auf Grundlage der Finite Elemente Methode (FEM) geeignet ist. Theoretisch können mit dieser Art von Programmen jegliche Stützentypen unter beliebiger Brandeinwirkung berechnet werden. Dabei muss laut DIN EN 1994-1-2 gewährleistet sein, dass alle Versagensformen, die durch die allgemeine Berechnung nicht erfasst werden (z.B. lokales Beulen), konstruktiv verhindert werden. Ferner müssen die Grundlagen der Programme auf den anerkannten Prinzipien und Annahmen der Wärmeübertragung und Mechanik beruhen. Bei der Berechnung der Tragfähigkeit müssen nichtlineare geometrische Effekte, nichtlineare Materialeigenschaften und das Zusammenwirken mechanischer Einwirkungen, geometrischer Imperfektionen und thermischer Einwirkung berücksichtigt werden.

2.3.3 Normative Vorgaben zur Verbundfestigkeit

Für die zuvor vorgestellte vereinfachte Bemessung von Verbundstützen nach DIN EN 1994-1-1 und DIN EN 1994-1-2 wird ein vollständiger Verbund zwischen den Stützenkomponenten vorausgesetzt. Zur Sicherstellung dieses Zustandes muss entlang der gesamten Stützenlänge und insbesondere im Bereich der Lasteinleitung der Nachweis der Längsschubtragfähigkeit erfüllt sein. In Bereichen, in denen die Verbundwirkung zwischen Beton und Baustahl nicht ausreicht, um die Längsschubkräfte zu übertragen, sind ergänzende Verbundmittel anzuordnen. Für den Nachweis der Längsschubtragfähigkeit ist in den jeweiligen Nachweisschnitten mit der Differenz der Teilschnittgrößen unter Berücksichtigung der Ausführung und der Länge des Lasteinleitungsbereichs zu rechnen (vgl. Abschnitt 2.2.3). Der Bemessungswert der Verbundfestigkeit τ_{Rd} ist für verschiedene Querschnittsformen von Verbundstützen in Tabelle 6.6 der DIN EN 1994-1-1 für Raumtemperaturbedingungen definiert (vgl. Tabelle 2.1).
Dem positiven Einfluss infolge der Umschnürungswirkung in runden AHP-Stützen wird hier durch einen höheren Bemessungswert der Verbundfestigkeit Rechnung getragen. Ein Bemessungswert der Verbundfestigkeit von AHPMS-Querschnitten ist bisher jedoch weder in dieser europäischen noch in internationalen Normen erfasst.
Eine Weiterentwicklung des Ansatzes für die Verbundfestigkeit von Verbundstützen enthält die Bemessungsempfehlung von Liew und Xiong [64]. Darin wird der Bemessungs-

Tabelle 2.1: Bemessungswert der Verbundfestigkeit nach DIN EN 1994-1-1 [153]

Querschnitt	τ_{Rd} in $\frac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm}^2}$
Vollständig einbetonierte Stahlprofile	0,30
Ausbetonierte kreisförmige Hohlprofile	0,55
Ausbetonierte rechteckige Hohlprofile	0,40
Flansche von teilweise einbetonierten Profilen	0,20
Stege von teilweise einbetonierten Profilen	0,00

wert der Verbundfestigkeit zunächst wie in DIN EN 1994-1-1 angegeben. Für Betonüberdeckungen von mehr als 40 mm wird ferner Gleichung (2.7) angegeben, mittels der ein Erhöhungsfaktor β_{c} für die Verbundfestigkeit in Abhängigkeit der Betonüberdeckung c berücksichtigt werden kann.

$$\beta_{\mathrm{c}} = \min\left[1 + 0{,}02 \cdot c\left(1 - \frac{40}{c}\right); 2{,}5\right] \tag{2.7}$$

Bemessungswerte für die Verbundfestigkeit von AHP-Stützen sind auch in internationalen Normen enthalten. Die amerikanische Norm AISC 360-10 [130] gibt für AHP-Stützen im Hochbau einen Bemessungswert für die Verbundfestigkeit von 0,40 $\frac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm}^2}$ an. Die Bemessungsformel zur Berechnung der übertragbaren Schubkräfte sieht dabei ergänzend vor, dass neben dem Bemessungswert der Verbundfestigkeit auch die Lage der AHP-Stütze in der Konstruktion berücksichtigt wird. Für Stützen, die nicht oberhalb der Lasteinleitung weitergeführt werden, beträgt die übertragbare Kraft demnach nur die Hälfte der Kraft, die in beidseitig durchlaufenden Stützen übertragen werden kann. In der japanischen Bemessungsnorm für Verbundbauteile des Hochbaus [131] wird die Verbundfestigkeit von AHP-Stützen hingegen in Abhängigkeit der Betonfestigkeit mit $\tau_{\mathrm{Rd}} = 0{,}2 \cdot f_{\mathrm{c}} \leq 0{,}45\ \frac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm}^2}$ definiert (dabei gilt: $[f_{\mathrm{c}}] = \frac{\mathrm{kN}}{\mathrm{cm}^2}$).
Angaben zur Verbundfestigkeit sind ferner auch in Normen für den Brückenbau angegeben, in dem die Tragwerke nutzungsbedingt dynamischen Lasten ausgesetzt sind. Entsprechend der europäischen Norm für den Verbundbrückenbau DIN EN 1994-2 [156] dürfen dieselben Verbundfestigkeiten wie für statische Belastungen im Hochbau angesetzt werden. Basierend auf der australischen Norm AS 5100.6 [161] beträgt der Bemessungswert für die Verbundfestigkeit von runden und rechteckigen AHP-Stützen im Verbundbrückenbau 0,40 $\frac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm}^2}$. Denselben Wert gibt auch die britische Brückenbau-Norm BS 5400-5 [162] für Verbundbauwerke an.
Im *CIDECT Design Guide No. 5* [133], der als Bemessungsempfehlung in Fachkreisen anerkannt ist, jedoch keinen normativen Charakter besitzt, wird für runde, rechteckige und quadratische AHP-Stützen einheitlich der Ansatz einer Verbundfestigkeit von 0,4 $\frac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm}^2}$ empfohlen. Ferner wird darin die Lasteinleitungslänge, innerhalb derer lokal

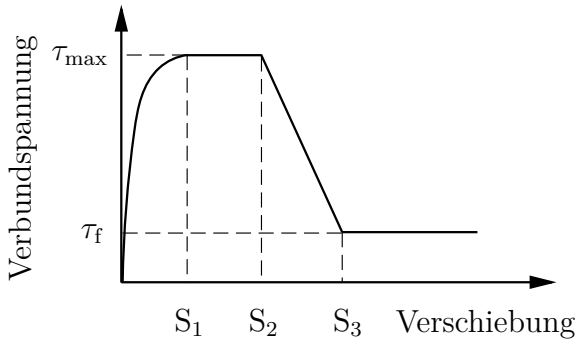


Abbildung 2.17: Definition der Verbundspannung-Verschiebungskurve für Bewehrungsstäbe in Normalbeton nach CEB-FIP Model Code [135]

eingeleitete Kräfte entsprechend der Komponententragfähigkeiten verteilt werden müssen, auf den doppelten Stützendurchmesser beschränkt.
Einen Bemessungsansatz für die Verbundwirkung zwischen Stahl und Beton aus dem Stahlbetonbau beinhaltete der *CEB-FIP Model Code 1990* [135]. Darin wird das Verbundverhalten glatter und gerippter Bewehrungsstäbe in Beton analytisch in Abhängigkeit der Verschiebung beschrieben (vgl. Abbildung 2.17). Die charakteristischen Stützpunkte τ_{max}, τ_f, S_1, S_2 und S_3 werden dazu in Abhängigkeit der Verbundbedingungen sowie für glatte Stäbe unter Berücksichtigung der Rauheit des Betonstahls definiert. Die maximale Verbundfestigkeit wird zudem in Abhängigkeit der Betonfestigkeit angegeben, wobei sie für glatte Stäbe in Beton, die dem Verhalten von Stahlkernen in AHPMS-Stützen ähneln, zwischen $0{,}05 \cdot \sqrt{f_{ck}}$ und $0{,}3 \cdot \sqrt{f_{ck}}$ liegt.
Verwandte Bemessungsregeln aus dem Bereich der Offshore-Gründungsstrukturen geben Verbundfestigkeiten für Vergussmörtel in Rohr-in-Rohr-Verbindungen an. Dabei werden nach ISO 19902 [159] und DNVGL-ST-0126 [137] die beiden Versagensformen „Schubgleiten“ und „Versagen der Vergussmörtelmatrix in der Scherfuge“ unterschieden. In die analytische Berechnung der beiden zugehörigen Verbundfestigkeiten gehen geometrische sowie materialabhängige Faktoren der Verbundfuge ein. Der geringerer dieser beiden Werte beschreibt die bemessungsrelevante Verbundfestigkeit.

Die Zusammenstellung der derzeit gültigen normativen Angaben zur Verbundfestigkeit in Verbundstützen belegt signifikante Unterschiede zwischen den quantitativen und qualitativen Definitionen unterschiedlicher Bemessungsnormen. Die quantitativen Angaben liegen für runde AHP-Stützen zwischen $0{,}40\,\frac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm}^2}$ und $0{,}55\,\frac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm}^2}$. Bei den qualitativen Definitionen werden zum Teil sehr unterschiedliche Einflüsse auf die Verbundeigenschaften – wie beispielsweise die Querschnittsform, die Betondeckung und die Betonfestigkeit – in der normativen Definition berücksichtigt. Für AHPMS-Stützen sind derzeit keine Angaben zur Verbundfestigkeit in Bemessungsnormen enthalten.

2.4 Stand der Forschung

2.4.1 Allgemeines

Vor dem Hintergrund der derzeit fehlenden normativen Bemessungsansätze zur Tragfähigkeit und Verbundfestigkeit von AHPMS-Stützen sowie der geplanten experimentellen und numerischen Untersuchungen wird in diesem Kapitel der Stand der Forschung aufbereitet. Da AHPMS-Stützen, wie anhand der Referenzgebäude in Abschnitt 2.2.1 gezeigt wird, vorzugsweise in Hochhäusern mit hohen Anforderungen an den Feuerwiderstand genutzt werden, zielt die Zusammenstellung gleichermaßen auf Untersuchungen an AHPMS-Stützen bei Raumtemperaturbedingungen sowie im Brandfall ab.
Die Anzahl publizierter experimenteller Untersuchungen zum Trag- und Brandverhalten von AHPMS-Stützen ist bisher sehr gering. Weitere Versuche sind zwar im Zuge von Zulassungsverfahren unterschiedlicher Unternehmen durchgeführt worden, jedoch wurden diese Ergebnisse in der Regel nicht veröffentlicht. Als Basis für die spätere Entwicklung und Bewertung von Bemessungsempfehlungen werden in Abschnitt 2.4.2 die bisher veröffentlichten Ergebnisse aus Traglast- und Brandversuchen an AHPMS-Stützen zusammengefasst.
Als Grundlage für die geplante Versuchsreihe zur Verbundfestigkeit von AHPMS-Stützen werden im Folgenden verwandte Forschungserkenntnisse zusammengestellt. Insbesondere dient dies der Identifikation signifikanter sowie irrelevanter Einflussgrößen, die in der Planung der eigenen Untersuchungen Berücksichtigung finden. Da bisher weltweit weder bei Raumtemperaturbedingungen noch bei hohen Temperaturen Untersuchungen zum Verbundverhalten von AHPMS-Stützen und nur vereinzelte Untersuchungen zum Verbundverhalten anderer Querschnittsformen im Brandfall publiziert wurden, werden an dieser Stelle thematisch ähnliche Forschungsarbeiten betrachtet. Diese umfassen das Verbundverhalten von AHP-Stützen und Rohr-in-Rohr-Verbindungen bei Raumtemperaturbedingungen sowie Untersuchungen zur Rest-Verbundfestigkeit von AHP-Stützen nach einer thermischen Einwirkung.
Neben der Aufbereitung experimenteller Untersuchungen werden auch numerische Ansätze zur realitätsnahen Beschreibung des Trag- und Verbundverhaltens von AHP- und AHPMS-Stützen dargestellt. Dabei wird sowohl die Modellierung des Tragverhaltens bei Raumtemperaturbedingungen als auch im Brandfall betrachtet. In Hinblick auf die eigenen numerischen Simulationen zum Verbundverhalten (s. Kapitel 4) liegt der Fokus insbesondere auf den unterschiedlichen Ansätzen verschiedener Forschergruppen zur Formulierung der Interaktionsbeziehungen zwischen Baustahl und Beton.

2.4.2 Experimentelle Untersuchungen zum Tragverhalten von AHPMS-Stützen

Aufgrund der in Abschnitt 2.2 beschriebenen komplexen Tragmechanismen von AHPMS-Stützen – insbesondere im Brandfall – sind experimentelle Untersuchungen, anhand derer numerische Modelle validiert und Bemessungsverfahren abgeleitet werden können, zum Erkenntnisgewinn erforderlich. Für die Durchführung experimenteller Untersuchungen an realmaßstäbigen AHPMS-Stützen sind im Versuchsstand hohe Lasten in Kombination mit schlanken Stützen zu realisieren. Brandprüfungen, die zu einer Klassifizierung des Bauteils führen sollen, müssen ferner bei einer thermischen Einwirkung entsprechend der Einheits-Temperaturzeitkurve (im Folgenden: ETK) durchgeführt werden. Die Kombination aus hohen mechanischen Belastungen sowie einer thermischen Beanspruchung durch die ETK ist nur in wenigen Stützenprüfständen weltweit möglich. Dies ist mitunter einer der Gründe für die geringe Anzahl der bisher durchgeführten Brandversuche an AHPMS-Stützen. Die publizierten Ergebnisse werden im Folgenden dargestellt.

Schleich [102] berichtete 1984 über zwei Versuche bei Raumtemperaturbedingungen und einen Brandversuch an AHPMS-Stützen. Die Stützen bestanden in dieser Versuchsreihe aus einem quadratischen Stahlhohlprofil und einem runden, massiven Stahlkern. Die Raumtemperaturversuche dienten der Bewertung analytisch berechneter Tragfähigkeiten auf Grundlage bestehender Bemessungsvorschriften. Wie Tabelle 2.2 zu entnehmen ist, entsprach die gemessene Tragfähigkeit der kleineren AHMPS-Stütze bei Raumtemperaturbedingungen dem analytischen Ergebnis. Hingegen wurde die Tragfähigkeit der Stütze mit der größeren Querschnittsfläche in der Berechnung um ca. 15 % unterschätzt. Der zugehörige Brandversuch wurde in der Materialprüfanstalt Braunschweig durchgeführt. Die Stütze wurde im Brandversuch mit einer konstanten Last belastet, die zuvor auf Grundlage numerischer Berechnungen so definiert wurde, dass das Versagen voraussichtlich nach 90-minütiger Brandeinwirkung entsprechend der ETK eintritt. Im Inneren der Stütze wurden Thermoelemente auf dem Stahlkern sowie

Tabelle 2.2: Versuchsprogramm der Traglast- und Brandversuche an AHPMS-Stützen von Schleich [102]

b_{Rohr} [mm]	t [mm]	d_{Kern} [mm]	l [mm]	Temperatur/ Belastung	Widerstand berechnet	Widerstand gemessen
150	2	75	3000	20 °C	1536 kN	1540 kN
240	4	160	3000	20 °C	4572 kN	5360 kN
300	6	160	3700	ETK F = 2510 kN, e = 5 mm	90 min	128 min

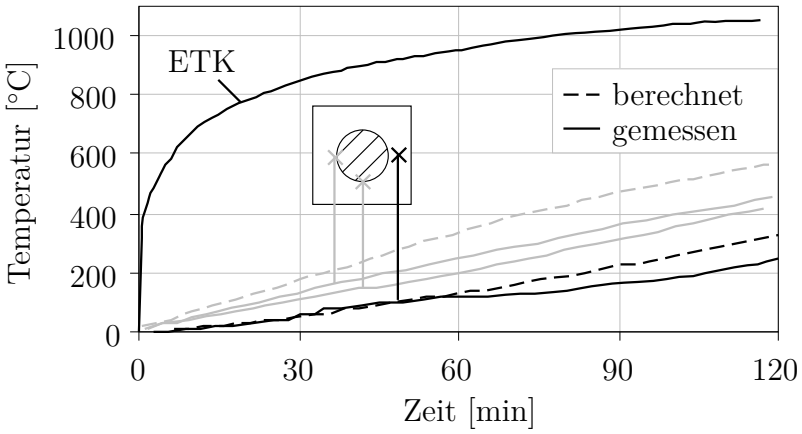


Abbildung 2.18: Gemessene und berechnete Stahlkern- und Betontemperaturen einer AHPMS-Stütze im Brandversuch nach Schleich [102]

mittig im Beton appliziert. Wie in Abbildung 2.18 dargestellt, wiesen die gemessenen Stahlkerntemperaturen eine deutlich verzögerte Erwärmung gegenüber dem numerisch berechneten Temperaturverlauf auf. Oberhalb einer Stahlkerntemperatur von 100 °C wurden die jeweiligen Temperaturen im Versuch erst ca. 30 Minuten später als berechnet erreicht. Auch das Versagen trat mit 128 Minuten erst knapp 30 Minuten später auf als prognostiziert. Diese übereinstimmende zeitliche Verschiebung belegt jedoch, dass das Temperaturfeld im Versagenszustand des Versuchs mit dem in der Berechnung korrelierte.

Hanswille und Lippes [42] publizierten 2008 die Ergebnisse einer Versuchsserie von sechs runden AHPMS-Stützen bei Raumtemperaturbedingungen. Der Außendurchmesser aller untersuchten Stützen betrug 324 mm ($f_{\mathrm{y,Rohr}} = 333\,\frac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm^2}}$) und die Kernprofile wiesen einen Durchmesser von 70 mm auf ($f_{\mathrm{y,Kern}} = 411\text{-}447\,\frac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm^2}}$). Alle Stützen versagten im Traglastversuch aufgrund überstiegener Betondruckspannungen im mittleren Drittel der Stütze ($f_{\mathrm{cm}} = 95\,\frac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm^2}}$). Die Versuche wurden bei unterschiedlichen Lastexzentri-

Tabelle 2.3: Versuchsprogramm der Traglastversuche an AHPMS-Stützen von Hanswille und Lippes [42]

Nr.	d [mm]	t [mm]	d_{Kern} [mm]	c [mm]	l [mm]	Rand-bed.	e_0 [mm]	Widerstand [kN]
MK1	323,9	4,0	70	123	3792	gelenkig-gelenkig	20	5560
MK2							20	5322
MK3							60	3392
MK4							60	3277
MK5							5	lok. Versagen
MK6							5	7359

zitäten durchgeführt und zeigten eine signifikante Abhängigkeit der erzielten Traglast von der Exzentrizität (vgl. Tabelle 2.3). Die 3,8 m langen Stützen erreichten dabei Traglasten von 7,4 MN bei zentrischer Belastung, 5,4 MN bei einer Lastexzentrizität von 20 mm und 3,3 MN bei einer Exzentrizität von 60 mm. Die Annahme des Ebenbleibens der Querschnitte konnte unter Einbeziehung der Daten von Dehnungsmessstreifen im Versuch gestützt werden. Des Weiteren wiesen Hanswille und Lippes im Zuge ihrer Untersuchungen nach, dass die Eigenspannungen in Vollkernprofilen einen wesentlichen Einfluss auf die berechnete Tragfähigkeit von AHPMS-Stützen hat und demnach in Näherungsverfahren zu berücksichtigen sind.
Im Jahr 2016 stellte Neuenschwander experimentelle Untersuchungen an vier AHPMS-Stützen im Brandfall vor, die ebenfalls in der Materialprüfanstalt Braunschweig durchgeführt wurden [73] [76]. Die Versuchsreihe umfasste runde Stützen unterschiedlicher Querschnittsabmessungen entsprechend Tabelle 2.4, die bezogene Schlankheitsgrade $\overline{\lambda}$ zwischen 0,65 und 1,52 aufwiesen. Es wurden Hohlprofile der Stahlsorte S 235, Kernprofile der Stahlsorte S 355 und Beton der Festigkeitsklasse C25/30 verwendet. Die Versuchskörper wurden während des Brandversuchs einer konstanten Belastung ausgesetzt und thermisch durch die ETK beansprucht. Die gemessene axiale Stützenkopfverschiebung belegte für den Versuchskörper Sp1 bei einem Lastausnutzungsgrad von $\mu = 0{,}16$ ein axiales Ablösen der Lasteinleitungsplatte von Beton und Stahlkern zu Beginn des Brandversuchs. Nach Überschreiten der thermisch abgeminderten Tragfähigkeit des Stahlhohlprofils wurde ein Rückgang der Verformung bis zum erneuten Kraftschluss mit dem Beton und dem Stahlkern beobachtet. Dieses Verhalten entspricht dem in Abschnitt 2.2.2 beschriebenen typischen Verhalten von AHP-Stützen im Brandversuch mit vier charakteristischen Phasen (vgl. Abbildung 2.7, Phase 1-4) und ist auf den geringen Lastausnutzungsgrad μ zurückzuführen. In den weiteren drei Brandversuchen wurden deutlich höhere Lastausnutzungsgrade von 0,57, 0,43 und 0,38 berücksichtigt, die eher einer realistischen Einbausituation entsprechen. Bei diesen Stützen konnte kein Ablösen der Lasteinleitungsplatte im Brandversuch identifiziert werden. Hingegen

Tabelle 2.4: Versuchsprogramm der Brandversuche an AHMPS-Stützen von Neuenschwander [73]

Nr.	d [mm]	t [mm]	d_{Kern} [mm]	c [mm]	l [mm]	Rand-bed.	$\overline{\lambda}$ [-]	P_0 [kN]	μ [-]	$t_{Versagen}$ [min]
Sp1	133,0	4,0	60	32,5	3540	g-g	1,52	85	0,16	92
Sp2	219,1	4,5	110	50,1	3600	g-e	0,69	2000	0,57	24
Sp3	219,1	4,5	110	50,1	3600	g-e	0,69	1500	0,43	169
Sp4	219,1	4,5	150	30,1	3600	g-e	0,65	1900	0,38	179

g = gelenkig, e = eingespannt

dominierte der Stahlkern über die gesamte Versuchsdauer das Trag- und Verformungsverhalten der Stütze, sodass nur zwei charakteristischen Phasen in der Traglastkurve auftreten (vgl. Abbildung 2.7, Phase I-II). Neuenschwander stellte dabei einen signifikanten Einfluss der Effekte nach Theorie II. Ordnung und somit des Lastniveaus fest. Dies zeigte sich insbesondere anhand des Versuchs Sp2, bei dem der Probekörper den höchsten Lastausnutzungsgrad aufwies und bereits nach 24 Minuten im Brandversuch versagte. Hingegen erreichten die weniger stark ausgenutzten Versuchskörper Sp3 und Sp4 Feuerwiderstandsdauern von 169 bzw. 179 Minuten.
Im Rahmen des europäischen Forschungsprojekts *FRISCC* [36] wurde von der Verfasserin dieser Arbeit ein Brandversuch an einer AHPMS-Stütze im Stützenprüfstand der BAM in Berlin durchgeführt (vgl. Abbildung 2.19 (a) und (b)). Die Stütze wurde einer thermischen Beanspruchung entsprechend der ETK ausgesetzt. Als mechanische Beanspruchung wurde die Stütze zunächst mit einer konstanten Last $P_0 = 1800\,\text{kN}$ belastet, die einen Lastausnutzungsgrad $\mu = 0{,}37$ in der Stütze erzeugte (vgl. Tabelle 2.5). Die Lasteinleitung erfolgte dabei über eine Kopfplatte, die an das Stahlhohlprofil geschweißt war und auf dem Stahlkern auflag. Die gemessene Axialverschiebung der AHPMS-Stütze während der Erwärmung entsprach der thermischen Ausdehnung des Stahlkerns. Es kam demnach zu keinem Zeitpunkt des Brandversuchs zu einem Abheben der Kopfplatte vom Stahlkern. Dennoch wurde nach ca. 28 Minuten eine umlaufende Beule des Stahlhohlprofils aufgrund der gehinderten thermischen Dehnung festgestellt, die jedoch keinen Einfluss auf die gemessene Axialverformung am Stützenkopf hatte (vgl. Abbildung 2.19 (c)). Nach 108 Minuten thermischer Einwirkung wurde die verbleibende Traglast der Stütze im Zuge einer weggeregelten Stauchung zu 3280 kN ermittelt. Die Resttragfähigkeit lag damit deutlich höher, als auf Grundlage numerischer Vorunter-

(a) (b) (c)

Abbildung 2.19: Brandversuch an einer AHPMS-Stütze im Forschungsprojekt *FRISCC*: (a) Stützenquerschnitt vor der Betonage, (b) Stütze vor und nach dem Brandversuch, (c) lokale Beule des Stahlhohlprofils [6], [36]

Tabelle 2.5: Versuchsparameter des Brandversuchs an einer AHMPS-Stütze im Rahmen des Forschungsprojekts FRISCC [36]

d [mm]	t [mm]	d_{Kern} [mm]	c [mm]	l [mm]	Rand-bed.	P_0 [kN]	μ [-]	Traglast nach 108 min [kN]
219,1	4,5	140	35,05	3560	g-e	1800	0,37	3280

g = gelenkig, e = eingespannt

suchungen prognostiziert wurde. Den numerischen Berechnungen zufolge sollte die Stütze unter Berücksichtigung der gemessenen Materialfestigkeiten ($f_{y,Rohr} = 308\,\frac{N}{mm^2}$, $f_{y,Kern} = 349\,\frac{N}{mm^2}$, $f_{c,cube} = 34\,\frac{N}{mm^2}$) unter der Last P_0 nach ca. 95 Minuten im Brandversuch versagen. Die höhere Traglast bzw. längere Feuerwiderstandsfähigkeit des Versuchskörpers ist insbesondere darauf zurückzuführen, dass die gemessene Stahlkerntemperatur in allen Messebenen deutlich geringer war ($\Delta\theta \approx 100°C$ nach 90 Minuten) als in der zugrunde liegenden numerischen Simulation. Diese Beobachtung deckt sich mit den vorgenannten Untersuchungen von Schleich, die ebenfalls rechnerisch signifikant höhere Stahlkerntemperaturen ergaben. Die Effekte, die zu der geringeren Stahlkerntemperatur im Brandversuch führen, werden von der Verfasserin unter anderem in den thermischen Randbedingungen des Versuchsstands sowie in einem Wasserdampftransport im Inneren der Stütze vermutet, der durch eine Spaltbildung in der Verbundfuge zwischen Beton und Stahlkern begünstigt worden sein kann [4]. Im Zuge der experimentellen Untersuchung konnte letzterer Effekt jedoch nicht messtechnisch erfasst werden und stand auch nicht im Fokus der Untersuchung. Die weiteren Untersuchungen im Zuge der vorliegenden Arbeit liefern diesbezüglich ergänzende Erkenntnisse (vgl. Kapitel 4).

2.4.3 Experimentelle Untersuchungen zur Verbundfestigkeit zwischen Baustahl und Beton

Die in den 60er- und 70er-Jahren durchgeführten experimentellen Untersuchungen an Verbundstützen zielten zunächst ganz allgemein auf die Ermittlung der Tragfähigkeit ab. Dabei wurde stets ein vollständiger Verbund zwischen Stahl und Beton bis zum Erreichen der Tragfähigkeit unterstellt. Die Notwendigkeit von Untersuchungen zur Verbundfestigkeit stellten Virdi und Dowling [114] [115] Ende der 70er-Jahre erstmals heraus. In den nachfolgenden Jahrzehnten wurde eine Vielzahl von Forschungsarbeiten zur Analyse des Verbundverhaltens in Verbundstützen durchgeführt. Diese werden in diesem Abschnitt aufbereitet, um bereits bekannte Einflussparameter auf das Verbundverhalten zu identifizieren und eine Fokussierung und Abgrenzung der eigenen Forschungsarbeit zu ermöglichen.

Virdi und Dowling führten 1975 ein umfangreiches Versuchsprogramm an runden, ausbetonierten Hohlprofilen bei Raumtemperaturbedingungen durch. In 88 Push-out-Versuchen (vgl. Abbildung 2.20) haben sie den Einfluss des Betonalters, der Betonfestigkeit, der Verdichtung des Betons, der Länge der Verbundfuge sowie der Abmessungen, Rauheit und Maßtoleranzen des Stahlhohlprofils auf die Verbundfestigkeit untersucht. Für unbehandelte Proben ermitteln sie einen Mittelwert der Verbundfestigkeit von 1,94 $\frac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm}^2}$. Unter Berücksichtigung der aufgetretenen Standardabweichung leiten sie als Empfehlung für die Bemessung einen charakteristischen Wert von 1,06 $\frac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm}^2}$ ab. Die Untersuchungsergebnisse belegen dabei einen untergeordneten Einfluss der Betonfestigkeit, der Länge der Verbundfuge sowie des Durchmessers und der Dicke des Stahlhohlprofils auf die gemessene Verbundfestigkeit. Hingegen weisen die Oberflächenrauheit des Hohlprofils und seine Abweichungen von der perfekten zylindrischen Form einen maßgebenden Einfluss auf die Höhe der übertragbaren Verbundspannung auf. Die Autoren begründen dies mit den Effekten der mikroskopischen und makroskopischen Verzahnung (vgl. Abschnitt 2.2.4). Auf Grundlage der Versuchsergebnisse weisen sie ferner nach, dass die Verbundfestigkeit durch eine gute Verdichtung des Betons positiv beeinflusst werden kann, wohingegen eine gestörte Verbundfuge infolge gefetteter Hohlprofile einen flacheren Kurvenverlauf aufgrund des reduzierten Mikrolockings aufweisen. Untersuchungen an zylindrisch abgedrehten Hohlprofilen zeigen nach Überschreitung einer anfänglich vorhandenen Steifigkeit infolge Adhäsion ein spontanes Rutschen des Betonkerns entlang des Stahlhohlprofils, da keine makroskopische Verzahnung auftritt. In den folgenden Jahren wurden die Untersuchungen zum Verbundverhalten von Verbundstützen bei Raumtemperaturbedingungen intensiviert. Morishita et al. [71] [72] haben im Jahr 1979 anhand von 25 Push-out-Versuchen an runden AHP-Stützen deutlich geringere Verbundfestigkeiten als zuvor Virdi und Dowling ermittelt. Die

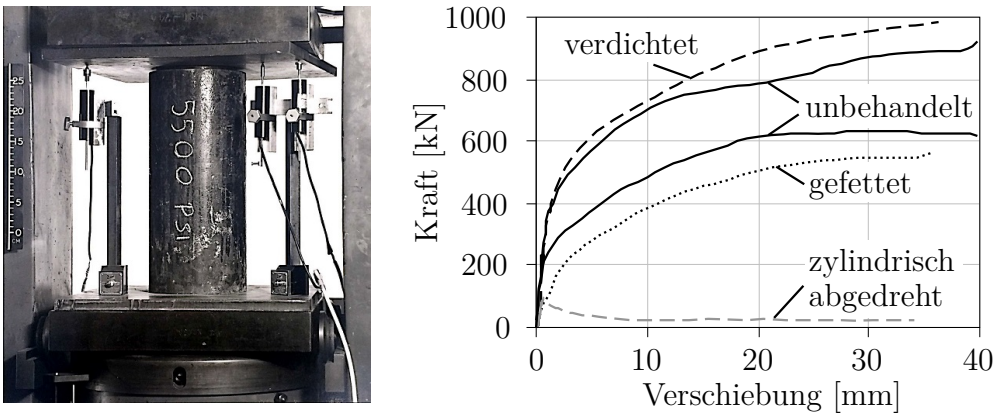


Abbildung 2.20: Versuchsstand und gemessene Kraft-Verschiebungskurven der Push-out-Versuche an AHP-Stützen von Virdi und Dowling [114]

gemessenen Verbundfestigkeiten ihrer Proben lagen dabei zwischen 0,2 $\frac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm}^2}$ und 0,4 $\frac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm}^2}$. Ergänzend wiesen Morishita et al. mittels Dehnungsmessstreifen am Stahlhohlprofil nach, dass die Verbundspannungen gleichmäßig entlang der Verbundfugenlänge auftreten. Eine weitere Erkenntnis der Versuchsreihe ist, dass die Verbundfestigkeit von runden Hohlprofilen mit steigender Betonfestigkeit abnimmt. Die Autoren führen diese Beobachtung auf das mit zunehmender Festigkeit ansteigende Schwindmaß des Betons zurück. In einem weiterführenden Versuchsprogramm [112] quantifizierten sie Methoden zur Verbesserung des Verbundverhaltens. Dabei konnten sie durch den Einsatz kaltgeformter Riffelbleche anstelle des Stahlhohlprofils sowie unter Verwendung von schwindkompensierendem Beton anstelle von Normalbeton deutlich höhere Verbundfestigkeiten feststellen, wodurch ihre zuvor aufgestellte These belegt wird.
Weitere umfangreiche Versuchsreihen haben Roik et al. [92] im Jahr 1984 an ausbetonierten Hohlprofilen durchgeführt. Alle untersuchten Probekörper wurden dabei zunächst einer axialen, dynamischen Vorbelastung von 1000 Lastwechseln ausgesetzt, wobei jeweils Schubspannungen von bis zu 0,28 $\frac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm}^2}$ in der Verbundfuge erreicht wurden. Roik et al. begründen die Notwendigkeit dieser Vorbelastung mit der Umsetzung ungünstiger Einflüsse auf das Verbundverhalten, die im Laufe der Lebensdauer einer realen Stütze auftreten können. Die Versuche wurden weggesteuert durchgeführt, wobei die Verformungsgeschwindigkeit einen Parameter der Versuchsreihe darstellte. Der Einfluss der Geschwindigkeit stellte sich dabei als vernachlässigbar heraus und alle weiteren Versuche wurden mit einer Verformungsgeschwindigkeit von 1 $\frac{\mathrm{mm}}{\mathrm{min}}$ durchgeführt.
Die gemessenen Kraft-Verschiebungskurven von Roik et al. weisen in der Regel einen analogen Verlauf zu der in Abschnitt 2.2.4 beschriebenen Charakteristik auf (vgl. Abbildung 2.21). Unter Annahme einer gleichmäßigen Verteilung der Spannungen in der Verbundfuge ermittelten Roik et al. aus dem Maximalwert der eingeleiteten Kraft F_u die Verbundfestigkeit τ_{u}. Die gemessenen Verbundfestigkeiten τ_{u} der Versuchsreihe

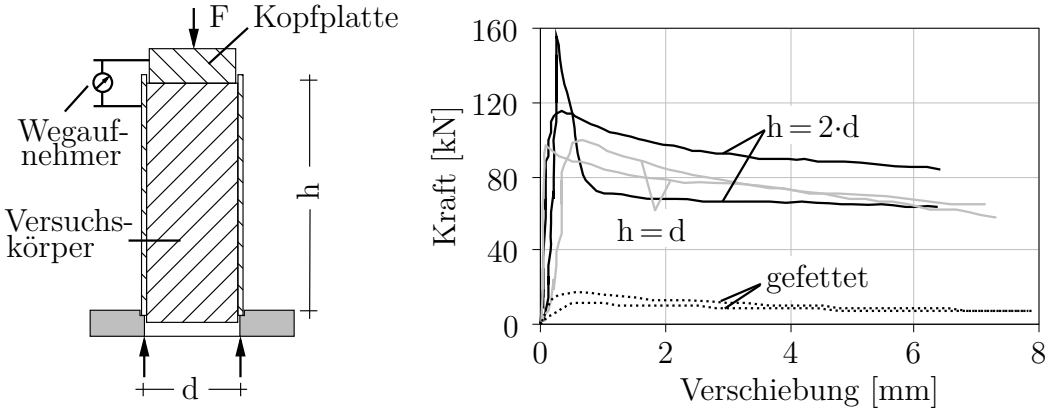


Abbildung 2.21: Versuchsstand und gemessene Kraft-Verschiebungskurven der Push-out-Versuche an AHP-Stützen von Roik et al. [92]

lagen dabei zwischen $0{,}48 - 1{,}40\,\frac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm}^2}$. Zudem definierten die Autoren den Mittelwert der gemessenen Kräfte bei Verschiebungen von 5 mm und 7,5 mm als Reibkraft F_r und die zugehörige Verbundspannung als Reibfestigkeit τ_r. Mit diesem Wert beschrieben sie die nahezu konstante Verbundwirkung während der Starrkörperverschiebung des Betonkerns entlang des Stahlhohlprofils im Bereich großer Verschiebungen. Auf Basis der gemessenen Daten leiteten Roik et al. 95 %-Quantilwerte für die Verbundfestigkeit τ_u und die Reibfestigkeit τ_r ab:

$$\tau_\mathrm{u} = 0{,}60\ \frac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm}^2} \qquad\qquad \tau_\mathrm{r} = 0{,}45\ \frac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm}^2}$$

In Untersuchungen an Probekörpern mit planmäßig gestörter Verbundfuge durch den Einsatz von Schmiermitteln stellten Roik et al. eine signifikante Reduktion der Verbundfestigkeit fest (vgl. Abbildung 2.21). Als Faktoren, die die Verbundfestigkeit stochastisch beeinflussen und somit zur Streuung der Versuchsergebnisse führen, identifizierten sie ferner die Oberflächenrauheit des Stahlhohlprofils, die Art und Verteilung der Zuschläge im Verbundbereich, den Verdichtungsgrad, das Schwindmaß des Betons, Temperatur- und Erschütterungseinwirkungen und die Abweichung von der idealen geometrischen Querschnittsform. Hingegen konnten sie keinen eindeutigen Zusammenhang zwischen der axialen Länge der Verbundfuge und der Verbundfestigkeit nachweisen. Damit decken sich die wesentlichen Erkenntnisse der Versuchsreihe von Roik et al. mit denen von Virdi und Dowling.

Im Jahr 1991 veröffentlichte Hunaiti [46] Ergebnisse von 135 Push-out-Versuchen an zusammengesetzten Verbundstützen aus je zwei U-Profilen, die mittels Laschen in definierten Abständen miteinander verschweißt und ausbetoniert wurden (vgl. Abbildung 2.22). Der Versuchsaufbau gleicht ansonsten dem üblicher Push-out-Versuche. Anhand der Versuchsergebnisse weist Hunaiti eine signifikante Abhängigkeit der Verbund-

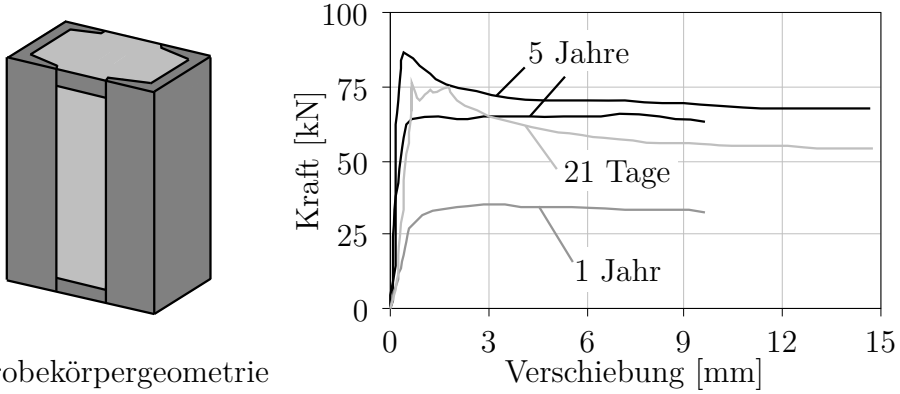


Abbildung 2.22: Einfluss des Probekörperalters auf die Kraft-Verschiebungskurve von Verbundstützen im Push-out-Versuch nach Hunaiti [47]

festigkeit vom Betonalter nach. Dabei weisen jüngere Probekörper deutlich höhere Verbundfestigkeiten auf als ältere. Es treten Reduktionen der Verbundfestigkeit von über 60 % für Probekörperalter von einem Jahr (im Mittel $\tau_u = 0{,}42\,\frac{N}{mm^2}$) verglichen mit 21 Tage alten Proben (im Mittel $\tau_u = 1{,}13\,\frac{N}{mm^2}$) auf (vgl. Abbildung 2.22). Neben dem Betonalter wird auch das Verhältnis $\frac{A_\tau}{A_c}$ der Verbundfläche zur Querschnittsfläche des Betons – und somit der Anteil der unmittelbar der Luft ausgesetzten Betonoberfläche – als Einflussparameter identifiziert. Dabei korrelieren geringere Werte von $\frac{A_\tau}{A_c}$ mit geringeren Verbundfestigkeiten. Ferner zeigt sich bei ansonsten gleichen Bedingungen ein Einfluss der Nachbehandlung des Betons auf die erzielte Verbundfestigkeit. Dabei werden geringere Verbundspannungen bei trocken gelagerten Proben als bei feucht gelagerten Proben festgestellt. Die drei vorgenannten Faktoren – Betonalter, Kontakt zur Luft und Nachbehandlung – beeinflussen unmittelbar das Schwindverhalten des Betons. Hunaiti wertet seine Versuche deshalb zusätzlich auf Basis der Schwinddehnung des Betons aus und stellt eine abnehmende Verbundspannung mit zunehmender Schwinddehnung fest. Ergänzend zu den zuvor beschriebenen Versuchen veröffentlichte Hunaiti 1994 [47] Daten zu äquivalenten Versuchen, die an fünf Jahre alten Versuchskörpern durchgeführt wurden. Überraschenderweise zeigen die Messungen, dass die Verbundfestigkeit nach fünf Jahren mit einem Mittelwert von $0{,}86\,\frac{N}{mm^2}$ ca. doppelt so hoch liegt wie in den vorherigen Versuchsreihen bei einer Lagerung von einem Jahr (vgl. Abbildung 2.22). Die Ursache dieses Phänomens sieht Hunaiti darin, dass mehr als 20 % der Verbundfläche zu diesem Zeitpunkt Rost aufgewiesen und dies die Verbundwirkung verstärkt hat. Zum einen wirkt sich die Rostbildung auf die Oberflächenrauheit der Stahloberfläche aus und erhöht somit die mikroskopischen Verzahnungseffekte. Zum anderen gehen mit der Rostbildung Volumen vergrößernde Prozesse einher, die zu einer Erhöhung des Drucks zwischen dem Stahlprofil und dem Beton in der Verbundfuge führen.

Hunaiti [46] untersuchte auch einzelne seiner zusammengesetzten Verbundstützenproben bei hohen Temperaturen. Neben 18 Proben, die bis maximal 220 °C erwärmt wurden, wurde auch je eine Probe bei 300 °C, 400 °C und 600 °C getestet. Nach Erreichen der avisierten Ofentemperatur wurde diese zur Homogenisierung der Querschnittstemperatur für mindestens eine Stunde vor Beginn der Versuchsdurchführung konstant gehalten. Das Temperaturfeld im Inneren der Querschnitte wurde in diesen Untersuchungen jedoch nicht dokumentiert. Anhand der Versuchsergebnisse zeigt sich eine signifikante Abnahme der Verbundfestigkeit bei hohen Temperaturen. Bereits bei 180 °C ist die Verbundfestigkeit um bis zu 67 % gegenüber der Festigkeit bei Raumtemperaturbedingungen reduziert. Im Bereich höherer Temperaturen ist die Reduktion noch ausgeprägter, sodass die Verbundfestigkeit bei 600 °C nur noch $0{,}06\,\frac{N}{mm^2}$ beträgt und somit nur 12 % der Verbundfestigkeit vergleichbarer Proben bei Raumtemperaturbedingungen aufweist.

Shakir-Khalil veröffentlichte 1993 [104], [105] weitere Forschungsergebnisse zur Verbund-

festigkeit ausbetonierter Hohlprofile. Dabei liegen die in [104] veröffentlichten Verbundfestigkeiten von runden AHP-Stützen mit durchschnittlich 0,80 $\frac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm}^2}$ höher als vergleichbare Ergebnisse in [105], für die durchschnittlich 0,46 $\frac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm}^2}$ angegeben werden. Eine Erklärung dieser Unterschiede wird seitens des Autors jedoch nicht gegeben. Anhand der Ergebnisse seiner Versuche kann Shakir-Khalil keinen linearen Zusammenhang zwischen der axialen Verbundfugenlänge und der erreichten Versagenslast feststellen. Er erklärt dies damit, dass makroskopische Imperfektionen wie lokale Unebenheiten der Verbundflächen sowie die geometrischen Abweichungen von der Idealform einen signifikanten Einfluss auf die erreichte Verbundfestigkeit aufweisen. Diese treten jedoch zum Teil erst bei längeren Probekörpern in Erscheinung. An einzelnen Probekörpern untersuchte Shakir-Khalil zudem den Einfluss der Oberflächenrauheit, indem die Innenseite des Hohlprofils mit Schmiermittel präpariert und somit die Verbundwirkung um den adhäsiven Anteil und die mikroskopische Verzahnung gemindert wurde. Diese Proben wiesen eine deutlich reduzierte Verbundfestigkeit auf, die nur ca. 50 % der Festigkeit von unbehandelten Proben beträgt. Dies deckt sich mit der Angabe von Qu et al. [85], wonach die makroskopische Verzahnung ca. 55 % der Verbundwirkung in AHP-Stützen ausmacht (vgl. Abschnitt 2.2.4). Ferner beobachtete Shakir-Khalil, dass die auf die Kontaktfläche bezogene Verbundfestigkeit bei quadratischen Querschnitten deutlich geringer ist als die von runden Querschnitten. Visuelle Untersuchungen aufgetrennter Probekörper zeigen, dass die quadratischen Probekörper die Versuchslasten hauptsächlich lokal im Bereich der Ecken über Reibung abtragen, während die Last bei runden Probekörpern gleichmäßig entlang des Umfangs abgetragen wird.
Roeder et al. [89] schrieben 1999 eine Publikation, in der eine umfassende Sammlung der zuvor veröffentlichten Versuche zur Verbundfestigkeit von Verbundstützen zusammengestellt ist. Sie können auf Grundlage der publizierten Versuche (104 runde und 49 rechteckige AHP-Stützen) keinen Zusammenhang zwischen der Verbundfestigkeit und der Betonfestigkeit von AHP-Stützen feststellen (vgl. Abbildung 2.23 (a)).
Im gleichen Jahr haben Roeder et al. [88] auch eigene Untersuchungen zur Verbundwirkung von AHP-Stützen publiziert. Ihre Forschungen umfassen dabei runde AHP-Querschnitte bis zu einem Durchmesser von 598 mm. In ihren experimentellen Untersuchungen identifizieren sie das Schwindmaß des Betons als wesentliche Einflussgröße auf die übertragbaren Schubspannungen. Sie beschreiben drei Zustände nach der Aushärtung des Betons, die sich wesentlich in Bezug auf das Verbundverhalten unterscheiden:

(A) Das radiale Schwindmaß des Betons ist so gering, dass ein Teil des Normalendrucks vom Beton auf das Stahlhohlprofil erhalten bleibt. Im Push-out-Versuch wirkt zunächst ein adhäsiver Verbund, bis nach dessen Überschreitung die Oberflächeneigenschaften und mechanische Verzahnungen in der Probe das Verbundverhalten vorrangig beeinflussen.

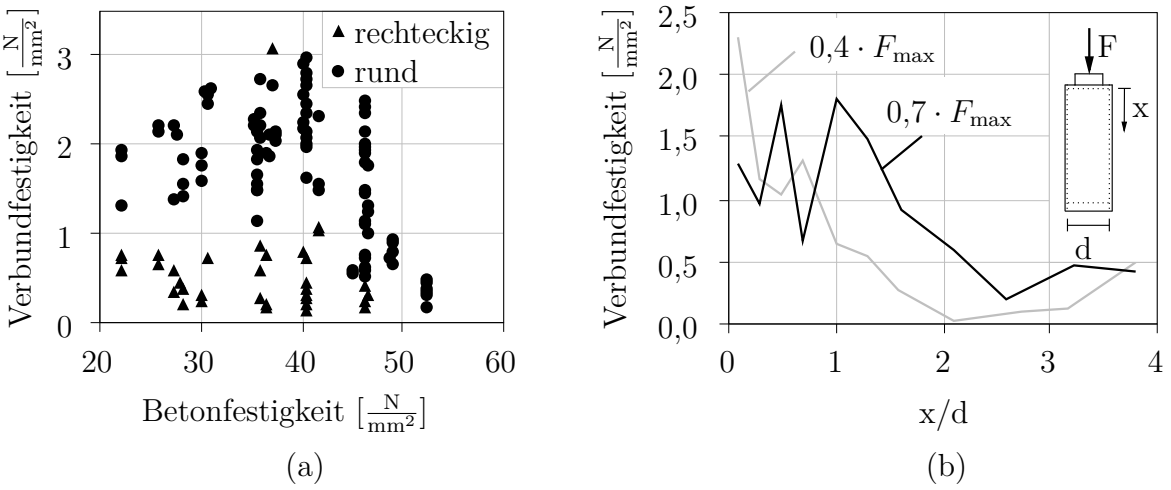


Abbildung 2.23: (a) Gegenüberstellung gemessener Verbundfestigkeiten und Betonfestigkeiten und (b) Verbundspannungsverteilung entlang der Probekörperlänge von AHP-Stützen im Push-out-Versuch nach Roeder [88], [89]

(B) Das radiale Schwindmaß des Betons ist so groß, dass sich der Beton um mehr als eine Amplitude der Rauheit der Rohrinnenseite zusammenzieht. In der Folge kommt es zum Ablösen der beiden Materialien in der Verbundfuge und einer nahezu kraftfreien Starrkörperverschiebung des Betons im Inneren des Stahlhohlprofils im Push-out-Versuch.

(C) Für alle Schwindzustände zwischen den vorgenannten Grenzzuständen (A) und (B) wirkt die chemische Adhäsion in eingeschränktem Maß und die mechanische Verzahnung ist nur teilweise aktiv.

Neben dem Schwindmaß des Betons haben nach Roeder et al. auch der Rohrdurchmesser und das d/t-Verhältnis des Stahlhohlprofils Einfluss darauf, wie ausgeprägt die Verbundfestigkeit ist. Dabei treten zwei konträre Effekte auf. Einerseits bewirkt ein großes d/t-Verhältnis aufgrund der geringen radialen Steifigkeit des Stahlhohlprofils verringerte Verbundfestigkeiten. Andererseits weisen Rohre mit einem großen d/t-Verhältnis eine Neigung zur Verzerrung auf, die wiederum in einer ausgeprägteren makroskopischen Verzahnung zwischen dem Beton und dem Stahlhohlprofil resultiert. Roeder et al. geben analytische Formeln zur Berechnung des Mittelwertes sowie eines 97,5 %-Quantils der Verbundfestigkeit in Abhängigkeit des d/t-Wertes an (s. Gleichungen (2.8) und (2.9)).

$$f_{\text{mittel}} = 2{,}314 - 0{,}0195 \cdot (d/t) \tag{2.8}$$

$$f_{97{,}5\%} = 2{,}109 - 0{,}026 \cdot (d/t) \tag{2.9}$$

Im Zuge ihrer Push-out-Versuche haben Roeder et al. an allen Proben die Schubverteilung über die Probekörperlänge mittels Dehnungsmessstreifen ermittelt. Im Bereich

geringer Lasten zeigt sich dabei ein exponentieller Verlauf der Schubspannungen entlang der Längsachse mit einer lokale Spitze nahe der Lasteinleitung (s. Abbildung 2.23 (b)). Bei höheren Lasten und insbesondere nach Initiierung des Schlupfes in der Verbundfuge verteilen sich die Schubspannungen Roeder et al. zufolge hingegen gleichmäßig über die Probekörperlänge.

Hanswille und Porsch [43] führten im Jahr 2004 experimentelle Untersuchungen an AHP- und AHPMS-Stützen in Hinblick auf die Auswirkung unterschiedlicher Lasteinleitungsarten auf die Verbundfestigkeit durch. In den 15 Versuchsserien mit je 3 Versuchskörpern wurde die Last dabei entweder mittels (a) starrer Kopfplatten über den Gesamtquerschnitt (AHP-Stützen), (b) über den Betonquerschnitt (AHP-Stützen) oder (c) mittels Steifenkreuzen oder Distanzblechen, die an massive Einstellprofile geschweißt wurden (AHPMS-Stützen), eingeleitet. Auf der Unterseite wurden die Probekörper entgegen der üblichen Anordnung in Push-out-Versuchen flächig aufgelagert, was in einer signifikant veränderten Versagensform und höheren gemessenen Verbundfestigkeiten resultiert. Werden die Lasten ausschließlich in den Beton eingeleitet, ergibt sich im Versuch ein duktileres Verhalten vor dem Erreichen der Maximallast als bei dem Pendant mit einer Lasteinleitung in den Gesamtquerschnitt. Dabei treten höhere Spannungen im Beton auf, als bei einer vollflächigen Lasteinleitung, die zu einer höheren Querdehnung im Beton führen. In der Folge wird ein größerer radialer Druck auf das Stahlhohlprofil erzeugt, der die Verbundwirkung verstärkt. Hanswille und Porsch schlussfolgern aus ihren Ergebnissen, dass für Konstruktionen, bei denen die Belastung über eine starre Kopfplatte in den Beton eingeleitet wird, keine zusätzlichen mechanischen Verbindungsmittel für die Übertragung der Längsschubkräfte erforderlich sind. Die Betrachtung der Versuchskörper mit Vollkernprofil und Distanzblechen zeigt, dass zwar eine sehr hohe Anfangssteifigkeit vorhanden ist, jedoch relativ hohe Verformungen erreicht werden müssen, um die gesamte Traglast zu aktivieren. Daraus folgern die Autoren, dass die Last-Verformungseigenschaften – insbesondere beim planmäßigen Einsatz unterschiedlicher Verbindungsmittel – in der Bemessung berücksichtigt werden müssen.

Xu et al. [124] verfolgten 2009 den Ansatz der Erhöhung der Verbundfestigkeit von AHP-Stützen mittels gezielter Reduzierung des Schwindmaßes des Betons. Dazu verwendeten sie unterschiedliche Betonrezepturen, denen verschiedene Massenanteile an schwindkompensierendem Zement beigemischt wurden. Dies resultiert nach der Aushärtung des Betons in unterschiedlich hohen Vorspannungen im Versuchskörper. Anhand von Messungen an 20 Probekörpern können die Autoren nachweisen, dass ausbetonierte Hohlprofile mit normaler Betonfüllung generell deutlich geringere Vorspannungen in Form von tangentialen Zugspannungen im Stahlhohlprofil und Druckspannungen im Beton erreichen als solche mit schwindkompensierendem Zement. In der Folge erreichen letztere Probekörper je nach Massenanteil des schwindreduzierenden Zements 1,2- bis 3,3-fach höhere Verbundfestigkeiten in den betrachteten Push-out-Versuchen. Die Vorspannung

wirkt sich demnach unmittelbar auf die Verbundfestigkeit aus. Zudem weisen Xu et al. experimentell nach, dass die Betonfestigkeit unter Verwendung schwindkompensierenden Zements ebenfalls einen Einfluss auf die übertragbaren Verbundspannungen aufweist. Anders als in den zuvor in der Literatur dokumentierten Versuchen mit Normalbeton treten unter Verwendung schwindkompensierenden Zements in der Betonrezeptur bei höheren Betonfestigkeiten auch höhere Verbundfestigkeiten auf.
Aly et al. [15] führten 2010 Untersuchungen zum Einfluss variabler, dynamischer Lasten auf die Verbundfestigkeit von runden AHP-Stützen durch. Anlass ihrer Untersuchungen waren die unterschiedlichen Bemessungswerte für Verbundspannungen in europäischen [153] [156], australischen [161] und britischen [162] Regelwerken. Darin werden zum Teil für Stützen in Brückenbauwerken, die nutzungsbedingt zyklische Lasten erfahren, gleiche oder höhere Bemessungswerte der Verbundfestigkeit angegeben als für statisch belastete Hochbauten (vgl. Abschnitt 2.3.3). In ihrer Versuchsreihe testeten Aly et al. jeweils zwei identische Probekörper einmal unter statischer Last und einmal unter variabler, dynamischer Beanspruchung. Die Ergebnisse der statischen Versuche lieferten Verbundfestigkeiten zwischen $0{,}41 - 0{,}85\,\frac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm}^2}$. Bei dieser Angabe ist zu berücksichtigen, dass Aly et al. die Verbundfestigkeit ähnlich zur Definition der Reibfestigkeit nach Roik [92] im Bereich konstanter Schubspannungen nach Überschreiten der Maximallast angeben. Die variable, dynamische Last wurde basierend auf der statisch erreichten Verbundfestigkeit als stufenweises Kollektiv definiert. Dabei wurde der Probekörper jeweils $15 - 50$ Lastzyklen mit Maximallasten zwischen 20 % und 100 % der statischen Verbundfestigkeit ausgesetzt. Die stufenweise dynamische Belastung der Versuchskörper erzeugte ab einer Last, die 70 % der statischen Verbundfestigkeit entspricht, bei allen

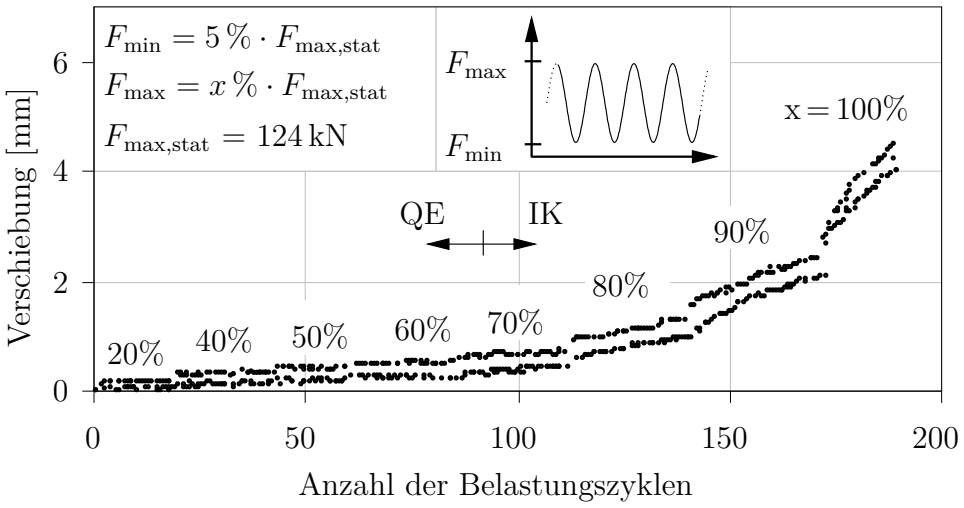


Abbildung 2.24: Quasi-elastisches Verhalten (QE) und inkrementeller Kollaps (IK) von AHP-Stützen im dynamischen Push-out-Versuch in Abhänigkeit des Lastniveaus x nach Aly et al. [15]

Proben einen signifikanten Zuwachs der Verformungen (vgl. Abbildung 2.24).
Aly et al. untersuchten zudem den Einfluss der Betonfestigkeit und des Betonalters auf die Verbundfestigkeit. Die Daten zeigen für normalfeste Betone eine geringfügige Reduktion der Verbundfestigkeit mit zunehmendem Probekörperalter. Für hochfeste Betone kann keine dahingehende Abhängigkeit festgestellt werden. Insgesamt weisen die mit normalfestem Beton gefüllten Probekörper höhere Verbundfestigkeiten auf als die mit hochfestem Beton gefüllten Proben. Dies begründen Aly et al. mit dem höheren Schwindmaß der hochfesten Betone.
Die Verteilung der Schubspannungen über die Probekörperlänge wurde 2010 von Xiaowei und Xilin [121] in neun Push-out-Versuchen untersucht. Sie konnten den charakteristischen Verlauf der Kraft-Verschiebungskurven, wie er in Abschnitt 2.2.4 beschrieben ist, an allen applizierten Messstellen über die Höhe des Probekörpers beobachten. Dabei variierten jedoch die Beträge der gemessenen Kräfte über die Probekörperlänge. Sowohl am belasteten als auch am aufgelagerten Ende wurden höhere Verbundspannungen gemessen als auf mittlerer Höhe der Probe (s. Abbildung 2.25). Die Erkenntnisse stehen demnach in Kontrast zu den Messungen von Roeder et al. [88], die über eine gleichmäßige Verteilung der Verbundspannungen entlang der Verbundfuge berichten.

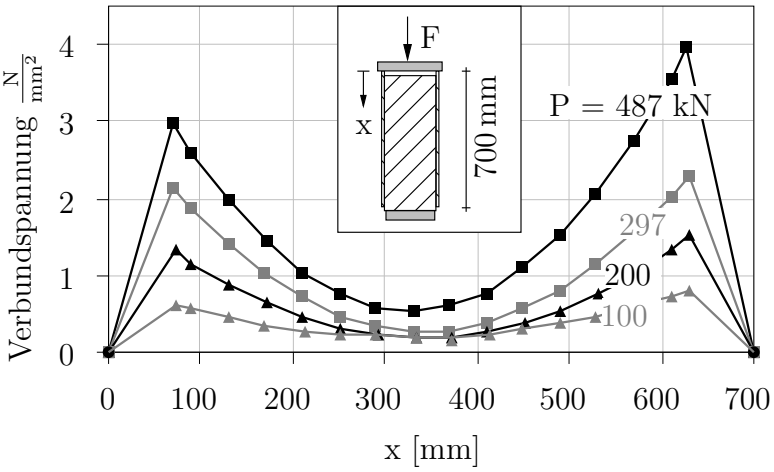


Abbildung 2.25: Verbundspannungsverteilung entlang der Probekörperlänge von AHP-Stützen in Push-out-Versuchen nach Xiaowei und Xilin [121]

Weiterführende Untersuchungen zur Verbesserung der Verbundeigenschaften von AHP-Stützen mittels gezielter Wahl der Beton-Inhaltsstoffe wurden 2011 von Kai-Cheng et al. [52] publiziert. In sieben kraftgesteuerten Push-out-Versuchen untersuchten sie unter anderem den Einfluss des Massenanteils von schwindkompensierendem Zement sowie des w/z-Wertes auf die Dehnungen des Stahlhohlprofils nach dem Erhärten des Betons (vgl. Abbildung 2.26).

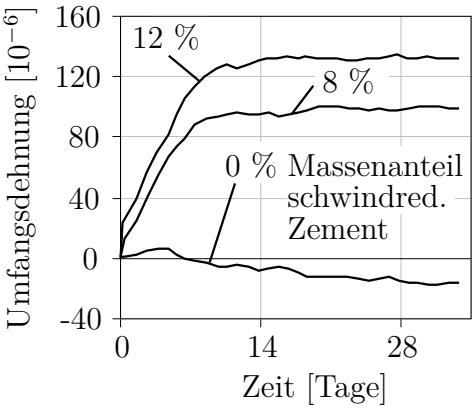


Abbildung 2.26: Einfluss des Massenanteils schwindreduzierenden Zements auf die Stahlhohlprofildehnungen von AHP-Proben während des Erhärtens nach Kai-Cheng [52]

Wesentliche Erkenntnisse der Untersuchungen bestehen darin, dass ein höherer w/z-Wert in geringeren Vorspannungen und somit auch in geringeren Verbundfestigkeiten resultiert. Ferner führte ein höherer Massenanteil an schwindkompensierendem Zement in allen Versuchen zu höheren Verbundfestigkeiten, was sich mit den Erkenntnissen von Xu et al. deckt.
Experimentelle Studien zum Verbundverhalten von Rohr-in-Rohr-Verbindungen, die dem Aufbau von AHMPS-Versuchskörpern ähneln, wurden von Schaumann et al. [98] und Keindorf [54] 2009 durchgeführt. Zwischen den Rohren wurden dabei entsprechend der üblichen Anwendung in sogenannten *Grouted Joint*-Verbindungen der Tragstrukturen von Offshore-Windenergieanlagen verschiedene Vergussmörtel eingesetzt. In den statischen Push-out-Versuchen wurde das äußere Stahlrohr auf der Unterseite gelagert

Abbildung 2.27: (a) Versuchsaufbau und (b) Probekörper nach der Durchführung eines Push-out-Versuchs an Rohr-in-Rohr-Verbindungen nach Schaumann und Keindorf [98]

und das innere Rohr auf der Oberseite belastet (vgl. Abbildung 2.27 (a)). Folglich musste die mechanische Belastung über beide Verbundfugen übertragen werden.
Die gemessenen Last-Verschiebungskurven der Versuche an glatten Rohr-in-Rohr-Verbindungen weisen für verschiedene Mörtel stark unterschiedliche Verläufe auf, die vom Durchrutschen des Groutmaterials bis hin zum typischen Verlauf nach Abschnitt 2.2.4 reichen. Das Auftrennen der Probekörper nach der Versuchsdurchführung offenbart für alle Versuche, dass das Versagen durch Gleiten des Grout-Materials entlang der äußeren Verbundfuge eingetreten ist (s. Abbildung 2.27 (b)), obwohl diese eine fast doppelt so große Verbundfläche aufweist wie die innere Verbundfuge. Folglich ist in der äußeren Fuge eine deutlich geringere Verbundfestigkeit vorhanden als in der inneren, was Schaumann et al. insbesondere auf das zum Teil sehr ausgeprägte Schwinden des Grout-Materials zurückführen. Bezogen auf die äußere Verbundfläche, entlang derer die Probekörper auf Schub versagt haben, wurden in den Versuchen Verbundfestigkeiten zwischen $0{,}54 - 1{,}23\,\frac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm}^2}$ erreicht.
In ergänzenden Versuchen untersuchte auch Wilke [118] das Verbundverhalten von Rohr-in-Rohr-Verbindungen. Unter Verwendung hochfester Grout-Materialien traten in seinen Untersuchungen an glatten, statisch belasteten Proben im Mittel Verbundfestigkeiten von $3{,}06\,\frac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm}^2}$ auf. Auffällig war dabei das Auftreten eines sogenannten *stick-slip*-Verhaltens der Versuchskörper, das sich in einem unstetigen Verlauf der Kraft-Verschiebungskurve widerspiegelt und auf wiederholte Verkantungen des Grouts zwischen den Rohren zurückzuführen ist (vgl. Abbildung 2.28 (a)). Wilke quantifiziert die Anteile der am Verbundverhalten von Rohr-in-Rohr-Verbindungen mitwirkenden Adhäsion, mikroskopischen und makroskopischen Verzahnung auf Grundlage seiner Versuchsergebnisse in Abhängigkeit der Relativverschiebung entsprechend Abbildung 2.28 (b). Dies stellt eine differenziertere Betrachtung als die prozentualen Werte nach Qu

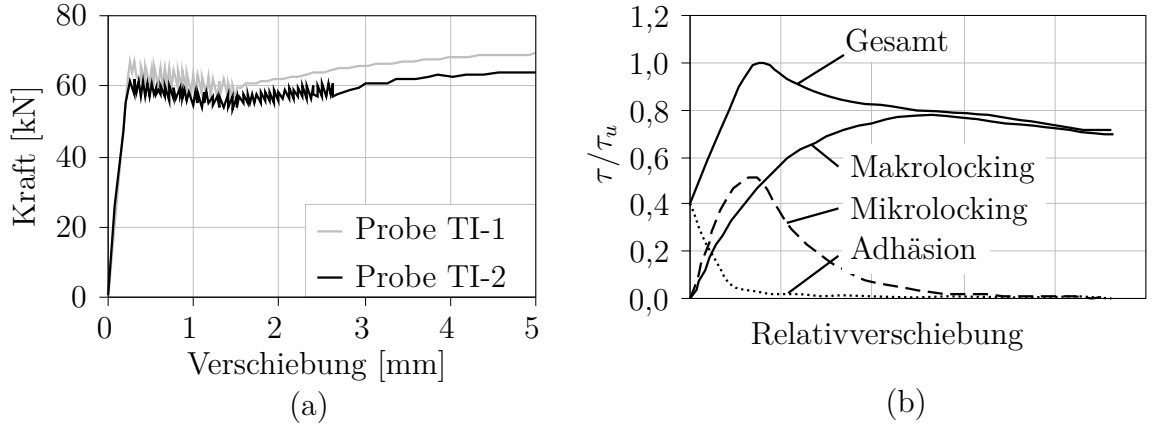


Abbildung 2.28: (a) Kraft-Verschiebungskurven kleinmaßstäbiger Rohr-in-Rohr-Probekörper und (b) Anteile der Verbundmechanismen im Push-out-Versuch nach Wilke [118]

et al [85] dar und spiegelt die in Abschnitt 2.2.4 beschriebenen charakteristischen Eigenschaften der drei Verbundmechanismen wider.
2006 wurden von Zhao et al. [128] an der Monash University in Melbourne ebenfalls Untersuchungen zur Verbundfestigkeit an *Grouted Joint*-Verbindungen durchgeführt. Die Proben wurden neben der mechanischen Belastung auch einer thermischen Einwirkungen ausgesetzt. Die Versuche zielten dabei auf die Quantifizierung der thermisch induzierten Veränderung der planmäßigen Vorspannung in Rohr-in-Rohr-Verbindungen von Pipelines ab. Die Vorspannung wird dabei ebenso wie in anderen, zuvor beschriebenen Versuchsreihen durch den Einsatz von schwindkompensierendem Zement erzeugt. Die Grout-Verbindungen wurden bei verschiedenen, radial wirkenden Temperaturgradienten untersucht, um deren Einfluss auf die Verbundfestigkeit zu quantifizieren. In den Versuchen wurde dabei eine maximale Ofentemperatur von 500 °C erreicht. Die Temperaturen der Versuchskörper und insbesondere der Verbundfuge wurden jedoch nicht dokumentiert. Die gemessene Verbundfestigkeit unter Verwendung des schwindreduzierenden Zements liegt für Raumtemperaturbedingungen zwischen $3{,}18 - 4{,}07\,\frac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm}^2}$ und nimmt bei einem Temperaturgradienten von 40 K zwischen dem Innen- und dem Außenrohr auf $1{,}40\,\frac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm}^2}$ ab. Die Auswertung der elf Versuche zeigt dabei eine nahezu lineare Abnahme der Verbundfestigkeit mit steigendem Temperaturgradienten (s. Abbildung 2.29).

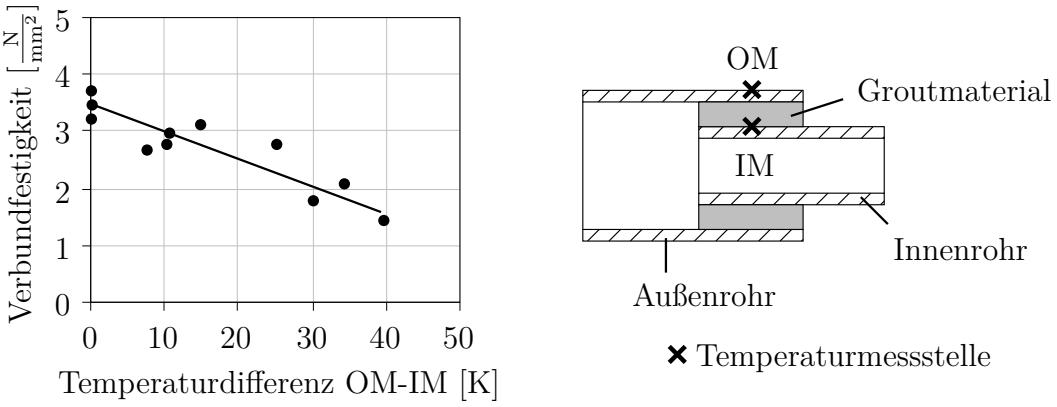


Abbildung 2.29: Verbundfestigkeit von Rohr-in-Rohr-Verbindungen in Abhängigkeit der Temperaturdifferenz zwischen Außen- und Innenrohr nach Zhao et al. [128]

Hinsichtlich des Einflusses thermischer Einwirkungen auf die Verbundfestigkeit wurden neben den bereits erwähnten Untersuchungen von Hunaiti [46] und Zhao [128] von anderen Forschungsgruppen lediglich Untersuchungen zur Rest-Verbundfestigkeit nach einer thermischen Einwirkung durchgeführt. Erste Untersuchungen zur Rest-Verbundfestigkeit an ausbetonierten runden und quadratischen Hohlprofilen führten Tao et al. [109] [110] im Jahr 2012 durch. Insgesamt wurden 12 Push-out-Versuche an Proben bei Raumtemperaturbedingungen sowie 64 Versuche an Proben, die entweder für 90 oder 180

Minuten mit einer thermischen Einwirkung entsprechend der ETK beansprucht und im Folgenden natürlich abgekühlt wurden, durchgeführt. Anhand der ermittelten Daten wurde der Einfluss der Temperatureinwirkung auf die verbleibende Verbundsteifigkeit, Verbundfestigkeit sowie die Kraft-Verschiebungskurve quantifiziert. Als wesentliche Parameter, die das Verbundverhalten nach einer thermischen Einwirkung beeinflussen, identifizieren Tao et al. das Expansions- bzw. Schwindverhalten des Betons bei hohen Temperaturen. Neben der Volumenabnahme im Zement infolge Dehydratation und Wasserverdampfung im Temperaturbereich bis 300 °C tritt im Bereich höherer Temperaturen eine Expansion der Zuschläge sowie eine volumenvergrößernde Rissbildung im Bereich auf (vgl. Abschnitt 2.2.5). Letztgenannte Effekte führen beim Erreichen hoher Querschnittstemperaturen zu einem irreversibel erhöhten Anpressdruck auf das Stahlhohlprofil, der die Verbundwirkung erhöht. Der Effekt zeigt sich bei der Gegenüberstellung der gemessenen Verbundfestigkeiten von Proben, die 90 bzw. 180 Minuten der ETK ausgesetzt waren. Für die 90 Minuten lang thermisch beanspruchten Proben wird nach der Abkühlung eine Reduktion um 73-77 % gegenüber der Verbundfestigkeit bei Raumtemperaturbedingungen festgestellt. Hingegen weisen die 180 Minuten lang erwärmten Proben nach der Abkühlung infolge der Volumenzunahme des Betons bei hohen Temperaturen zum Teil dieselben Verbundfestigkeiten auf wie die Referenz-Probekörper ohne thermische Einwirkung.
In weiterführenden Untersuchungen beschäftigten sich Tao et al. [110] zudem mit dem Verbundverhalten von runden und quadratischen AHP-Stützen bei Raumtemperaturbedingungen. Dabei untersuchten sie den Einfluss der Querschnittsform und -größe, der Oberflächenbeschaffenheit (durch den Einsatz von Edelstahlrohren), schwindreduzierenden Betons sowie mechanischer Verbundmittel. Aufgrund der geringeren Oberflächenrauheit von Edelstahl reduziert sich der Anteil der mikroskopischen Verzahnung an der Verbundwirkung von AHP-Stützen mit Edelstahlprofilen, sodass für diese Proben geringere Verbundfestigkeiten ermittelt wurden als beim Einsatz von Hohlprofilen aus Baustahl. Tao et al. beobachteten entlang der untersuchten Stützenlänge eine ungleichmäßige Verbundwirkung mit einer signifikanten Lastspitze am unteren Probekörperende und einem etwas weniger erhöhten Wert am oberen Ende. Im oberen Stützenbereich liegt demnach eine Zone höheren Kontaktdrucks infolge der lokalen Lasteinleitung vor. Im unteren Bereich identifizieren die Autoren hingegen eine Klemmwirkung (engl. *pinching effect*), die durch das Hohlprofil erzeugt wird (s. Abbildung 2.30). Im Rahmen einer Bemessung von AHP-Stützen bewerten Tao et al. diese Ungleichmäßigkeit der Verbundwirkung entlang der Verbundfugenlänge jedoch als vernachlässigbar. Ferner wird durch die Versuchsergebnisse bestätigt, dass größere Querschnittsabmessungen einen höheren Schwindeinfluss aufweisen, mit dem eine Reduzierung der Verbundfestigkeit einhergeht. Der Schwindeinfluss erhöht sich den experimentellen Daten zufolge zudem für hochfeste Betone, da diese einen niedrigeren w/z-Wert aufweisen und autogenes

Schwinden auftritt. Tao et. al. bewerten den Einsatz von schwindkompensierendem Beton als geeignete Möglichkeit zur Verbesserung der Verbundfestigkeit.

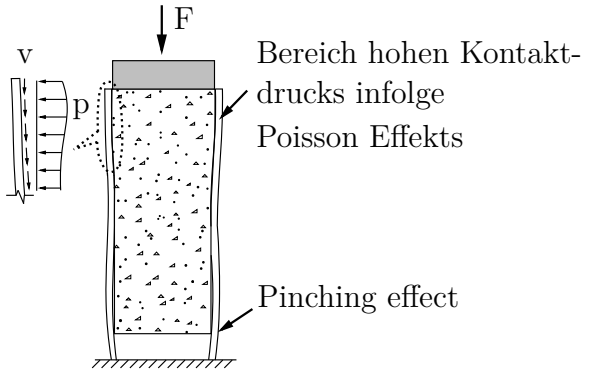


Abbildung 2.30: Bereiche ungleichmäßiger Verbundspannungen im Push-out-Versuch an AHP-Stützen nach Tao et al. [109]

2.4.4 Numerische Ansätze zur Beschreibung des Trag- und Verbundverhaltens von AHPMS-Stützen

Numerische Modelle dienen der detaillierten Analyse komplexer Zusammenhänge und ermöglichen die Extension vorhandenen Wissens auf größere Anwendungsbereiche. Dazu müssen die Modelle die Realität in hinreichender Genauigkeit widerspiegeln, was eine Validierung anhand von Versuchsdaten in der Regel unumgänglich macht. Entsprechend der geringen Anzahl an experimentellen Untersuchungen zum Trag- und Brandverhalten von AHPMS-Stützen wurden bisher auch nur wenige numerische Simulationen zu diesem Stützentyp durchgeführt. Die zugehörigen Publikationen werden eingangs im Folgenden zusammengefasst. Anschließend werden weiterführende numerische Untersuchungen zur Tragfähigkeit anderer Verbundstützen im Brandfall beschrieben, die vereinfachte Ansätze bezüglich der Abbildung des Verbundverhaltens beinhalten. Ferner werden unterschiedliche Modellierungsansätze, die in verschiedenen Forschungsarbeiten zur detaillierten Abbildung des Verbundverhaltens zwischen Baustahl und Beton genutzt wurden, dargestellt. Diese Zusammenfassung des Stands der Forschung dient als Basis für die Entwicklung eigener numerischer Modelle und numerischer Kontaktformulierungen in Kapitel 4.

Hanswille und Lippes [42] bildeten 2008 das Tragverhalten der von ihnen bei Raumtemperaturbedingungen experimentell untersuchten AHPMS-Stützen in einem numerischen Modell mit der Software ANSYS ab. In dem dreidimensionalen Volumenmodell verwenden sie Kontaktelemente, um den Einfluss der Reibung in den Verbundfugen abzubilden. Dabei berücksichtigen sie einen Coulombschen Reibungsbeiwert μ von 0,5.

Zudem setzen sie entgegen gerichtete geometrische Imperfektionen des Stahlhohlprofils und des Stahlkerns an, um eine mögliche exzentrische Lage des Stahlkerns im Stahlhohlprofil abzubilden. Der Vergleich der gemessenen mit den berechneten Dehnungen der Querschnittskomponenten zeigt sehr gute Übereinstimmungen (vgl. Abbildung 2.31), die die Schlussfolgerung zulassen, dass in dem betrachteten Fall von einem Ebenbleiben des Querschnitts ausgegangen werden kann.

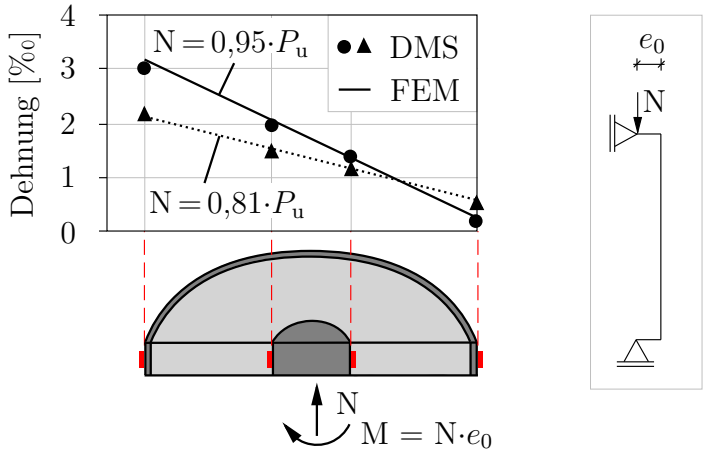


Abbildung 2.31: Gemessene und berechnete Dehnungen von AHPMS-Stützen nach Hanswille und Lippes [42]

Ein numerisches Modell zur Beschreibung des Hochtemperaturverhaltens von AHPMS-Stützen wurde an der ETH Zürich von Neuenschwander et al. entwickelt [73], [79]. Das dreidimensionale Modell der runden Stützen wurde mit der Software Abaqus erstellt und beinhaltet sowohl geometrische als auch materielle Nichtlinearitäten. Basierend auf ergänzenden experimentellen Untersuchungen zum Hochtemperaturverhalten von Beton und Baustahl ([75], [78], [77]), werden in dem Modell innovative Materialformulierungen beider Baustoffe berücksichtigt. Diese beschreiben insbesondere die temperaturabhängigen Festigkeits- und Steifigkeitsreduktionen, die Degradation der Eigenschaften nach dem Überschreiten der Festigkeit sowie eine dehnungsratenabhängige Beschreibung der konstitutiven Beziehungen von Baustahl. In dem Modell werden ferner die Eigenspannungen im Stahlkern berücksichtigt, wobei Neuenschwander eine Eigenspannungsverteilung nach Hanswille und Lippes [42] ansetzt (vgl. Abschnitt 2.2.2). Durch die detaillierte Berücksichtigung des Materialverhaltens, der gemessenen last- und temperaturabhängigen Lagerungsbedingungen sowie der Einflüsse des Prüfstandaufbaus auf die Temperaturverteilung im Randbereich der Stütze kann Neuenschwander die experimentell beobachteten, axialen und horizontalen Stützenverformungen sehr präzise abbilden. In Analogie zu den Beobachtungen in den zugehörigen experimentellen Untersuchungen (vgl. Abschnitt 2.4.2) zeigen auch die numerischen Untersuchungen von Neuenschwander, dass sich die Höhe der einwirkenden mechanischen Last nicht

nur auf die erreichbare Feuerwiderstandsdauer auswirkt, sondern auch maßgeblich das Tragverhalten der Stütze beeinflusst. Bei geringen Lastausnutzungsgraden der Stütze wird dabei in der Simulation während der Brandeinwirkung ein Ablösen der Lasteinleitungsplatte vom Beton- und Stahlkern berechnet. Hingegen wird bei hohen Lastausnutzungsgraden kein Ablösen berechnet. Die numerischen Analysen ermöglichen dabei die detaillierte Analyse der Kraftverteilung auf die Querschnittskomponenten der Stützen in den verschiedenen Zuständen während der Simulationsdauer (vgl. Abbildung 2.32).

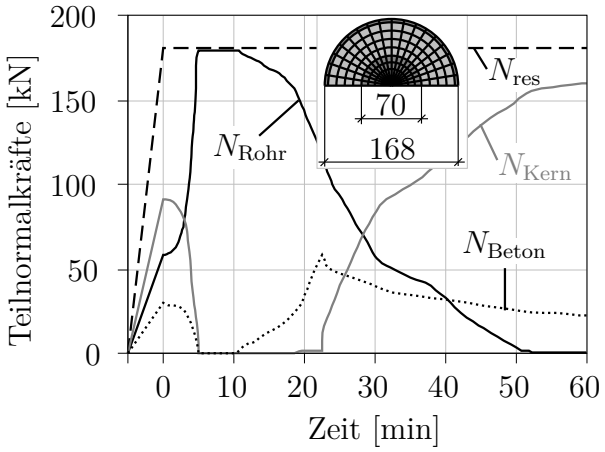


Abbildung 2.32: Berechnete Kraftverteilung einer runden AHPMS-Stütze unter Einwirkung der ETK nach Neuenschwander [74]

In Parameterstudien untersuchten Neuenschwander [79] und Neuenschwander et al. [74] anhand numerischer Modelle den Einfluss der thermischen Dehnung, unterschiedlicher Verbundeigenschaften, Randbedingungen und Materialmodelle auf das berechnete Tragverhalten von AHPMS-Stützen im Brandfall. Dabei identifizierten sie signifikante Unterschiede zwischen den Berechnungsergebnissen einerseits unter Ansatz vereinfacht angenommener, schubfester Verbundeigenschaften und andererseits unter Ansatz reibfreier Kontaktbedingungen zwischen den Querschnittskomponenten. Ferner konnte das in Versuchen beobachtete Tragverhalten der Stützen unter Berücksichtigung der von den Autoren ermittelten, temperaturabhängigen thermischen Dehnung von Baustahl sowie des innovativen Beton-Materialmodells genauer abgebildet werden als unter Ansatz der Materialkennwerte nach DIN EN 1994-1-2.
Auch der im Zuge des Forschungsprojekts *FRISCC* von der Verfasserin betreute Brandversuch an einer runden AHPMS-Stütze wurde in einer numerischen Simulation mit der Software Abaqus nachgebildet [6]. Dabei erwies sich die realitätsnahe Berechnung des Temperaturfeldes der AHPMS-Stütze als entscheidend, da sich die ermittelte Stahlkerntemperatur signifikant auf die berechnete Tragfähigkeit der Stütze auswirkt. Hinsichtlich der Simulation des Temperaturfeldes wurden sowohl unter dem etablierten Ansatz eines

konstanten Wärmeübergangskoeffizienten von 200 $\frac{\mathrm{W}}{\mathrm{mK}}$ zwischen Baustahl und Beton als auch des temperaturabhängigen Ansatzes nach Ghojel [38] deutlich höhere Stahlkerntemperaturen berechnet als im Versuch gemessen wurden. Die Stahlkerntemperatur wurde dabei nach 90-minütiger Branddauer um bis zu 100 K überschätzt. Dies ist unter anderem auf die Vernachlässigung temperaturreduzierender Effekte infolge des Wasserdampftransports im Inneren der Stütze zurückzuführen. Einzig die Berücksichtigung der gemessenen Querschnittstemperaturen als Randbedingungen in der numerischen Simulation ermöglicht eine Berechnung des Tragverhaltens der AHPMS-Stütze in guter Übereinstimmungen mit den gemessenen Verformungen.
Für eine realitätsnahe Berechnung des Tragverhaltens von AHPMS-Stützen ist die Berücksichtigung der Eigenspannungen im Stahlkern in der numerischen Berechnung notwendig. Unter Mitwirkung der Autorin beschreibt Schaumann in einer gemeinschaftlichen Veröffentlichung der FRISCC-Projektpartner [34] einen Ansatz zur numerischen Berechnung der Eigenspannungsverteilung in Stahlvollprofilen basierend auf einer Simulation des Abkühlvorgangs im Herstellungsprozess der Profile. Diese Eigenspannungsverteilung kann im Nachgang als Anfangsbedingung in der Simulation des Tragverhaltens von AHPMS-Stützen berücksichtigt werden. Die Ergebnisse der Eigenspannungssimulationen zeigen eine Verteilung der Spannungen, die qualitativ dem von Roik und Schaumann [93] sowie Hanswille und Lippes [42] beschriebenen, analytischen Ansatz gleichen (vgl. Abbildung 2.33 (b)). Für runde Vollstahlprofile treten demnach bereits ab Durchmessern von 150 mm lokal Eigenspannungen auf, die oberhalb von $0{,}5 \cdot f_\mathrm{y}$ liegen (vgl. Abbildung 2.33 (a)).

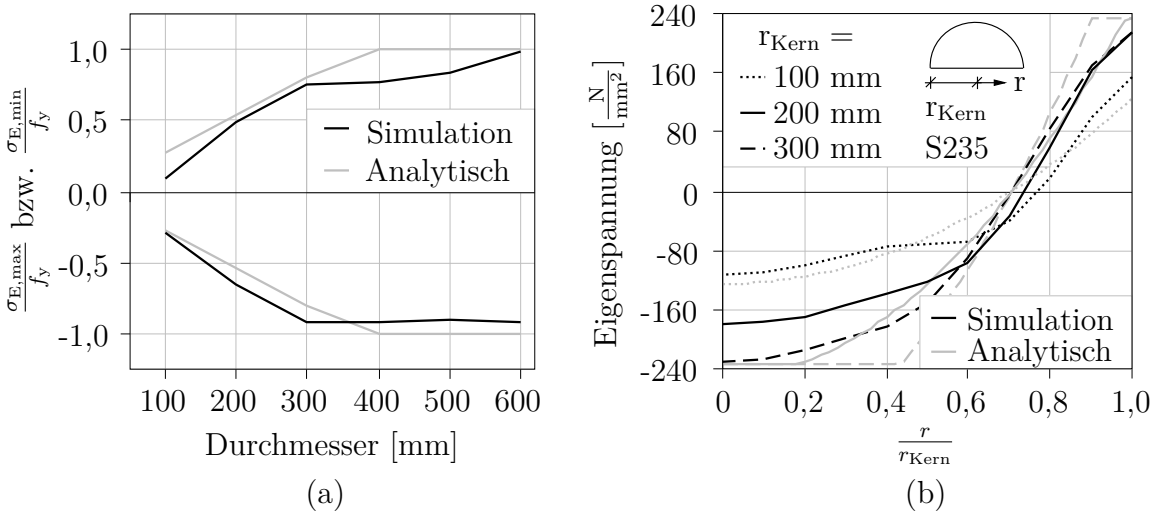


Abbildung 2.33: (a) Minimale und maximale Eigenspannungen in Abhängigkeit vom Durchmesser und (b) Eigenspannungsverteilung in kreisrunden Vollstahlprofilen nach dem analytischen Ansatz von Hanswille und Lippes [42] und numerischen Berechnungen der Verfasserin [34]

Das Konsortium des Forschungsprojekts *FRISCC* hat seine Erkenntnisse hinsichtlich verschiedener Details der numerischen Modellierung von AHP- und AHPMS-Stützen in einer gemeinschaftlichen Veröffentlichung [34] publiziert. Mit dem Fokus auf die Modellierung des Tragverhaltens im Brandfall wurden numerische Modelle in unterschiedlichen FE-Programmen aufgebaut und systematische Studien zu einzelnen Parametern der Simulationen durchgeführt. Die Materialkennwerte wurden dabei in allen Berechnungen entsprechend DIN EN 1994-1-2 angesetzt. Anders als bei AHPMS-Stützen zeigten sich für AHP-Stützen sowohl unter Ansatz eines konstanten Wärmeübergangskoeffizienten von 200 $\frac{\mathrm{W}}{\mathrm{mK}}$ zwischen Baustahl und Beton als auch des temperaturabhängigen Ansatzes nach Ghojel [38] gute Übereinstimmungen des berechneten Temperaturfelds mit gemessenen Temperaturen.
Alle an dem Projekt *FRISCC* beteiligten Forschungsgruppen verwenden in ihren mechanischen Modellen vereinfachte Ansätze zur Beschreibung des Verbundverhaltens in ausbetonierten Stützen. Romero und Espinós stellen dabei für AHP-Stützen im Brandfall lediglich einen Unterschied zwischen dem Ansatz vollen Verbundes gegenüber allen anderen Ansätzen fest. Unter Berücksichtigung des Coulombschen Reibungsmodells wird dabei unabhängig vom Reibungskoeffizienten μ dieselbe Traglastkurve wie unter Vernachlässigung jeglichen Verbundes ermittelt. Dies ist auf das radiale und axiale Ablösen des Stahlhohlprofils vom Betonkern im Brandfall zurückzuführen, das den Verbund im numerischen Modell aufhebt. Unter Berücksichtigung dieser Modellierungsansätze des Verbunds werden konservative Ergebnisse im Vergleich zu Versuchsdaten erzielt. Der Ansatz vollständigen Verbundes in der Berechnung führt hingegen zu einer Beeinflussung des Ergebnisses, wobei die Feuerwiderstandsfähigkeit der AHP-Stützen überschätzt wird. Renaud und Bihina, die ein zweidimensionales Fasermodell mit Federelementen zur Abbildung des Kontaktes beschreiben, vernachlässigen den tangentialen Verbund vollständig in ihrem Modell. Verglichen mit den Modellen der anderen projektbeteiligten Forschergruppen sind diese Berechnungen generell deutlich konservativer. Dabei benötigen sie jedoch signifikant kürzere Rechenzeiten als die dreidimensionalen Volumenmodelle der anderen Projektbeteiligten.
Johansson [51] zeigt anhand seiner Simulationen zum Tragverhalten von AHP-Stützen, dass die Notwendigkeit der Berücksichtigung der Verbundwirkung maßgeblich von der Art der Lasteinleitung abhängt. Für simultan beanspruchte Stahlhohlprofile und Betonkerne hat die Definition verschiedener Verbundeigenschaften keine Auswirkungen auf die berechnete Traglast. Hingegen ist die Definition bei einer ausschließlichen Lasteinleitung in den Beton von AHP-Stützen von entscheidender Bedeutung, um das Tragverhalten unter Einbeziehung von Effekten wie z.B. der Umschnürungswirkung realitätsnah abzubilden. In Johanssons Untersuchungen stellt sich durch den Vergleich berechneter und gemessener Traglasten der Ansatz des Coulombschen Reibungsmodells mit einem Reibungsbeiwert von $\mu = 0{,}2$ als geeignet heraus. Johansson stellt dabei

jedoch die Eignung des verwendeten Betonmaterialmodells zur Berücksichtigung der auftretenden triaxialen Spannungszustände in Frage.
Im Rahmen des europäischen Forschungsprojekts UCoSiF (Unbraced Composite Structures in Fire) beschreiben Schaumann et al. [35] die Notwendigkeit der detaillierten Abbildung der Verbundeigenschaften von AHP-Stützen in numerischen Simulationen vor dem Hintergrund der Einbausituation der Stütze. Für Stützen, die in einem Rahmentragwerk eingesetzt werden und folglich in ihrer axialen Verformung durch die angeschlossenen Träger und Decken beeinflusst werden, weisen sie durch Gegenüberstellung experimenteller und numerisch berechneter Daten sowohl für Raumtemperaturbedingungen als auch für den Brandfall nach, dass keine Relativverschiebungen zwischen den Querschnittskomponenten auftreten. Darauf basierend schlussfolgern die Autoren, dass der Ansatz perfekter Verbundbedingungen für die numerische Modellierung von Stützen in einer realen Einbausituation gerechtfertigt ist.
Für die wirklichkeitsnahe Betrachtung der Lasteinleitungsbereiche sowie die Berechnung komplexer Tragmechanismen – wie sie in AHPMS-Stützen sowohl bei Raumtemperaturbedingungen als auch im Brandfall auftreten – ist die Berücksichtigung des Verbundverhaltens in numerischen Simulationen jedoch erforderlich. Die etablierten Ansätze zur numerischen Modellierung des Verbundverhaltens zwischen Stahl und Beton können dabei im Allgemeinen in zwei Gruppen unterteilt werden. Zum einen werden Definitionen über Interaktionsbeziehungen zwischen benachbarten Knoten der Verbundkomponenten genutzt und zum anderen werden Kontaktelemente verwendet, denen Kennwerte entsprechend der Verbundeigenschaften zugewiesen werden. Im Folgenden werden unterschiedliche Ansätze, die in Publikationen zur Modellierung des Verbundverhaltens in verschiedenen Verbundstützentypen sowie zwischen Bewehrungsstäben und Beton genutzt wurden, beschrieben.
Im Zuge seiner Dissertation hat Wium 1992 [119] ein dreidimensionales Volumenmodell einer Verbundstütze mit einbetoniertem I-Profil mit der Software ADINA erstellt. Die Interaktion zwischen Stahl und Beton wird darin im Querschnitt rechtwinklig zur Stahloberfläche mittels steifer Wegfederelemente realisiert, deren Federsteifigkeit mit $8000\,\frac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm}}$ angegeben wird. Der Verbund in Stützenlängsrichtung wird über Verbindungselemente abgebildet, die über ein elastisch-plastisches Materialverhalten verfügen. Die Anzahl dieser Elemente und ihre Steifigkeit im elastischen Bereich wurde von Wium aus experimentellen Daten abgeleitet und mit einer flächig verteilten Federsteifigkeit von $500\,\frac{\mathrm{N}}{mm\cdot\mathrm{mm}^2}$ angegeben. Die maximal ertragbaren Spannungen der Verbindungselemente definiert Wium basierend auf Roiks Untersuchungen [92] mit $0{,}6\,\frac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm}^2}$.
Renaud [86] hat 2003 in seiner Dissertation eine Weiterentwicklung des Modells von Zhao [126] publiziert. Beide Modelle beinhalten Stabelemente als Verbindungselemente zur Abbildung des Verbundverhaltens zwischen Baustahl und Beton in Verbundstützen. Während Zhaos Modell noch Dehnungs- und Spannungskontinuität im Querschnitt

voraussetzt, implementiert Renaud Elemente, die auch Schlupf zulassen und individuelle Verbundfestigkeit-Schlupfcharakteristiken berücksichtigen können. Dabei wird die Annahme einer gleichmäßig über die Länge und den Umfang verteilten Verbundwirkung impliziert. Renaud beschreibt den Widerstand gegen Relativverschiebungen in der Verbundfuge numerisch mit einer Steifigkeit der Verbindungselemente. Zudem sieht er temperaturabhängige Material- und Interaktionsbeziehungen vor, um das Modell auch für die Modellierung von Verbundstützen im Brandfall nutzen zu können. Zur temperaturabhängigen Beschreibung der Verbundfestigkeit-Schlupfbeziehung legt er die in Abbildung 2.34 (a) dargestellte Formulierung zugrunde, die auf die Messungen von Hunaiti [46] zurückgeht. Die Gegenüberstellung des Ansatzes vollständigen Verbundes im Modell nach Zhao mit der erweiterten Verbundformulierung unter Berücksichtigung von Schlupf nach Renaud offenbart eine deutlich bessere Reproduzierbarkeit des experimentell ermittelten Verformungsverhaltens von AHP-Stützen im Brandfall durch das Modell von Renaud (vgl. Abbildung 2.34 (b)). Damit wird die Notwendigkeit der realitätsnahen Definition des Verbundverhaltens in numerischen Analysen unterstrichen.

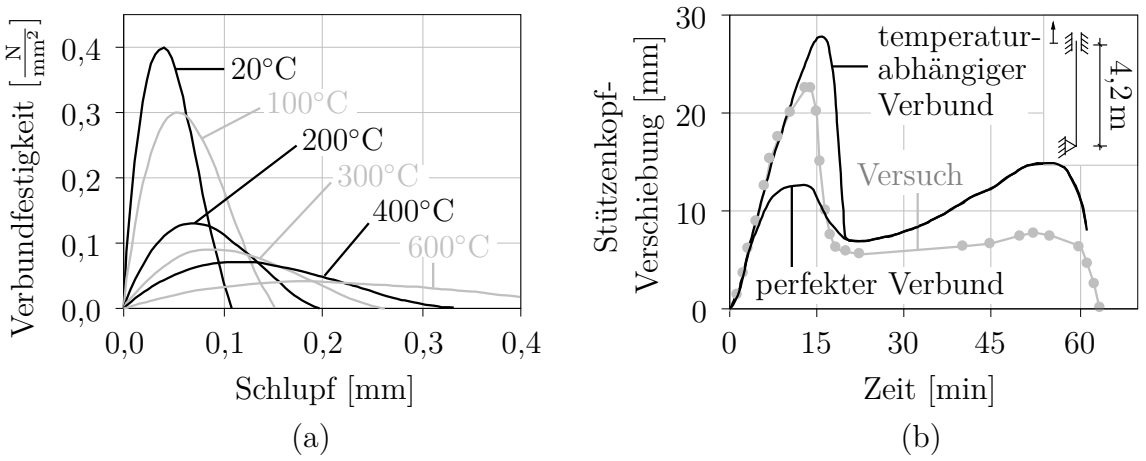


Abbildung 2.34: (a) Temperaturabhängige Verbundfestigkeit-Schlupfbeziehung und (b) Stützenkopfverschiebung einer quadratischen AHP-Stütze der Kantenlänge 200 mm unter Ansatz unterschiedlicher Interaktionsbeziehungen nach Renaud [86]

Mollazadeh und Wang [70] beschreiben in einer Publikation im Jahr 2014 ein dreidimensionales Volumenmodell in Abaqus, mit dem sie gezielt den Lasteinleitungsbereich von AHP-Stützen abbilden. Zur Beschreibung des Verbundverhaltens zwischen Stahl und Beton nutzen sie dabei eine auf Versuchsdaten von Shakir-Khalil [104] beruhende bilineare Formulierung (vgl. Abbildung 2.35). Zur Implementierung des Verbundverhaltens in der Software Abaqus definieren sie einen kohäsiven Kontakt sowie eine lineare Schädigungsentwicklung. Der kohäsive Kontakt wird dabei über die Steifigkeitsmatrix K sowie ein Kriterium zur Initiierung des Versagens charakterisiert. Mollazadeh und

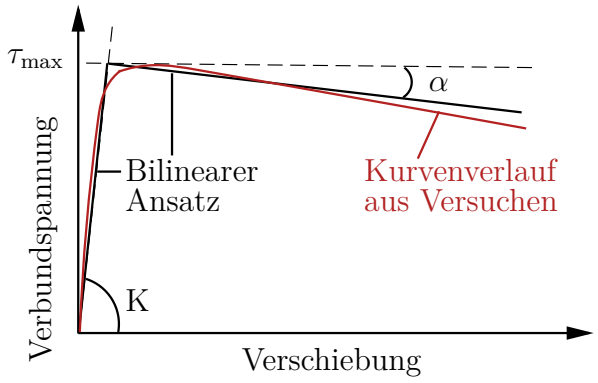


Abbildung 2.35: Definition der Verbundspannung-Verschiebungskurve von AHP-Stützen auf Grundlage einer kohäsiven Kontaktformulierung nach Mollazadeh und Wang [70]

Wang definieren die tangentialen Steifigkeiten k_{ss} und k_{tt} (vgl. Gleichung (2.10)) in Übereinstimmung zu experimentellen Daten zu 500 $\frac{N}{mm^3}$, was sich mit dem Ansatz von Wium [119] deckt. In Normalenrichtung setzen sie aus numerischen Gründen dieselbe Steifigkeit für k_{nn} an.

$$\begin{Bmatrix} \tau_n \\ \tau_s \\ \tau_t \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} k_{nn} & 0 & 0 \\ 0 & k_{ss} & 0 \\ 0 & 0 & k_{tt} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \delta_n \\ \delta_s \\ \delta_t \end{Bmatrix} \tag{2.10}$$

Die Definition der Schadensinitiierung erfolgt über die maximale Schubspannung τ_{max} und wird mit einem Grenzwert von 0,6 $\frac{N}{mm^2}$ angegeben. Der Schädigungsparameter α, der eine lineare Abnahme der Verbundfestigkeit im Bereich großer Verformungen beschreibt, wird von Mollazadeh und Wang mit einem negativen Wert angegeben.
Verschiedene Ansätze zur Modellierung des Verbundverhaltens wurden auch zur Beschreibung der Interaktion zwischen Bewehrungsstäben und Beton entwickelt. Unter anderem stellten Jendele und Cervenka 2006 [48] ein numerisches Modell zu Auszieh-Versuchen an Bewehrungsstäben vor. Das Modell umfasst neben 2D- und 3D-Elementen für den Beton sowie Stabelementen für die Bewehrung zusätzliche Verbindungselemente zur Modellierung des Verbundes. Die Definition der Eigenschaften der Verbindungselemente erfolgt dabei in Abhängigkeit der Relativverschiebung zwischen den Knoten des Betons und der Bewehrung, die als zusätzlicher Freiheitsgrad definiert wird. Die Verbundfestigkeit wird in Abhängigkeit der Relativverschiebung als konstitutive Beziehung angegeben und stellt das Kriterium für das Auftreten von Schlupf dar. Solange die Bedingung nach Gleichung (2.11) unter Berücksichtigung des Bewehrungsstabdurchmessers d_0 und der Stabquerschnittsfläche A_s erfüllt ist, tritt kein Schlupf zwischen Beton und Bewehrungsstab auf.

$$\frac{\partial \sigma}{\partial x} \leq \tau_{b,max} \frac{d_0}{A_s} \tag{2.11}$$

Erst bei Überschreitung des Grenzwertes wird eine relative Knotenverschiebung zugelassen. Für die Definition von $\tau_{\mathrm{b,max}}$ verweisen Jendele und Cerenka beispielhaft auf den *CEB-FIP Model Code* [135] (vgl. Abbildung 2.17) oder alternativ auf einen trilinearen Ansatz nach Bigaj [21] (s. Abbildung 2.36 (a)). Grundsätzlich ist Jendeles und Cervenkas Ansatz auch für die Beschreibung des Verbundverhaltens von Vollstahlprofilen in Beton geeignet, wobei für $\tau_{\mathrm{b,max}}$ bisher jedoch entsprechende Formulierungen fehlen.

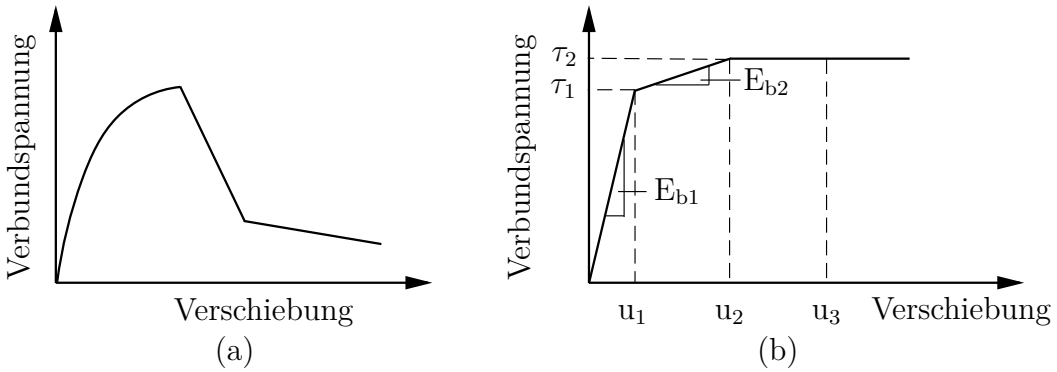


Abbildung 2.36: Definition der Verbundspannung-Verschiebungskurve für Bewehrungsstäbe in Normalbeton: (a) nach Bigaj [21], (b) nach Kwak und Kim [61]

Basierend auf der analytischen Beziehung des *CEB-FIP Model Codes* [135] leitet auch Huang 2010 [45] eine temperaturabhängige Formulierung der Interaktionsbeziehung von glatten und gerippten Bewehrungsstäben in Beton für sein numerisches Modell her. Seine numerische Definition des Verbundes impliziert dabei die Hypothese, dass das Verbundverhalten jedes Freiheitsgrads unabhängig von allen anderen Freiheitsgraden ist. Huang definiert das Verbundverhalten in axialer Richtung über eine tangentiale Steifigkeit nach Gleichung (2.12) und fügt ferner unendliche Steifigkeiten für den Verbund in Normalenrichtung ein.

$$k_{\mathrm{t}} = \frac{d\mathrm{F}_{\mathrm{axial}}}{d\mathrm{u}} = A_{\mathrm{s}} \frac{d\tau(\mathrm{u})}{d\mathrm{u}} \tag{2.12}$$

Die Validierung seines Modells anhand verschiedener Versuchsdaten zeigt, dass der Ansatz der Verbundeigenschaften nach *CEB-FIP Model Code* in dieser Interaktionsbeziehung geeignet ist, um die gemessenen Verformungen in guter Übereinstimmung reproduzieren zu können. Hingegen führt der vereinfachte Ansatz perfekter Verbundeigenschaften in den meisten Beispielen zu einer Überschätzung der Tragfähigkeit.
Einen innovativen Modellierungsansatz zum Verbundverhalten von Bewehrungsstäben in Beton beschreiben Kwak und Kim 2001 [61]. Anstelle der üblicherweise implementierten Modelle mit doppelten Knoten an der Grenze zwischen Stahl- und Betonelementen und einer verfeinerten Diskretisierung im Kontaktbereich enthält ihr Modell spezielle Elemente, die Stahl und Beton gemeinsam abbilden und die Verbundeigenschaften über

die Definition ihrer Verschiebungs- und Dehnungsrandbedingungen implizieren. Verglichen mit üblichen Methoden erfordert dies in der Berechnung einen Iterationsschritt mehr zur Erfüllung der Kompatibilität von Verformungen und Materialeigenschaften. Gleichzeitig reduziert sich der Rechenaufwand infolge der einfachen Knotenbesetzung und der regelmäßigen Diskretisierung, sodass die Autoren insgesamt eine Rechenzeitersparnis gegenüber etablierten Modellansätzen erzielen. Dabei wird die Lastverteilung auf den Beton P_c und den Bewehrungsstahl P_s entsprechend ihrer Flächen-, Steifigkeits- und Dehnungsanteile berechnet, was gleichermaßen über die Verbundfestigkeit τ_u und die Verschiebung dx ausgedrückt werden kann (s. Gleichungen (2.13) und (2.14)).

$$dP_\mathrm{s} = \tau_\mathrm{u} \cdot dx \cdot d_\mathrm{s} = E_\mathrm{b} \cdot \Delta \cdot dx \cdot d_\mathrm{s} = A_\mathrm{s} \cdot E_\mathrm{s} \cdot d\varepsilon_\mathrm{s} \tag{2.13}$$

$$dP_\mathrm{c} = \int_{A_\mathrm{c}} E_\mathrm{c} \cdot d\varepsilon_\mathrm{c} \cdot dA_\mathrm{c} = -\tau_\mathrm{u} \cdot dx \cdot d_\mathrm{s} = A_\mathrm{c} \cdot E_\mathrm{c} \cdot d\varepsilon_\mathrm{c} \tag{2.14}$$

Kwak und Kim geben die Verbundfestigkeit-Verschiebungsbeziehung der Elemente als trilinearen Zusammenhang an, deren charakteristische Werte sie aus experimentellen Untersuchungen ableiten (vgl. Abbildung 2.36 (b)).

2.5 Zusammenfassung und Schlussfolgerungen

Die Bauweise von AHPMS-Stützen zeichnet sich durch eine hohe Tragfähigkeit sowie einen implizit aufgrund der Querschnittsgestaltung enthaltenen, langen Feuerwiderstand aus. Daher werden AHPMS-Stützen – wie einleitend anhand von Referenzgebäuden gezeigt wurde – in der Regel im Hochhaus- und Sonderbau eingesetzt. Im Anschluss wurden die wesentlichen Charakteristiken, die das Tragverhalten von AHPMS-Stützen in unterschiedlichen Bemessungssituationen beeinflussen, dargestellt. Bei Raumtemperaturbedingungen tragen die Stützen demnach die einwirkenden Lasten unter Zusammenwirken aller Querschnittsteile und einer Lastaufteilung entsprechend ihrer Steifigkeiten ab. Das Stahlhohlprofil bewirkt dabei durch seine Umschnürungswirkung und den damit einhergehenden dreidimensionalen Spannungszustand eine Erhöhung der Betontragfähigkeit und eine Steigerung der Duktilität der Verbundstütze. Die Tragfähigkeit wird zudem signifikant von der Ausprägung der Eigenspannungs- und Fließgrenzenverteilung im massiven Stahlkern beeinflusst. Im Brandfall dominiert in der Regel der Stahlkern das Trag- und Verformungsverhalten von AHPMS-Stützen. Das Stahlhohlprofil verliert infolge der direkten thermischen Einwirkung schnell seine Tragfähigkeit und dehnt sich thermisch aus, was den traglaststeigernden Effekt der Umschnürungswirkung aufhebt. Der Beton wirkt im Brandfall primär als thermischer Schutz für den Stahlkern.
Das Tragverhalten von Verbundstützen wird ferner durch die umgebende Konstruktion und die Ausbildung der Anschlüsse zur Lasteinleitung beeinflusst. Es wurden drei

etablierte Lasteinleitungsarten vorgestellt, die sich wesentlich in ihrer Lastführung unterscheiden. Die Lasteinleitung erfolgt dabei entweder in alle Querschnittskomponenten, den Beton oder den Stahlkern. Für alle Varianten muss dabei sowohl bei Raumtemperaturbedingungen als auch im Brandfall sichergestellt sein, dass die einzuleitende Last entsprechend der jeweils vorhandenen Festigkeiten und Steifigkeiten unter Berücksichtigung der temperaturabhängigen Verbundfestigkeit sowie etwaiger angeordneter Verbundmittel in die einzelnen Querschnittskomponenten eingeleitet werden kann. Die Verbundwirkung basiert, wie gezeigt wurde, im Wesentlichen auf den drei Effekten der Adhäsion, der mikroskopischen und der makroskopischen Verzahnung. Diese sind jeweils im Bereich unterschiedlich großer Relativverschiebungen zwischen Stahl und Beton aktiv und beschreiben in der Regel einen charakteristischen Verlauf der Verbundspannung-Verschiebungskurven in ausbetonierten Hohlprofilen. Entsprechend der Abhängigkeit der Verbundfestigkeit von mikroskopischen und makroskopischen Imperfektionen der Stahlprofile und der einhergehenden Verzahnung des Betons haben volumenändernde Prozesse innerhalb des Betons – sowohl während der Erhärtung als auch im Brandfall – einen signifikanten Einfluss auf die übertragbaren Schubspannungen.
In den vorigen Abschnitten wurde erläutert, dass in mehrerer Hinsicht die Notwendigkeit weiterer Forschungsarbeiten besteht, um Bemessungsgrundlagen für AHPMS-Stützen ohne die Erfordernis einer Zustimmung im Einzelfall oder einer allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung zu schaffen und somit eine breitere Anwendung in der Praxis zu ermöglichen. Normativ wird neben dem Nachweis der Tragfähigkeit für Verbundstützen auch der Nachweis der Lastübertragung innerhalb einer definierten Lasteinleitungslänge gefordert. Jedoch fehlen für AHPMS-Stützen sowohl für Raumtemperaturbedingungen als auch für hohe Temperaturen diesbezüglich Angaben zur übertragbaren Verbundspannung. Daher ist die Anwendung vereinfachter Nachweisformate sowie FE-basierter Programme zum Nachweis der Lasteinleitung nur unter Berücksichtigung ingenieurmäßig angenommener Verbundfestigkeiten möglich. Anhaltswerte für diese Annahmen wurden auf Grundlage verschiedener nationaler und internationaler sowie interdisziplinärer Regelwerke zu AHP-Stützen sowie Rohr-in-Rohr-Verbindungen zusammengestellt. Die normativen Angaben reichen dabei von konstanten Werten zwischen $0{,}4 - 0{,}55\,\frac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm}^2}$ über Definitionen, die eine Abhängigkeit von der Betonfestigkeit berücksichtigen, bis hin zu komplexen Ansätzen, die auch die Rauheit des Stahlprofils implizieren. Alle beschriebenen Ansätze gelten dabei jedoch nur für Raumtemperaturbedingungen.
In Hinblick auf die folgenden experimentellen Untersuchungen wurden bereits publizierte Untersuchungen zum Trag- und Brandverhalten von AHPMS-Stützen sowie verwandte Studien zum Verbundverhalten von AHP-Stützen dargestellt. Insbesondere wurden dabei Einflussfaktoren auf die übertragbaren Verbundspannungen identifiziert, die in den eigenen Versuchsplanungen für Push-out-Versuche Berücksichtigung finden. Als wesentliche Parameter wurden dabei die mikroskopischen und makroskopischen Imper-

fektionen, die Querschnittsabmessungen und -form, die Art der Lasteinleitung sowie das Schwindverhalten des Betons identifiziert. Hingegen zeigt die Recherche früherer Versuchsdaten, dass die Betonfestigkeit, die Verbundfugenlänge und die Verschiebungsgeschwindigkeit im Push-out-Versuch einen untergeordneten Einfluss auf die gemessene Verbundfestigkeit haben. Die wenigen publizierten Versuchsdaten zu Verbundfestigkeiten bei hohen Temperaturen zeigen eine Reduktion der Festigkeit mit steigenden Temperaturen und Temperaturgradienten und unterstreichen damit die Notwendigkeit der Berücksichtigung thermischer Effekte auf die Verbundwirkung.
Abschließend wurden verschiedene Ansätze zur numerischen Modellierung von AHPMS-Stützen sowie zur Definition der Verbundmechanismen in FE-Programmen beschrieben. Der Vergleich berechneter Stützentragfähigkeiten mit gemessenen Daten belegt dabei die Erfordernis der realitätsnahen Beschreibung der Interaktion zwischen Baustahl und Beton für die Beurteilung des Tragverhaltens sowie der Lasteinleitung vor dem Hintergrund einer realitätsnahen Bemessung. Der Ansatz perfekter Verbundbedingungen führt hingegen zu einer Überschätzung der Traglast oder der Feuerwiderstandsdauer, wohingegen die Vernachlässigung des Verbundes in deutlich konservativen Ergebnissen gegenüber experimentellen Daten resultiert. Die Sichtung unterschiedlicher numerischer Ansätze zur Berücksichtigung der Verbundwirkung in FE-Modellen bildet die Grundlage für die Entwicklung eigener Ansätze und insbesondere die Implementierung einer Subroutine zur numerischen Definition des Verbundverhaltens in Kapitel 4.

2.6 Abgrenzung der eigenen Forschungsarbeit

Die Sichtung des Stands der Normung sowie der geringen Anzahl der bisher publizierten experimentellen Untersuchungen unterstreicht die Notwendigkeit weiterführender Forschungsarbeiten zum Trag- und Verbundverhalten von AHPMS-Stützen bei Raumtemperaturbedingungen sowie im Brandfall. Insbesondere fehlen Daten zur Quantifizierung der Verbundfestigkeit, die für die wirtschaftliche und sichere Beurteilung der Lasteinleitung und -weiterleitung im Inneren der Stütze erforderlich sind. Die vorliegende Forschungsarbeit setzt an diesem Punkt an und zielt auf die Ermittlung des temperaturabhängigen Verbundverhaltens von AHPMS-Stützen ab. Auf Grundlage neuer Erkenntnisse sollen in einem weiteren Schritt auch Ansätze zur Bemessung dieses Stützentyps entwickelt werden, um die Bauart für einen breiteren Anwenderbereich zugänglich zu machen.
Insbesondere liefert die vorliegende Arbeit durch die Beschreibung und Analyse experimenteller Untersuchungen einen Beitrag zur Quantifizierung der aktiven Verbundwirkung zwischen den Querschnittskomponenten von AHPMS-Stützen in unterschiedlichen Bemessungssituationen. Damit wird eine Grundlage für die detaillierte Betrachtung

der Kraftübertragung innerhalb des Lasteinleitungsbereichs unter thermischer Einwirkung geschaffen, die zu einer differenzierten Bewertung der etablierten Lasteinleitungsarten führt. Die Versuchsdurchführung, die zur Ermittlung der Verbundcharakteristiken angewendet wird, basiert auf dem Vorgehen zuvor beschriebener Push-out-Versuche anderer Forschungsarbeiten an Verbundstützenabschnitten. Die Konzipierung der Versuchskörper, des -aufbaus sowie der -durchführung sowie die Interpretation des Messdaten erfolgen dabei unter Berücksichtigung des dargestellten Stands der Forschung.
In der Literatur wurden voneinander abweichende Angaben zur Verteilung der Verbundspannungen entlang der Verbundfugenlänge festgestellt. Die Beobachtungen von Xiaowei und Xilin [121] sowie Tao et al. [110], die Lastspitzen an den Probekörperenden identifizieren, scheinen dabei grundsätzlich plausibel zu sein. Die Untersuchungen von Roeder [88] belegen, dass die Schubspannungsverteilung zwar bei geringen Lasten lokal höhere Werte an den beiden Enden der Versuchskörper aufweist, jedoch vor dem Erreichen der Verbundfestigkeit bzw. vor der Initiierung von Relativverschiebungen eine gleichmäßige Verteilung entlang der Verbundfuge vorherrscht. Da die experimentellen Untersuchungen der vorliegenden Arbeit insbesondere hinsichtlich der maximal erreichten Verbundspannungen ausgewertet werden, wird basierend auf Roeders Untersuchungen für diesen Zustand eine über die Probekörperlänge gleichmäßig verteilte Verbundspannung unterstellt. Dieser Ansatz wird durch die Bewertung von Tao et al. gestützt, die den lokal erhöhten Verbundspannungen einen vernachlässigbaren Einfluss zusprechen. Zudem werden Klemmwirkungen infolge des von Tao et al. beobachteten *pinching effects* in den Push-out-Versuchen der vorliegenden Arbeit dadurch minimiert, dass der Stahlkern sowohl oberhalb als auch unterhalb des Betons und des Stahlhohlprofils hinaus stehend einbetoniert wird.
Die experimentellen Untersuchungen in dieser Arbeit umfassen einzig AHPMS-Stützen aus einem runden Stahlhohlprofil und einem runden Stahlkern. Dies erzeugt eine gleichmäßige Umschnürungs- und Verbundwirkung entlang des Stahlkernumfangs.
Alle Versuche werden ohne zusätzliche mechanische Verbundmittel durchgeführt, da auf den Einsatz von Verbundmitteln in AHPMS-Stützen in der Praxis aus wirtschaftlichen Gründen möglichst verzichtet werden soll. Die Untersuchungen dieser Arbeit werden daher gezielt darauf ausgerichtet, eine Grundlage zu schaffen, um die Eignung unterschiedlicher Lasteinleitungsarten von AHPMS-Stützen ohne den Einsatz von Verbundmitteln zu bewerten.
Die Versuchskörper werden in Einklang mit den in der Praxis relevanten Einbausituationen mit einer Betonfestigkeit aus dem Bereich der normalfesten Betone und unter Verwendung üblichen Portlandzements gefertigt. Schwindkompensierende Zemente, die zu einer Verbesserung der Verbundeigenschaften verwendet werden können, sind in dieser Arbeit nicht Gegenstand der Forschungen. Um die Effekte aus fortschreitendem Schwinden mit zunehmendem Probekörperalter ansatzweise zu erfassen, werden die

Probekörper mindestens ein halbes Jahr vor der geplanten Versuchsdurchführung gefertigt und fortan bei normalem Raumklima gelagert. Ferner werden entsprechend der üblichen, praktischen Anwendung für alle Probekörper Stahlhohlprofile aus Baustahl der Festigkeitsklasse S235 und Stahlkerne der Festigkeitsklasse S355 verwendet.
Die experimentellen Untersuchungen zielen auf die Ermittlung der Verbundfestigkeit von AHPMS-Stützen bei Raumtemperaturbedingungen sowie hohen Temperaturen ab. Dabei wird im Zuge der Push-out-Versuche ein unterer Grenzwert der Verbundeigenschaften bestimmt. Alle Probekörper werden dazu zentrisch auf der Oberseite des Stahlkerns belastet und unten gleichmäßig auf dem Beton und dem Stahlhohlprofil aufgelagert. Effekte infolge zyklischer Beanspruchungen sowie exzentrischer Lasten werden im Zuge dieser Arbeit nicht untersucht. Davon ausgenommen sind dynamische Vorbelastungen, die in Analogie zu dem in Anhang B der DIN EN 1994-1-1 beschriebenen Verfahren zur experimentellen Untersuchung von Verbundmitteln sowie zu den Untersuchungen von Roik [92] vor der Durchführung der Push-out-Versuche vorgesehen werden, um unbekannte und zufällige „Klebeeffekte“ zu minimieren.

3 Experimentelle Untersuchungen zum Verbundverhalten von AHPMS-Stützen

3.1 Einleitung

Da bisher weltweit keine Untersuchungen zum Verbundverhalten von AHPMS-Stützen publiziert wurden, werden im Zuge dieser Arbeit experimentelle Untersuchungen durchgeführt, die der Quantifizierung der Verbundfestigkeit sowie der Identifikation charakteristischer Verbundeigenschaften dieses Stützentyps dienen. Vor dem Hintergrund der üblicherweise geforderten, langen Feuerwiderstandsfähigkeiten von AHPMS-Stützen wird dabei auch ein Fokus auf den Erkenntnisgewinn hinsichtlich der Verbundwirkung im Brandfall gelegt. Zur gezielten Analyse unterschiedlicher Einflussfaktoren werden im Folgenden Versuche an 58 Probekörpern beschrieben. Die Untersuchungen umfassen dabei 22 Proben bei Raumtemperaturbedingungen (Kennzeichnung: RT) sowie 36 Versuchskörper, die bei hohen Temperaturen (Kennzeichnung: HT) im Push-out-Versuch geprüft wurden.
Da die innere Verbundfuge von AHPMS-Stützen unabhängig von der Lasteinleitungsart nach Abschnitt 2.2.3 stärker belastetet wird als die äußere Fuge und der Stahlkern den maßgebenden Anteil des Lastabtrags übernimmt, wurde ein Versuchsaufbau konzipiert, mit dem die innere Verbundfuge der Probekörper hinsichtlich der Schubübertragung analysiert werden konnte. Die Durchführung als Push-out-Versuch mit zentrischer Belastung ermöglicht dabei die Identifizierung des unteren Grenzwertes der Verbundfestigkeit, da Effekte aus Biegekrümmungen, die in einer Erhöhung der übertragbaren Verbundspannungen resultieren, nicht aktiviert werden.
Die Durchführung der Push-out-Versuche bei Raumtemperaturbedingungen sowie bei hohen Temperaturen erforderte die Verwendung unterschiedlicher Versuchsstände. Um dabei vergleichbare Ergebnisse der Verbundspannung-Verschiebungskurven (τ-u-Kurven) zu generieren, werden in Abschnitt 3.2 zum einen die Umgebungseinflüsse der Prüfstände sowie zum anderen die Aufbereitung der Messdaten detailliert beschrieben.
Die in den Versuchsreihen untersuchten Einflüsse unterschiedlicher Probekörperabmessungen, Betondeckungen, dynamischer Vorbelastungen, Oberflächenbeschaffenheiten

sowie thermischer Einwirkungen werden systematisch in Abschnitt 3.3 für Raumtemperaturbedingungen und in Abschnitt 3.4 für hohe Temperaturen beschrieben und ausgewertet. Der Fokus liegt dabei zunächst auf der Analyse des Verbundverhaltens bei homogenen Querschnittstemperaturen von 20 °C, 300 °C, 400 °C und 500 °C. Zudem wird in gesonderten Versuchen der Einfluss unterschiedlicher Temperaturgradienten im Querschnitt auf die Verbundwirkung untersucht. In allen Auswertungen werden dabei die Verbundfestigkeit τ_u, die Verbundsteifigkeit K und der τ-u-Kurvenverlauf der Versuche im Detail analysiert.

3.2 Versuchsbeschreibung und Aufbereitung der Push-out-Versuche

3.2.1 Versuchskörpergeometrie und -herstellung

In Analogie zu den bisher veröffentlichten Untersuchungsreihen zur Ermittlung der Verbundfestigkeit von AHP-Stützen (vgl. Abschnitt 2.4.3) wurden im Zuge dieser Arbeit Push-out-Versuche an AHPMS-Stützen durchgeführt. Für die Versuche wurde der in Abbildung 3.1 dargestellte Versuchsaufbau genutzt, bei dem die Lasteinleitung am oberen Ende des Versuchskörpers in den Stahlkern erfolgte, während das Stahlhohlprofil und der Beton am unteren Ende aufgelagert wurden. Die Lastübertragung erfolgte demnach ausschließlich über die innere Verbundfuge.
Um Einflüsse infolge der von Tao et al. [110] beschriebenen Klemmwirkung zu minimieren, wurde der Stahlkern in den Probekörpern beidseitig über den Beton herausgeführt.

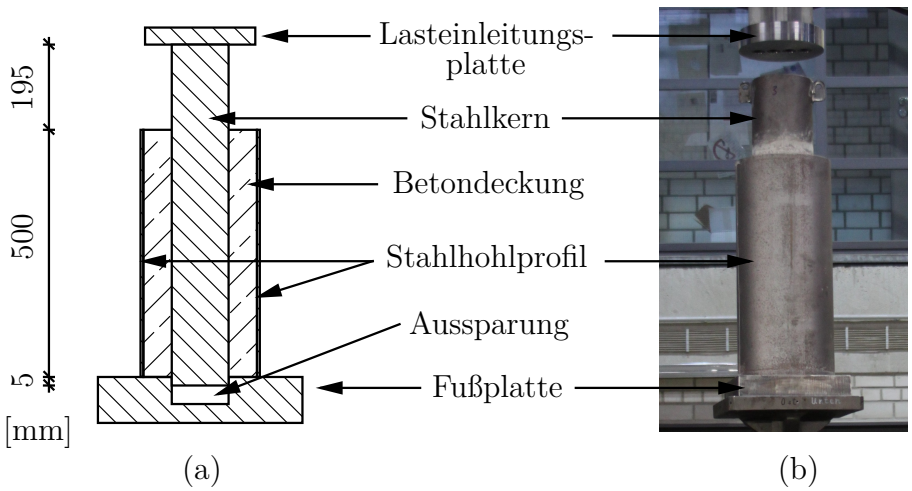


Abbildung 3.1: Versuchsaufbau der Push-out-Versuche: (a) Schematische Darstellung, (b) realer Versuchsstand mit AHPMS-Probekörper

Zudem wurde durch diese Anordnung eine konstante Verbundfugenlänge während des Push-out-Versuchs gewährleistet. Die Anordnung hatte ferner fertigungstechnisch den Vorteil einer präzisen Zentrierung des Stahlkerns innerhalb des Stahlhohlprofils. Die Aufbereitung des Stands der Forschung hat ergeben, dass die Länge der Verbundfuge keinen unmittelbaren Einfluss auf die gemessene Verbundfestigkeit hat. Folglich wurden für die hier beschriebenen Untersuchungen alle Probekörper mit derselben axialen Verbundfugenlänge gefertigt und diese anhand der Geometrie des für die Hochtemperaturversuche verwendeten Ofens festgelegt. Alle Probekörper wurden aus einem 700 mm langen Stahlkern sowie einem 500 mm langen, betongefüllten Stahlhohlprofil gefertigt. Folglich betrug die Verbundfugenlänge jedes Probekörpers 500 mm. Der Stahlkern stand am oberen Versuchskörperende um 195 mm über den Beton hinaus. Dieser Überstand war insbesondere für die Durchführung der Push-out-Versuche bei hohen Temperaturen erforderlich, da die Hydraulik der Prüfmaschine außerhalb des Ofens positioniert werden musste. Unterhalb des Probekörpers konnte hingegen unmittelbar eine Lasteinleitungsplatte angeordnet werden, sodass an diesem Probekörperende ein Überstand des Stahlkerns von lediglich 5 mm vorgesehen wurde (vgl. Abbildung 3.1).
Die gesichtete Literatur beinhaltet zum Teil widersprüchliche Aussagen zum Einfluss der Probekörperabmessungen auf die Verbundfestigkeit. Da die Abmessungen in direktem Zusammenhang mit dem Schwindmaß des Betons stehen, ist eine klare Abgrenzung an dieser Stelle schwierig und wurde von verschiedenen Forschergruppen unterschiedlich gedeutet. Da das Schwinden zudem im Fall von AHPMS-Stützen eine verstärkende Wirkung auf die über die innere Verbundfuge übertragbaren Kräfte haben kann, wurden unterschiedliche Kombinationen von Hohlprofil- und Kerndurchmessern sowie Betondeckungen für die Versuchsserien vorgesehen (vgl. Tabelle 3.1, Serien I-IV). Die Profile und Kombinationen wurden in Absprache mit europäischen Produzenten von AHPMS-Stützen ausgewählt und stellen Stützenquerschnitte dar, die bereits in der Praxis verwendet wurden.

Tabelle 3.1: Querschnittsformen der Versuchsserien an AHPMS-Probekörpern

Serie	Stahlhohlprofil	Stahlkernprofil	Betondeckung [mm]
I	RO 219,1*4,5	RND 140	35,05
II	RO 273,0*5,6	RND 190	35,90
III	RO 219,1*4,5	RND 80	65,05
IV	RO 159,0*4,5	RND 80	35,00
V	RO 219,1*4,5	RO 139,7*4,5	35,20

Zur Quantifizierung des Einflusses der Oberflächeneigenschaften (vgl. Abschnitt 3.3.3 und 3.4.4) wurde neben den Versuchen an AHPMS-Stützen eine weitere Versuchsserie aus AHP-Stützen mit zentrisch eingestelltem, ausbetoniertem Stahlhohlprofil untersucht

(vgl. Tabelle 3.1, Serie V). Diese ausbetonierten Hohlprofilstützen mit eingestelltem Rundrohr (im Folgenden: AHPRR-Stütze) können in der Praxis für Einbausituationen genutzt werden, in denen geringere Gesamtlasten als bei AHPMS-Stützen abzutragen sind, jedoch hohe Anforderungen an den Feuerwiderstand und die Biegesteifigkeit der Stütze gestellt werden. Das Verfüllen des inneren Stahlhohlprofils mit Beton stellt eine kostengünstige Alternative zum Einsatz massiver Stahlkerne dar. Untersuchungen zum Trag- und Brandverhalten dieses Stützentyps wurden in den vergangenen Jahren unter anderem von Romero et al. [94] und Lu et al. [67] durchgeführt. Um in der vorliegenden Arbeit einzig den Einfluss der Oberflächenbeschaffenheit auf die Verbundeigenschaften zu untersuchen, wies das gewählte innere Stahlhohlprofil der Serie V denselben Außendurchmesser wie das massive Profil der Serie I auf. Folglich war die Verbundfläche der Probekörper in Serie I und V identisch.
Bei den verwendeten Stahlhohlprofilen handelte es sich um kaltgeformte, axial geschweißte Elemente, die der Stahlsorte S235JRH angehörten. Die massiven Stahlkerne wurden hingegen im Stranggussverfahren hergestellt und wiesen die Kennzeichnung S355J2+AR auf. Die im Zuge der vorliegenden Arbeit untersuchten AHPMS-Probekörper wurden mit normalfestem Beton mit einem Größtkorn von 8 mm und einem Wasserzementwert oberhalb von 0,42 gefüllt. Folglich war bei dem verwendeten Beton kein autogenes Schwinden zu erwarten (vgl. Abschnitt 2.2.5). Ebenso wurde aufgrund des außen angeordneten Stahlhohlprofils sowie der Lagerung der Proben in den Schalungen bis kurz vor der Versuchsdurchführung das Kapillar- und Trocknungsschwinden unterbunden. Demnach trat einzig chemisches Schwinden in den Probekörpern auf, infolgedessen die entstandenen Poren das Überschusswasser aufgenommen haben (vgl. Abschnitt 2.2.5).

3.2.2 Versuchsparameter, -durchführung und Messtechnik

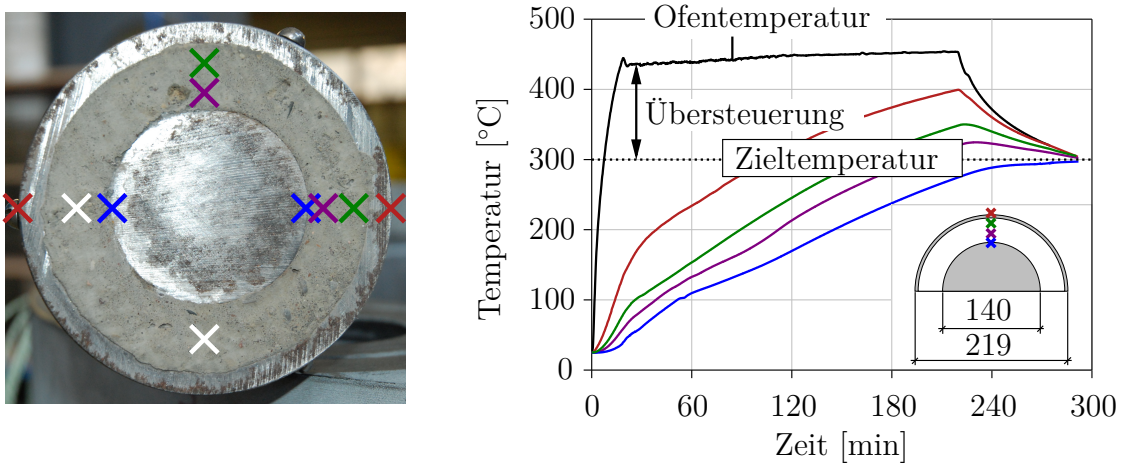
Die Art der Versuchsdurchführung und der Datenermittlung hat einen signifikanten Einfluss auf die gemessenen Daten und muss in der Analyse der Messergebnisse berücksichtigt werden. Als Grundlage für die Interpretation der Messdaten werden daher im Folgenden die untersuchten Parameter sowie die Versuchsdurchführung und die applizierte Messtechnik detailliert beschrieben.
Neben der Variation der geometrischen Abmessungen stellt die Temperatur in der Verbundfuge den wesentlichen Parameter der Versuchsreihe dar. Um erstmals Versuchsergebnisse zur Verbundfestigkeit von AHPMS-Stützen bei Raumtemperaturbedingungen und bei hohen Temperaturen zu ermitteln, wurden von jeder zuvor definierten Versuchsserie mehrere Probekörper gefertigt, die bei verschiedenen Querschnittstemperaturen untersucht wurden. Von jeder Serie wurden drei Probekörper bei Raumtemperaturbedingungen sowie jeweils zwei Proben bei einer homogenen Querschnittstemperatur

von 300 °C, 400 °C und 500 °C getestet. Zudem wurde anhand von sechs zusätzlichen Probekörpern der Serie I der Einfluss unterschiedlicher Temperaturgradienten infolge definierter Aufheizgeschwindigkeiten auf das Verbundverhalten untersucht.
Auf Grundlage der von Roik [92] beschriebenen Versuchsdurchführung wurde als weiterer Parameter die Höhe der dynamischen Vorbelastung (engl: *pre-loading*, Kennzeichnung: PL) variiert. Die Vorbelastung der Verbundfuge dient grundsätzlich der Sicherstellung gleicher Versuchsbedingungen für alle Proben und zielt dabei auf die Überwindung stochastischer Effekte ab, die die Verbundfestigkeit beeinflussen können. Zur Quantifizierung des Einflusses der dynamischen Vorbelastung wurden zunächst insgesamt zehn Probekörper der Serie I bei Raumtemperaturbedingungen bei vier verschiedenen Lastniveaus der Vorbelastung entsprechend Tabelle 3.2 getestet. Jede dynamische Vorbelastung bestand dabei aus 1000 sinusförmigen Lastwechseln zwischen der Oberlast $F_{\max}$ und der Unterlast $F_{\min}$ bei einer Frequenz von 3 Hz.

Tabelle 3.2: Variationen der dynamischen Vorbelastung von AHPMS-Probekörpern der Serie I bei Raumtemperaturbedingungen

Serie	Anzahl Proben	$F_{\min}$ [kN]	$F_{\max}$ [kN]	$\tau_{\min}$ $[\frac{N}{mm^2}]$	$\tau_{\max}$ $[\frac{N}{mm^2}]$
I-oPL	3	-	-	-	-
I-PLa	1	33	77	0,15	0,35
I-PLb	3	55	110	0,25	0,50
I-PLc	3	110	165	0,50	0,75

Im Rahmen dieser Untersuchungen wurden einerseits Proben ohne dynamische Vorbelastung (Serie I-oPL) und andererseits Proben mit maximalen resultierenden Schubspannungen von 0,35 $\frac{N}{mm^2}$ (Serie I-PLa, entsprechend der dynamischen Vorbelastung nach Roik [92]), 0,50 $\frac{N}{mm^2}$ (I-PLb) und 0,75 $\frac{N}{mm^2}$ (I-PLc) getestet. Basierend auf den Ergebnissen dieser Versuche (vgl. Abschnitt 3.3.1) wurde die Amplitude der dynamischen Vorbelastung für die restlichen Versuchsserien II-V bei Raumtemperaturbedingungen sowie alle Versuche bei hohen Temperaturen auf den Wert der Serie I-PLb festgelegt.
Die dynamische Vorbelastung stellte für alle Versuchskörper den ersten Schritt der Versuchsdurchführung dar. Probekörper, die der Bestimmung des Verbundverhaltens bei hohen Temperaturen dienten, wurden im folgenden Schritt im Elektroofen bis zum Erreichen der Zieltemperatur erwärmt. Die Querschnittstemperaturen wurden dabei während der Erwärmungsdauer mittels Thermoelementen des Typs K (NickelChrom-Nickel-Leiter) aufgezeichnet. Zur detaillierten Kontrolle der Verbundfugentemperatur wurden jeweils zwei Messstellen auf Höhe der Viertelspunkte entlang der axialen Verbundfugenlänge auf den Stahlkern geschweißt. Im Beton und im Stahlhohlprofil wurden die Temperaturen jeweils in mittiger Höhe der Verbundfuge gemessen, wobei im Quer-

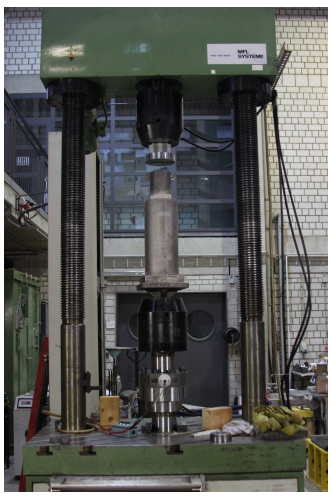


(a) (b)

Abbildung 3.2: (a) Anordnung der Thermoelemente, (b) beispielhafter Verlauf der Querschnittstemperaturen bei einer Übersteuerung der Ofentemperatur bei einer Zieltemperatur von 300 °C

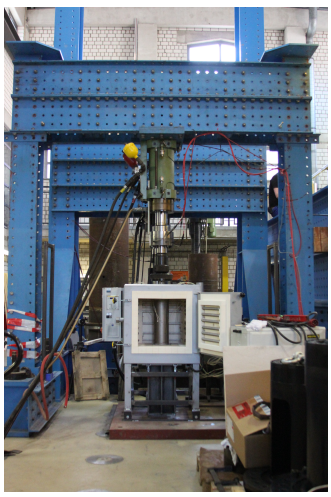
schnitt zwei Messstellen am Stahlhohlprofil und sechs Messstellen in den Drittels- und Mittelpunkten der Betondeckung angeordnet wurden (vgl. Abbildung 3.2 (a)).
Für alle Proben, die unter Einwirkung einer homogenen Querschnittstemperatur getestet wurden, wurde der Verlauf der Ofentemperatur so geregelt, dass diese zunächst die Zieltemperatur um bis zu 150 °C überstieg und später auf die Zieltemperatur herunter geregelt wurde. In der Folge näherten sich die Querschnittstemperaturen im Inneren des Probekörpers stetig zunehmend der Zieltemperatur an, wohingegen die äußeren Bereiche zunächst höhere Temperaturen aufwiesen und sich nach dem Herunterregeln der Ofentemperatur von diesen Temperaturen aus der Zieltemperatur annäherten (vgl. beispielhaft Abbildung 3.2 (b) – alle weiteren Temperaturverläufe der HT-Versuche sind in Anhang A.2 - A.4 dargestellt). Dieses Vorgehen war notwendig, um die Durchführbarkeit der Versuche innerhalb eines Arbeitstages sicherzustellen. Eine Homogenisierung der Querschnittstemperaturen bei Erwärmung mittels einer konstanten Ofentemperatur entsprechend der Zieltemperatur würde erst nach deutlich längerer Konditionierungszeit eintreten und war insbesondere bei den Proben der Serien II und III nicht innerhalb eines Tages realisierbar. Als Grundlage zur Analyse der Messdaten sind bei der gewählten Erwärmung zusätzliche Effekte zu bewerten, die infolge der Übersteuerung der Temperaturen Einfluss auf das Verbundverhalten nehmen können. Diese Bewertung wird im Folgenden vorgenommen:
Durch die Übersteuerung der Ofentemperatur treten in den äußeren Querschnittsbereichen temporär höhere thermische Dehnungen auf, als sich beim Erreichen der Zieltemperatur einstellen. Den Untersuchungen von Kodur et al. [59] zufolge sind die thermischen Dehnungen von Stahl im betrachteten Temperaturbereich von deutlich

unter 730 °C bei einer sequentiellen Erwärmung und Abkühlung jedoch vollständig reversibel. Gleichermaßen verhält es sich im relevanten Temperaturbereich nach Thienel [111] für unbelasteten Beton. Demzufolge entsprach die Dehnungsverteilung im Querschnitt der Proben bei Erreichen der Zieltemperatur trotz der Übersteuerung der Ofentemperatur der Dehnungsverteilung, die sich ohne Übersteuerung einstellen würde. Die adhäsiven Effekte der Verbundwirkung können durch eine zwischenzeitlich erhöhte thermischen Dehnung der äußeren Querschnittsbereiche reduziert werden. Auf die relevante, innere Verbundfuge haben die temporär erhöhten thermischen Dehnungen der äußeren Bereiche jedoch eine deutlich geringere Auswirkung als auf die äußere Verbundfuge. Da die Adhäsion ferner – wie Qu et al. [85] gezeigt haben (vgl. Abschnitt 2.2.4) – nur einen Anteil von ca. 5 % an der Verbundfestigkeit aufweist, wird die Auswirkung der Übersteuerung der Ofentemperatur und einer möglichen einhergehenden Reduktion der Adhäsion auf das Verbundverhalten der inneren Verbundfuge als vernachlässigbar gewertet. Somit stellt die gewählte Erwärmungskurve inklusive der Übersteuerung der Zieltemperatur einen Kompromiss zwischen der benötigten Versuchsdauer und einer vernachlässigbaren Beeinflussung der Versuchsergebnisses dar.
Der letzte Schritt der Versuchsdurchführung umfasste den Push-out-Versuch. Entsprechend der in Anlehnung an Abschnitt 2.4.3 erwarteten Verbundfestigkeiten wurden zunächst alle Versuche bei Raumtemperaturbedingungen in der HUS-Prüfmaschine vorgesehen (s. Abbildung 3.3). Diese verfügt über einen 500 kN-Zylinder und konnte sowohl für die dynamische Vorbelastung als auch für den statischen Push-out-Versuch genutzt werden. Da bereits einige der ersten getesteten Probekörper so hohe Verbundfestigkeiten



HUS
$P_{max} = 500\,kN$

TONI
$P_{max} = 5000\,kN$



MFL
$P_{max} = 300\,kN$

Abbildung 3.3: Versuchsstände für die Push-out-Versuche bei Raumtemperaturbedingungen (HUS und TONI) sowie hohen Temperaturen (MFL)

erzielten, dass die Maximallast der HUS erreicht wurde, wurden die restlichen Proben lediglich in der HUS-Prüfmaschine dynamisch vorbelastet und anschließend in der TONI-Prüfmaschine dem Push-out-Versuch unterzogen (s. Abbildung 3.3). Bei der TONI-Prüfmaschine handelt es sich um einen Vier-Säulen-Prüfstand mit einer maximalen Pressenlast von 5 MN. Die Durchführung der Hochtemperaturversuche erfolgte im MFL-Versuchsstand, da der elektrische Ofen ausschließlich mit diesem Versuchsrahmen kompatibel einsetzbar ist (s. Abbildung 3.3). Der MFL-Zylinder verfügt über eine maximale Prüflast von 300 kN und konnte sowohl für die dynamische Vorbelastung als auch für den statischen Push-out-Versuch bei hohen Temperaturen genutzt werden.
Bei der Durchführung der Push-out-Versuche wurde am oberen Ende des Stahlkerns eine weggeregelte Verschiebung initiiert. Die infolge der Verschiebung resultierende Kraft musste vom Stahlkern über die innere Verbundfuge in den aufgelagerten Beton und das Stahlhohlprofil übertragen werden (vgl. Abbildung 3.1). Die über die Maschinensteuerung geregelte Kolbenverschiebungsgeschwindigkeit betrug 1 $\frac{\text{mm}}{\text{min}}$ und der Versuch wurde beim Erreichen einer Verschiebung von 15 mm beendet (vgl. Abbildung 3.4).

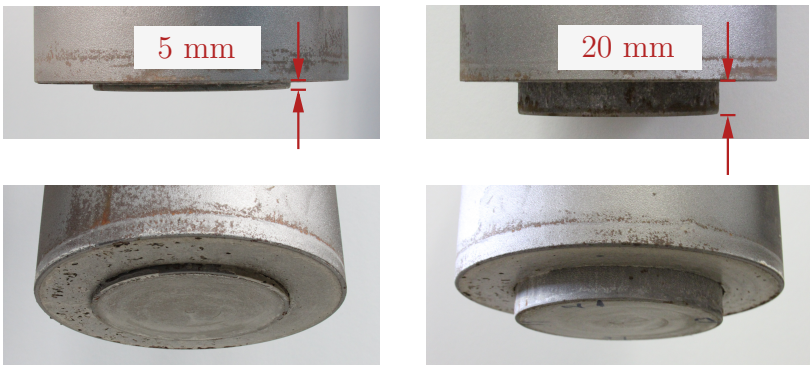


Abbildung 3.4: Probekörper vor (links) und nach (rechts) dem Push-out-Versuch

Messtechnisch wurden über die Kraftmessdose der hydraulischen Prüfmaschine die Kraft im Versuchskörper sowie der Kolbenweg aufgezeichnet. Um aus diesen Werten die Relativverschiebung zwischen Stahlkern und Beton zu ermitteln, bedarf es der Berücksichtigung der Verformungen des Versuchsstands und somit einer Aufbereitung der gemessenen Daten. Diese wird im folgenden Abschnitt detailliert beschrieben.

3.2.3 Aufbereitung der Messdaten

Um die in den drei verschiedenen Versuchsständen durchgeführten Versuche untereinander vergleichen zu können, müssen die gemessenen Verformungen unter Einbeziehung der lastabhängigen, elastischen Versuchsstandverformungen in Relativverschiebungen zwischen Stahlkern und Beton umgerechnet werden. Ferner müssen die Messdaten

aufbereitet werden, um eine Interpretation der Ergebnisse zuzulassen und wesentliche Charakteristiken des Verbundverhaltens erkennbar zu machen. Die Umrechnung der Messdaten in Relativverschiebungen sowie die Aufbereitung der Messdaten wird in diesem Abschnitt detailliert beschrieben, da sie einen signifikanten Einfluss auf die quantitativen Auswertungen in den folgenden Unterkapiteln haben.
Zur Identifizierung des verschiebungsabhängigen Verbundverhaltens in der inneren Verbundfuge der AHPMS-Probekörper wurden während der Push-out-Versuche sowohl die infolge der eingeprägten Verformung resultierende Kraft als auch der Kolbenweg des hydraulischen Prüfzylinders aufgezeichnet. Die direkte Messung der Relativverschiebung zwischen Beton und Stahl ist nicht trivial, da keine Messtechnik zur Wegaufzeichnung im Inneren des Probekörpers angeordnet werden kann, ohne die Verbundfuge lokal zu stören. Der aufgezeichnete Kolbenweg entspricht jedoch nicht der Relativverschiebung zwischen Stahlkern und Beton im Inneren des Probekörpers. Folglich wurden im Zuge dieser Arbeit die Verformungsanteile, die zusätzlich zur Relativverschiebung über den Kolbenweg erfasst werden, in separaten Messungen kraftabhängig ermittelt und die gemessenen Daten der Push-out-Versuche um diese bereinigt. Jeder Versuchsstand weist dabei eine individuelle Steifigkeit auf, die unter Belastung den Eigenverformungen entgegen wirkt. Üblicherweise richtet sich die Steifigkeit eines Versuchsstands nach den vorgesehenen maximalen Prüflasten und der Versuchsstand wird so ausgelegt, dass die Verformungen des Versuchsstands gegenüber den experimentell zu ermittelnden Probekörperverformungen eine untergeordnete Rolle spielen.
Um möglichst präzise und vor allem vergleichbare Daten für alle Versuchskörper trotz der Versuchsdurchführung in unterschiedlichen Versuchsständen zu ermitteln, wurden alle drei verwendeten Versuchsstände hinsichtlich ihrer Eigenverformungen unter Belastung analysiert. Für die zugehörigen Messungen wurde ein Ersatzversuchskörper (im Folgenden: EV-Messung) in Form eines einzelnen massiven Stahlvollprofils mit einem Durchmesser von 140 mm im jeweiligen Versuchsstand schrittweise belastet und die Verformungen an verschiedenen Stellen des Versuchsstands aufgezeichnet. Für die Verformungsmessungen wurden optische Messverfahren genutzt. In Analogie zu Virdi und Dowling [115] wurden je Messebene dabei drei Laser in regelmäßigem Abstand entlang des Umfangs der Probe positioniert, deren aufgezeichnete Daten zur weiteren Auswertung gemittelt wurden.

Relativverschiebung der Versuche bei Raumtemperaturbedingungen

In der HUS-Prüfmaschine ist der Prüfzylinder unterhalb des Probekörpers angeordnet, sodass aus dem Zylinder im Push-out-Versuch eine nach oben gerichtete Kraft resultiert. Zur Identifikation der Verformungsanteile des Versuchsstands in der EV-Messung waren

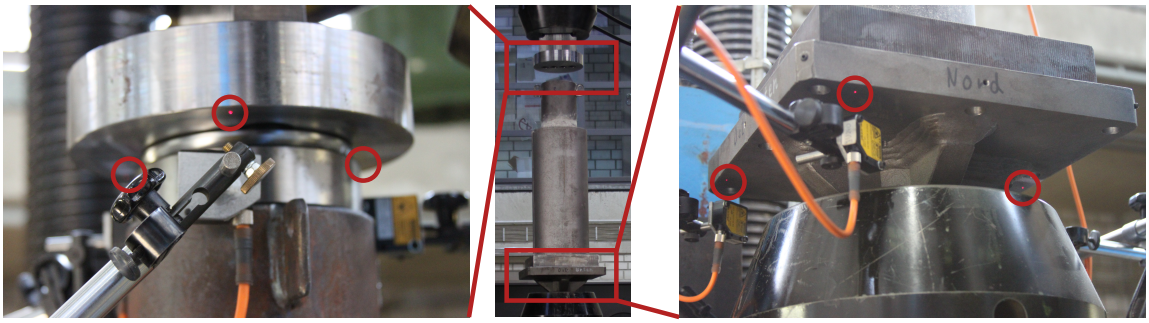


Abbildung 3.5: Positionierung von optischen Messsensoren zur Messung der Versuchsstandsverformungen am HUS-Prüfstand

zwei Messebenen erforderlich. Zum einen wurden drei Laser von unten auf die Fußplatte unterhalb des Probekörpers gerichtet (Laser 1-3) (s. Abbildung 3.5, links). Drei weitere Laser wurden von unten auf der Kopfplatte oberhalb des Probekörpers positioniert (Laser 4-6) (s. Abbildung 3.5, rechts).
In der EV-Messung wurden folglich der Zylinderweg u_{HUS} sowie die mittels der Laser aufgezeichneten Verschiebungen der Kopf- und Fußplatten ($u_{\mathrm{L4\text{-}6}}$ und $u_{\mathrm{L1\text{-}3}}$) aufgezeichnet (vgl. Abbildung 3.6). Die Anteile der lastabhängigen Verformungen des Versuchsstands können aus diesen Messungen wie folgt bestimmt werden.
Die Verformung des Versuchsstands unterhalb der Fußplatte u_{unten} kann aus der Differenz des aufgezeichneten Zylinderwegs und der Lasermessungen an der Fußplatte ermittelt werden (s. Gleichung (3.1)). Die Verformung u_{unten} ist unabhängig vom Probekörper und hängt lediglich von der Höhe der einwirkenden Belastung F ab. Die Verformung zeigt eine nahezu lineare Zunahme mit steigender Last (vgl. Abbildung 3.6).

$$u_{\mathrm{unten}}(F) = u_{\mathrm{HUS}}(F) - u_{\mathrm{L1\text{-}3}}(F) \tag{3.1}$$

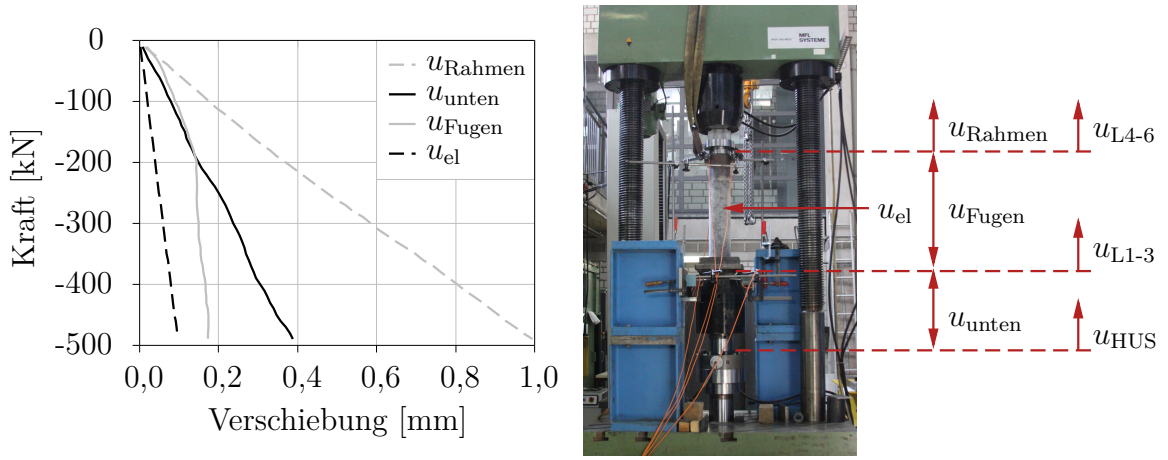


Abbildung 3.6: Gemessene Verformungsanteile am HUS-Prüfstand

Die Messungen der Laser 4-6 an der Kopfplatte entsprechen der Verformung u_{Rahmen}, die die vertikale Verformung des Rahmens des Versuchsstands nach oben beschreibt:

$$u_{\text{Rahmen}}(F) = u_{\text{L4-6}}(F) \tag{3.2}$$

Auch diese ist unabhängig von der Probekörperform und variiert mit der aufgebrachten Belastung. Alle Lasten und Verformungen im Rahmen der Versuchsreihe sind dabei so gering, dass es sich ausschließlich um elastische Verformungen des Rahmens handelt. Der Rahmen speichert die eingebrachte Energie analog zu einer Feder und verformt sich linear-elastisch. Die Verformungskomponente u_{Rahmen} liefert den größten Beitrag in der EV-Messung der HUS-Prüfmaschine (vgl. Abbildung 3.6).
Weitere Verformungsanteile ergeben sich aus der elastischen Verformung des Stahlvollprofils sowie der lastabhängigen Verformung der horizontalen Kontaktfugen. Zur Bestimmung der elastischen Stahlprofilverformung u_{el} wurden nach Durchführung sämtlicher EV-Messungen Proben zur Ermittlung des E-Moduls aus dem verwendeten Stahlkern entnommen und geprüft. Der aus vier Proben gemittelte E-Modul des Stahlkerns betrug $230500\,\frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$. Die elastischen Verformungen können darauf basierend für das Stahlvollprofil nach Gleichung (3.3) berechnet werden und weisen physikalisch bedingt einen linearen Zusammenhang zur aufgebrachten Last auf (vgl. Abbildung 3.6).

$$u_{\text{el}}(F) = \frac{F}{E \cdot A} L = \frac{F}{230500\,\frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot \pi \cdot (70\,\text{mm})^2} \cdot 700\,\text{mm} \tag{3.3}$$

Der verbleibende Anteil der gemessenen Verformungen in der EV-Messung ist auf die Verformungen der horizontalen Fugen u_{Fugen} zurückzuführen und kann nach Gleichung (3.4) aus den Messdaten ermittelt werden.

$$u_{\text{Fugen}}(F) = u_{\text{L1-3}}(F) - u_{\text{L4-6}}(F) - u_{\text{el}}(F) \tag{3.4}$$

Insgesamt befinden sich zwischen den Laserpositionen vier Fugen: Fußplatte - Auflagerplatte, Auflagerplatte - Stahlvollprofil, Stahlvollprofil - Lager und Lager - Kopfplatte. In den Push-out-Versuchen an AHPMS-Stützen verändert sich lediglich die Ausprägung der Fuge zwischen der Auflagerplatte und dem Stahlvollprofil bzw. AHPMS-Versuchskörper gegenüber der EV-Messung. Die anderen drei Fugen sind in beiden Durchführungen identisch. Dieser Unterschied wird als vernachlässigbar bewertet, sodass für die Auswertung der Push-out-Versuche dieselbe kraftabhängige Verschiebungsentwicklung u_{Fugen} der horizontalen Fugen wie in den EV-Messungen berücksichtigt wird. Der Verformungsverlauf ist dabei zunächst durch einen linearen Anstieg bei zunehmender Kraft charakterisiert, welcher jedoch bei Überschreiten von ca. 200 kN deutlich stagniert (vgl. Abbildung 3.6). Bei dieser Last sind demzufolge nahezu alle Unebenheiten der

Oberflächen in den horizontalen Fugen überdrückt.
Zusammenfassend können die Verformungsanteile des Versuchsstands u_{unten}, u_{Rahmen} und u_{Fugen} basierend auf den EV-Messungen in Abhängigkeit der aufgebrachten Belastung – und unabhängig von der Probekörperform – bestimmt werden. Somit können die Relativverschiebungen $u_{\text{relativ,HUS}}$ der AHPMS-Probekörper in den Push-out-Versuchen aus dem gemessenen Zylinderweg $u_{\text{gemessen,HUS}}$ nach Gleichung (3.5) berechnet werden.

$$u_{\text{relativ,HUS}}(F) = u_{\text{gemessen,HUS}}(F) - u_{\text{unten}}(F) - u_{\text{Fugen}}(F) - u_{\text{Rahmen}}(F) \tag{3.5}$$

Die Auswirkung der Berücksichtigung bzw. Vernachlässigung der Verformungen des Versuchsstands in den τ-u-Kurven ist in Abbildung 3.7 beispielhaft für je eine Probe der Serie III und IV dargestellt.

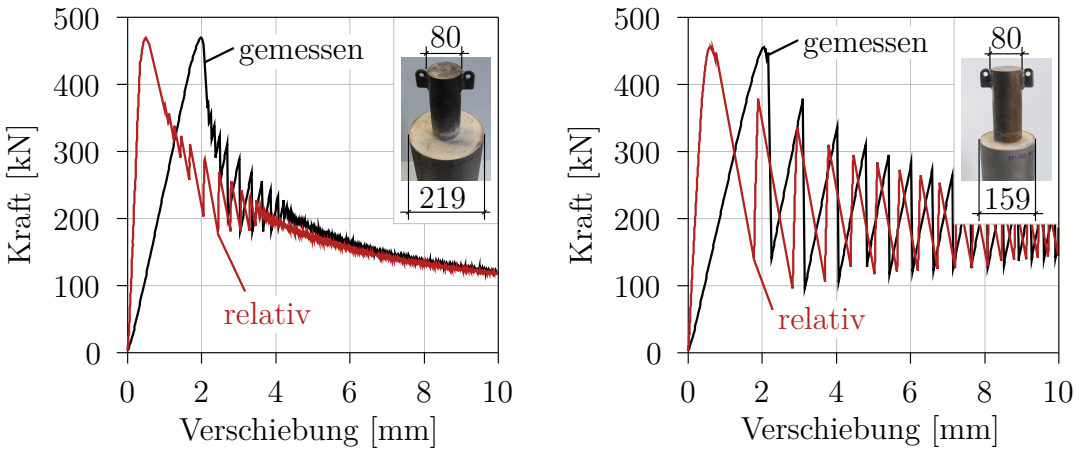


Abbildung 3.7: Vergleich der Kraft-Verschiebungskurven basierend auf der gemessenen Zylinderverschiebung und der Relativverschiebung des Probekörpers im Prüfstand HUS

Auffällig ist dabei zum einen, dass die Steifigkeit des Verbundes bei Betrachtung der Zylinderschiebungen deutlich unterschätzt wird. Ferner ist im Bereich der sprunghaften Lastabnahmen ein Unterschied zwischen den Kurven zu erkennen, der eine wesentliche physikalische Bedeutung hat: Während die gemessenen Daten suggerieren, dass die Verschiebung nach einem Lastabfall mit zunehmender Kraft wieder ansteigt und die Verschiebung während eines sprunghaften Lastabfalls konstant bleibt, offenbaren die entsprechend Gleichung (3.5) berechneten Relativverschiebungen einen gegenteiligen Effekt. Während der Lastzunahme bleibt die relative Verschiebung zwischen Stahlkern und Beton konstant, wohingegen die Last beim Erreichen der maximal übertragbaren Verbundspannung abfällt und es zu einem sprunghaften Verschiebungszuwachs kommt. Dies entspricht dem realen Verschiebungsverhalten innerhalb der Probekörper.
Der Unterschied zwischen den Relativverschiebungen und den Messdaten lässt sich durch die belastungsabhängigen Eigenverformungen des Versuchsstands erklären. Der

Zylinder führt die für den Push-out-Versuch definierte Verschiebung mit einer konstanten Verschiebungsgeschwindigkeit aus. Bei einem Lastabfall nach Überschreiten der Verbundfestigkeit registriert die Prüfmaschine den lastabhängigen Rückgang der Verformungen des Versuchsstands nicht, sodass die tatsächlich eintretende Relativverschiebung des Stahlkerns entlang des Betons nicht in den Messdaten erfasst wird. Folglich bleibt die Verformung des Zylinders im Moment des Kraftsprungs erhalten, wohingegen der Stahlkern tatsächlich eine Relativverschiebung zum Beton entsprechend dem Rückgang der Versuchsstandverformungen erfährt. Ebenso registriert der Prüfzylinder nicht, welche Anteile seiner eingeleiteten Verschiebung bei einem erneuten Kraftzuwachs in eine Rahmen- oder Fugenverformung umgesetzt werden und demnach keinen Anteil zur weiteren Relativverschiebung beitragen.
Wie in Abschnitt 3.2.2 erläutert wurde, erfolgte die Durchführung der meisten Versuche bei Raumtemperaturbedingungen aufgrund der hohen Verbundwiderstände im Prüfstand TONI. Bei diesem Versuchsstand handelt es sich um einen Vier-Säulen-Prüfstand mit einer maximalen Prüflast von 5 MN, die somit 10-fach höher liegt als die Maximallast des Versuchsstands HUS. Dementsprechend sind auch sämtliche Komponenten der TONI auf höhere Prüflasten ausgelegt, was sich unmittelbar in der Steifigkeit des Versuchsstands widerspiegelt. Da die maximal erreichten Prüflasten der durchgeführten Versuchsreihen mit 700 kN den Prüfstand nur zu ca. 15 % ausnutzen, sind die elastischen Verformungen des Versuchsstands entsprechend gering und liegen der EV-Messung zufolge in vernachlässigbarer Größenordnung. Folglich wird für die im TONI-Prüfstand getesteten Proben die gemessene Verschiebung der Relativverschiebung gleichgesetzt:

$$u_{\text{relativ,TONI}}(F) = u_{\text{gemessen,TONI}}(F) \tag{3.6}$$

Relativverschiebung der Versuche bei hohen Temperaturen

Der Versuchsstand MFL, in dem die Versuche bei hohen Temperaturen durchgeführt wurden, weist eine maximale Pressenlast von 300 kN auf und wurde in den Hochtemperaturversuchen bis zu 95 % dieser Last ausgenutzt. Die hohe Ausnutzung unterstreicht die Notwendigkeit, die gemessenen Daten in Analogie zum Vorgehen bei der HUS-Prüfmaschine aufzubereiten, um die Relativverschiebungen der Probekörper zu ermitteln. Die Bestimmung der Verformungsanteile des Versuchsstands erfolgte dabei in EV-Messungen mittels desselben Stahlvollprofils.
Der MFL-Prüfzylinder ist mit dem oberen Rahmen des Prüfstands verbunden, sodass im Push-out-Versuch eine Verschiebung des Stahlkerns nach unten erfolgt. Basierend auf dem Versuchsaufbau im MFL-Prüfstand wurden die Laser einer Messebene (L1-3) von oben auf die Lasteinleitungsplatte gerichtete, die unmittelbar auf den Stahlkern

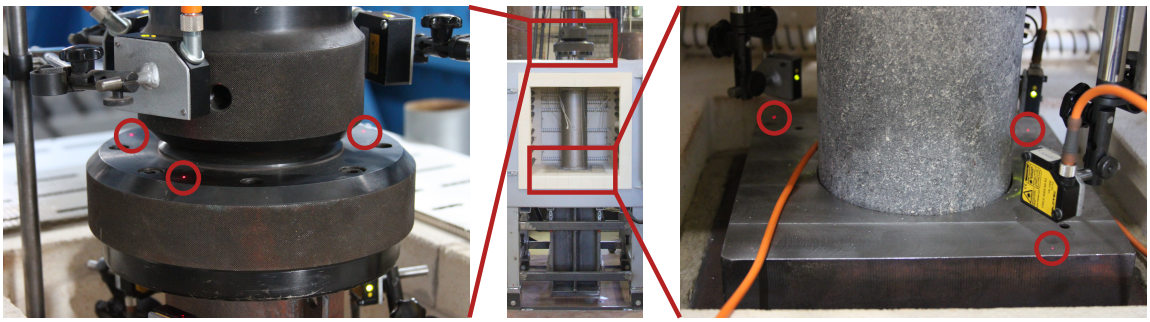


Abbildung 3.8: Positionierung von optischen Messsensoren zur Messung der Versuchsstandsverformungen am MFL-Prüfstand

drückt (s. Abbildung 3.8, links). In der zweiten Messebene wurden drei weitere Laser (L4-6) von oben auf die Auflagerplatte direkt unterhalb des Probekörpers gerichtet (s. Abbildung 3.8, rechts). Aus der Zylinderverschiebung u_{MFL} können unter Einbeziehung der Messdaten der Verformungen an der Lasteinleitungs- und Auflagerplatte ($u_{\mathrm{L1\text{-}3}}$ bzw. $u_{\mathrm{L4\text{-}6}}$) alle Verschiebungsanteile ermittelt werden (vgl. Abbildung 3.9).
Die Verformung des Versuchsstands unterhalb des Stahlprofils u_{unten} entspricht der aufgezeichneten Verformung der Laser 4-6 (s. Gleichung (3.7)).

$$u_{\mathrm{unten}}(F) = u_{\mathrm{L4\text{-}6}}(F) \tag{3.7}$$

In diese Messung gehen die Verformungen der Auflagerplatte, eines Stahlkörpers zur Überbrückung der Höhe zwischen Ofenunterkante und Hallenboden sowie einer massiven Stahlplatte zur gleichmäßigen Lastverteilung auf vier Spanntöpfe samt der zugehörigen horizontalen Fugen zwischen den Komponenten ein (vgl. Abbildung 3.9). Die Verformung nimmt im Bereich geringerer Lasten stärker zu als bei größeren Lasten. Während der

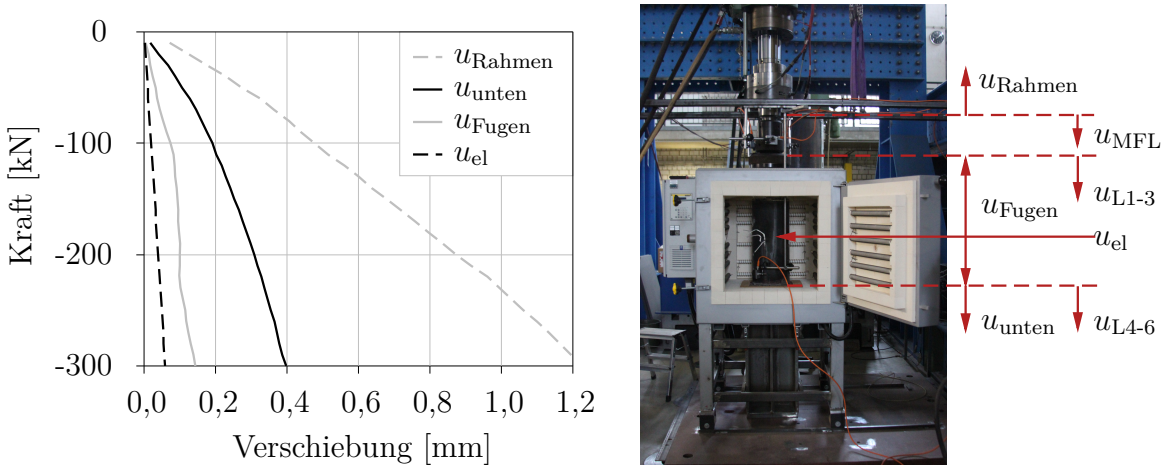


Abbildung 3.9: Gemessene Verformungsanteile am MFL-Prüfstand

Stahlkörper und die Stahlplatten ein linear-elastisches Verformungsverhalten aufweisen, führt die Überlagerung mit dem Verformungsverhalten der genannten Fugen insgesamt zu einem nichtlinearen Verlauf.
Mittels der Laser 1-3 wurden alle Verformungen, die unterhalb der Lasteinleitungsplatte auftreten, gemessen. Es gingen somit die Verformungen der Unterkonstruktion, des Probekörpers und aller Fugen zwischen den einzelnen Aufbauten in die Messung ein. Die Berechnung der elastischen Verformung des Stahlvollprofils u_{el} erfolgt nach Gleichung (3.3), da derselben Probekörper wie in der HUS-Prüfmaschine verwendet wurde. Folglich kann aus der Messung der Verschiebung $u_{\mathrm{L1\text{-}3}}$ der Verformungsanteil der Fugen u_{Fugen} zwischen den beiden Laser-Messebenen nach Gleichung (3.8) berechnet werden.

$$u_{\mathrm{Fugen}}(F) = u_{\mathrm{L1\text{-}3}}(F) - u_{\mathrm{L4\text{-}6}}(F) - u_{\mathrm{el}}(F) \tag{3.8}$$

Es handelt sich dabei um die beiden horizontalen Fugen zwischen der Lasteinleitungsplatte und dem Stahlvollprofil sowie dem Stahlvollprofil und der Auflagerplatte. Erneut wird angenommen, dass die Ausprägungen der Fuge zwischen der Auflagerplatte und dem Stahlprofil in der EV-Messung bzw. der Auflagerplatte und dem AHPMS-Probekörper in den folgenden Untersuchungen einen ähnlichen Verformungsanteil beitragen und somit der Verformungsanteil der Fugen lediglich von der aufgebrachten Last abhängt. Zudem muss die elastische Federwirkung des Versuchsrahmens u_{Rahmen} vertikal nach oben aus den gemessenen Daten ermittelt werden. Sie kann aus dem Zylinderweg und den Daten der oberen Laser-Messebene nach Gleichung (3.9) ermittelt werden.

$$\begin{aligned} u_{\mathrm{Rahmen}}(F) &= u_{\mathrm{MFL}}(F) - u_{\mathrm{L1\text{-}3}}(F) \\ &= u_{\mathrm{MFL}}(F) - u_{\mathrm{unten}}(F) - u_{\mathrm{el}}(F) - u_{\mathrm{Fugen}}(F) \end{aligned} \tag{3.9}$$

Zusammenfassend können die Verformungsanteile des MFL-Versuchsstands u_{unten}, u_{Fugen} und u_{Rahmen} basierend auf den EV-Messungen in Abhängigkeit der aufgebrachten Belastung – und unabhängig von der Probekörperform – bestimmt werden. Somit können die Relativverschiebungen $u_{\mathrm{relativ,MFL}}$ der AHPMS-Probekörper aus dem gemessenen Zylinderweg $u_{\mathrm{gemessen,MFL}}$ nach Gleichung (3.10) ermittelt werden. In den Serien I, II, III, V und I-G wurden die Laser 1-3 auch während des Push-out-Versuchs auf der Lasteinleitungsplatte positioniert, sodass die Relativverschiebungen alternativ aus den gemessenen Verschiebungen $u_{\mathrm{gemessen,L1\text{-}3}}$ nach Gleichung (3.11) berechnet werden können.

$$u_{\mathrm{relativ,MFL}}(F) = u_{\mathrm{gemessen,MFL}}(F) - u_{\mathrm{Rahmen}}(F) - u_{\mathrm{unten}}(F) - u_{\mathrm{Fugen}}(F) \tag{3.10}$$

$$= u_{\mathrm{gemessen,L1\text{-}3}}(F) - u_{\mathrm{unten}}(F) - u_{\mathrm{Fugen}}(F) \tag{3.11}$$

Die Verformungen des Versuchsstands wurden temperaturunabhängig in der Aufbereitung der Daten berücksichtigt. Lediglich die Auflagerplatte unterhalb des Probekörpers wurde im Hochtemperaturversuch einer einseitigen thermischen Beanspruchung ausgesetzt. Die einwirkende mechanische Belastung im Push-out-Versuch führte jedoch selbst unter Berücksichtigung der Festigkeitsreduktion der massiven Auflagerplatte zu vernachlässigbar kleinen Verformungen. Um die Auflagerplatte wurden Vermuculite-Platten angeordnet, um den Raumabschluss zur Unterkonstruktion sicherzustellen. Die Unterkonstruktion hat demnach lediglich lokal eine Temperatureinleitung durch die Auflagerplatte erfahren und stand ansonsten ringsum in Kontakt zur Luft und somit Raumtemperaturbedingungen. Die thermische Dehnung des Probekörpers sowie der Auflagerplatte ist nicht in die Messung eingeflossen, da die Datenaufzeichnung erst mit Beginn des Push-out-Versuchs gestartet wurde und somit den Prozess der thermischen Ausdehnung nicht einschließt.

Datenaufbereitung

Sowohl die Aufzeichnung der Messdaten, als auch die Aufbereitung der Messdaten haben einen wesentlichen Einfluss auf die resultierenden Kurven und somit die mögliche Interpretation der Ergebnisse. Daher wird die Datenermittlung und -aufbereitung im Folgenden detailliert beschrieben. Alle Kraft- und Verschiebungswerte wurden während des Push-out-Versuchs mit einer Messrate von 1 Hz aufgezeichnet. Bei einer voreingestellten Verformungsgeschwindigkeit von 1 $\frac{\text{mm}}{\text{min}}$ wurden somit bis zum Erreichen eines Prüfzylinderwegs von 15 mm 900 Messwert-Paare pro Versuch aufgezeichnet.
Die aufgezeichneten Daten der Prüfzylinderverschiebungen wurden zunächst entsprechend der zuvor aufgezeigten Vorgehensweise in Relativverschiebungen des Versuchskörpers umgerechnet. Die Charakteristik der einzelnen Versuche kann in Verbundspannung-Relativverschiebungskurven (τ-u-Kurven) basierend auf diesen Daten analysiert werden. Auf Besonderheiten einzelner Versuchskörper oder -serien wird in den jeweiligen Kapiteln (Abschnitt 3.3 und Abschnitt 3.4) eingegangen und diese durch entsprechend detaillierte Darstellungen der zugehörigen τ-u-Kurven gestützt. Um ferner schematische Charakteristiken der Versuchsreihen im direkten Vergleich der Kurven erkennen zu können, ist eine weiterführende Aufbereitung der Daten notwendig. Das Vorgehen dieser Datenaufbereitung ist in Abbildung 3.10 schematisch für zwei grundsätzlich unterschiedliche Kurvenverläufe dargestellt und erfolgt für alle Versuche gleichermaßen in den folgenden drei Schritten:

1. Messdaten ⇒ 2. Ermittlung der oberen Einhüllenden ⇒ 3. Glättung

Auf Grundlage der um die Versuchsstandverformungen bereinigten Messdaten werden zunächst die Verbundfestigkeit τ_u und die zugehörige Verschiebung $u(\tau_u)$ ermittelt. Die Definition von τ_u ist dabei nicht trivial. Die τ-u-Kurven weisen für einzelne Versuchsreihen oder -körper – insbesondere bei hohen Temperaturen – Kurvenverläufe auf, die über keinen charakteristischen Maximalwert τ_{max} im Bereich geringer Verschiebungen entsprechend des in Abschnitt 2.2.4 gezeigten Verlaufs verfügen. Hingegen weisen sie entweder eine asymptotische Annäherung an einen Grenzwert (im Folgenden: ein Plateau) oder eine kontinuierlich ansteigende Verbundspannung mit zunehmender Verschiebung auf (vgl. Abbildung 3.10 (b)). Da die baupraktisch relevante Verbundwirkung jedoch nur im Bereich geringer Verformungen aktiviert werden kann, ist in diesen Fällen die Definition der Verbundfestigkeit τ_u als maximal übertragbare Schubspannung τ_{max} des gesamten Push-out-Versuchs nicht zielführend. Aus der Betrachtung der einzelnen Versuchsreihen kann jedoch ein differenzierteres Kriterium zur Definition der Verbundfestigkeit hergeleitet werden: Bei den Versuchskörpern, deren zugehörige τ-u-Kurven einen ausgeprägten Maximalwert aufweisen (vgl. Abbildung 3.10 (a)), liegt die zugehörige Relativverschiebung ausnahmslos unterhalb von 1 mm. Allen restlichen Kurven ist gemein, dass sie trotz fortschreitend ansteigender Verbundspannungen bereits unter-

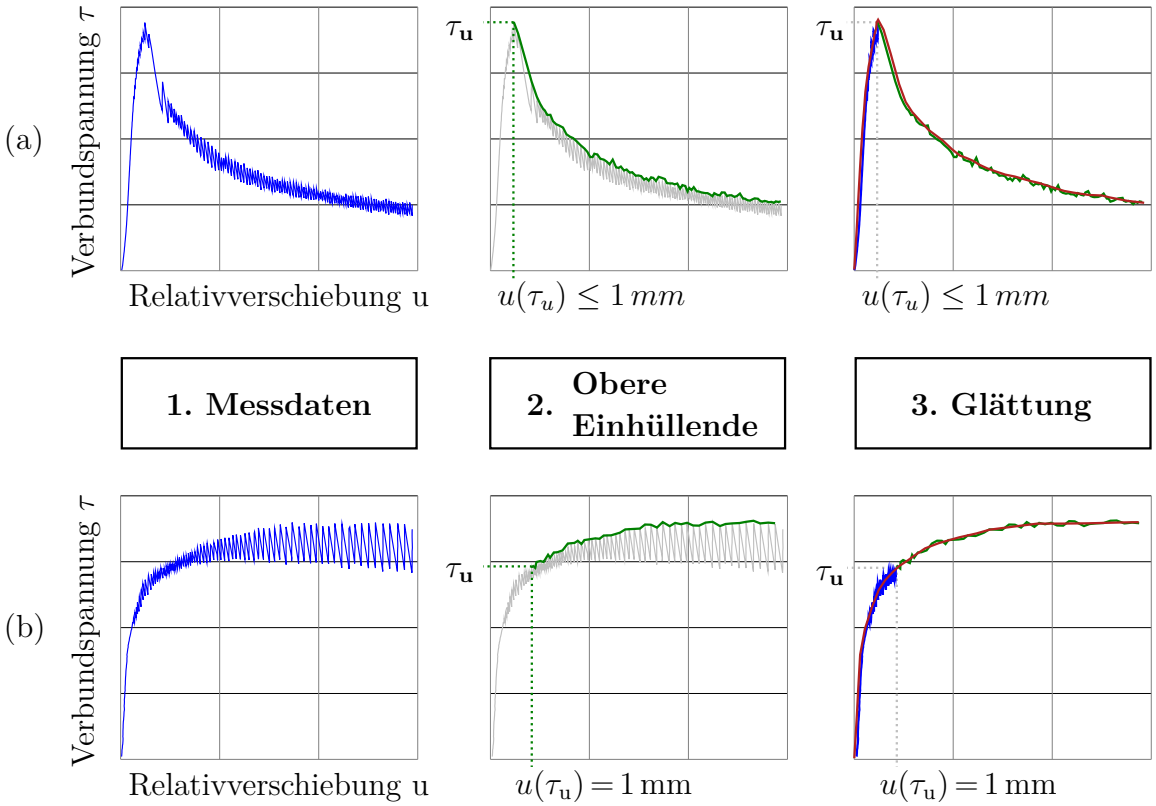


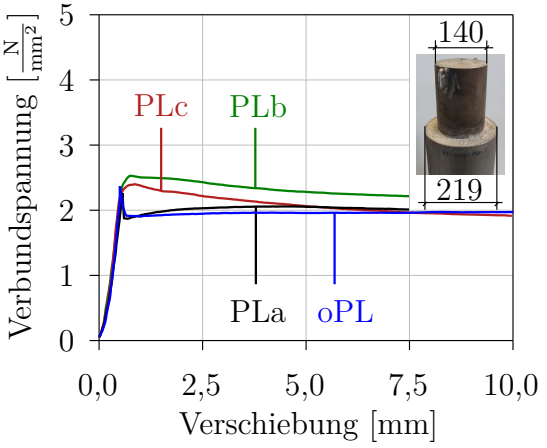
Abbildung 3.10: Schematisches Vorgehen zur Aufbereitung der Messdaten bei (a) abfallenden und (b) ansteigenden Kurvenverläufen nach Erreichen der Verbundfestigkeit

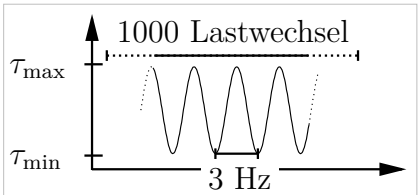
halb von 1 mm Relativverschiebung die erste deutliche Unstetigkeit in der τ-u-Kurve aufweisen (vgl. Abbildung 3.10 (b)). Der Verbund zwischen Stahlkern und Beton löst sich in diesem Zustand erstmals flächig. Aufgrund des regelmäßigen Auftretens dieses Phänomens wird die Verbundfestigkeit τ_u für alle Versuche einheitlich als maximal erzielte Verbundspannung im Bereich von Relativverschiebungen bis zu 1 mm definiert. Mit dieser Definition kann die Verbundfestigkeit für beide charakteristischen Verläufe nach Abbildung 3.10 einheitlich und anwendungsbezogen ermittelt werden.
Die τ-u-Kurven weisen typischerweise im Bereich geringer Verformungen vor dem Erreichen der Verbundfestigkeit einen vergleichsweise stetigen Verlauf auf. Hingegen treten nach Überschreiten von τ_u regelmäßig Sprünge in den Kurven auf, die auf diskontinuierliche Relativverschiebungen des Stahlkerns hindeuten. Die Beobachtung der wiederholten Kraftabfälle während der Durchführung der Push-out-Versuche (dem sogenannten *stick-slip*-Verhalten) wird in Abschnitt 3.4.2 detailliert analysiert. Physikalisch stellen in diesem Bereich die betragsmäßig größeren Spannungen die entscheidende Messgröße für die Analyse des Verbundverhaltens dar, da sie die in diesem Zustand übertragbaren Verbundspannungen quantifizieren. Hingegen haben die betragsmäßig geringeren Werte, die gemessen werden, wenn eine erneute Verzahnung des Stahlkerns auftritt, keine physikalische Bedeutung. Folglich beinhalten die Messwerte der oberen Einhüllenden der τ-u-Kurve für Verschiebungen größer als $u(\tau_\mathrm{u})$ die für die weiterführenden Untersuchungen wesentlichen Informationen. Daher wird im zweiten Schritt der Datenaufbereitung für alle Versuche die obere Einhüllende der Messdaten im Bereich $u > u(\tau_\mathrm{u})$ ermittelt (vgl. Abbildung 3.10, Schritt 2).
Im letzten Schritt der Datenaufbereitung werden die Kurven geglättet. Im Bereich bis zur Verschiebung $u(\tau_\mathrm{u})$ werden die Messdaten separat geglättet, wobei jeweils die Daten von sieben benachbarten Messwerten in die Glättung einbezogen werden. Die Daten der oberen Einhüllenden für Verschiebungen größer als $u(\tau_\mathrm{u})$ werden ebenfalls separat geglättet. Im Bereich stark exponentiell verlaufender Kurven werden dabei nur jeweils fünf benachbarte Datenpunkte in die Glättung einbezogen, wohingegen in linear verlaufenden Bereichen 15 Datenpunkte in die Mittelwertbildung eingerechnet werden.
Neben der Verbundfestigkeit τ_u wird auch die Reibfestigkeit τ_r im Bereich größerer Verschiebungen zur Analyse des Verbundverhaltens herangezogen. In Analogie zu den Untersuchungen nach Roik [92] wird dazu der Mittelwert aus den Verbundspannungen bei 5 mm und 7,5 mm Verschiebung gebildet.
In allen Versuchen traten die wesentlichen Charakteristiken des Verbundverhaltens im Bereich kleiner Verschiebungen auf. Für größere Verschiebungen trat hingegen keine signifikante Veränderung des τ-u-Kurvenverlaufs mehr auf. Um eine detaillierte Interpretation der Kurven im Bereich geringer Verschiebungen vornehmen zu können, werden die Kurven daher im Folgenden bis zu einer Relativverschiebung von 10 mm dargestellt.

3.3 Ermittlung der Verbundfestigkeit bei Raumtemperaturbedingungen

3.3.1 Einfluss der dynamischen Vorbelastung

Die Untersuchungen dieses Abschnitts zielen auf die Identifizierung des Einflusses unterschiedlicher dynamischer Vorbelastungen auf das Verbundverhalten ab, um darauf basierend die Vorbelastung aller weiteren Versuche festzulegen. Entsprechend Tabelle 3.2 wurden für diese Versuchsreihe zehn Versuchskörper der Serie I vor dem Push-out-Versuch mit verschiedenen dynamischen Belastungsniveaus beansprucht. Die Untersuchungen schlossen dabei sowohl Versuchsdurchführungen ohne Vorbelastung als auch drei unterschiedlich hohe dynamische Belastungsstufen ein. In Stufe PLc wurden dabei die höchsten Schubspannungen erreicht, die in der Größenordnung der an AHP-Proben gemessenen Verbundfestigkeit lagen. In Abbildung 3.11 ist je untersuchter Ausprägung der dynamischen Vorbelastung eine nach Abschnitt 3.2.3 aufbereitete, charakteristische τ-u-Kurve der anschließend durchgeführten Push-out-Versuche dargestellt. Alle weiteren τ-u-Kurven dieser Voruntersuchungen sind in Anhang A.1 dargestellt.
Für alle Proben ohne dynamische Vorbelastung (Serie oPL) sowie für den Versuchskörper der Serie PLa mit der geringsten Vorbelastung wird eine ausgeprägte Lastspitze in der τ-u-Kurve festgestellt. Im weiteren Verlauf fallen die τ-u-Kurven zunächst merklich ab und weisen für größere Verschiebungen eine nahezu konstante übertragbare Verbundspannung auf (vgl. Abbildung 3.11). Der Einfluss einer höheren dynamischen Vorbelastung kennzeichnet sich maßgeblich dadurch, dass nach Erreichen der maximalen Verbundfestigkeit kein signifikanter Abfall der Verbundspannungen zu beobachten ist,





[N/mm²]	τ_{min}	τ_{max}
oPL	–	–
PLa	0,15	0,35
PLb	0,25	0,50
PLc	0,50	0,75

Abbildung 3.11: Verbundspannung-Verschiebungskurven der Push-out-Versuche an AHPMS-Proben unter Einfluss verschiedener dynamischer Vorbelastungen

sondern vielmehr eine kontinuierliche Abnahme des τ-u-Kurvenverlaufs auftritt. Im Bereich großer Verformungen nähern sich die übertragbaren Verbundspannungen aller getesteten Proben einander an.
Die dynamische Belastung vor der Durchführung des Push-out-Versuchs dient dazu, äquivalente Versuchsbedingungen für alle Probekörper zu schaffen, und soll insbesondere unbekannte und zufällige Effekte, die zu einer Überschätzung der Verbundfestigkeit führen können, ausschließen. Alle Kurvenverläufe der nicht oder nur gering dynamisch vorbelasteten Versuche (Serien oPL und PLa) weisen einen spontanen, deutlichen Rückgang der übertragbaren Kräfte nach dem Erreichen der maximalen Verbundspannung auf. Dies lässt Rückschlüsse auf die oben beschriebenen, streuenden Effekte zu. Hingegen zeigen alle Versuche der Serien PLb und PLc einen kontinuierlich abnehmenden Verlauf nach dem Überschreiten der Verbundfestigkeit, sodass davon ausgegangen werden kann, dass diese Effekte im Zuge der Vorbelastung überwunden wurden.
Die Probekörper der am höchsten dynamisch vorbelasteten Proben der Serie PLc besitzen gegenüber der geringer vorbelasteten Proben der Serie PLb im Durchschnitt eine leicht reduzierte Verbundfestigkeit. Dies lässt auf eine geringe Vorschädigung des Verbunds infolge der Vorbelastung schließen. Da dies wiederum eine unerwünschte Beeinflussung der Versuchsergebnisse darstellt, wurde für alle weiteren Versuche eine dynamische Vorbelastung entsprechend Serie PLb festgelegt. Zum Erreichen der darin erzielten alternierenden Schubspannungen zwischen 0,25 und 0,50 $\frac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm}^2}$ ergeben sich die in Tabelle 3.3 zusammengefassten Maximal- und Minimallasten ($F_{\max}$ und $F_{\min}$) für die dynamische Vorbelastung der weiteren Versuchsserien.

Tabelle 3.3: Dynamische Vorbelastung der AHPMS-Probekörper für die Push-out-Versuche bei Raumtemperaturbedingungen und hohen Temperaturen

Serie	$\mathrm{F}_{\min}$ [kN]	$\mathrm{F}_{\max}$ [kN]	$\tau_{\min}$ $[\frac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm}^2}]$	$\tau_{\max}$ $[\frac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm}^2}]$
I	55,0	110,0	0,25	0,50
II	75,0	150,0	0,25	0,50
III	31,5	63,0	0,25	0,50
IV	31,5	63,0	0,25	0,50
V	55,0	110,0	0,25	0,50

1000 Lastwechsel je Versuchskörper

3.3.2 Einfluss der Probekörpergeometrie

Zur Analyse des Einflusses der Probekörpergeometrie auf die Verbundfestigkeit und den charakteristischen Verlauf der τ-u-Kurven wurden vier unterschiedliche AHPMS-

Probekörpergeometrien untersucht. Diese unterschieden sich in ihren Stahlhohlprofil- und Stahlkerndurchmessern (vgl. Tabelle 3.1). Da auf Grundlage der Erkenntnisse zum Verbundverhalten von AHP-Stützen damit zu rechnen ist, dass neben dem Kerndurchmesser auch das Maß der Betondeckung einen Einfluss auf die Verbundwirkung hat (vgl. Abschnitt 2.4.3), wurde dieses als ein Parameter der Versuchsreihe berücksichtigt. In Abbildung 3.12 sind die ermittelten Verbundspannung-Verschiebungskurven der Versuche bei Raumtemperaturbedingungen dargestellt. Für Serie I werden darin nur die Proben der Ausführung PLb und somit derselben dynamischen Vorbelastung wie in den anderen Versuchsserien abgebildet.
Aus den Diagrammen kann zunächst abgeleitet werden, dass jeweils alle drei Versuchskörper einer Versuchsserie ähnliche Kurvenverläufe aufweisen und somit über ein für

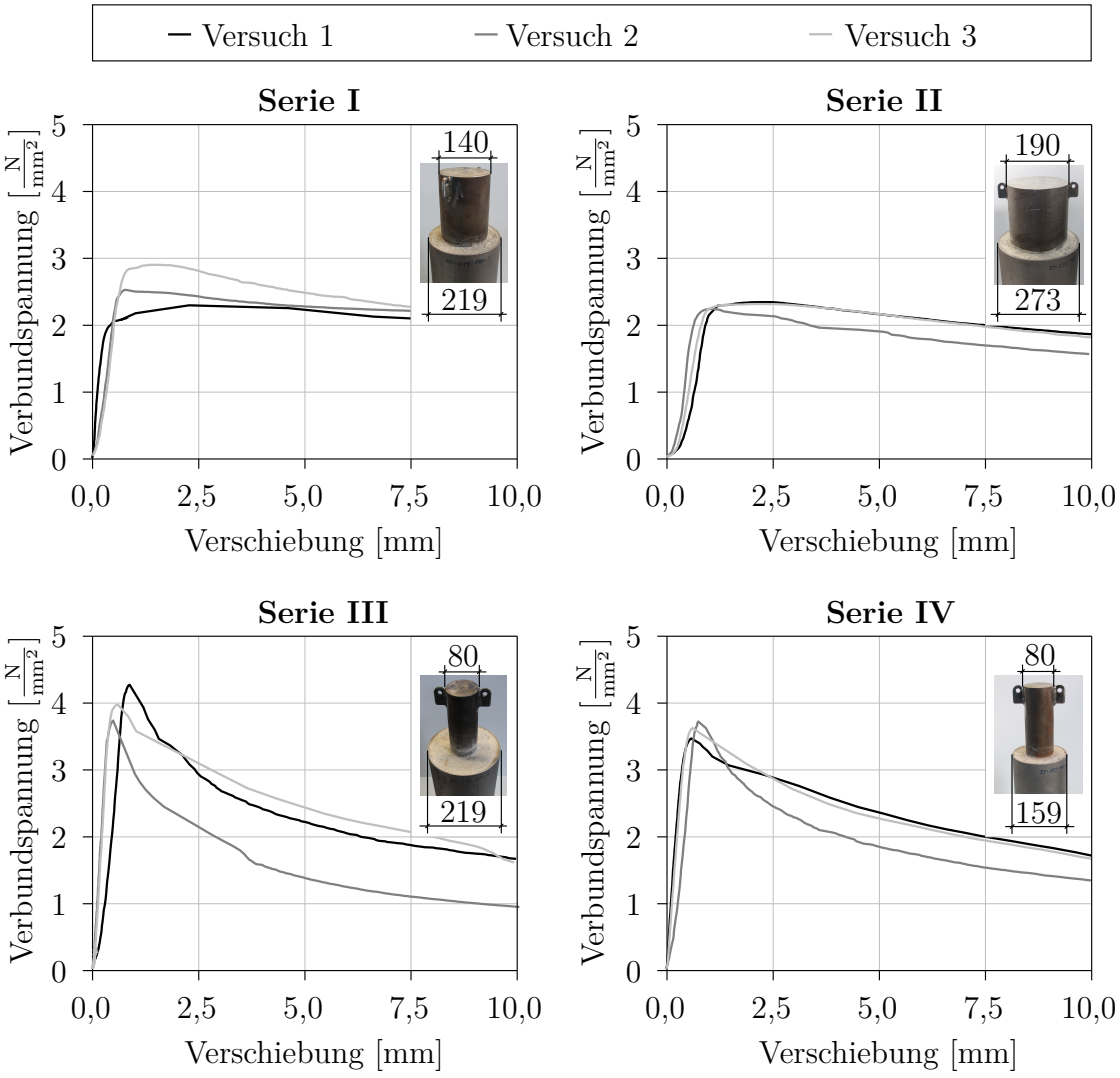


Abbildung 3.12: Verbundspannung-Verschiebungskurven der Push-out-Versuche an AHPMS-Proben bei Raumtemperaturbedingungen

die Probekörperform charakteristisches Verhalten verfügen. Die Proben der Serien I, II und IV weisen dabei einen nahezu bilinearen Verlauf auf, wobei einem steilen Anstieg im Bereich geringer Verschiebungen nach dem Erreichen der maximalen Verbundspannung ein stetiger, nahezu linear abfallender Kurvenast folgt. Hingegen zeigen die Probekörper der Serie III nach Erreichen der Verbundfestigkeit einen exponentiell abnehmenden Verlauf der Verbundspannungen für zunehmende Relativverschiebungen. Letztere Probekörper unterscheiden sich von den anderen Versuchsserien insbesondere durch eine größere Betondeckung. Demzufolge beeinflusst die Dicke der Betondeckung unmittelbar die Ausprägung des Verbundverhaltens nach dem Erreichen der Verbundfestigkeit. Dies ist auf den Grad der Umschnürungswirkung des Stahlhohlprofils in Bezug auf die innere Verbundfuge zurückzuführen, der bei einer größeren Betondeckung deutlich reduziert ist.
Die jeweils aus den drei Versuchen gemittelten Kenndaten der Verbundfestigkeit τ_u sowie der Steifigkeit des Verbundes $K = \frac{\tau_\mathrm{u}}{u(\tau_\mathrm{u})}$ sind in Tabelle 3.4 zusammengefasst. Die Verbundfestigkeiten der einzelnen Versuchskörper liegen mit Werten zwischen 2,09 und 4,27 $\frac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm^2}}$ (bzw. gemittelt je Versuchsserie zwischen 2,21 und 4,00 $\frac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm^2}}$) deutlich über den dokumentierten Werten für AHP-Stützen (vgl. Abschnitt 2.4.3). Dies stützt die These, dass sich die volumenreduzierenden Prozesse des Betons, die ein „Aufschrumpfen“ des Betonrings auf den Stahlkern bewirken, vorteilhaft auf die Verbundeigenschaften der inneren Verbundfuge auswirken.

Tabelle 3.4: Gemittelte Verbundfestigkeit und -steifigkeit sowie Reibfestigkeit der Push-out-Versuche an AHPMS-Proben bei Raumtemperaturbedingungen

Serie	Verbund-festigkeit τ_u $[\frac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm^2}}]$	Verschie-bung $u(\tau_\mathrm{u})$ [mm]	Verbund-steifigkeit K $[\frac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm^3}}]$	Reib-festigkeit τ_r $[\frac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm^2}}]$	Verhältnis $\frac{\tau_\mathrm{r}}{\tau_\mathrm{u}}$
I-PLb	2,49	0,78	3,18	2,27	0,91
II	2,21	0,99	2,24	1,98	0,90
III	4,00	0,65	6,43	1,85	0,46
IV	3,61	0,64	5,68	2,00	0,55

Ferner beinhaltet Tabelle 3.4 die zugehörigen Werte der Reibfestigkeit τ_r, die als Mittelwert der Verbundspannungen bei 5 mm und 7,5 mm Verschiebung (entsprechend Roik et al. [92]) berechnet wurden. Auch die Reibfestigkeiten der AHPMS-Stützen sind deutlich höher als vergleichbare Werte aus der Literatur, die an AHP-Stützen ermittelt wurden (vgl. Roik [92], Aly [15]). Auf Grundlage der gemessenen Daten kann kein eindeutiger Zusammenhang zwischen der Reibfestigkeit oder aber dem Verhältnis der Reib- zur Verbundfestigkeit $\frac{\tau_\mathrm{r}}{\tau_\mathrm{u}}$ und den geometrischen Abmessungen festgestellt werden. Das Verhältnis von der während der dynamischen Vorbelastung maximal einwirken-

den Schubspannung von 0,5 $\frac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm}^2}$ zu den ermittelten Reibfestigkeiten τ_r liegt für alle Versuchsserien unterhalb von 30 %. Entsprechend der Ergebnisse von Aly et al. [15] liegen die dynamisch induzierten Schubspannungen somit deutlich im Bereich des quasi-elastischen Verbundverhaltens und führen zu keinen irreversiblen Verschiebungen in der Verbundfuge.

Die Versuchsergebnisse weisen für die Proben mit dem geringsten Kerndurchmesser (Serien III und IV) die höchsten Verbundfestigkeiten auf. Für größere Kerndurchmesser ergeben sich hingegen geringere Verbundfestigkeiten. Zudem zeigt der Vergleich der Ergebnisse der Serien III und IV, dass bei gleichem Kerndurchmesser auch die Betondeckung und folglich das Verhältnis zwischen Kern- und Rohrdurchmesser einen Einfluss auf die erzielte Verbundfestigkeit haben. Zur Veranschaulichung dieses Effekts sind in Abbildung 3.13 die Verbund- und Reibfestigkeiten der Serien I bis IV als Mittelwerte entsprechend Tabelle 3.4 – sowie unter Angabe der Streuung der gemessenen Werte – über das Verhältnis des Stahlkernradius zum inneren Radius des Stahlhohlprofils $\frac{r_\mathrm{Kern}}{r_\mathrm{Rohr,i}}$ dargestellt. In der Abbildung ist zu erkennen, dass bei einem kleineren $\frac{r_\mathrm{Kern}}{r_\mathrm{Rohr,i}}$-Verhältnis größere Streuungen der Versuchsdaten aufgetreten sind. Dies belegt, dass der Anteil des Betons am Gesamtquerschnitt einen wesentlichen Einfluss auf die Streuung der Messdaten hat. Mit zunehmendem Verhältnis von $\frac{r_\mathrm{Kern}}{r_\mathrm{Rohr,i}}$ und somit geringerem Betonanteil weisen die Daten eine deutlich geringere Streuung und somit eine höhere Reproduzier-

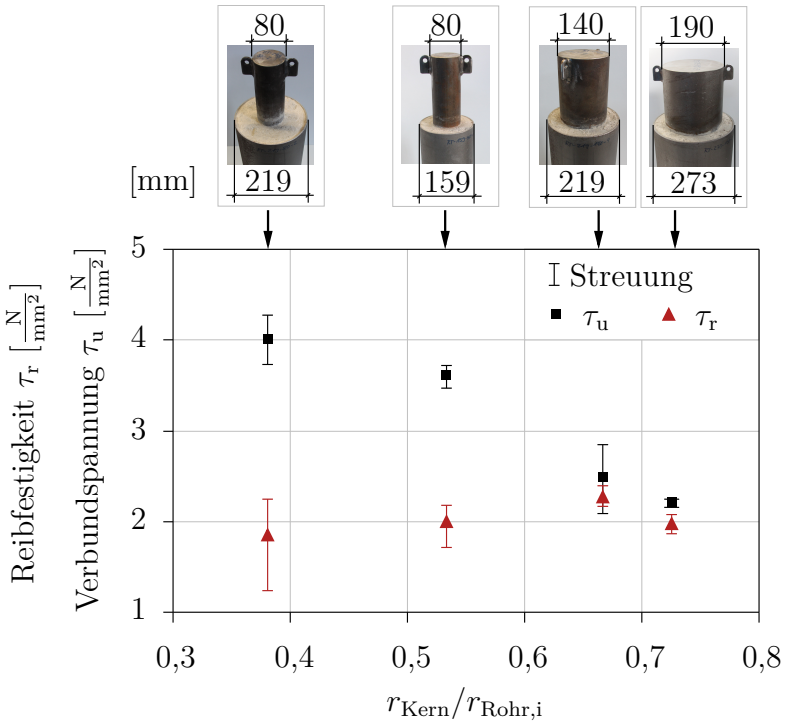


Abbildung 3.13: Zusammenhang zwischen den Querschnittsabmessungen und der Verbund- sowie Reibfestigkeit von AHPMS-Proben bei Raumtemperaturbedingungen

barkeit auf. Einzig die Probekörper mit einem Außendurchmesser von 219 mm und einem Kerndurchmesser von 140 mm (Serie I) stellen in Bezug auf die Verbundfestigkeit diesbezüglich eine Ausnahme dar.
Die Abhängigkeit der Verbundfestigkeit von den geometrischen Abmessungen der AHPMS-Proben kann anhand eines vereinfachten, theoretischen Modells (vgl. Abbildung 3.14) qualitativ abgeleitet werden. Auf die Ausprägung der Verbundwirkung

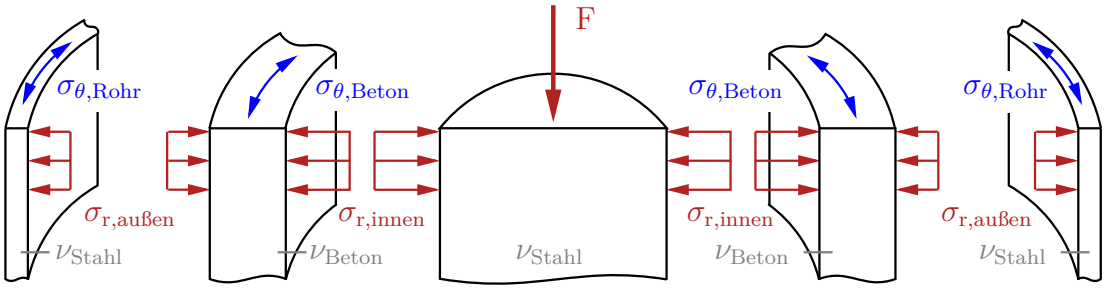


Abbildung 3.14: Theoretisches Modell zum Zusammenhang zwischen einer axialen Belastung des Stahlkerns und den resultierenden, normal auf die Verbundfugen wirkenden Spannungen von AHPMS-Stützen

infolge Coulombscher Reibung in der inneren Verbundfuge wirken sich primär die Querdehnungen des Stahlkerns und des Betons sowie sekundär die Umschnürungswirkung des Stahlhohlprofils aus. Beide Faktoren beeinflussen dabei die in Normalenrichtung auf die Verbundfuge wirkende Spannung (vgl. auch Abschnitt 2.2.2, Abbildung 2.4). Die Coulombsche Reibung beschreibt den Zusammenhang zwischen dieser Spannung und der übertragbaren Reibspannung. Die Umschnürungswirkung des Stahlhohlprofils bewirkt eine Unterbindung der freien Querdehnung des Stahlkerns und des Betons und aktiviert einen dreidimensionalen Spannungszustand in allen Komponenten. Je nach Intensität der aktivierten Umschnürungswirkung tritt in der Folge eine entsprechend ausgeprägte Erhöhung des Drucks in der inneren Verbundfuge und folglich der Verbundfestigkeit auf. Die Anteile der Querdehnungsbehinderung und der Umschnürungswirkung werden im Folgenden anhand des theoretischen Modells nach Abbildung 3.14 hergeleitet.
Infolge der axial auf den Stahlkern einwirkenden Kraft im Push-out-Versuch entstehen Spannungen und Dehnungen im Stahlkern. Der generelle Zusammenhang zwischen diesen Spannungen und Dehnungen kann für den runden Stahlkern aus dem rotationssymmetrischen Spannungszustand entsprechend Abbildung 3.15 ermittelt und nach Gleichung (3.12) berechnet werden.

$$\begin{Bmatrix} \sigma_\text{r} \\ \sigma_\text{z} \\ \sigma_\theta \\ \tau_\text{rz} \end{Bmatrix} = \frac{E}{(1-2\nu)\cdot(1+\nu)} \cdot \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & \nu & 0 \\ \nu & 1-\nu & \nu & 0 \\ \nu & \nu & 1-\nu & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_\text{r} \\ \varepsilon_\text{z} \\ \varepsilon_\theta \\ 2\cdot\varepsilon_\text{rz} \end{Bmatrix} \tag{3.12}$$

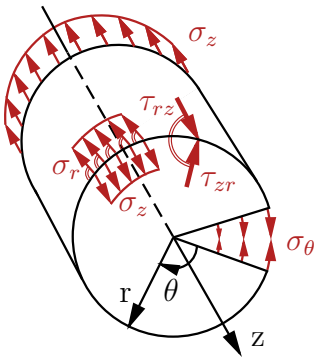


Abbildung 3.15: Rotationssymmetrischer Spannungszustand in einem Zylinder

Unter der Grenzbetrachtung, dass der Beton und insbesondere das Stahlhohlprofil die Dehnungen des Stahlkerns in radialer und tangentialer Richtung unterbinden ($\varepsilon_\mathrm{r} = 0$ und $\varepsilon_\theta = 0$), kann die Radialspannung des Stahlkerns und damit die normal auf die innere Verbundfuge wirkende Spannung $\sigma_{\mathrm{r,innen}}$ eines AHPMS-Probekörpers infolge axialer Beanspruchung aus Gleichung (3.12) folgend nach Gleichung (3.13) berechnet werden. Wird die axiale Dehnung ε_z durch die einwirkende Kraft F sowie die Dehnsteifigkeit des Querschnitts EA beschrieben und die Fläche des runden Querschnitts durch den Stahlkernradius ausgedrückt, berechnet sich die Radialspannung nach Gleichung (3.14). Für isotrope Materialien wie Stahl kürzt sich der Elastizitätsmodul in dieser Betrachtung heraus. Die Radialspannung infolge gehinderter Querdehnung des Stahlkerns hängt somit lediglich von der Querkontraktionszahl ν, der einwirkenden Kraft F und dem Kernradius r_{Kern} ab.

$$\sigma_{\mathrm{r,innen}} = \frac{E}{(1-2\nu)\cdot(1+\nu)} \cdot \nu \cdot \varepsilon_\mathrm{z} \tag{3.13}$$

$$= \frac{E}{(1-2\nu)\cdot(1+\nu)} \cdot \nu \cdot \frac{F}{EA}$$

$$= \underbrace{\frac{\nu}{(1-2\nu)\cdot(1+\nu)\cdot\pi}}_{K_{\mathrm{Stahl}}} \cdot F \cdot \frac{1}{r_{\mathrm{Kern}}^2} \tag{3.14}$$

$$= K_{\mathrm{Stahl}} \cdot F \cdot \frac{1}{r_{\mathrm{Kern}}^2} \tag{3.15}$$

Wird die Querkontraktionszahl für den Stahlkern aufgrund der zu erwartenden, geringen Belastungszustände im Push-out-Versuch und den einhergehenden, geringen Dehnungszuständen vereinfacht konstant mit $\nu_{\mathrm{Stahl}} = 0{,}3$ angenommen, kann der erste Term als Konstante K_{Stahl} ausgedrückt werden.
Die Radialspannung in der inneren Verbundfuge hängt nach Gleichung (3.15) linear von der einwirkenden Kraft F ab und weist eine Proportionalität zu $\frac{1}{r_{\mathrm{Kern}}^2}$ auf. Folglich bewirkt dieselbe einwirkende Kraft bei geringeren Kernradien einen höheren Normalen-

druck auf die Verbundfuge. Entsprechend des Coulombschen Reibungsgesetzes ist somit auch mit einer höheren übertragbaren Verbundspannung für kleinere Stahlkernradien zu rechnen. Dies deckt sich unmittelbar mit den gemessenen Verbundfestigkeiten der Versuchsserien I – IV.

$$\boxed{\sigma_{\mathrm{r,innen}} \sim \frac{1}{r_{\mathrm{Kern}}^2}}$$

Zusätzlich bewirkt die Umschnürungswirkung des Stahlhohlprofils eine Steigerung der übertragbaren Verbundspannungen. Als Maß für die Intensität der wirkenden Umschnürung kann die Umfangsspannung innerhalb des Stahlhohlprofils herangezogen werden. Die Umfangsspannung in AHPMS-Stützen wird infolge des einwirkenden radialen Betondrucks aktiviert und in diesem theoretischen Modell vereinfacht als konstant über die Stützenlänge angenommen. Allgemein kann die Umfangsspannung σ_θ entsprechend der Schalentheorie für einen Zylinder unter konstantem Innendruck p_{n} entsprechend DIN EN 1993-1-6 [152] nach Gleichung (3.16) berechnet werden.

$$\sigma_\theta = p_{\mathrm{n}} \cdot \frac{r}{t} \tag{3.16}$$

Der Innendruck p_{n} entspricht in dieser Betrachtung der Radialspannung in der äußeren Verbundfuge $\sigma_{\mathrm{r,außen}}$. Diese unterscheidet sich bei AHPMS-Stützen von der Radialspannung in der inneren Verbundfuge $\sigma_{\mathrm{r,innen}}$. Um $\sigma_{\mathrm{r,außen}}$ zu berechnen, kann das Modell des rotationssymmetrischen Spannungszustands jedoch adaptiert werden. Unter der Voraussetzung, dass in der inneren Verbundfuge eine ideale Schubübertragung vorherrscht und kein Schlupf auftritt – und genau dies ist vor dem Erreichen der Verbundfestigkeit der Fall –, sind die axialen Dehnungen ε_{z} im „hybriden Zylinder“ aus Stahlkern und Beton infolge der einwirkenden Kraft F über die innere Fuge hinweg gleich. Für den „hybriden Zylinder“ kann die Radialspannung in der äußeren Verbundfuge unter Annahme einer gehinderten radialen und tangentialen Dehnung analog zu Gleichung (3.13) mit einer gewichteten Querkontraktionszahl ν^* berechnet werden. ν^* muss dabei aus physikalischen Gründen in den Grenzen von ν_{Stahl} und ν_{Beton} liegen. Der Ansatz für die Wichtung erfolgt an dieser Stelle entsprechend Gleichung (3.17) über den Stahl- bzw. Betonanteil entlang des Radius des hybriden Zylinders.

$$\begin{aligned} \nu^* &= \nu_{\mathrm{Stahl}} \cdot \frac{r_{\mathrm{Kern}}}{r_{\mathrm{Kern}} + c_{\mathrm{Beton}}} + \nu_{\mathrm{Beton}} \cdot \frac{c_{\mathrm{Beton}}}{r_{\mathrm{Kern}} + c_{\mathrm{Beton}}} \\ &= \nu_{\mathrm{Stahl}} \cdot \frac{r_{\mathrm{Kern}}}{r_{\mathrm{Rohr,i}}} + \nu_{\mathrm{Beton}} \cdot \frac{c_{\mathrm{Beton}}}{r_{\mathrm{Rohr,i}}} \end{aligned} \tag{3.17}$$

In Analogie zu Gleichung (3.13) ergibt sich für den „hybriden Zylinder“ mit dem Radius $r_{\mathrm{Rohr,i}}$ und der gewichteten Querkontraktionszahl ν^* die Radialspannung in der

äußeren Verbundfuge folglich nach den Gleichungen (3.18) und (3.19). Unter Ansatz der Wichtung von ν^* nach Gleichung (3.17) beschreibt K^* in dieser Formulierung einen nahezu linearen Zusammenhang zu $\frac{r_{\text{Kern}}}{r_{\text{Rohr,i}}}$.

$$\sigma_{\text{r,außen}} = \underbrace{\frac{\nu^*}{(1-2\nu^*)\cdot(1+\nu^*)\cdot\pi}}\cdot F \cdot \frac{1}{r_{\text{Rohr,i}}^2} \tag{3.18}$$

$$= \qquad K^* \qquad \cdot F \cdot \frac{1}{r_{\text{Rohr,i}}^2} \tag{3.19}$$

Zusammenfassend berechnen sich die Radialspannungen in der inneren und äußeren Verbundfuge eines AHPMS-Querschnitts diesem theoretischen Modell zufolge nach den Gleichungen (3.20) und (3.21).

$$\sigma_{\text{r,innen}} = F \cdot K_{\text{Stahl}} \cdot \frac{1}{r_{\text{Kern}}^2} \tag{3.20}$$

$$\sigma_{\text{r,außen}} = F \cdot K^* \cdot \frac{1}{r_{\text{Rohr,i}}^2} \tag{3.21}$$

Zwischen den Radialspannungen der inneren und äußeren Verbundfuge besteht für dieselbe einwirkende Kraft F dementsprechend ein Zusammenhang in der Form von Gleichung (3.22).

$$\sigma_{\text{r,außen}} = \sigma_{\text{r,innen}} \cdot \frac{r_{\text{Kern}}^2}{r_{\text{Rohr,i}}^2} \cdot \frac{K^*}{K_{\text{Stahl}}} \tag{3.22}$$

Unter Einbeziehung der Proportionalität von $\sigma_{\text{r,innen}}$ zu $\frac{1}{r_{\text{Kern}}^2}$ und K_{Stahl} sowie des linearen Zusammenhangs zwischen K^* und $\frac{r_{\text{Kern}}}{r_{\text{Rohr,i}}}$ ergibt sich für $\sigma_{\text{r,außen}}$ eine Proportionalität der Form

$$\boxed{\sigma_{\text{r,außen}} \sim \frac{r_{\text{Kern}}}{r_{\text{Rohr,i}}^3}}$$

Die Radialspannung in der äußeren Fuge stellt den Eingangsparameter für den auf Grundlage der Schalentheorie beschriebenen Zusammenhang zur Umschnürungsspannung im Stahlhohlprofil dar. Wird in Gleichung (3.16) anstelle des üblicherweise verwendeten, mittleren Radius des Stahlhohlprofils vereinfacht der Innenradius $r_{\text{Rohr,i}}$ verwendet – was für die üblicherweise in AHPMS-Stützen verwendeten, dünnwandigen Rohre keinen signifikanten Unterschied ausmacht – kann die Tangentialspannung im Stahlhohlprofil nach Gleichung (3.23) berechnet werden.

$$\sigma_{\theta,\text{Rohr}} = \sigma_{\text{r,außen}} \cdot \frac{r_{\text{Rohr,i}}}{t_{\text{Rohr}}} \tag{3.23}$$

Die Umschnürungswirkung hängt somit über $\sigma_{\mathrm{r,außen}}$ unmittelbar von $\sigma_{\mathrm{r,innen}}$ ab und weist zudem eine lineare Abhängigkeit von $r_{\mathrm{Rohr,i}}$ auf. Über den Zusammenhang zu $\sigma_{\mathrm{r,außen}}$ besteht folglich eine Abhängigkeit der Umschnürungswirkung von $\frac{r_{\mathrm{Kern}}}{r^3_{\mathrm{Rohr,i}}}$, was das Maß der Betondeckung impliziert. Dass die Betondeckung einen Einfluss auf die Verbundwirkung hat, spiegelt sich unmittelbar in den gemessenen Versuchsdaten der Serien III und IV wider. Insgesamt ist die Umschnürungsspannung und somit auch die Verbundspannung proportional zu den beiden folgenden Faktoren:

$$\sigma_{\theta,\mathrm{Rohr}} \sim \frac{r_{\mathrm{Kern}}}{r^3_{\mathrm{Rohr,i}}} \qquad \sigma_{\theta,\mathrm{Rohr}} \sim r_{\mathrm{Rohr,i}}$$

Basierend auf den Versuchsdaten kann eine mathematische Approximation abgeleitet werden, die alle zuvor beschriebenen Proportionalitäten berücksichtigt. Dabei wird der dominierende Einfluss der Radialspannungen infolge gehinderter Querdehnung gegenüber der Umschnürungswirkung durch eine entsprechende Gewichtung berücksichtigt. Ferner wird der Zusammenhang zwischen $\sigma_{\mathrm{r,außen}}$ und $\sigma_{\mathrm{r,innen}}$ und die demnach unmittelbar zusammenhängenden Proportionalitäten in diesem Ansatz berücksichtigt. Die mathematische Formulierung nach Gleichung (3.24) gibt die gemittelten Versuchsdaten jeder Versuchsserie mit einer maximalen Abweichung von 5 % wieder.

$$\tau = 4000 \cdot \left(\frac{1}{r^2_{\mathrm{Kern}}} + 0{,}3 \cdot \frac{r_{\mathrm{Kern}}}{r^3_{\mathrm{Rohr,i}}}\right) + 0{,}014 \cdot r_{\mathrm{Rohr}} \tag{3.24}$$

In Abbildung 3.16 ist die Güte der mathematischen Formulierung in Form einer Gegenüberstellung der berechneten und gemessenen Verbundfestigkeiten dargestellt. Zudem enthält die Abbildung die berechneten Kurvenverläufe auf Grundlage von Gleichung (3.24) für die drei untersuchten Kernradien von 40, 70 und 95 mm. Die drei Kurven folgen dem primär durch die Proportionalität zu $\frac{1}{r^2_{\mathrm{Kern}}}$ charakterisierten, inversquadratischen Verlauf.

Der mathematische Zusammenhang in Gleichung (3.24) wurde anhand der gemessenen Daten abgeleitet und ist demnach nur im betrachteten Parameterbereich durch Versuchsergebnisse gestützt. Außerhalb des validierten Bereichs nehmen die berechneten Verbundfestigkeiten nach Gleichung (3.24) für sehr kleine Kernradien sowie kleine Verhältnisse von $\frac{r_{\mathrm{Kern}}}{r_{\mathrm{Rohr,i}}} < 0{,}3$ sehr hohe Werte an. Diese beide Extreme sind jedoch baupraktisch nicht relevant. Zum einen erzielen sehr kleine Stahlkerne in AHPMS-Stützen keine signifikante Tragfähigkeitserhöhung gegenüber AHP-Stützen und werden daher nicht verwendet. Zum anderen werden auch selten große Stahlhohlprofile in Kombination mit verhältnismäßig kleinen Kernprofilen eingesetzt. Da der eingefüllte Beton in AHPMS-Stützen primär aus brandschutztechnischen Gründen vorgesehen wird, nutzt eine große Betondeckung die Vorteile eines Entwurfs als AHPMS-Stütze gegenüber

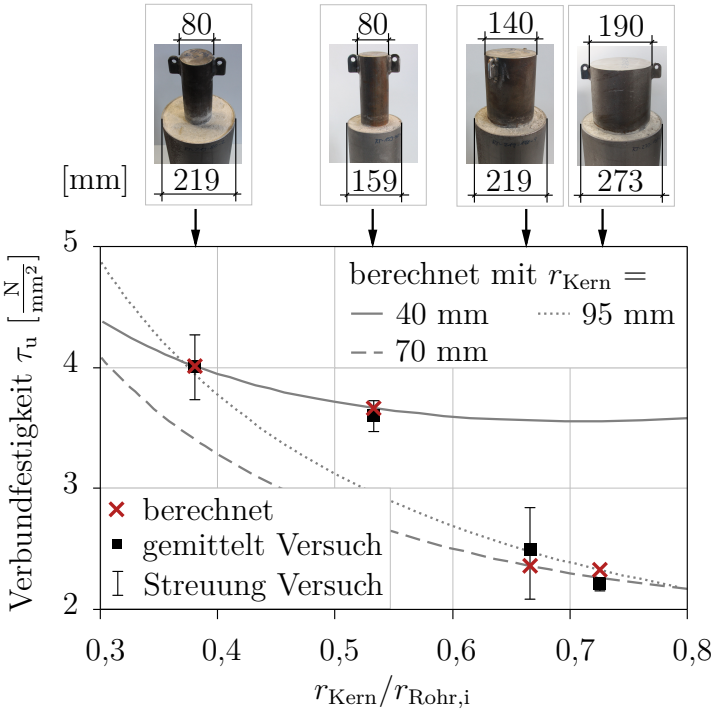


Abbildung 3.16: Visualisierung der analytisch berechneten Verbundfestigkeiten nach Gleichung (3.24) und Gegenüberstellung mit gemessenen Verbundfestigkeiten

anderen Stützenformen nicht wirtschaftlich aus. Eine große Betondeckung und ein entsprechend geringes $\frac{r_{Kern}}{r_{Rohr,i}}$-Verhältnis konstruktiv vorzusehen, ist aus baupraktischer und architektonischer Sicht daher nicht sinnvoll. Demnach ist Gleichung (3.24) im baupraktisch relevanten und anhand der Versuchsdaten abgesicherten Parameterbereich geeignet, um die Verbundfestigkeit in Abhängigkeit der geometrischen Abmessungen r_{Kern} und $r_{Rohr,i}$ zu berechnen.

Neben der Verbundfestigkeit stellt auch die Verbundsteifigkeit eine charakteristische Größe der Verbundeigenschaften dar. Die Verbundsteifigkeit kann unter Berücksichtigung des steilen Anstiegs der τ-u-Kurven im Bereich kleiner Relativverschiebungen als Verhältnis der Verbundfestigkeit τ_u zur zugehörigen Verschiebung $u(\tau_u)$ definiert werden. Die Versuchsdaten weisen einen nahezu linearen Zusammenhang der Verschiebung $u(\tau_u)$ vom Kernradius auf (vgl. Tabelle 3.4), wobei größere Stahlkernradien mit einer größeren Relativverschiebung beim Erreichen von τ_u korrelieren. Da in der Folge sowohl die Verbundfestigkeit τ_u bei großen Stahlkerndurchmessern sinkt als auch die zugehörige Verschiebung $u(\tau_u)$ steigt, reduziert sich die Verbundsteifigkeit entsprechend deutlich für größere Stahlkerndurchmesser. Mathematisch kann die Verbundsteifigkeit in Abhängigkeit von τ_u sowie des linearen Zusammenhangs zwischen $u(\tau_u)$ und r_{Kern} nach Gleichung (3.25) beschrieben werden. Dabei ist dieselbe Einschränkung des Anwendungsbereichs wie zuvor beschrieben zu berücksichtigen. Die mathematische Formulierung

gibt die gemittelten Verbundsteifigkeiten der Versuche mit einer maximalen Abweichung von 8 % wieder.

$$K = \frac{\tau_{\mathrm{u}}}{u(\tau_{\mathrm{u}})} = \frac{4000 \cdot (\frac{1}{r_{\mathrm{Kern}}^2} + 0.3 \cdot \frac{r_{\mathrm{Kern}}}{r_{\mathrm{Rohr,i}}^3}) + 0{,}014 \cdot r_{\mathrm{Rohr}}}{0{,}39 + 0{,}006 \cdot r_{\mathrm{Kern}}} \tag{3.25}$$

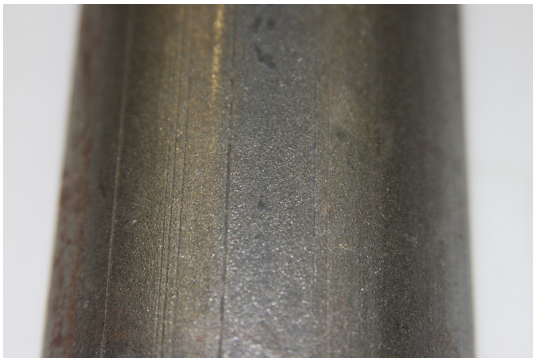
3.3.3 Einfluss der Oberflächenbeschaffenheit

Verschiedene Forschergruppen, die ähnliche Versuche zur Bestimmung der Verbundfestigkeit von AHP-Stützen durchgeführt haben (vgl. Abschnitt 2.4.3), haben die Oberflächenrauheit des Stahls als entscheidende Einflussgröße auf den Anteil der mikroskopischen Verzahnung an der Gesamt-Verbundwirkung identifiziert. Um diesen Effekt in Bezug auf Proben mit einer inneren Verbundfuge zu quantifizieren, wurde in Versuchsserie V der massive Stahlkern durch ein ausbetoniertes Stahlhohlprofil identischer Außenabmessungen ersetzt. Die so entstehenden ausbetonierten Hohlprofilstützen mit eingestelltem Rundrohrprofil (AHPRR-Stützen) wurden im Push-out-Versuch am oberen Ende gleichmäßig auf dem inneren Stahlhohlprofil und dem inneren Beton belastet, während der äußere Beton und das äußere Stahlhohlprofil auf der Unterseite aufgelagert wurden. Demnach erfolgte die gesamte Schubübertragung über die Verbundfuge zwischen dem inneren Stahlhohlprofil und dem äußeren Beton.
Für massive Stahlkerne und Stahlhohlprofile gelten unterschiedliche normative Anforderungen an die Oberflächenbeschaffenheit, weshalb mit unterschiedlichen Rauheiten in den Serien I und V bei sonst gleichen geometrischen Bedingungen der Verbundfuge zu rechnen ist. Somit kann der Einfluss der Oberflächenbeschaffenheit auf die Verbundfestigkeit und -steifigkeit durch den Vergleich der Ergebnisse dieser beiden Serien abgeleitet werden.
Der herstellungsrelevanten Norm DIN EN 10021 [146] folgend müssen Stahlerzeugnisse eine „dem angewendeten Formgebungsverfahren entsprechende Oberfläche aufweisen“. Anhaltswerte für die Oberflächenrauheit von Stahlerzeugnissen aus unterschiedlichen Herstellungsverfahren sind in DIN 4766-1 [138] angegeben. Diese enthält Werte für die Rautiefe R_{t}, die den senkrechten Abstand der höchsten Profilspitze und des tiefsten Profiltals entlang von fünf Einzelmessungen beschreibt, sowie für die gemittelte Rautiefe R_{z}, die den Mittelwert der Rautiefe der fünf Einzelmessungen angibt. Zudem werden Werte für den arithmetischen Mittenrauwert R_{a} angegeben, der die mittlere Abweichung der Rauheits-Ordinaten von der Mittellinie definiert.
Bei den verwendeten Stahlhohlprofilen handelt es sich um kaltgeformte, geschweißte Hohlprofile entsprechend DIN EN 10219-1 [145]. In DIN EN 10219-1 sind keine weiterführenden Anforderungen an die Oberflächenbeschaffenheit enthalten, sodass lediglich

Tabelle 3.5: Herstellungsbedingt erreichbare Rauheitswerte nach DIN 4766-1 [138]

Stahlprofil	Massiver Stahlkern	Stahlhohlprofil
Herstellungsverfahren nach DIN 4766-1	Kokillengießen	Walzen von Formteilen
Rautiefe R_t [μm]	10 - 250	1 - 100
Gemittelte Rautiefe R_z [μm]	10 - 250	1 - 100
Mittenrauwert R_a [μm]	3,2 - 66	0,13 - 25

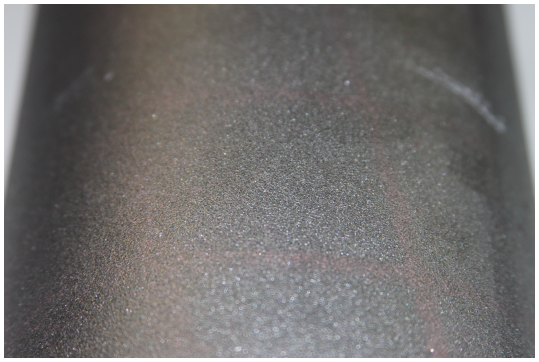
die Grenzwerte der DIN 4766-1 einzuhalten sind (vgl. Tabelle 3.5).
Die massiven Stahlkerne wurden im Stranggussverfahren (entspricht dem *Kokillengießen* in DIN 4766-1) unter Einhaltung der Anforderungen der Herstellungsklasse B nach DIN EN 10221 [142] hergestellt. Letztgenannte Norm schreibt zusätzlich die Größe der zulässigen radialen Tiefe von Oberflächenungänzen vor und beschränkt diese in Abhängigkeit des Nenndurchmessers d_N auf $\Delta_{max} = 0{,}01 \cdot d_N$. Für die untersuchten Kerndurchmesser ergeben sich demnach zulässige Ungänzen von 800 μm ($\varnothing_{Kern} = 80$ mm), 1400 μm ($\varnothing_{Kern} = 140$ mm) sowie 1900 μm ($\varnothing_{Kern} = 190$ mm).
Die Angaben der DIN 4766-1 lassen darauf schließen, dass bei der Fertigung von Stahlhohlprofilen in der Regel geringere Rauheiten und somit ebenere Oberflächen zu erwarten sind als bei massiven Stahlkernen (vgl. Tabelle 3.5). Zur Beurteilung der vorhandenen Oberflächenbeschaffenheit wurden vor der Versuchskörperfertigung sowohl visuelle Inspektionen als auch Rauheitsmessungen an den verwendeten Stahlkernen und Stahlhohlprofilen durchgeführt. Die visuelle Inspektion belegte eine deutlich gleichmäßigere Oberfläche der Stahlhohlprofile gegenüber den massiven Stahlkernen. Die massiven Stahlkerne wiesen hingegen unregelmäßige Ungänzen und Riefen infolge des Fertigungsprozesses auf, die zum Teil axial und zum Teil tangential entlang des Stahlkerns verliefen (vgl. Abbildung 3.17). Diese Riefen und Ungänzen gingen über eine kontinuierliche Oberflächenrauheit hinaus und sind zum Teil eher den makroskopischen als den mikroskopischen Imperfektionen zuzuordnen. Zwischen den Riefen lag hingegen auch für die Stahlkerne augenscheinlich eine regelmäßige Oberflächenbeschaffenheit vor, die eine übliche mikroskopische Verzahnung bewirkt.
Die zugehörigen Rauheitsmessungen wurden jeweils an drei Stahlkernen mit Durchmessern von 80, 140 und 190 mm sowie drei Hohlprofilen RO 139*4,0 durchgeführt. An jeder Probe wurden drei Messebenen festgelegt, die mittig sowie jeweils im Abstand von 5 cm von der Ober- und Unterkante der späteren Verbundfuge lokalisiert wurden. In jeder Messebene wurden vier Messungen durchgeführt, die jeweils um 90° entlang des Umfangs voneinander versetzt angeordnet wurden. Da Rauheitsmessungen im Bereich einer Riefe keine repräsentativen Werte für die gesamte Oberfläche ermitteln, wurden die Messungen zur Bestimmung der Rauheitswerte der Stahlkerne jeweils außerhalb von



$\varnothing_{\text{Kern}} = 80\,\text{mm}$

$\varnothing_{\text{Kern}} = 140\,\text{mm}$

$\varnothing_{\text{Kern}} = 190\,\text{mm}$



$\varnothing_{\text{Rohr}} = 139\,\text{mm}$

Abbildung 3.17: Charakteristische Oberflächenbeschaffenheiten der Stahlvollprofile und Stahlhohlprofile

offensichtlichen Riefen durchgeführt. Um auch die Riefen in Relation zu den Angaben der DIN EN 10221 bewerten zu können, erfolgten ergänzende Vergleichsmessungen explizit im Bereich einzelner Riefen.
Die Rauheitsmessungen wurden mit dem Linearvorschubgerät Hommel Etamic T1000 durchgeführt, das über ein induktives Wegaufnahmesystem verfügt. Mit dem Taster Waveline 20 erfolgte eine mechanische Abtastung der Stahloberfläche, infolge derer ein Primärprofil aufgezeichnet wurde. Aus diesem Profil wurden das Rauigkeits- und das Welligkeitsprofil errechnet. Bei jeder Messung wurden innerhalb der 20 mm langen Tastlänge intern jeweils fünf Einzelmessungen der Länge 2,5 mm durchgeführt und darauf basierende Kennwerte bezüglich der Rauheit, wie z.B. R_{a}, R_{t} und R_{z}, ermittelt. In den kontinuierlichen Bereichen der Oberflächen wurden die in Tabelle 3.6 dargestellten Daten ermittelt. Der dargestellte Mittelwert beinhaltet dabei alle Messungen der drei Proben des jeweiligen Stahlkerndurchmessers bzw. Hohlprofils (je 36 Messungen à 5 Einzelmessungen). Als Maximalwert wird der absolute Maximalwert der drei Proben angegeben. Alle gemessenen Werte liegen innerhalb der in Tabelle 3.5 angegebenen Grenzwerte. Die verwendeten Stahlkerne und inneren Hohlprofile weisen demnach eine

Tabelle 3.6: Gemessene Rauheitswerte der massiven Stahlkerne und Stahlhohlprofile

Messwerte		$\varnothing_{\text{Kern}}$ 80 mm	$\varnothing_{\text{Kern}}$ 140 mm	$\varnothing_{\text{Kern}}$ 190 mm	$\varnothing_{\text{Rohr}}$ 139,7 mm
Rautiefe R_{t} [μm]	Mittelwert	66,5	69,5	92,8	87,7
	Maximalwert	94,6	104,2	200,4	98,1
Gemittelte Rautiefe R_{z} [μm]	Mittelwert	51,2	49,4	66,1	68,4
	Maximalwert	71,2	73,6	100,6	84,7
Mittenrauwerte R_{a} [μm]	Mittelwert	9,3	8,3	12,0	12,4
	Maximalwert	14,2	12,2	17,6	15,1

Oberflächenbeschaffenheit entsprechend DIN 4766-1 auf.
Die gemessenen Rauheitswerte der Stahlkerne mit Durchmessern von 80 und 140 mm liegen dabei dicht beieinander. Die größeren Kerne mit einem Durchmesser von 190 mm weisen demgegenüber erhöhte Rauheitswerte auf, wobei jedoch auch diese deutlich unterhalb der zulässigen Maximalwerte nach DIN 4766-1 liegen. Die gemessenen Rauheitswerte der Stahlhohlprofile liegen allesamt höher als die Werte der Stahlkerne mit einem Durchmesser von 140 mm, deren Ergebnisse nachfolgend gegenübergestellt werden. Dabei bleibt zu beachten, dass es sich bei diesen Messungen lediglich um die Kennwerte der riefenlosen Bereiche der Stahlkerne handelt. Im Gegensatz zu der kontinuierlichen Oberfläche der Stahlhohlprofile tragen die Riefen an der Oberfläche der massiven Stahlkerne ebenfalls zur Verbundwirkung bei und bewirken zusätzlich eine lokale Verzahnung des Betons.
Einzelne Riefen und Ungänzen an den massiven Stahlkernen konnten im Zuge der ergänzenden Messungen zum Teil aufgrund des beschränkten Messhubs des Rauheitsmessgeräts nicht erfasst werden (vgl. Abbildung 3.18). Diese Riefen wiesen somit eine senkrechte Abweichung von mehr als 300 μm auf und liegen damit außerhalb der Grenz-

Abbildung 3.18: Lokale Ungänzen und Riefen der massiven Stahlkerne

Tabelle 3.7: Gemessene Rauheitswerte von zehn Ungänzen an massiven Stahlkernen

	Rautiefe R_t	Gemittelte Rautiefe R_z	Mittenrauwert R_a
Mittelwert [μm]	125,0	80,6	13,9
Maximalwert [μm]	188,4	114,3	21,6

werte nach DIN 4766-1. Gleichwohl können durchaus die Grenzwerte für Ungänzen nach DIN EN 10221 erfüllt sein, was jedoch aufgrund der technischen Gegebenheiten an dieser Stelle nicht genauer quantifiziert werden konnte. Andere Ungänzen konnten hingegen messtechnisch erfasst werden und lieferten dabei, wie zu erwarten, deutlich höhere Rauheitswerte als die augenscheinlich glatteren Bereiche (vgl. Tabelle 3.7). Die Messwerte dieser Ungänzen liegen sogar innerhalb der Grenzwerte nach DIN 4766-1.
Die Auswirkungen der zuvor beschriebenen unterschiedlichen Oberflächenbeschaffenheiten der untersuchten Stahlkerne und Rohre auf die Verbundeigenschaften der Probekörper werden im Folgenden anhand einer Gegenüberstellung der Verbundspannung-Verschiebungskurven analysiert. Die τ-u-Kurven der AHPMS- und AHPRR-Proben zeigen im Bereich geringer Verformungen eine signifikant unterschiedliche Charakteristik (vgl. Abbildung 3.19). Alle drei Proben der Serie V (AHPRR) weisen eine geringere Verbundsteifigkeit als die der Serie I (AHPMS) auf und erreichen die maximal übertragbare Verbundspannung von im Mittel 3,10 $\frac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm}^2}$ erst bei Relativverschiebungen von deutlich über 1 mm. Auffällig ist dabei ein Steigungswechsel innerhalb des ansteigenden Kurvenbereichs, der auf die Reduktion einzelner Bestandteile der Verbundwirkung – wie

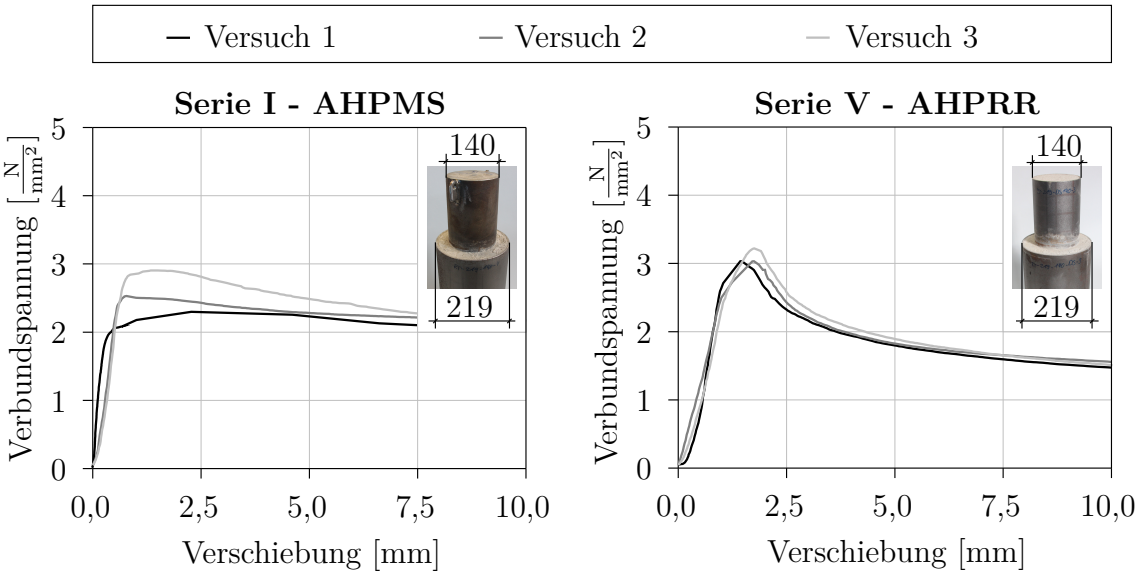


Abbildung 3.19: Gegenüberstellung der Verbundspannung-Verschiebungskurven der Push-out-Versuche an AHPMS- und AHPRR-Proben bei Raumtemperaturbedingungen

z.B. das Überschreiten der Adhäsion – hindeutet. Die geringere Verbundsteifigkeit der AHPRR-Proben korreliert mit den höheren Rauheitswerten der Stahlhohlprofile. Eine größere Oberflächenrauheit ist gleichbedeutend mit höheren Profilspitzen und -tälern des Stahlprofils und bewirkt somit eine ausgeprägtere mikroskopische Verzahnung, zu deren Überwindung größere Verschiebungen notwendig sind.
Der gemessene Kurvenverlauf und folglich auch die Verbundfestigkeit der AHPRR-Proben weist eine höhere Reproduzierbarkeit auf als die vergleichbarer AHPMS-Proben. Dies ist durch die visuell festgestellte gleichmäßigere Oberflächenbeschaffenheit der Stahlhohlprofile begründbar. Die Unterschiede der Kurvenverläufe in den jeweiligen Serien der AHPMS-Proben sind folglich insbesondere auf die Anordnung und Ausprägung der Ungänzen der Stahlkerne zurückzuführen. Zudem bewirkt der Beton im Inneren des inneren Stahlhohlprofils gegenüber einem massiven Stahlkern eine geringere Querdehnung (in diesem Belastungszustand ist $\nu_{\text{Beton}} < \nu_{\text{Stahl}}$), wodurch zum einen der Normalendruck auf die Verbundfuge reduziert ist und zum anderen eine geringere Umschnürungswirkung aktiviert wird (vgl. theoretisches Modell in Abschnitt 3.3.2).
Nach dem Überschreiten der maximalen Verbundspannung verlaufen die τ-u-Kurven der AHPRR-Proben exponentiell abnehmend und nähern sich für hohe Verschiebungen asymptotisch einem Wert an, der unterhalb des vergleichbaren Wertes der AHPMS-Proben liegt. Dies ist auf den Einfluss der makroskopischen Verzahnung im Bereich großer Relativverschiebungen zurückzuführen, die, wie in diesem Abschnitt gezeigt wurde, bei massiven Stahlkernen ausgeprägter sind als bei Stahlhohlprofilen.
Die Gegenüberstellung der Versuchsergebnisse unterstreicht in Zusammenhang mit den gemessenen Rauheitswerten und der visuellen Begutachtung der Oberflächenrauheiten einen signifikanten Einfluss der Oberflächenbeschaffenheit auf das Verbundverhalten in der inneren Verbundfuge von ausbetonierten Hohlprofilstützen mit einem eingestellten Stahlprofil bei Raumtemperaturbedingungen. Insbesondere wirkt sich die Oberflächenbeschaffenheit auf die Duktilität des Verbundes bzw. die Relativverschiebungen beim Erreichen der Verbundfestigkeit aus. Die Verbundfestigkeit liegt hingegen für AHPMS- und AHPRR-Versuchskörper nahe beieinander und wird demzufolge nur in geringem Ausmaß durch die Oberflächenbeschaffenheit beeinflusst.

3.3.4 Erkenntnisse

Die in diesem Abschnitt beschriebenen Push-out-Versuche an AHPMS-Probekörpern bei Raumtemperaturbedingungen haben deutlich höhere Verbundfestigkeiten zwischen 2,09 - 4,27 $\frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$ identifiziert als vergleichbare Versuche an anderen Verbundstützenquerschnitten, die in Abschnitt 2.4.3 beschrieben wurden. Die gemessenen Verbundfestigkeiten in der inneren Verbundfuge wiesen dabei eine signifikante Abhängigkeit von den geo-

metrischen Abmessung auf, wobei insbesondere der Radius des Stahlkerns sowie das Verhältnis der Kern- und Hohlprofilradien die Höhe der Verbundfestigkeit beeinflussten. Anhand eines theoretischen Modells, welches die Querkontraktion der Materialien im rotationssymmetrischen Probekörper sowie die Umschnürungswirkung des Stahlhohlprofils in Hinblick auf ihren Einfluss auf die Verbundwirkung quantifiziert, wurde der Zusammenhang zu den geometrischen Abmessungen auch theoretisch belegt. Die auf Grundlage der experimentellen Untersuchungen und dem theoretischen Modell abgeleiteten mathematischen Zusammenhänge in den Gleichungen (3.24) und (3.25) beschreiben die Verbundfestigkeit und -steifigkeit in Abhängigkeit der geometrischen Abmessungen im untersuchten Parameterbereich mit einer maximalen Abweichung von 5 bzw. 8 % zu den Messergebnissen.
Ferner wurde im Zuge eines Vergleichs von AHPMS- mit AHPRR-Proben der Einfluss unterschiedlicher Oberflächenbeschaffenheiten auf die Verbundeigenschaften analysiert. Dabei erwiesen sich die Rauheiten der Oberfläche insbesondere für den ansteigenden Kurvenverlauf der gemessenen τ-u-Kurven im Bereich geringer Verformungen als signifikant. Hingegen beeinflussen makroskopische Imperfektionen, zu denen auch die beobachteten Riefen auf den Stahlkernoberflächen gezählt wurden, vornehmlich das Verbundverhalten im Bereich großer Relativverschiebungen. Die Verbundfestigkeiten lagen für die AHPMS- und AHPRR-Proben in vergleichbarer Größe.

3.4 Ermittlung der Verbundfestigkeit bei hohen Temperaturen

3.4.1 Definition der Temperaturbeanspruchungen

In diesem Abschnitt werden die experimentellen Untersuchungen an AHPMS-Probekörpern bei hohen Temperaturen beschrieben und analysiert, um die Auswirkungen einer thermischen Einwirkung auf das Verbundverhalten zu quantifizieren. Da die zeitliche Entwicklung der Temperaturbeanspruchung einen wesentlichen Einfluss auf das Erwärmungsverhalten und somit voraussichtlich auch die Verbundfestigkeit von Verbundbauteilen hat, wird im Folgenden zunächst die den Versuchsserien zugrunde gelegte thermische Einwirkung beschrieben.
Eine thermische Einwirkung wirkt sich in mehrerlei Hinsicht auf die Verbundeigenschaften zwischen Baustahl und Beton aus. Einerseits beeinflusst sie die Materialeigenschaften der Baustoffe, was sich unmittelbar auf die mikroskopische Verzahnung und die Adhäsion auswirkt. Andererseits treten infolge einer Temperaturbeanspruchung thermische Dehnungen auf, die sich je nach Ausprägung unterschiedlich auf die

Verbundspannung auswirken können. Eine Quantifizierung dieser Effekte auf Grundlage experimenteller Untersuchungen ist bisher noch nicht detailliert erfolgt. Um die Auswirkungen hoher Temperaturen, wie sie z.B. infolge eines Brandes auf die Verbundfuge einwirken können, zu bewerten, wurden im Zuge der vorliegenden Forschungsarbeit experimentelle Untersuchungen an erwärmten Push-out-Probekörpern durchgeführt. Dabei wurden zum einen Messungen an Proben mit einer homogenen Querschnittstemperatur durchgeführt und zum anderen definierte Temperaturzeitkurven für die Erwärmung der Proben verwendet. Homogene Temperaturfelder treten zwar nicht infolge eines realen Brandereignisses in Verbundquerschnitten auf, stellen jedoch eine Möglichkeit dar, um grundlegende Untersuchungen unter definierten Randbedingungen durchzuführen. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen dienen als Basis für weiterführende Untersuchungen, bei denen zusätzlich Einflüsse aus unterschiedlichen Temperaturgradienten analysiert werden. In Tabelle 3.8 sind die untersuchten Parameter der durchgeführten Versuchsreihen bei hohen Temperaturen zusammengefasst.

Tabelle 3.8: Versuchsprogramm der Push-out-Versuche an AHPMS-Probekörpern bei hohen Temperaturen

Serie	Anzahl Proben	Verbundfugen-temperatur [°C]	Temperatur-verteilung	Aufheizgeschwindigkeit [K/min]
I	6	300 / 400 / 500	homogen	-
I-G	6	300	transient	1,5 / 2,0 / 2,5 / 5,0 / maximal
II	6	300 / 400 / 500	homogen	-
III	6	300 / 400 / 500	homogen	-
IV	6	300 / 400 / 500	homogen	-
V	6	300 / 400 / 500	homogen	-

Die Proben der Versuchsserien I bis V wurden nach der dynamischen Vorbelastung so lange im Ofen erwärmt, bis die Zieltemperatur von 300 °C, 400 °C bzw. 500 °C in allen Messstellen des Stahlhohlprofils, des Betons und des Stahlkerns erreicht wurde. Dieser Prozess erforderte – wie in Abschnitt 3.2.2 detailliert beschrieben – eine zeitweise Übersteuerung der Ofentemperaturen über die Zieltemperatur, um eine homogene Querschnittstemperatur innerhalb einer definierten Zeitspanne zu erzielen. Die während des Erwärmungsprozesses aufgezeichneten Temperaturen der Querschnittskomponenten sind in Anhang A.2 und A.4 grafisch dargestellt.
Die Proben der Serie I-G wurden einer Ofentemperatur ausgesetzt, die einer definierten Aufheizgeschwindigkeit folgte. Die zugehörigen Temperaturzeitverläufe der Querschnittskomponenten sind in Anhang A.3 dargestellt. Der Push-out-Versuch wurde in dieser Versuchsserie jeweils gestartet, sobald in der inneren Verbundfuge eine Temperatur von 300 °C erreicht wurde.

3.4.2 Einfluss homogener Querschnittstemperaturen

An dieser Stelle werden die Ergebnisse der Push-out-Versuche an AHPMS-Probekörpern bei einer homogenen Querschnittstemperatur beschrieben. Die Untersuchungen dienen der Quantifizierung des Einflusses einer hohen Querschnittstemperatur auf die Verbundeigenschaften. Sie bilden die Grundlage für weiterführende Untersuchungen unter Berücksichtigung eines thermischen Gradienten sowie die Bewertung des Auftretens einer Verbundwirkung im Lasteinleitungsbereich von AHPMS-Stützen im Brandfall. Im Folgenden werden zunächst die Ergebnisse der Versuchsserien HT-I bis HT-IV analysiert. Die gemessenen τ-u-Daten der Versuche bei hohen Temperaturen wurden, wie in Abschnitt 3.2.3 beschrieben, aufbereitet und sind in Abbildung 3.20 dargestellt.
Die Verbundspannung-Verschiebungskurven weisen innerhalb der Versuchsserien I bis IV ähnliche Verläufe auf. Die Kurven der Serien I und II können ebenso wie bei

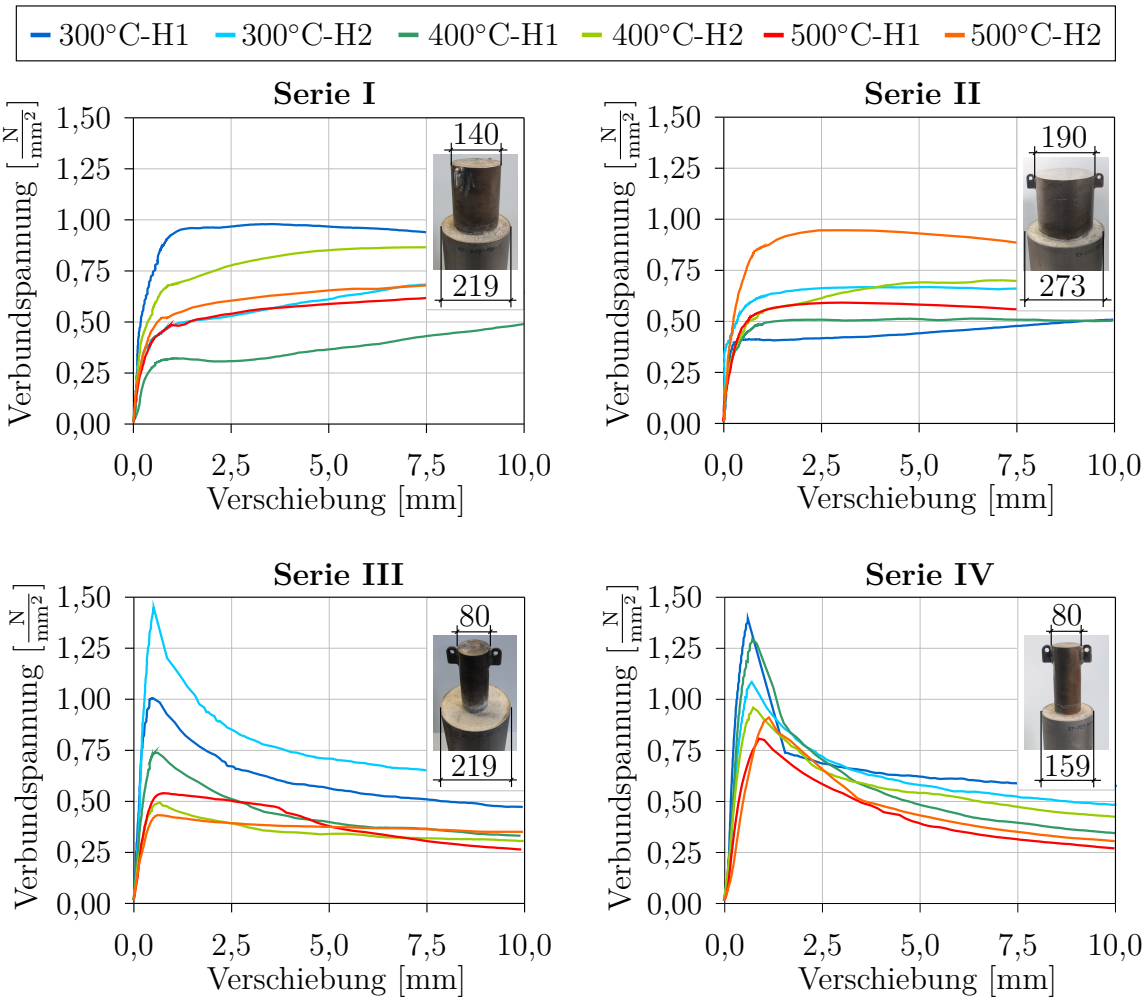


Abbildung 3.20: Verbundspannung-Verschiebungskurven der Push-out-Versuche an AHPMS-Proben bei hohen Temperaturen

Raumtemperaturbedingungen durch einen nahezu bilinearen Kurvenverlauf beschrieben werden. Für hohe Temperaturen weist der Kurvenverlauf im Bereich kleiner Verschiebungen einen steilen Anstieg und im weiteren Verlauf entweder einen nahezu konstanten oder leicht zu- oder abnehmenden Verlauf auf. Hingegen weisen die τ-u-Kurven der Serien III und IV nach Überschreiten der Verbundfestigkeit einen exponentiellen Abfall der Verbundspannungen auf, der sich mit zunehmender Verschiebung asymptotisch einem Grenzwert nähert. Diese Charakteristik konnte ebenso bereits bei den Raumtemperatur-Versuchen der Serie III festgestellt werden. Eine Gegenüberstellung der charakteristischen τ-u-Kurvenverläufe der vier Versuchsserien zur Visualisierung der unterschiedlichen Kurvenverläufe ist für jedes Temperaturlevel gesondert in Anhang A.5 dargestellt.
Die detaillierte Betrachtung der Ergebnisse offenbart unterschiedliche Einflüsse des Temperaturniveaus auf die verschiedenen Probekörpergeometrien. Für die Serien III und IV liegt eine offensichtliche Abhängigkeit der Verbundfestigkeit von der Temperatur vor, wobei höhere Temperaturen in geringeren Verbundfestigkeiten resultieren (vgl. Abbildung 3.20). Die in Tabelle 3.9 jeweils als Mittelwert der beiden identischen Versuche zusammengefassten Daten der Verbundfestigkeit bestätigen diesen Zusammenhang für die Serien III und IV. Hingegen liegen die gemittelten Werte für die Versuchsreihen I und II für die untersuchten Temperaturstufen jeweils näher beieinander. Für Serie II liegt die gemittelte Verbundfestigkeit bei 500 °C sogar geringfügig höher als für die beiden geringeren Temperaturstufen. Eine detaillierte Analyse und Erklärung dieser

Tabelle 3.9: Gemittelte Verbundfestigkeit und -steifigkeit sowie Reibfestigkeit der Push-out-Versuche an AHPMS-Proben bei hohen Temperaturen

Serie	Temperatur [°C]	Verbundfestigkeit τ_u $[\frac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm}^2}]$	Verbundsteifigkeit K $[\frac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm}^3}]$	Verhältnis $\frac{\tau_\mathrm{u,HT}}{\tau_\mathrm{u,RT}}$	Reibfestigkeit τ_r $[\frac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm}^2}]$	Verhältnis $\frac{\tau_\mathrm{r,HT}}{\tau_\mathrm{r,RT}}$
I	300	0,70	0,75	0,28	0,80	0,35
	400	0,50	0,52	0,20	0,63	0,28
	500	0,50	0,55	0,20	0,64	0,28
II	300	0,51	0,56	0,23	0,56	0,28
	400	0,51	0,55	0,23	0,61	0,31
	500	0,70	0,77	0,32	0,74	0,37
III	300	1,23	2,47	0,31	0,61	0,33
	400	0,62	0,98	0,16	0,36	0,19
	500	0,49	0,72	0,12	0,35	0,19
IV	300	1,24	1,97	0,34	0,58	0,29
	400	1,13	1,57	0,31	0,46	0,23
	500	0,84	0,90	0,23	0,37	0,19

Beobachtungen erfolgt unter Einbeziehung numerischer Simulationen in Abschnitt 4.3.3 dieser Arbeit.

Tendenziell kann aus den gemessenen Werten abgeleitet werden, dass bei höheren Temperaturen geringere Verbundfestigkeiten und -steifigkeiten zu erwarten sind. Dabei reduziert sich die Verbundsteifigkeit infolge der Definition $K = \frac{\tau_u}{u(\tau_u)}$ entsprechend der gemessenen Verbundfestigkeit, wohingegen die zugehörige Verschiebung $u(\tau_u)$ für hohe Temperaturen keine wesentliche Veränderung gegenüber Raumtemperaturbedingungen aufweist.

Im Vergleich zu den gemessenen Werten bei Raumtemperaturbedingungen liegt eine deutliche Reduzierung der Verbund- und Reibfestigkeit bei hohen Temperaturen vor. In Tabelle 3.9 sind dazu ergänzend die Verhältnisse der Verbund- und Reibfestigkeit bei hohen Temperaturen zu den jeweiligen Werten bei Raumtemperaturbedingungen angegeben. Für die Verbundfestigkeit liegen diese zwischen 12 und 34 % und stellen somit eine signifikante Reduktion gegenüber Raumtemperaturbedingungen dar. Auch die Reibfestigkeit beträgt bei hohen Temperaturen nur noch zwischen 19 und 37 % der Festigkeit bei Raumtemperaturbedingungen.

In Abbildung 3.21 ist die gemittelte Verbundfestigkeit mit der zugehörigen Streuung bei hohen Temperaturen über das Verhältnis $\frac{r_{Kern}}{r_{Rohr,i}}$ grafisch dargestellt. Für die Proben mit geringen Verhältnissen von $\frac{r_{Kern}}{r_{Rohr,i}}$ ist eine Abhängigkeit der Verbundfestigkeit von der homogenen Querschnittstemperatur erkennbar, die jedoch bei größeren Verhältnissen

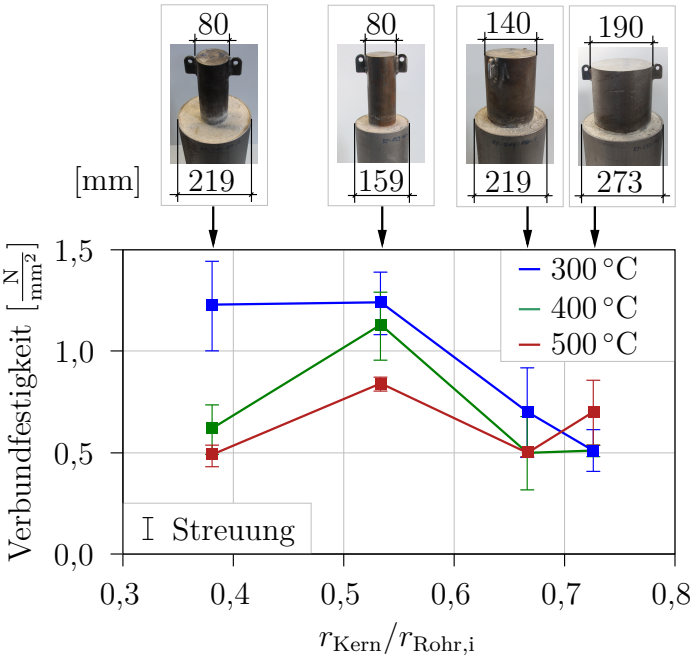


Abbildung 3.21: Zusammenhang zwischen den Querschnittsabmessungen und der Verbundfestigkeit von AHPMS-Proben bei hohen Temperaturen

von $\frac{r_{\text{Kern}}}{r_{\text{Rohr,i}}}$ nicht eindeutig belegbar ist. Dies ist insbesondere auf die thermischen Dehnungen der Querschnittskomponenten zurückzuführen, deren Einfluss in Abschnitt 4.3.3 genauer analysiert wird.

Für die Push-out-Versuche bei homogenen Querschnittstemperaturen konnten zudem signifikante Unterschiede im Kraft-Verschiebungsverhalten der AHPMS-Stützen bei unterschiedlichen Temperaturniveaus festgestellt werden. Zur Identifizierung dieser Effekte sind in Abbildung 3.22 anstelle der nach Abschnitt 3.2.3 geglätteten τ-u-Kurven die gemessenen Daten, die lediglich um die Verformungen des Versuchsstands bereinigt wurden, dargestellt. Der Übersichtlichkeit halber ist je Temperaturstufe nur ein aufgezeichneter Verlauf dargestellt (die restlichen Kurven sind in Anhang A.6 dargestellt und weisen dieselbe Charakteristik auf). Bei den Proben, die bei 300 °C getestet wurden, liegt demnach eine eher kontinuierliche Relativverschiebung des Stahlkerns entlang des Betons mit nur vereinzelten Unstetigkeiten im Bereich kleiner Verschiebungen vor. Hingegen

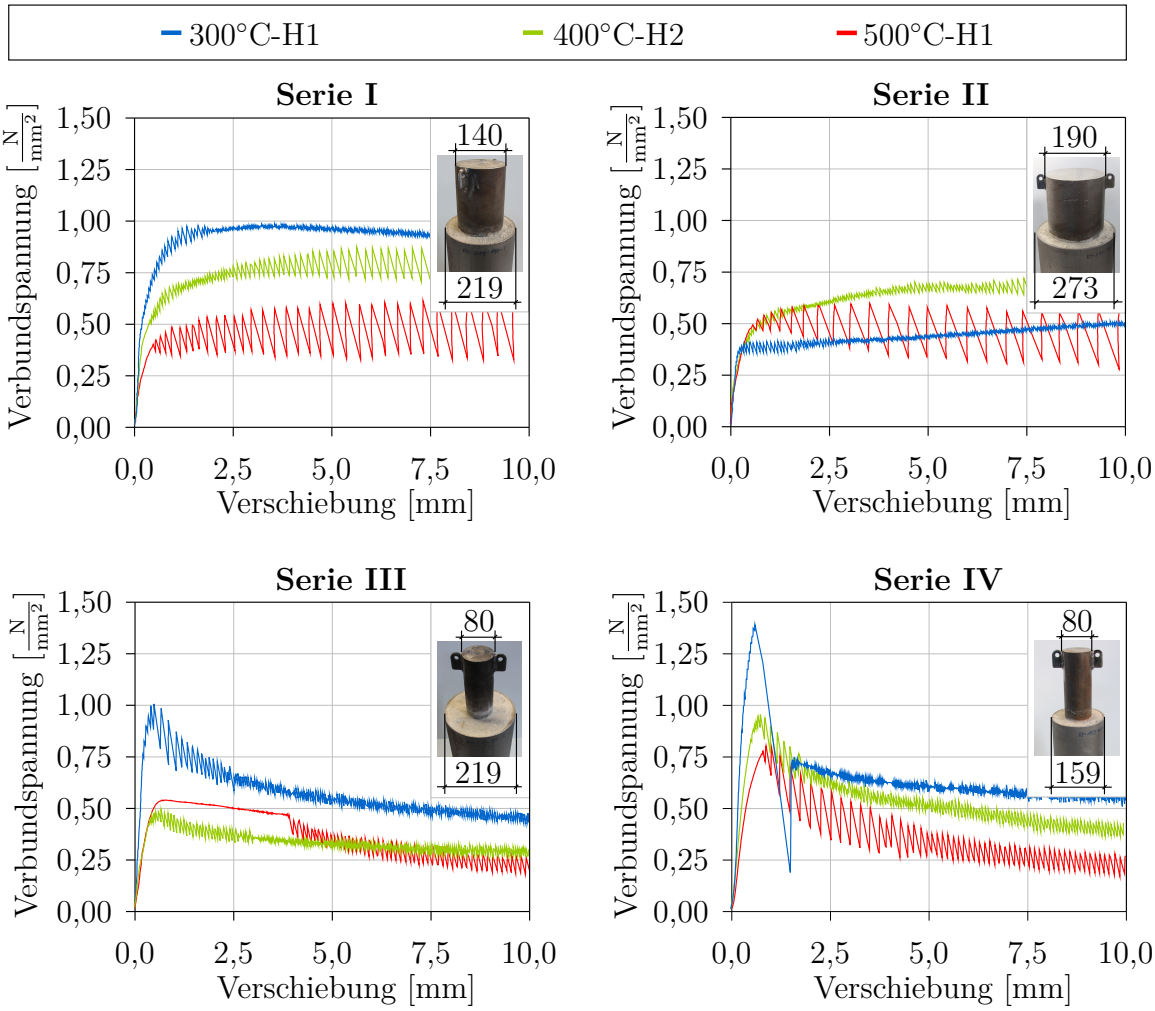


Abbildung 3.22: Verbundspannung-Verschiebungskurven der Push-out-Versuche an AHPMS-Proben bei hohen Temperaturen ohne Aufbereitung der Messdaten

treten für höhere Temperaturen signifikante Sprünge in den τ-u-Kurvenverläufen auf (*stick-slip*-Verhalten). Für die bei einer homogenen Temperatur von 500 °C getesteten Proben sind diese Unstetigkeiten dabei ausgeprägter als bei 400 °C.
Die Sprünge im τ-u-Diagramm folgen dabei einem charakteristischen Verhalten: Während der Kraftzunahme unterbindet der verzahnte Beton eine Relativverschiebung des Stahlkerns. Der Prüfzylinder folgt währenddessen der vorgegebenen Verschiebungsrate, jedoch resultieren die eingebrachten Verschiebungen bzw. die zugehörige Belastung hauptsächlich in Verformungen des Versuchsstandes entsprechend Abschnitt 3.2.3. Nach dem Erreichen der ertragbaren Last in der Verbundfuge „rutscht“ der Stahlkern entlang des Betons, sodass es zu einer sprunghaften Zunahme der Relativverschiebungen bei einem simultanen Kraftabfall kommt. Gleichzeitig bauen sich auch die eingebrachten Verformungen des Versuchsstands sprunghaft ab. Der Kern rutscht so weit entlang der Verbundfuge, bis die erneute Verzahnung des Betons am Stahlkern die weitere Verschiebung stoppen und abermals Kraft aufgebaut werden kann. Dieser Vorgang wiederholte sich während der Push-out-Versuche mehrfach – wie die Kurven in Abbildung 3.22 zeigen –, wobei die Größe der sprunghaften Relativverschiebung mit der jeweiligen sprunghaften Lastabnahme korrelierte. Während der Versuchsdurchführung wurden die Relativverschiebungen des Stahlkerns von schlagartigen Geräuschen begleitet, die je nach auftretendem Kraftsprung lauter oder leiser zu vernehmen waren.
Die unterschiedlichen Ausprägungen dieses *stick-slip*-Verhaltens in den verschiedenen Temperaturstufen ist auf die thermischen Dehnungen des Stahlkerns und des Betons zurückzuführen. Sofern sich der Stahlkern infolge der thermischen Einwirkung mehr dehnt als der Beton, entsteht generell ein zusätzlicher Normalendruck in der Verbundfuge. Somit tritt ein kontinuierlicher Verbund auf und die mikroskopische Verzahnung ist aktiv. Hingegen tritt generell bei höheren Beton- als Stahlkerndehnungen eine Verringerung des Drucks in der inneren Verbundfuge bis hin zu einem mikroskopischen Ablösen auf. In diesem Fall reduziert sich der Anteil der mikroskopischen Verzahnung in der Verbundfuge und die makroskopischen Verzahnungseffekte dominieren die Last-Verschiebungseigenschaften (vgl. auch Abbildung 4.11).
Basierend auf der in DIN EN 1994-1-2 angegebenen temperaturabhängigen Definition ist die thermische Dehnung von Baustahl bis zu einer Temperatur von 450 °C höher als die von Normalbeton (vgl. Abbildung 3.23). Für höhere Temperaturen dehnt sich Beton hingegen infolge einer thermischen Beanspruchung mehr als Baustahl. Die in den experimentellen Untersuchungen beobachteten Verläufe der τ-u-Kurven bestätigen diese Charakteristik der thermischen Dehnungen. Bei den Proben, die bei einer homogenen Temperatur von 300 °C getestet wurden, liegt aufgrund der höheren thermischen Dehnung des Stahlkerns ein erhöhter Anpressdruck zwischen Stahlkern und Beton vor, der zu einem kontinuierlichen Widerstand infolge mikroskopischer und makroskopischer Verzahnung führt. Dies spiegelt sich in Abbildung 3.22 anhand der vergleichsweise konti-

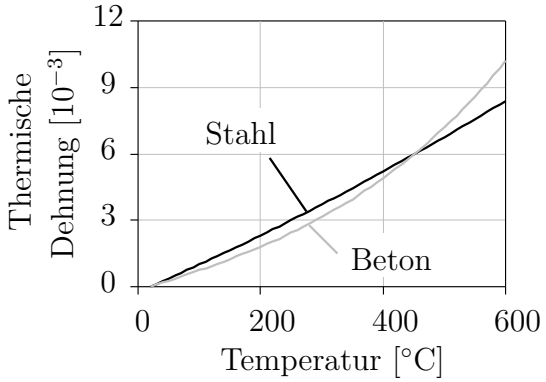


Abbildung 3.23: Temperaturabhängige Definition der thermischen Dehnung von Baustahl und Normalbeton nach DIN EN 1994-1-2 [158]

nuierlichen τ-u-Verläufen der bei einer Querschnittstemperatur von 300 °C untersuchten Probekörper wider. Bei einer homogenen Querschnittstemperatur von 400 °C liegen ähnliche thermische Dehnungen beider Materialien vor. Daher reduziert sich der zusätzliche Druck infolge thermischer Dehnungen in der Verbundfuge und die Verbundeffekte wirken ähnlich wie bei Raumtemperaturbedingungen. Bei einer Temperatur von 500 °C dehnt sich der Beton stärker als der Stahlkern, wodurch mikroskopische Verzahnungen des Stahlkerns entlang der Betonoberfläche nur bei größeren Oberflächenunebenheiten auftreten und somit kein kontinuierlicher Flächenverbund mehr gegeben ist. Die Auswirkungen dieses Effekts sind anhand der unstetigen Verläufe der τ-u-Kurven der Probekörper bei 500 °C in Abbildung 3.22 nachzuvollziehen, bei denen jeweils nach einem starken Kraftabfall und einer einhergehenden, sprunghaft ansteigenden Relativverschiebung ein neuer Gleichgewichtszustand eintritt.
Die Ableitung einer analytischen Beziehung zwischen der Verbundfestigkeit bzw. -steifigkeit von AHPMS-Stützen und der Temperatur in Analogie zum Vorgehen bei Raumtemperaturbedingungen ist auf Grundlage der durchgeführten Versuche nicht möglich. Die Versuchsergebnisse weisen zum einen eine deutlich höhere Streuung auf als die Messdaten bei Raumtemperaturbedingungen. Zum anderen können allein auf Grundlage der gemessenen Ergebnisse keine eindeutigen Korrelationen identifiziert werden. Die voranstehenden Erläuterungen zum Einfluss der thermischen Dehnungen erklären zwar den temperaturabhängigen, charakteristischen Verlauf der τ-u-Kurven, jedoch kann anhand der gemessenen Daten kein unmittelbarer Zusammenhang zwischen den thermischen Dehnungen und den gemessenen Verbundfestigkeiten bzw. -steifigkeiten abgeleitet werden. Um dieses Verhalten eingehend zu analysieren, werden in Kapitel 4 numerische Untersuchungen durchgeführt, auf Grundlage derer ebensolche Zusammenhänge erkennbar werden.

3.4.3 Einfluss eines Temperaturgradienten

Infolge eines Brandes können je nach einwirkender Brandkurve und geometrischen Abmessungen verschiedene Temperaturgradienten im Querschnitt von AHPMS-Stützen entstehen. Die sechs Versuche der Serie I-G zielen daher auf die Quantifizierung des Einflusses eines Temperaturgradienten auf die Verbundfestigkeit ab. Um erste Erkenntnisse zu erlangen, wurden im Zuge der experimentellen Untersuchungen bei hohen Temperaturen sechs Probekörper der Serie I gesondert mit unterschiedlichen Heizraten entsprechend Tabelle 3.8 erwärmt. Es wurden zum einen konstante Aufheizgeschwindigkeiten von 1,5, 2,0, 2,5 und 5,0 $\frac{\mathrm{K}}{\mathrm{min}}$ zur Erwärmung genutzt. Zum anderen wurden zwei Versuche mit der maximalen Heizleistung des Elektroofens durchgeführt. Diese Einstellung resultierte in einem nahezu bilinearen Verlauf der Ofentemperatur mit einer Heizrate von ca. 20 $\frac{\mathrm{K}}{\mathrm{min}}$ bis 400 °C und ca. 5 $\frac{\mathrm{K}}{\mathrm{min}}$ bei höheren Temperaturen. Die entsprechenden Temperaturverläufe sind in Anhang A.3 dargestellt.
Der jeweilige Push-out-Versuch wurde gestartet, sobald in der inneren Verbundfuge eine Temperatur von 300 °C erreicht wurde. Die Zieltemperatur in der Verbundfuge wurde entsprechend der verschiedenen Aufheizgeschwindigkeiten zu unterschiedlichen Zeitpunkten nach dem Starten des Aufheizvorgangs erreicht.
In Abbildung 3.24 sind die gemessenen Temperaturen des Stahlhohlprofils, des Betons (in der Mitte der Betondeckung gemessen) sowie des Stahlkerns zum jeweiligen Zeitpunkt zu Beginn des Push-out-Versuchs – also beim Erreichen von 300 °C in der inneren Verbundfuge – dargestellt. Entsprechend der zugehörigen Aufheizgeschwindigkeit des

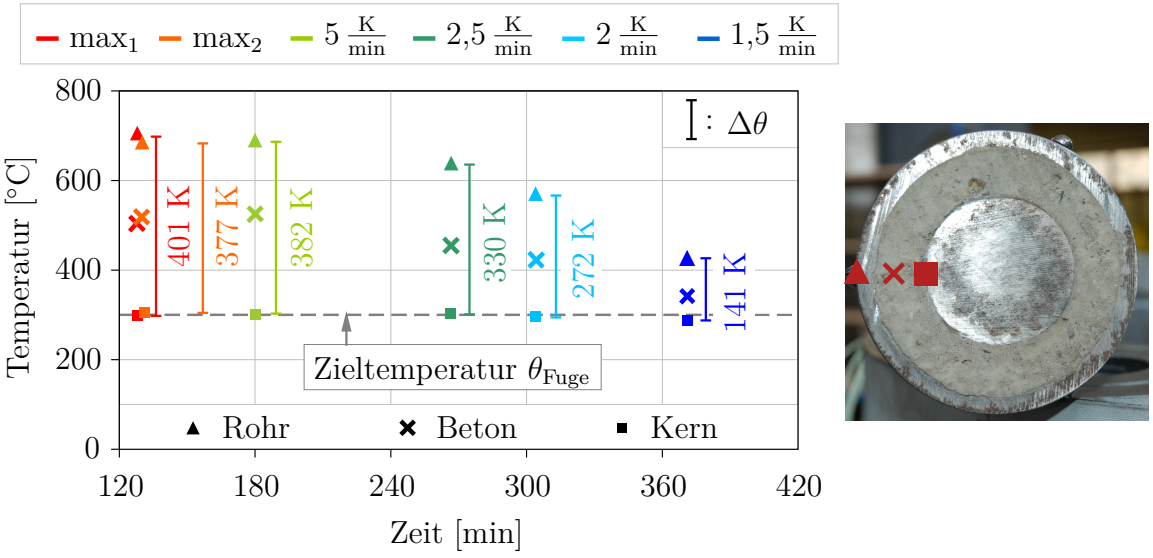


Abbildung 3.24: Querschnittstemperaturen der Probekörper der Serie HT-I-G zu Beginn des Push-out-Versuchs

Ofens tritt das Erreichen der Zieltemperatur bei den am schnellsten erwärmten Proben bereits nach ca. 130 Minuten auf, wohingegen der Push-out-Versuch an der mit 1,5 $\frac{K}{min}$ erwärmten Probe erst nach 370 Minuten durchgeführt wurde. Aus der Darstellung in Abbildung 3.24 kann zudem unmittelbar der jeweils vorherrschende Temperaturgradient $\Delta\theta$ zwischen dem Stahlkern und -hohlprofil abgelesen werden. Die dargestellten Temperaturen weisen bei hohen Aufheizraten eindeutig größere Temperaturgradienten im Querschnitt auf. Für niedrigere Aufheizraten stellen sich hingegen geringere Gradienten ein, da der Querschnitt bei längerer Erwärmungsdauer gleichmäßiger durchwärmt. Die τ-u-Kurven der Serie I-G sind in Abbildung 3.25 denen der Serie I bei einer homogenen Querschnittstemperatur von 300 °C gegenübergestellt. Die Daten zeigen einen eindeutigen Zusammenhang zwischen der Aufheizrate bzw. dem thermischen Gradienten und der erzielten Verbundfestigkeit. Während die am langsamsten erwärmten Proben

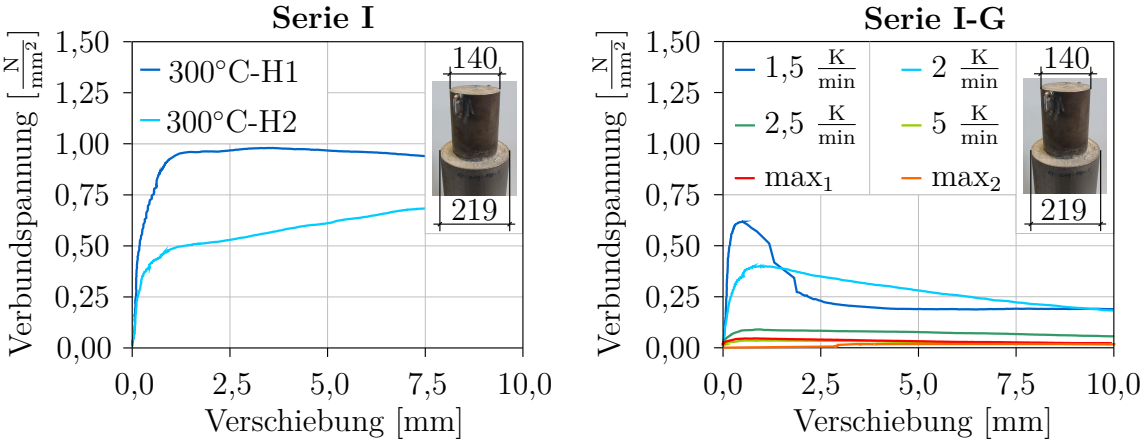


Abbildung 3.25: Verbundspannung-Verschiebungskurven der Push-out-Versuche bei einer homogenen Querschnittstemperatur von 300 °C sowie beim Erreichen einer Verbundfugentemperatur von 300 °C unter definierten Aufheizgeschwindigkeiten

(1,5 und 2,0 $\frac{K}{min}$) noch bezifferbare Verbundfestigkeiten von 0,62 bzw. 0,40 $\frac{N}{mm^2}$ aufweisen, liegen die restlichen maximalen Verbundspannungen unterhalb von 0,1 $\frac{N}{mm^2}$. Einer der beiden mit maximaler Heizrate erwärmten Proben hat allein durch den Kontaktschluss der Lasteinleitungsplatte des Zylinders mit dem Stahlkern eine signifikante Relativverschiebung erfahren. An dieser Probe konnte kein koordinierter Push-out-Versuch mit einer weggeregelten Versuchsdurchführung erfolgen, da der Stahlkern bereits bei kleinster Belastung unkontrollierbare Verschiebungen entlang des Betons vollzogen hat (Durchrutschen des Stahlkerns).
Die Verläufe der τ-u-Kurven der Versuchsserie I-G bestätigen somit den bereits zuvor beschriebenen Einfluss der thermischen Dehnungen auf die Verbundwirkung. Infolge des Temperaturgradienten dehnen sich die wärmeren, äußeren Querschnittsbereiche mehr aus als die kälteren, inneren Bereiche. In der Folge kommt es zu einer Spaltbildung in

der inneren Verbundfuge, die insbesondere die mikroskopische, aber auch die makroskopische Verzahnung beeinträchtigt.
Bei den geringeren Aufheizgeschwindigkeiten liegen im Beton zu Beginn des Push-out-Versuchs nur geringfügig höhere Temperaturen als im Stahlkern vor, der wie vorgesehen 300 °C aufweist. Da Stahl in diesem Temperaturbereich höhere thermische Dehnungen aufweist als Beton, hebt dies zum Teil den Effekt der niedrigeren Stahlkerntemperatur auf, sodass die Verbundpartner weiterhin in Kontakt bleiben. Dies erklärt, dass trotz des vorhandenen Temperaturgradienten noch ein geringer Anteil der Verbundwirkung aktiviert werden kann. Eine genaue Analyse zur Spaltbildung infolge thermischer Dehnungen bei einem Temperaturgradienten im Querschnitt erfolgt anhand der numerischen Untersuchungen in Abschnitt 4.3.3.

3.4.4 Einfluss der Oberflächenbeschaffenheit

Analog zu den Untersuchungen bei Raumtemperaturbedingungen wurde auch für hohe Temperaturen der Einfluss der Oberflächenbeschaffenheit auf die Verbundeigenschaften anhand ergänzender Versuche an AHPRR-Proben quantifiziert. Dazu wurden erneut Probekörper, in denen anstelle des massiven Stahlkerns ein ausbetoniertes Hohlprofil gleichen Außendurchmessers angeordnet wird, im Push-out-Versuch getestet und die Ergebnisse vor dem Hintergrund der gemessenen Oberflächenbeschaffenheiten bewertet (vgl. Abschnitt 3.3.3). In Abbildung 3.26 werden die Ergebnisse der AHPRR-Proben der Serie V denen der AHPMS-Proben der Serie I gegenübergestellt. Erneut zeigt sich im

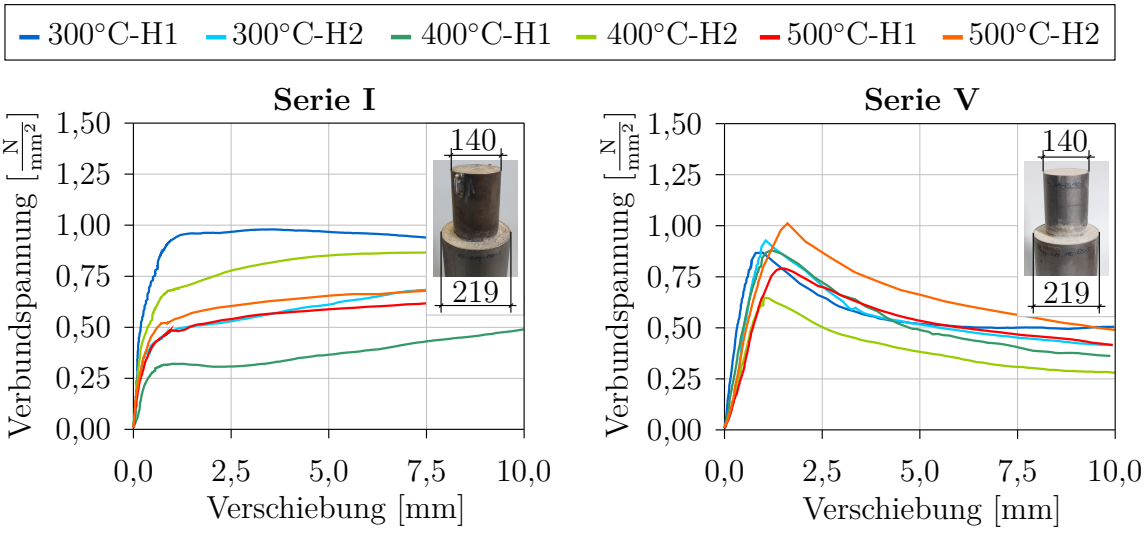


Abbildung 3.26: Gegenüberstellung der Verbundspannung-Verschiebungskurven der Push-out-Versuche an AHPMS- und AHPRR-Proben bei hohen Temperaturen

Vergleich zu den AHPMS-Proben dabei ein deutlich duktileres Verhalten der AHPRR-Proben im Bereich geringer Verformungen. Wie bereits bei Raumtemperaturbedingungen beobachtet wurde, treten die maximalen Verbundspannungen der AHPRR-Proben auch bei hohen Temperaturen erst bei Relativverschiebungen von mehr als 1 mm auf. Auffällig ist dabei, dass die Verbundfestigkeit der AHPRR-Proben für alle Temperaturen sehr nahe beieinander liegen.
Zudem zeigen alle AHPRR-Proben ähnliche charakteristische Kurvenverläufe vor der Bildung der oberen Einhüllenden, die von kleinen Sprüngen der Relativverschiebungen geprägt sind (vgl. Abbildung 3.27). Diesbezüglich liegt ein signifikanter Unterschied zu den AHPMS-Proben der Serie I vor, deren Verbundwirkung je nach Temperaturstufe ein unterschiedlich ausgeprägtes *stick-slip*-Verhalten aufweist. Dass das Verbundverhalten von AHPRR-Proben bei allen getesteten Temperaturstufen gleichermaßen ausgeprägt ist, ist auf die Querschnittsgestaltung zurückzuführen. Der Beton im Inneren des inneren Stahlhohlprofils weist bei jeder homogenen Querschnittstemperatur dieselbe thermische Dehnung auf wie der äußere Beton. Einzig das innere Stahlhohlprofil verfügt über eine abweichende thermische Dehnung, die jedoch aufgrund der geringen Dicke des Stahlhohlprofils in radialer Richtung kaum eine Auswirkung auf den Druck in der Verbundfuge hat. Folglich wirkt in der inneren Fuge bei homogenen Querschnittstemperaturen ein gleichmäßiger Flächenverbund, der nahezu keine Beeinflussung infolge unterschiedlicher thermischer Dehnungen von Baustahl und Beton erfährt. Dies stellt einen signifikanten Unterschied zum thermischen Dehnungsverhalten von AHPMS-Stützen dar und hat zur Folge, dass die Verbundfestigkeiten für alle untersuchten homogenen Querschnittstempe-

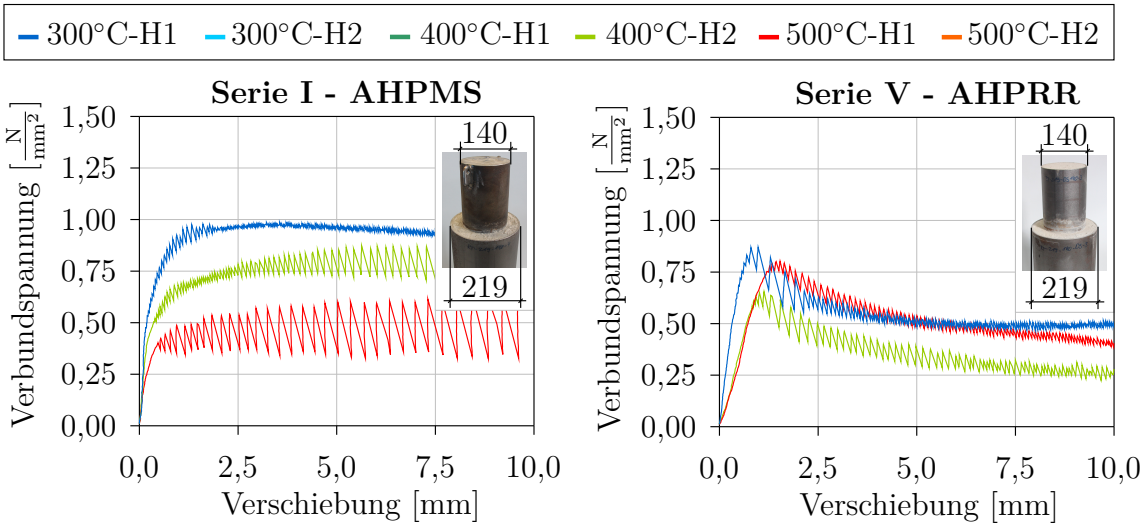


Abbildung 3.27: Gegenüberstellung der Verbundspannung-Verschiebungskurven der Push-out-Versuche an AHPMS- und AHPRR-Proben bei hohen Temperaturen ohne Aufbereitung der Messdaten

Tabelle 3.10: Gemittelte Verbundfestigkeit und -steifigkeit sowie Reibfestigkeit der Push-out-Versuche an AHPRR-Proben bei hohen Temperaturen

Serie	Temperatur [°C]	Verbundfestigkeit τ_u $[\frac{N}{mm^2}]$	Verbundsteifigkeit K $[\frac{N}{mm^3}]$	Verhältnis $\frac{\tau_{u,HT}}{\tau_{u,RT}}$	Reibfestigkeit τ_r $[\frac{N}{mm^2}]$	Verhältnis $\frac{\tau_{r,HT}}{\tau_{r,RT}}$
V	300	0,88	0,92	0,35	0,50	0,28
	400	0,73	0,75	0,29	0,40	0,23
	500	0,73	0,73	0,29	0,55	0,32

raturen ähnliche Werte annehmen. Gegenüber Raumtemperaturbedingungen betragen die Verbundfestigkeiten bei hohen Temperaturen nur 29-35 %, was hauptsächlich auf die Reduktion der Materialeigenschaften der Baustoffe – und dabei insbesondere des Betons – zurückzuführen ist (vgl. Tabelle 3.10). Wie in Abschnitt 2.2.5 detailliert beschrieben wurde, treten im Zuge der Erwärmung des Betons verschiedene Prozesse auf, die sich auf die Gefügestruktur auswirken und in einer Reduktion der Materialeigenschaften resultieren. Dies führt wiederum zu einem geringeren Widerstand der Betonspitzen an der Oberfläche gegen Abscheren.
Die prozentuale Abnahme der Verbund- und Reibfestigkeit von AHPRR-Stützen bei hohen Temperaturen gegenüber Raumtemperaturbedingungen liegt in der gleichen Größenordnung wie die Abnahme der Verbund- und Reibfestigkeit von AHPMS-Stützen (vgl. Tabelle 3.10 und Tabelle 3.9). Dies bestätigt den maßgebenden Einfluss der temperaturreduzierten Betonfestigkeit – der in beiden Fällen gleich ist.

3.4.5 Erkenntnisse

Die durchgeführten Push-out-Versuche bei hohen Temperaturen haben einen signifikanten Einfluss des Verlaufs der thermischen Einwirkungen auf das Verbundverhalten von AHPMS- und AHPRR-Stützen identifiziert. Für homogene Querschnittstemperaturen lagen die Verbundfestigkeiten der erwärmten Proben lediglich zwischen 12 und 34 % der ermittelten Werte bei Raumtemperaturbedingungen. Dabei stellten sich die thermischen Dehnungen der Materialien als wesentlicher Einflussfaktor auf die Höhe und den Verlauf der Verbundspannung-Verschiebungskurven heraus. Bei Temperaturen, die zu höheren thermischen Dehnungen im Stahlkern als im Beton führten, entstand ein zusätzlicher Normalendruck in der inneren Verbundfuge, der zu einer erhöhten Verbundwirkung und einem kontinuierlichen τ-u-Verlauf führte. Sofern die thermische Dehnung des Stahlkerns jedoch infolge des Temperaturfelds geringer war als die des umgebenden Betons, reduzierte sich der Anteil der mikroskopischen Verzahnungseffekte an der Verbundwirkung und führte einerseits zu geringeren Verbundfestigkeiten und andererseits zu einem

ausgeprägten *stick-slip*-Verhalten während der Push-out-Versuche. Der signifikante Einfluss der thermischen Dehnungen auf die Verbundeigenschaften wurde durch die Versuche an Proben, die einer definierten Aufheizgeschwindigkeit ausgesetzt wurden und demnach Temperaturgradienten im Querschnitt aufwiesen, unterstrichen. Diese wiesen deutlich geringere Verbundfestigkeiten auf, die bis hin zum Durchrutschen des Stahlkerns reichten.
Für homogen erwärmte AHPRR-Proben traten im inneren und äußeren Beton dieselben thermischen Dehnungen auf, sodass keine zusätzlichen Spannungen in der Verbundfuge aufgrund der unterschiedlichen Ausdehnungskoeffizienten von Baustahl und Beton aufgetreten sind. Folglich war die Höhe der gemessenen Verbundfestigkeiten nahezu unabhängig von der untersuchten, homogenen Temperatur und wurde einzig infolge der Reduktion der Materialfestigkeit des Betons bei hohen Temperaturen beeinflusst.
Ein analytischer Zusammenhang zwischen der Querschnittstemperatur und der Verbundfestigkeit konnte allein auf Grundlage der gemessenen Daten nicht abgeleitet werden. Jedoch belegen die Daten eindeutig die Notwendigkeit der Berücksichtigung des reduzierenden Einflusses der Temperatur auf die Verbundeigenschaften für die Bemessung.

3.5 Zusammenfassung und Schlussfolgerungen

Zur Quantifizierung der Verbundeigenschaften in der inneren Verbundfuge von AHPMS- und AHPRR-Stützen wurden 22 Push-out-Versuche bei Raumtemperaturbedingungen sowie 36 Push-out-Versuche bei hohen Temperaturen durchgeführt. Für letztere wurde ein innovativer Versuchsstand konzipiert, der eine dynamische Vorbelastung, die Erwärmung des Probekörpers sowie die Durchführung des Push-out-Versuchs in einem Aufbau ermöglichte. Die gemessenen Kraft-Verschiebungskurven wurden in Verbundspannung-Relativverschiebungskurven umgerechnet, wobei die jeweiligen elastischen Verformungsanteile der Versuchsstände berücksichtigt wurden, um vergleichbare Datengrundlagen zu schaffen.
Bei Raumtemperaturbedingungen wurde zunächst die Höhe der dynamischen Vorbelastung der Probekörper als Versuchsparameter variiert. Auf Grundlage der Ergebnisse wurde sie für alle weiteren Versuche als eine sinusförmige Belastung mit 1000 Lastwechseln, die Schubspannungen zwischen 0,25 und 0,50 $\frac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm}^2}$ in der Verbundfuge erzeugten, festgelegt. Die gemessenen Daten der Push-out-Versuche wurden in Hinblick auf die Verbundfestigkeit τ_{u}, die Verbundsteifigkeit K, die Reibfestigkeit τ_{r} sowie den Kurvenverlauf der Verbundspannung-Verschiebungskurven (τ-u-Kurven) analysiert. Die Versuchsergebnisse bei Raumtemperaturbedingungen belegten dabei eine signifikante Abhängigkeit der Verbundfestigkeit und -steifigkeit von den geometrischen Abmessungen der Probekörper. In Abhängigkeit des Stahlkern- und des Hohlprofilradius trugen

dabei insbesondere Effekte infolge der Querdehnungshinderung des Stahlkerns sowie infolge der Umschnürungswirkung des Stahlhohlprofils zur Verbundwirkung bei. Beide Effekte wurden in einer analytischen Beziehung berücksichtigt, die basierend auf den Messdaten der AHPMS-Proben sowie eines theoretischen Modells abgeleitet wurde. Diese mathematische Formulierung ist im betrachteten Parameterbereich geeignet, um die Verbundfestigkeit und -steifigkeit bei Raumtemperaturbedingungen in Abhängigkeit der geometrischen Abmessungen zu berechnen.
Der Vergleich zwischen AHPMS- und AHPRR-Proben bei Raumtemperaturbedingungen hat gezeigt, dass die Oberflächenbeschaffenheit eine signifikante Auswirkung auf die Verbundeigenschaften besitzt. Auffällig war dabei insbesondere, dass die AHPRR-Proben eine deutlich duktilere Verbundwirkung und infolge ihrer gleichmäßigeren Oberflächenbeschaffenheit eine geringere Streuung der Versuchsergebnisse aufwiesen. Die Oberflächenbeschaffenheit der massiven Stahlkerne war hingegen deutlich ungleichmäßiger und wies unregelmäßige Ungänzen und Riefen auf, die über eine reine Oberflächenrauheit hinaus einen Beitrag zur makroskopischen Verzahnung lieferten.
Die Hochtemperaturversuche an AHPMS-Proben bei homogenen Querschnittstemperaturen offenbarten eine signifikante Reduktion der Verbundfestigkeit auf 12 - 34 % im Vergleich zu den Ergebnissen bei Raumtemperaturbedingungen. Dabei wurde der Unterschied in der thermischen Dehnung des Baustahls und Betons als maßgebender Faktor identifiziert, der die Verbundeigenschaften bei hohen Temperaturen beeinflusst. Die weiterführenden Untersuchungen zum Einfluss ungleichmäßiger Temperaturfelder auf die Verbundwirkung belegten eine weitere Reduktion der Verbundfestigkeit infolge zunehmender Temperaturgradienten im Querschnitt. Dies unterstrich nochmals den maßgebenden Einfluss der thermischen Dehnungen auf die Verbundeigenschaften.
Eine analytische Beziehung zwischen den thermisch induzierten Dehnungen der Querschnittskomponenten und der Verbundfestigkeit bei hohen Temperaturen konnte auf Grundlage der experimentellen Untersuchungen nicht abgeleitet werden. Die experimentellen Daten der Verbundfestigkeit und -steifigkeit sowie die aufgezeichneten Temperaturverläufe der Querschnittskomponenten dienen jedoch als Grundlage für die numerischen Analysen im folgenden Kapitel. Darin werden die experimentell ermittelten Daten in numerische Modelle integriert und detailliert ausgewertet, um Zusammenhänge zwischen den Querschnittstemperaturen und den gemessenen Verbundeigenschaften herzustellen.

4 Numerische Untersuchungen zum Verbundverhalten von AHPMS-Stützen

4.1 Einleitung

In diesem Kapitel werden die zuvor beschriebenen experimentellen Untersuchungen durch numerische Simulationen zum temperaturabhängigen Verbundverhalten von AHPMS-Stützen ergänzt. Die Simulationen dienen der Entwicklung eines tief gehenden Verständnisses der komplexen Verbundmechanismen in AHPMS-Stützen sowie der Identifikation analytischer Zusammenhänge, die im Zuge der experimentellen Untersuchungen nicht messtechnisch erfasst werden konnten. Ferner wird eine Grundlage geschaffen, um die beobachteten Verbundeigenschaften in numerischen Modellen zu berücksichtigen und eine realitätsnahe sowie wirtschaftliche Bemessung auf Grundlage allgemeiner Berechnungsverfahren zu ermöglichen.
Numerische Simulationen ermöglichen zu jedem Simulationszeitpunkt eine detaillierte Analyse interner Spannungs- und Verformungszustände von Bauteilen. Messtechnisch können Spannungen und Verformungen in experimentellen Untersuchungen oftmals nur eingeschränkt erfasst werden, sodass numerische Simulationen eine umfassendere Analyse der jeweiligen (Zwischen-)Zustände ermöglichen. Dennoch bilden experimentell ermittelte Daten die notwendige Grundlage zur Validierung numerischer Modelle, deren Eignung zur Abbildung der charakteristischen Eigenschaften zunächst durch die Gegenüberstellung der Berechnungsergebnisse mit Versuchsdaten nachzuweisen ist.
Die Implementierung des numerischen Modells der AHPMS-Probekörper bedarf neben der Definition der jeweiligen Geometrie auch der Definition der zugehörigen Materialeigenschaften, Kontakt- und Lagerungsbedingungen sowie Ansätzen zur realitätsnahen Lasteinleitung und Wärmeübertragung. Während die geometrischen Eingaben in Analogie zu den Abmessungen des untersuchten Bauteils erfolgen können und Materialmodelle größtenteils in den Bemessungsnormen enthalten sind, ist die Definition der weiteren Eingangswerte nicht trivial und bedarf ingenieurmäßiger Ansätze. Vor diesem Hintergrund ist die Entwicklung eines numerischen Kontaktmodells, das geeignet ist, die Verbundeigenschaften von AHPMS-Stützen bei hohen Temperaturen allgemeingültig zu

erfassen, das globale Ziel der Simulationen in diesem Kapitel.
Zunächst werden dazu wesentliche Grundlagen zur Durchführung thermischer und mechanischer Analysen von Verbundstützen mit der Software Abaqus [13] beschrieben. Ergänzend werden physikalische und numerische Eigenschaften unterschiedlicher Ansätze zur Kontaktmodellierung in Abaqus erläutert und im Hinblick auf die Wiedergabe des experimentell beobachteten Verbundverhaltens von AHPMS-Stützen bei hohen Temperaturen bewertet.
Um das experimentell ermittelte Verbundverhalten realitätsnah im numerischen Modell abzubilden, werden im Folgenden die Einflüsse thermischer Dehnungen und thermischer Gradienten sowie ihr jeweiliger Zusammenhang mit der gemessenen Verbundfestigkeit analysiert. In zweidimensionalen, thermomechanisch gekoppelten Analysen werden im ersten Schritt Wärmeübergangskennwerte identifiziert, die das Erwärmungsverhalten der Push-out-Probekörper im Elektroofen realitätsnah abbilden. Ferner werden die temperaturinduzierten Dehnungen der einzelnen Querschnittskomponenten sowie korrelierende, rechnerische Spaltmaße bzw. Spannungen in der Verbundfuge quantifiziert und den gemessenen Daten gegenübergestellt.
Im folgenden Schritt werden die Ergebnisse der vorigen Untersuchungen auf ein dreidimensionales, thermomechanisch gekoppeltes Modell analog der experimentellen Push-out-Versuche übertragen. Im Zuge dessen wird eine Kontaktformulierung entwickelt, mit der unter Berücksichtigung der Temperatur-, Spannungs- und Verformungszustände das beobachtete Verbundverhalten der AHPMS-Versuchskörper bei hohen Temperaturen nachgebildet werden kann. Auf Grundlage der dreidimensionalen Simulationen erfolgt ferner eine detaillierte Analyse der berechneten Spannungen in der Verbundfuge während der Erwärmungsphase sowie während des Push-out-Versuchs. Diese Analyse zielt auf die Ermittlung von Spannungs- und Verformungszuständen ab, die messtechnisch in den experimentellen Untersuchungen nicht erfasst werden konnten.
Um auch das Verbundverhalten von AHPMS-Stützen im Bereich großer Relativverschiebungen abbilden zu können, wird ergänzend die in Abaqus vorgesehene Möglichkeit der Berücksichtigung einer benutzerdefinierte Subroutine zur individuellen Beschreibung der Verbundeigenschaften angewendet. Dazu wird die Subroutine *FRIC* implementiert und sowohl anhand der gemessenen τ-u-Verläufe der Versuche bei Raumtemperaturbedingungen als auch anhand derer bei hohen Temperaturen validiert.

4.2 Modellierungsansätze zur thermomechanischen Simulation von AHPMS-Stützen

4.2.1 Allgemeines

Die numerischen Simulationen zum Erwärmungs- und Verbundverhalten von AHPMS-Stützen werden im Zuge dieser Arbeit mit der Finite Elemente-Software Abaqus berechnet. Sie werden als vollständig gekoppelte, thermomechanische Analysen durchgeführt, um die gegenseitige Beeinflussung der thermischen und mechanischen Effekte im Bauteil zu berücksichtigen. In Bezug auf die Definition der Interaktionsbedingungen wird jedoch nur eine schwache Kopplung integriert. Darunter ist zu verstehen, dass die Definition der thermischen Interaktionsbeziehungen mangels entsprechender Daten keine Abhängigkeit vom Verformungszustand des Bauteils berücksichtigt. Hingegen werden die mechanischen Interaktionsbeziehungen in Abhängigkeit des jeweiligen Verformungszustands definiert und weisen somit implizit eine Abhängigkeit von den thermischen Dehnungen und dem Temperaturfeld auf.
Die Modellierung der AHPMS-Stützen erfolgt mit Kontinuumselementen unter Verwendung linearer Ansatzfunktionen zur Beschreibung der Zustände innerhalb eines Elements. Für die zweidimensionalen Simulationen werden Elemente des Typs CPS4T genutzt, die über vier Knoten verfügen und zur Berechnung eines ebenen Spannungszustands geeignet sind [12]. Unter Verwendung dieses Ansatzes wird im Zweidimensionalen das reale Verhalten der Versuchskörper widergespiegelt, die im Versuchsstand eine ungehinderte thermische Dehnung während der Erwärmungsphase vollziehen konnten. Für die dreidimensionalen Modelle der Push-out-Versuche werden C3D8T-Elemente verwendet, die zur simultanen Berechnung instationärer Temperaturfelder sowie der Berechnung dreidimensionaler Spannungszustände geeignet sind. Diese Elemente weisen acht Knoten auf und ermöglichen die Berechnung unter Berücksichtigung einer reduzierten Integrationsvorschrift. Die Diskretisierung der 2D- bzw. 3D-Modelle wird im jeweiligen Unterkapitel gesondert beschrieben und dargestellt.

4.2.2 Parameter für die thermischen Analysen

Die Berechnung instationärer Temperaturfelder in Bauteilen erfolgt in Abaqus auf Grundlage der Fourier-Gleichung der Wärmeleitung in festen Körpern. Zur Lösung der Differentialgleichung zur Temperaturfeldberechnung bedarf es dabei einerseits der Definition der thermischen Materialkennwerte sowie andererseits der Definition einer einwirkenden Temperaturbeanspruchung sowie der Wärmeübergänge zwischen

den Querschnittskomponenten. Um die Ergebnisse der Temperaturfeldberechnungen nachvollziehen und reflektieren zu können, werden in diesem Abschnitt die Eingangsparameter zur thermischen Analyse näher beschrieben.
Die temperaturabhängigen, thermischen Materialkennwerte – Wärmeleitfähigkeit, spezifische Wärmekapazität und Dichte – werden in allen folgenden Simulationen sowohl für den Baustahl als auch für den Normalbeton nach DIN EN 1994-1-2 angesetzt. Für die Wärmeleitfähigkeit des Betons wird dabei nach DIN EN 1994-1-2/NA die obere Grenzkurve verwendet. Der energiezehrende Effekt der Wasserverdampfung im Beton wird über einen Anstieg in der spezifischen Wärmekapazität berücksichtigt. Da der Feuchtegehalt der Probekörper im Zuge dieser Arbeit nicht experimentell bestimmt wurde, wird er in Analogie zu Espinós [32] mit 10 % angesetzt, wobei dieser Ansatz auf zahlreichen Feuchtemessungen an vergleichbaren AHP-Probekörpern basiert. Auch in der Zulassung der Geilinger-Stützen [160] wird der Feuchtegehalt von AHPMS-Stützen mit 8 % in ähnlicher Höhe angegeben. DIN EN 1994-1-2 folgend wird somit ein Peak von 5600 $\frac{\mathrm{J}}{\mathrm{kg}\cdot K}$ im temperaturabhängigen Verlauf der spezifischen Wärmekapazität bei einer Betontemperatur von 115 °C berücksichtigt.
Ergänzend zu den vorgenannten Materialkennwerten werden derzeit auch die thermischen Dehnungen nach DIN EN 1994-1-2 als thermische Materialkennwerte klassifiziert, wobei sie insbesondere in Verformungen resultieren und somit unmittelbaren Einfluss auf die Mechanik des Bauteils nehmen. Die temperaturabhängigen thermischen Dehnungen werden im Rahmen der vorliegenden Arbeit ebenfalls sowohl für den Baustahl als auch den Beton entsprechend der in DIN EN 1994-1-2 enthaltenen Definitionen berücksichtigt.
Die einwirkende, thermische Randbedingung wird in den Simulationen durch einen konvektiven und einen radiativen Wärmestromanteil auf die Bauteiloberfläche definiert. In Abaqus ist es dazu erforderlich, einen Wärmeübergangskoeffizienten α_c zu definieren, mit dem der Energieeintrag mittels Konvektion unter Berücksichtigung der Bauteiltemperatur und der Umgebungstemperatur beschrieben wird. In Abschnitt 4.3.2 werden thermische Analysen zur Identifikation des konvektiven Wärmeübergangskoeffizienten in dem verwendeten Elektroofen unter Berücksichtigung der gewählten Aufheizkurven beschrieben. Ferner wird in Abaqus der Wärmeeintrag in das Bauteil mittels Wärmestrahlung durch das erweiterte Stefan-Boltzmann-Gesetz berechnet und erfordert unter anderem die Definition der Emissivität ε der Bauteiloberfläche. In Analogie zur Versuchsdurchführung wirkt die Wärmestrahlung in den folgenden Simulationen ausschließlich auf das Stahlhohlprofil der AHPMS-Stützen ein. Die Emissivität von Baustahl ist in DIN EN 1994-1-2 temperaturunabhängig definiert und wird dementsprechend in allen Simulationen mit $\varepsilon = 0{,}7$ angesetzt.
Für die Berechnung des Wärmeübergangs zwischen den Materialien im Inneren von Verbundquerschnitten liegen keine normativen Vorgaben vor. Der Ansatz eines idealen

Wärmeübergangs stellt eine konservative Annahme dar, der in höheren Temperaturen im Inneren des Querschnitts resultiert, als sie in der Realität erreicht werden (vgl. Schaumann und Kleibömer [1], Bahr [18]). Zur realitätsnahen Simulation des Temperaturfelds ist eine genauere Beschreibung des thermischen Widerstands am Übergang zwischen den Baustoffen anzustreben. In Abaqus wird der Wärmeübergang zwischen zwei Feststoffen entsprechend Gleichung (4.1) über eine thermische Leitfähigkeit definiert, wobei der Wärmeübergangskoeffizient k und die Temperaturdifferenz der beiden Oberflächen A und B den über die Kontaktfläche übertragenen Wärmestrom q definieren.

$$q = k \cdot (\theta_{\mathrm{A}} - \theta_{\mathrm{B}}) \tag{4.1}$$

Ghojel [38] hat anhand unbelasteter und belasteter AHP-Proben experimentell einen temperaturabhängigen Wärmeübergangskoeffizienten ermittelt. Dabei ist ein höherer thermischer Widerstand infolge der belastungsinduzierten Stützenverformungen, thermischen Ausdehnungen sowie Betonabplatzungen in der Verbundfuge belasteter Proben als bei unbelasteten Proben aufgetreten. Für den temperaturabhängigen Wärmeübergangskoeffizienten k belasteter Verbundbauteile gibt Ghojel den in Gleichung (4.2) beschriebenen Zusammenhang zur Stahlhohlprofiltemperatur θ an, mit dem Koeffizienten zwischen 100 und 160 $\frac{W}{m^2K}$ ermittelt werden.

$$k = 160{,}5 - 63{,}8 \cdot e^{-339{,}9 \cdot \theta^{-1{,}4}} [\frac{W}{m^2K}] \tag{4.2}$$

Tao und Ghannam [108] leiten hingegen anhand gemessener Temperaturzeitkurven von AHP-Stützen eine *best-fit*-Kurve für den Wärmeübergangskoeffizienten ab, die entsprechend Gleichung (4.3) den Durchmesser des ausbetonierten Stahlhohlprofils als Parameter berücksichtigt. Im üblichen Anwendungsbereich von AHP-Stützen bis 400 mm Durchmesser ergeben sich demnach für zunehmende Stützendurchmesser exponentiell abnehmende Wärmeübergangskoeffizienten zwischen 200 und 20 $\frac{W}{m^2K}$.

$$k = 516 \cdot (\frac{d}{100})^{-2{,}373} [\frac{W}{m^2K}] \tag{4.3}$$

Andere experimentell ermittelte Werte des inneren Wärmeübergangs in Verbundbauteilen sind bisher nicht veröffentlicht worden. Stattdessen werden in Publikationen, die numerische Untersuchungen von Verbundstützen beschreiben, häufig konstante Werte von 100 $\frac{W}{m^2K}$ oder 200 $\frac{W}{m^2K}$ verwendet (z.B. Ding und Wang [29], Espinós [32], Sothmann [107]). Die Übertragbarkeit der publizierten Ansätze zur Beschreibung des inneren Wärmeübergangs auf die in der vorliegenden Arbeit untersuchten AHPMS-Stützen wird in Abschnitt 4.3.2 im Zuge einer Gegenüberstellung mit gemessenen Temperaturfeldern detailliert untersucht.

4.2.3 Parameter für die mechanischen Analysen

Um mittels mechanischer Analysen die resultierenden Spannungen und Verformungen im Bauteil infolge thermischer oder mechanischer Einwirkungen zu ermitteln, ist eine Definition der mechanischen Materialeigenschaften erforderlich. Diese umfassen die konstitutiven Beziehungen, die Querkontraktion sowie für den Beton gegebenenfalls eine Schädigungsformulierung zur Berücksichtigung der Rissbildung. Im Folgenden werden die verwendeten Parameter zur Durchführung der mechanischen Analysen beschrieben, da ihre Definition unmittelbaren Einfluss auf die berechneten Spannungs- und Verformungszustände hat und die Ergebnisse vor diesem Hintergrund zu beurteilen sind.
Die Querkontraktionszahl von Baustahl wird im Eurocode für Raumtemperaturbedingungen mit $\nu_a = 0{,}3$ angegeben. Für die Berechnung im Brandfall ist normativ keine diesbezügliche Angabe enthalten. In der publizierten Literatur (z.B. Wohlfahrt [120]) wird eine geringfügige Temperaturabhängigkeit der Querkontraktionszahl angegeben, die in den Simulationen unter Berücksichtigung innovativer Materialkennwerte in Abschnitt 4.4.4 berücksichtigt wird. Für alle weiteren Berechnungen dieser Arbeit wird die Querkontraktionszahl hingegen entsprechend der DIN EN 1993-1-1 temperaturunabhängig mit $\nu_a = 0{,}3$ angesetzt.
Auch die Querkontraktionszahl von Normalbeton ist im Eurocode lediglich für Raumtemperaturbedingungen mit $\nu_c = 0{,}2$ angegeben, wohingegen experimentelle Untersuchungen (z.B. Ehm [31]) eine geringe Temperaturabhängigkeit des Materialkennwertes nachweisen. Die temperaturabhängige Querkontraktion von Beton wird ebenfalls nur in den Berechnungen in Abschnitt 4.4.4 berücksichtigt, während in allen weiteren Untersuchungen ein temperaturunabhängiger Wert von $\nu_c = 0{,}2$ angesetzt wird.
Bei der Definition der Spannungs-Dehnungsbeziehungen in Abaqus ist zu beachten, dass die Spannungen und Dehnungen als wahre Spannungen (Cauchy-Spannungen, s. Gleichung (4.4)) und wahre Dehnungen (logarithmische Dehnungen, s. Gleichung (4.5)) angegeben werden müssen. Die üblicherweise – z.B. im Eurocode – definierten nominellen Spannungen und Dehnungen müssen daher wie folgt in wahre Werte umgerechnet werden:

$$\sigma_{wahr} = \sigma_{nom} \cdot (1 + \varepsilon_{nom}) \tag{4.4}$$

$$\varepsilon_{wahr} = ln(1 + \varepsilon_{nom}) \tag{4.5}$$

Im Zuge der numerischen Untersuchungen werden zunächst die nach DIN EN 1994-1-2 definierten, konstitutiven Beziehungen unter Einbeziehung der nachfolgend beschriebenen Ergänzungen berücksichtigt. Dies dient einer praxisnahen Identifikation zugehöriger Kontaktformulierungen zur Beschreibung des temperaturabhängigen Verbundverhaltens von AHPMS-Stützen. Die Ableitung einer möglichst allgemeingültigen, numerischen

Definition der Kontakteigenschaften, die in FE-Modellen unter Berücksichtigung normativer Materialeigenschaften genutzt werden kann, ist für den Anwender hilfreich, um die Verbundwirkung in die Nachweisführung integrieren zu können.
Die numerische Umsetzung der Materialformulierung von Baustahl nach DIN EN 1994-1-2 erfolgt im elastischen Bereich der Spannungs-Dehnungsbeziehung über eine temperaturabhängige Definition des Elastizitätsmoduls. Im plastischen Bereich werden der elliptische Bereich, das Fließplateau und der linear abnehmende Ast entsprechend der mathematischen Formulierungen der DIN EN 1994-1-2 (basierend auf den Untersuchungen von Schaumann [100]) implementiert. Für die massiven Stahlkerne wird dabei die reduzierte Streckgrenze berücksichtigt, die für Stahlerzeugnisse nach DIN EN 10025-2 [144] in Abhängigkeit der Dicke des Bauteils angegeben ist.
Die Spannungs-Dehnungsbeziehung von Normalbeton unter Druckbeanspruchung nach DIN EN 1994-1-2 ist für die Umsetzung in Abaqus nicht unmittelbar geeignet. Dies ist unter anderem darauf zurückzuführen, dass die angegebene, analytische Beschreibung den Elastizitätsmodul nicht als Parameter beinhaltet. In Abaqus wird ein Materialverhalten mit plastischen Dehnungsanteilen jedoch über die inelastische Dehnung entsprechend Gleichung (4.6) definiert und erfordert demnach die Angabe eines Elastizitätsmoduls.

$$\varepsilon_{\text{inelast,wahr}} = \varepsilon_{\text{wahr}} - \frac{\sigma_{\text{wahr}}}{E} \tag{4.6}$$

Die inelastische Dehnung beschreibt dabei denjenigen Anteil an der Gesamtdehnung, der verbleibt, wenn der elastische Dehnungsanteil basierend auf der jeweiligen Spannung und dem initialen Elastizitätsmodul von der wahren Dehnung abgezogen wird. Es ist demnach aus numerischen Gründen erforderlich, ein elastisches Verhalten in die Materialformulierung zu integrieren. In der Definition der Spannungs-Dehnungsbeziehung nach DIN EN 1994-1-2 ist der Elastizitätsmodul jedoch kein Kurvenparameter. Die Norm beinhaltet folglich auch keine temperaturabhängige Reduktion dieses Kennwerts. Das elastische Materialverhalten wird daher im Zuge dieser Arbeit in Anlehnung an die mathematische Formulierung nach DIN EN 1992-1-1 [157] implementiert, wobei der Elastizitätsmodul als Sekantenmodul bis zum Erreichen von 40 % der temperaturabhängigen Druckfestigkeit definiert wird.
Die Spannungs-Dehnungsbeziehung von Beton ist zudem nach DIN EN 1994-1-2 lediglich für den ansteigenden Kurvenbereich bis zum Erreichen der Druckfestigkeit definiert. Für den Bereich größerer Dehnungen ist normativ keine analytische Beschreibung der Spannungs-Dehnungsbeziehung angegeben. Die Definition der Entfestigung des Materials hat jedoch einen wesentlichen Einfluss auf die numerische Stabilität der Berechnungen, die einhergehende Umlagerung der Spannungen und die zugehörigen Verformungen. Die Fortführung der mathematischen Formulierung des ansteigenden Kurvenbereichs nach DIN EN 1994-1-2 im abnehmenden Bereich der Spannungs-Dehnungsbeziehung ist

eine verbreitete Annahme (vgl. *FRISCC*-Forschungskonsortium [36], Bahr [18], Huang [45], Sothmann [107]), mit der das Materialverhalten in vielen Fällen hinreichend genau abgebildet werden kann. Dieser Kurvenverlauf ist jedoch nicht durch experimentelle Untersuchungen gestützt. In den folgenden numerischen Berechnungen wird dieser Verlauf dennoch zunächst angenommen. Die Druckfestigkeit des Betons wird dabei auf Grundlage der experimentell ermittelten Festigkeit bei Raumtemperaturbedingungen mit 35 $\frac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm}^2}$ angesetzt. Aus der Definitionen nach DIN EN 1994-1-2 ergeben sich die in Abbildung 4.1 dargestellten, temperaturabhängigen Spannungs-Dehnungsbeziehungen des Betons im Druckbereich. In Abschnitt 4.4.4 werden darüber hinaus alternative Materialformulierungen für Beton aus der publizierten Literatur diskutiert und angewendet.

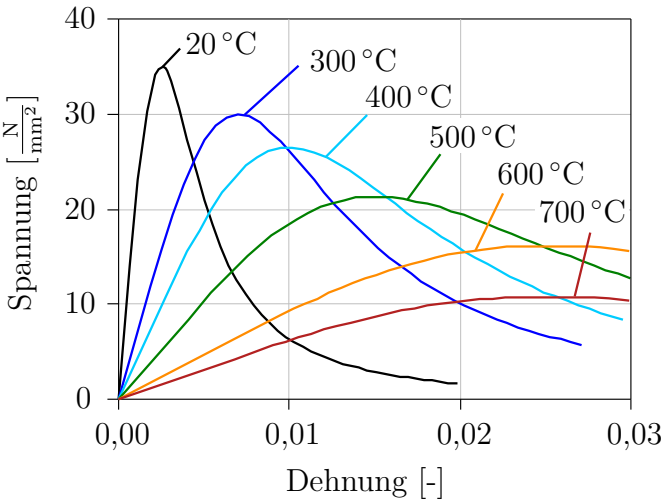


Abbildung 4.1: Temperaturabhängige Spannungs-Dehnungsbeziehung von Normalbeton mit einer Druckfestigkeit von 35 $\frac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm}^2}$ nach DIN EN 1994-1-2 [158]

Für das Materialverhalten des Betons im Zugbereich wird in Abaqus bis zum Erreichen der temperaturabhängigen Zugfestigkeit ein linear ansteigender Verlauf der Spannungs-Dehnungsbeziehung mit einer Steigung entsprechend des definierten Elastizitätsmoduls angenommen. Die Zugfestigkeit bei Raumtemperaturbedingungen wird nach DIN EN 1992-1-1 ermittelt und beträgt für die verwendete Betonfestigkeitsklasse mit 3,2 $\frac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm}^2}$ knapp 10 % der Druckfestigkeit. Die temperaturabhängige Reduktion der Zugfestigkeit erfolgt auf Grundlage der DIN EN 1992-1-2 [149]. Auch für den Zugbereich liegen keine normativen Vorgaben für den Verlauf der Spannungs-Dehnungsbeziehung nach Überschreiten der Betonzugfestigkeit vor. Stattdessen wird im Rahmen der vorliegenden Arbeit die bilinear definierte Beziehung zwischen der Rissweite und der Zugfestigkeit von Beton nach *CEB-FIP Model Code* [135] verwendet. Sie ist über die Bruchenergie G_f definiert, die aus der mittleren Betondruckfestigkeit errechnet werden kann.
Für die numerische Umsetzung der Fließbedingungen von Beton im Zug- und Druck-

bereich wird das in Abaqus integrierte Materialmodell *Concrete Damaged Plasticity* (im Folgenden: *CDP*-Modell) genutzt. Dieses Modell beruht auf der klassischen Plastizitätstheorie und geht auf Lubliner et al. [68] sowie Lee und Fenves [62] zurück. Die Materialformulierung basiert auf einem Fließkriterium, das grundsätzlich dem Drucker-Prager-Fließkriterium gleicht und unter Berücksichtigung der biaxialen Druckfestigkeit definiert wird. Ansätze zur Quantifizierung des festigkeitssteigernden Effekts mehrdimensionaler Spannungszustände im Beton werden normativ jedoch nicht erfasst. Nach Lubliner et al. liegt das Verhältnis der equibiaxialen zur uniaxialen Druckfestigkeit von Beton $\frac{\sigma_{b,0}}{\sigma_{c,0}}$ bei Raumtemperaturbedingungen zwischen 1,10 und 1,16. Der von Lubliner et al. für die Nutzung im *CDP*-Modell empfohlene Wert von 1,16 wird in allen folgenden Simulationen temperaturunabhängig verwendet. Auch die weiteren Parameter, die die Fließbedingung im *CDP*-Modell definieren, werden entsprechend Lubliner et al. sowie Lee und Fenves temperaturunabhängig definiert: Der Viskositätsparameter $\nu = 0{,}5$, der Beiwert $K = \frac{2}{3}$, die Exzentrizität $e = 0{,}1$ und der Dilatationswinkel $\gamma = 15\,°$. Das *CDP*-Modell kann sowohl im Druckbereich als auch im Zugbereich durch die Definition separater Materialschädigungen ergänzt werden. Letzteres wird in Abschnitt 4.4.4 angewendet.
In den folgenden numerischen Untersuchungen wird zunächst eine numerische Formulierung des Kontaktverhaltens zwischen dem massiven Stahlkern und dem umgebenden Beton in AHPMS-Stützen ermittelt, die auf den zuvor genannten Materialformulierungen der DIN EN 1994-1-2 basiert und beim Auftreten normativer Definitionslücken durch etablierte Ansätze entsprechend diesem Abschnitt ergänzt wird. Da zahlreiche Untersuchungen an Verbundbauteilen eine Konservativität der Eurocode-Materialformulierungen identifiziert haben, wird ergänzend in Abschnitt 4.4.4 die Übertragbarkeit der entwickelten numerischen Kontaktformulierungen auf Modelle unter Verwendung von Materialformulierungen, die dem Stand der Forschung entsprechen, beschrieben und bewertet. Die in diesen Modellen modifizierten Materialeigenschaften werden in Abschnitt 4.4.4 den Definitionen nach DIN EN 1994-1-2 gegenübergestellt.

4.2.4 Mechanische Kontaktformulierungen

Neben der Definition der Materialkennwerte bedarf es in mechanischen Analysen von Verbundbauteilen der Definition der Interaktionsbedingungen zwischen den Querschnittskomponenten. Bisher werden in solchen Simulationen vorrangig vereinfachte Ansätze für die Interaktionsbeziehungen verwendet (vgl. Abschnitt 2.4.4). Diese bilden das Verbundverhalten jedoch nicht realitätsnah ab, was je nach Ansatz entweder in konservativen oder unsicheren Berechnungsergebnissen resultiert. Eine genauere Erfassung der realen Verbundeigenschaften mittels eines ingenieurmäßigen Kontaktmodells ist daher Ziel

dieser Arbeit.
An dieser Stelle werden zunächst unterschiedliche Ansätze beschrieben, auf deren Grundlage der mechanische Kontakt zwischen Baustahl und Beton in Abaqus numerisch abgebildet werden kann. Es werden zum einen Ansätze, die auf dem Coulombschen Reibungsmodell beruhen, und zum anderen Ansätze, die ein kohäsives Verbundverhalten abbilden, theoretisch dargestellt. Ihre Eignung zur Beschreibung der Verbundeigenschaften von AHPMS-Stützen wird auf Grundlage der experimentell beobachteten Phänomene bewertet.
Der Ansatz einer kohäsiven Kontaktformulierung zur Abbildung des Verbundverhaltens von AHPMS-Stützen kann in Abaqus über die Eingabe einer kohäsiven Steifigkeit K des Verbundes in Kombination mit einer Schädigungsinitiierung und -definition erfolgen. Dieser Ansatz wurde für Raumtemperaturbedingungen bereits von Mollazadeh und Wang [70] zur Beschreibung des Verbundverhaltens in AHP-Stützen angewendet (vgl. Abbildung 2.35 in Abschnitt 2.4.4). Die Verbundsteifigkeit definiert in dieser Kontaktformulierung einen linear ansteigenden Kurvenbereich der Verbundspannung-Verschiebungskurve bis zum Erreichen des Initiierungskriteriums der Schädigung. Als ein solches Kriterium eignet sich im vorliegenden Fall ein Schubspannungskriterium in Höhe der Verbundfestigkeit τ_{u}. Bei diesem Ansatz kann die Verbundsteifigkeit beispielsweise, wie in Abschnitt 3.3.2 beschrieben, aus der gemessenen Verbundfestigkeit und der zugehörigen Verschiebung berechnet und unmittelbar an Abaqus übergeben werden. Die folgende Schädigung des Verbundes kann als Funktion in Abhängigkeit der Relativverschiebung der Kontaktelemente angegeben werden und theoretisch beliebige Verläufe zwischen einem ideal elastischen Verhalten (Schädigungsparameter $d = 0$) und einer vollständigen Auflösung des Kontakts ($d = 1$) wiedergeben. Generell kann somit der charakteristische Verlauf der τ-u-Kurven von AHPMS-Proben im Push-out-Versuch abgebildet werden.
Alle vorgenannten Parameter zur Definition der kohäsiven Kontaktbedingungen können in Abaqus auch in Abhängigkeit der Temperatur definiert werden. Allerdings ist es programmintern für die Aktivierung der kohäsiven Kontaktformulierung grundsätzlich notwendig, dass die Oberflächen der Verbundpartner rechnerisch in Kontakt stehen. Eine Ausdehnung infolge thermischer Prozesse, die zu einem Ablösen der Querschnittsteile in der Verbundfuge führt, macht die kohäsive Kontaktformulierung folglich unwirksam. Dies betrifft den Erkenntnissen aus Abschnitt 3.4 folgend das Verbundverhalten von AHPMS-Stützen bei hohen Temperaturen. Eine kohäsive Kontaktformulierung ist demnach ungeeignet, um das Verbundverhalten bei hohen Temperaturen realitätsnah wiederzugeben.
Bei Kontaktformulierungen, die auf dem Coulombschen Reibungsmodell beruhen, erfolgt die Formulierung der Kontakteigenschaften in Abaqus getrennt für die Normalen- und Tangentialrichtung. Dabei bedingt die Kontaktformulierung in Normalenrichtung

jedoch die übertragbaren Spannungen in Tangentialrichtung, da die beiden Spannungen über das Coulombsche Reibungsmodell zusammenhängen. Der Zusammenhang zwischen den übertragbaren Spannungen in tangentialer Richtung τ_1 und τ_2 bzw. τ_{eq} und dem Normalendruck p erfolgt im Coulombschen Reibungsmodell über die Definition des Reibungsbeiwerts μ (vgl. Gleichung (4.7)). Dieser kann in Abaqus sowohl als konstanter Wert angegeben oder aber in Abhängigkeit der Verschiebung, der Verschiebungsgeschwindigkeit oder des Normalendrucks definiert werden. Um das Verbundverhalten realitätsnah abzubilden, wird die mittels Reibung übertragbare Schubspannung in der Regel ergänzend durch die Angabe einer maximalen Schubspannung τ_{max} begrenzt (vgl. Gleichung (4.7)). Alle zuvor genannten Parameter können in Abaqus auch in Abhängigkeit der Temperatur angegeben werden.

$$\tau_{eq} = \sqrt{(\tau_1^2 + \tau_2^2)} \quad \leq \quad \tau_{krit} = \min(\mu \cdot \mathrm{p}\ ,\ \tau_{max}) \tag{4.7}$$

Um die in Kapitel 3 experimentell ermittelten Verbundfestigkeiten numerisch realitätsnah zu erfassen, ist eine temperatur- und geschwindigkeitsunabhängige Kontaktformulierung ausreichend. Wie bereits auf Grundlage der experimentellen Ergebnisse qualitativ abgeleitet wurde und im weiteren Verlauf der vorliegenden Arbeit auch quantifiziert werden kann, ist nicht die Querschnittstemperatur, sondern der infolge unterschiedlicher thermischer Dehnungen der Kontaktpartner auftretende Normalendruck in der Verbundfuge entscheidend für die erzielte Verbundfestigkeit.
Demzufolge wird eine temperaturunabhängige Definition der Kontakteigenschaften in Normalenrichtung implementiert, die jedoch eine Abhängigkeit des Normalendrucks p vom Spaltmaß bzw. der rechnerischen Überschneidung h (engl.: *overclosure*) der Elemente in der Verbundfuge aufweist (p-h-Beziehung). Durch Multiplikation des auf diese Weise definierten Normalendrucks p mit einem konstanten Reibungsbeiwert μ kann die gemessene Verbundfestigkeit über die Kontaktdefinition in Tangentialrichtung sowohl für rechnerisch geschlossene ($\mathrm{h} \geq 0$) als auch für offene ($\mathrm{h} < 0$) Verbundfugen abgebildet werden.
Jede Kontaktformulierung auf Grundlage des Coulombschen Reibungsmodells besteht in Abaqus einerseits aus der Definition der p-h-Beziehung und andererseits aus der numerischen Methode zur Erfüllung dieser Definition (engl.: *enforcement method*). Dabei können sowohl hinsichtlich der Formulierung der p-h-Beziehung als auch der numerischen Genauigkeit der Erfüllung dieses Zusammenhangs entweder strikte Bedingungen oder definierte, zulässige Näherungen vorgesehen werden. Als numerische Methode zur Erfüllung der definierten p-h-Beziehung gibt es in Abaqus drei grundsätzlich unterschiedliche Ansätze (vgl. auch Abbildung 4.2).

(1) Mit dem *Penalty*-Ansatz wird die vorgegebene Kontaktdefinition im Rahmen einer definierten Genauigkeit angenähert. Übertragen auf die Definition einer

Coulombschen Reibbedingung bedeutet dies, dass rechnerisch bereits vor dem Erreichen der Reibfestigkeit τ_{krit} eine minimale Verschiebung auftritt, die jedoch reversibel ist und als elastische Verschiebung in die Berechnung eingeht. Die Steigung im elastischen Bereich der resultierenden Schubspannung-Verschiebungskurve kann vom Benutzer in Abaqus über die Definition der *Penalty*-Steifigkeit entweder linear oder nichtlinear definiert werden.

(2) Alternativ kann eine *exakte* Methode zur Erfüllung der Kontaktdefinition angewendet werden. Diese numerische Methode erzwingt die präzise Erfüllung der p-h-Definition unter Ansatz von Lagrange Multiplikatoren. Zur exakten Erfüllung der Kontaktbedingung ist ein hoher numerischer Aufwand notwendig.

(3) Weiterhin kann in Abaqus auch die erweiterte Lagrange Methode (*augmented Lagrange method*) genutzt werden, die zunächst basierend auf dem *Penalty*-Ansatz eine Näherung und in weiteren Iterationen darauf basierend eine genaue Lösung berechnet. Entsprechend steigt der numerische Aufwand für diese Methode gegenüber der *Penalty*-Methode an.

Die Definition der p-h-Beziehungen kann in Abaqus in einen Ansatz, der einen *harten* Kontakt darstellt, und verschiedene Ansätze, die einen *weichen* Kontakt beschreiben,

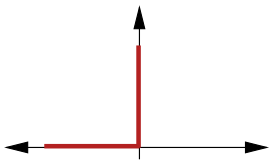
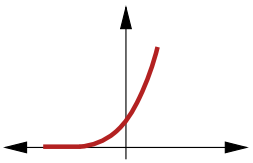
	Kontaktformulierung	
	Harter Kontakt	Weicher Kontakt
Numerische Methode	Kontaktdruck p  Spaltmaß Überschneidung h	Kontaktdruck p  Spaltmaß Überschneidung h
(1) Penalty	**Geeignet (A)**	Nicht möglich
(2) Exakt	Numerische Instabilitäten	**Geeignet (B)**
(3) Augmented Lagrange	Geeignet, aber hoher numerischer Aufwand	Nicht möglich

Abbildung 4.2: Mögliche Kombinationen von Kontaktformulierungen und numerischen Methoden in Abaqus [13]

unterschieden werden (vgl. Abbildung 4.2). Letztere können in Abaqus entweder einen linearen, einen tabellarischen oder einen exponentiellen Zusammenhang zwischen dem Normalendruck und den Verformungen in der Verbundfuge beschreiben. Sie definieren dabei die mögliche Kraftübertragung zwischen den Kontaktflächen in Abhängigkeit ihrer temporären Lage zueinander. Eine *harte* Kontaktformulierung beschreibt hingegen einen Zusammenhang, der keine Kraftübertragung bei offener Verbundfuge und eine beliebig hohe Kraftübertragung bei geschlossener Verbundfuge zulässt.
Numerische Methoden, die eine *extakte* Erfüllung der *harten* Kontaktbedingungen erzwingen, führen häufig zu numerischen Instabilitäten und sind daher in dieser Kombination nicht empfehlenswert (vgl. Abbildung 4.2). Die Anwendung von Näherungsverfahren zur Erfüllung *harter* Kontaktbedingungen bietet in der Regel eine numerisch stabile Alternative, deren Genauigkeit über die Definition der *Penalty*-Parameter gesteuert werden kann. Im Unterschied zu den *harten* Kontaktformulierungen werden *weiche* Kontaktformulierungen per Definition genau erfüllt. Die Kombination *weicher* Kontaktformulierungen mit dem *Penalty*- oder dem *Augmented Lagrange*-Ansatz ist hingegen aus numerischer Sicht nicht sinnvoll und steht dem Anwender daher in Abaqus nicht zur Verfügung. Es ergeben sich somit nach Abbildung 4.2 zwei grundsätzlich unterschiedliche Möglichkeiten, die für die Kontaktformulierung in Normalenrichtung der AHPMS-Stützen geeignet sind und im Folgenden genauer hinsichtlich ihrer Eigenschaften beschrieben und in Hinblick auf ihre Eignung zur numerischen Simulation der Push-out-Versuche bewertet werden:

(A) Zum einen kann eine *harte* Kontaktformulierung gewählt werden, deren Erfüllung über einen (nicht-)linearen Zusammenhang in Abhängigkeit der berechneten Lage der Elemente in der Verbundfuge numerisch angenähert wird.

(B) Zum anderen kann eine *weiche* Kontaktformulierung genutzt werden, die die Charakteristik des Verbundverhaltens als Zusammenhang zwischen dem Normalendruck und dem Spalt- bzw. Überschneidungsmaß der Elemente in der Verbundfuge beschreibt und per Definition *exakt* durch die Rechenvorschrift numerisch erfüllt wird.

Bei Anwendung von Methode (A) auf Grundlage einer *harten* Kontaktbedingung wird basierend auf der p-h-Beziehung grundsätzlich keine Normalspannung übertragen, solange die Elemente nicht in Kontakt stehen bzw. rechnerisch eine offene Fuge vorliegt (vgl. Gleichung (4.8) und Abbildung 4.2). Ferner tritt bei dieser Kontaktdefinition keine Überschneidung der Elemente in der Verbundfuge auf, wenn die Oberflächen in Kontakt stehen (vgl. Gleichung (4.9)). Bei einer geschlossenen Verbundfuge kann dabei jeglicher Druck übertragen werden.

$$p = 0 \qquad \text{für} \quad h < 0 \qquad \text{geöffnete Fuge} \tag{4.8}$$

$$h = 0 \qquad \text{für} \quad p > 0 \qquad \text{geschlossene Fuge} \tag{4.9}$$

Die virtuelle Arbeit infolge des Normalendrucks in der Verbundfuge und die zugehörige linearisierte Form der Potentialgleichung können für die *harte* Kontaktformulierung nach den Gleichungen (4.10) und (4.11) berechnet werden.

$$\delta\Pi = \delta p h + p \delta h \tag{4.10}$$

$$d\delta\Pi = \delta p dh + dp \delta h \tag{4.11}$$

Durch die Kombination der *harten* Kontaktbedingung mit dem *Penalty*-Ansatz zur numerischen Umsetzung der voranstehenden Bedingungen wird eine „Erweichung“ der p-h-Beziehung realisiert. Dabei wird der unstetige Bereich der Kontaktformulierung bei h = 0 angenähert und ausgerundet. Die Annäherung an die idealen *harten* Kontaktbedingungen – also die resultierende Steigung der p-h-Kurve – wird dabei über die *Penalty*-Steifigkeit definiert. Standardmäßig wird in Abaqus ein linearer *Penalty*-Ansatz vorgesehen, dessen einziger Parameter – die *Penalty*-Steifigkeit – als konstanter Wert in Abhängigkeit der charakteristischen Elementsteifigkeit programmintern berechnet wird. Eine weitere Charakteristik dieses linearen Ansatzes besteht darin, dass die Definition der *Penalty*-Steifigkeit nur im Bereich h $\geq$ 0 gültig ist und somit lediglich eine numerische „Erweichung“ der Kontaktformulierung im Bereich geschlossener Kontaktfugen erfolgt. Dies ist für die Abbildung des Verbundverhaltens der Push-out-Versuche bei hohen Temperaturen, wie sich im weiteren Verlauf der Arbeit zeigt, nicht ausreichend, da auch im Bereich rechnerisch offener Verbundfugen eine gewisse Spannungsübertragung erfolgen muss.

Daher kann zur Umsetzung der Methode (A) nur die nichtlineare *Penalty*-Formulierung entsprechend Abbildung 4.3 angewendet werden. Bei dieser ist es möglich, den Kontaktdruck p ab einem frei wählbaren Wert $h = c_0$ analytisch zu definieren, wobei c_0 sowohl positive Werte (geschlossene Fuge, Überschneidung der Elemente) als auch negative Werte (offene Fuge) annehmen kann. Ab dem Maß c_0 steigt die p-h-Beziehung zunächst linear mit der Steigung K_i an (vgl. Abbildung 4.3 (b), Bereich zwischen c_0 und e). Im weiteren Verlauf schließt sich ein quadratischer Verlauf der p-h-Beziehung an, der durch einen linearen Anstieg der *Penalty*-Steifigkeit von der anfänglichen Steifigkeit K_i auf die finale Steifigkeit K_f charakterisiert ist (vgl. Abbildung 4.3 (a), Bereich zwischen e und d). Im Bereich größerer Überschneidungen der Elemente steigt die p-h-Beziehung mit der Steigung K_f an. Die Werte e und d, die den quadratischen Bereich der p-h-Beziehung abgrenzen, können durch den Anwender definiert werden, wobei d immer einen positiven Wert annimmt, da dieser als Bruchteil der charakteristischen Elementlänge definiert ist. Über den Wert e kann die Ausprägung des quadratischen Verlaufs gezielt gesteuert

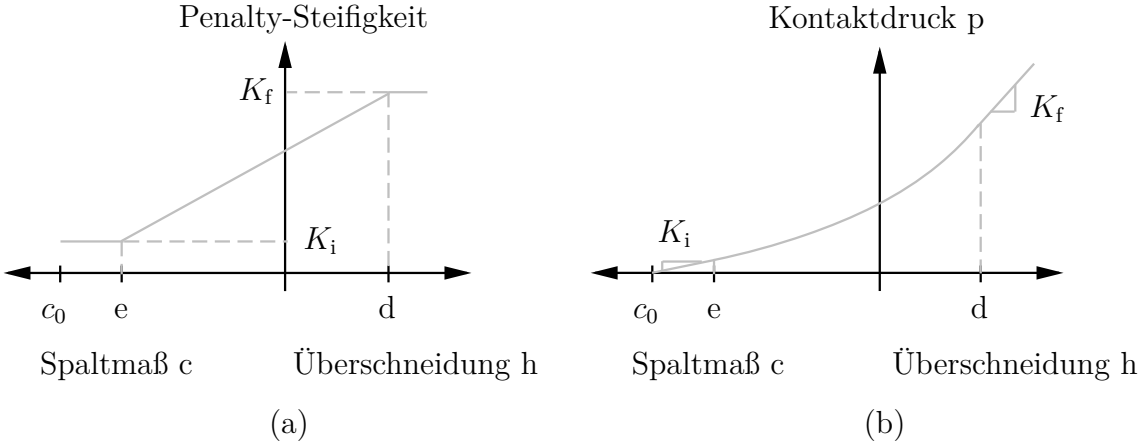


Abbildung 4.3: Nichtlineare *Penalty*-Formulierung in Abaqus: (a) Definition der Penalty-Steifigkeit und (b) resultierende p-h-Beziehung auf Grundlage einer mittels dieses Penalty-Ansatzes genäherten *harten* Kontaktbedingung nach [12]

werden. Wird beispielsweise d sehr klein gewählt und e so bestimmt, dass der quadratische Bereich sehr gering ist, kann auch eine nahezu bilineare p-h-Beziehung beschrieben werden.
Wird hingegen die Methode (B) auf Grundlage einer *weichen* Kontaktbedingung zur Simulation des Kontaktverhaltens in Normalenrichtung verwendet, wird die Charakteristik des Verbundes unmittelbar in der p-h-Definition berücksichtigt und im Zuge der Gleichgewichtsberechnung – und im Rahmen der programminternen Rechengenauigkeiten – *exakt* erfüllt. Generell kann eine *weiche* Kontaktformulierung in Abaqus entweder durch einen exponentiellen Verlauf der p-h-Beziehung oder eine tabellarische, multi-lineare Beziehung definiert werden (vgl. Abbildung 4.4).
Bei der exponentiellen Definition (vgl. Abbildung 4.4 (a)) wird einerseits der Wert $h = c_0$

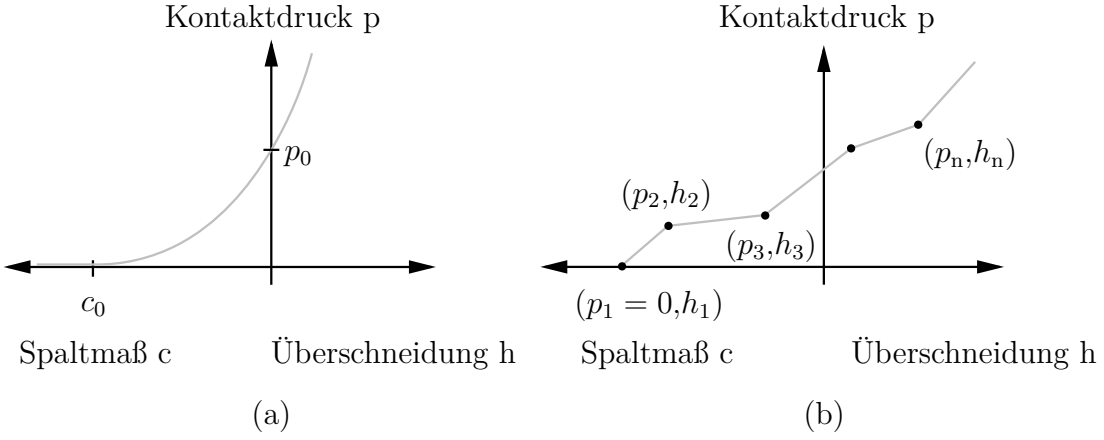


Abbildung 4.4: Definition einer *weichen* Kontaktformulierung in Abaqus: (a) Exponentieller und (b) tabellarischer, multi-linearer Verlauf der p-h-Beziehung nach [12]

angegeben, ab dem ein Normalendruck in der Kontaktfläche auftritt, und andererseits der Druck p_0 definiert, der den Druck bei einer gerade geschlossenen Verbundfuge (h = 0) angibt. Durch die vorimplementierte, exponentielle Funktion wird ein Kurvenverlauf beschrieben, der sowohl im Bereich offener Verbundfugen als auch im Bereich rechnerischer Überschneidungen der Elemente den Normalendruck p definiert. Alternativ können bei der tabellarischen Definition der p-h-Beziehung nach Abbildung 4.4 (b) beliebig viele Wertepaare (p_i ; h_i) – mit stetig steigenden Werten von p und h – zur individuellen Beschreibung der Kontakteigenschaften genutzt werden.
Unter Ansatz der *weichen* Kontaktformulierung wird numerisch eine gemischte Formulierung des Gleichgewichts in der Kontaktfuge gelöst. Die virtuelle Arbeit infolge des Normalendrucks in der Verbundfuge und die linearisierte Form der Potentialgleichung werden dabei nach den Gleichungen (4.12) und (4.13) beschrieben [12].

$$\delta\Pi = \delta p(h - \bar{h}) + p\delta h \tag{4.12}$$

$$d\delta\Pi = \delta p dh + dp\delta h - \frac{d\bar{h}}{dp}\delta p dp \tag{4.13}$$

Dabei ist p der Kontaktdruck, h der aktuelle Abstand der Kontaktflächen und $\bar{h}$ der zu p zugehörige Abstand entsprechend der p-h-Definition. Die Lösung der Zustandsgleichungen erfordert eine lokale Newton-Schleife zur Annäherung von $h - \bar{h} = 0$ und somit der Berechnung des aktuellen Kontaktdrucks. Entsprechend der Formulierung in Gleichung (4.13) entsteht dabei eine Null auf der Diagonalen der Jakobi-Matrix, die zu numerischen Problemen führen kann, sofern in der Simulation Starrkörperverschiebungen auftreten. Solche Starrkörperverschiebungen treten in den Berechnungen der Push-out-Versuche planmäßig auf, sodass die linearisierte Form der Potentialgleichung in der angegebenen Form ungeeignet ist. Zur Erzielung einer numerischen Stabilität der Berechnungen ist daher in Abaqus die Integration einer Referenzsteifigkeit k_0 vorgesehen, die in der Definition des Kontaktdrucks berücksichtigt wird. Dabei teilt sich der Kontaktdruck in einen Lagrange Multiplikator q und einen additiven Anteil unter Berücksichtigung der Referenzsteifigkeit k_0 nach den Gleichungen (4.14) und (4.15) auf.

$$p = q + k_0 \cdot (h + c) \tag{4.14}$$

$$\delta p = \delta q + k_0 \delta h \tag{4.15}$$

Die Referenzsteifigkeit wird programmintern anhand der vorgegebenen p-h-Beziehung errechnet, indem die Steigung an der Stelle h = -0,9999·c wie folgt ermittelt wird:

$$k_0 = \left.\frac{dp}{dh}\right|_{\mathrm{h=-0,9999\cdot c}} \tag{4.16}$$

Unter Berücksichtigung der Referenzsteifigkeit ergibt sich ein Gleichungssystem entsprechend Gleichung (4.17), in dem alle Felder einen von Null verschiedenen Eintrag aufweisen und somit auch unter Berücksichtigung von Starrkörperverschiebungen keine numerischen Probleme auftreten. Es ist jedoch in der Anwendung zu prüfen, ob die Einführung der Referenzsteifigkeit im Vergleich zum Lagrange Multiplikator einen geringen Anteil an p aufweist und somit die Wahl der Steifigkeit einen vernachlässigbaren Einfluss auf das berechnete Gleichgewicht hat.

$$\begin{bmatrix} (2-\frac{d\bar{h}}{dp}k_0)k_0 & 1-\frac{d\bar{h}}{dp}k_0 \\ 1-\frac{d\bar{h}}{dp}k_0 & -\frac{d\bar{h}}{dp} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d_\mathrm{h} \\ d_\mathrm{q} \end{Bmatrix} = - \begin{Bmatrix} q+k_0(h+c)+k_0(h-\bar{h}) \\ h-\bar{h} \end{Bmatrix} \tag{4.17}$$

Zur Berechnung der Push-out-Versuche können grundsätzlich sowohl Methode (A) als auch (B) zur Kontaktdefinition angewendet werden. Die letztgenannte Methode – basierend auf einer *weichen* Kontaktbedingung – wurde im Rahmen dieser Arbeit als geeigneter identifiziert, um das in den experimentellen Untersuchungen beobachtete Verbundverhalten abzubilden. Daher wird die Methode (B) in den späteren Herleitungen zur Kontaktformulierung genutzt. Dass die *harte* Kontaktbedingung nach Methode (A) in den Untersuchungen dieser Arbeit zu weniger präzisen Ergebnissen führt, liegt insbesondere daran, dass basierend auf den Erkenntnissen des Abschnitts 4.3.3 eine bilineare p-h-Beziehung abgebildet werden muss und diese über die Definition des nichtlinearen Penalty-Ansatzes nur angenähert werden kann. Infolge programminterner Parameter- und Rechengenauigkeiten können dabei die Werte für e und d nicht beliebig nah aneinander definiert werden, wodurch die bilineare Beziehung nur angenähert werden kann und folglich in diesem Bereich größere Abweichungen zwischen den experimentell und numerisch ermittelten Ergebnissen als nach Methode (B) auftreten.
Zusammenfassend ist die Implementierung einer *weichen* Formulierung der Kontakteigenschaften in Normalenrichtung am geeignetsten, um in Abaqus das Verbundverhalten von AHPMS-Stützen bei hohen Temperaturen abzubilden. In den folgenden Abschnitten werden daher Parameter zur Definition einer *weichen* Kontaktbedingung ermittelt, unter Verwendung derer sich die Verbundspannung unmittelbar aus der Querschnittsgeometrie, dem Temperaturfeld und dem mechanischen Verhalten der Verbundstützen ergibt.

4.3 2D-thermomechanische Simulation von AHPMS-Querschnitten

4.3.1 Allgemeines

Zur Beurteilung der Auswirkungen der unterschiedlichen, temperaturabhängigen thermischen Dehnungen von Baustahl und Normalbeton auf das Verbundverhalten von AHPMS-Stützen werden in diesem Abschnitt zunächst alle experimentell untersuchten AHPMS-Querschnitte in zweidimensionalen Modellen abgebildet und hinsichtlich ihres Erwärmungs- und Verformungsverhaltens analysiert. Im ersten Schritt werden dazu die thermischen Wärmeübergangsbedingungen, die die Erwärmung des Probekörpers im Elektroofen charakterisieren, anhand einer Gegenüberstellung der gemessenen und berechneten Querschnittstemperaturen ermittelt. Darüber hinaus werden die Auswirkungen von Temperaturgradienten sowie der temperaturabhängigen thermischen Dehnungen von Baustahl und Beton, die in Abschnitt 3.4 als wesentliche Einflussfaktoren auf der Verbundverhalten identifiziert wurden, vor dem Hintergrund der experimentell ermittelten Ergebnisse ausgewertet.
In den zweidimensionalen Modellen wird zur Rechenzeitoptimierung unter Ausnutzung der Rotationssymmetrie der AHPMS-Stützen und unter Ansatz numerischer Symmetriebedingungen jeweils nur ein Viertel des Querschnitts modelliert (s. Abbildung 4.5). Insgesamt wird so für jede der vier im vorigen Kapitel experimentell untersuchten AHPMS-Versuchsserien ein Modell entsprechend der dort beschriebenen geometrischen Abmessungen erstellt. Die zweidimensionalen Querschnitte werden mit Elementen des Typs CPS4T diskretisiert. Entlang des Viertel-Umfangs werden dabei jeweils 16 Elemente angeordnet. Die Dicke des Stahlhohlprofils wird in jedem Modell in vier Elemente

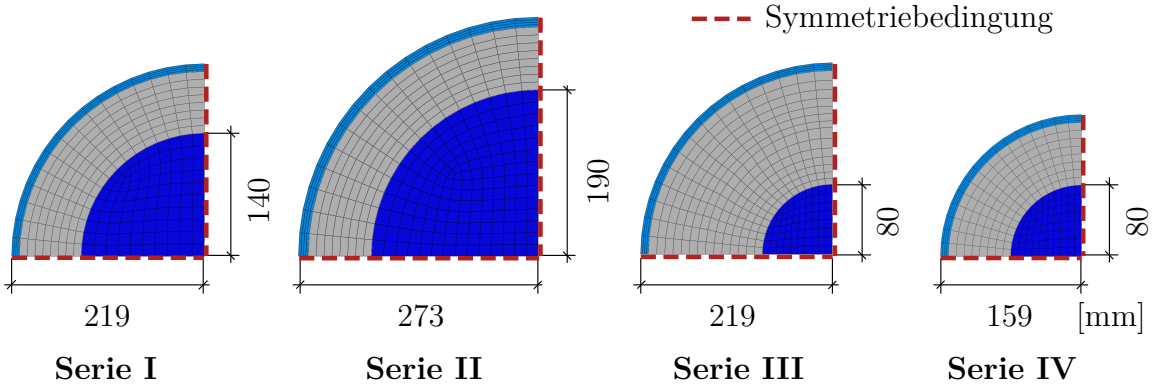


Abbildung 4.5: Diskretisierung der AHPMS-Querschnitte in den zweidimensionalen numerischen Modellen unter Ausnutzung von Symmetriebedingungen

aufgeteilt. Die Betondeckung wird in radialer Richtung mit Elementen von ca. 4,5 mm Kantenlänge und der Stahlkern mit ca. 7 mm langen Elementen diskretisiert. Es ergeben sich somit die in Abbildung 4.5 dargestellten Diskretisierungen der untersuchten AHPMS-Querschnitte.
In den thermomechanisch gekoppelten Analysen werden die in den Abschnitten 4.2.2 und 4.2.3 beschriebenen thermischen und mechanischen Materialkennwerte verwendet. Die Kennwerte, die den Wärmeübergang vom Brandraum auf das Bauteil sowie im Inneren des Querschnitts beschreiben, stellen die Parameter der Berechnungen in Abschnitt 4.3.2 dar. Sie werden in allen darauf folgenden Simulationen basierend auf den Ergebnissen dieser Untersuchungen angesetzt.

4.3.2 Parameterstudie zur Bestimmung eines realitätsnahen Wärmeübergangs

Die realitätsnahe Simulation des Wärmeübergangs in Verbundbauteilen ist ein aktuelles Forschungsthema (vgl. Abschnitt 4.2.2). Um eine möglichst präzise Berechnung der gemessenen Querschnittstemperaturen in den numerischen Simulationen zu erzielen, werden im Folgenden Parameterstudien zu den Kennwerten des Wärmeübergangs zwischen Brandraum und Bauteil sowie im Inneren von Verbundbauteilen beschrieben. Die Parameterstudie wird anhand von zweidimensionalen Modellen unter Berücksichtigung bisher veröffentlichter Ansätze zum Wärmeübertrag durchgeführt und mit gemessenen Daten verglichen. Basierend auf dieser Gegenüberstellung wird abschließend eine Definition des Wärmeübergangs festgelegt, die die Bedingungen realitätsnah widerspiegelt und in allen weiteren Simulationen verwendet wird.
Die experimentellen Untersuchungen dieser Arbeit wurden in einem Elektroofen durchgeführt (vgl. Kapitel 3) und unterlagen somit einer thermischen Beanspruchung, die sich wesentlich von den normativ definierten Bedingungen eines Brandversuchs unter Einwirkung der ETK unterscheidet. Neben den abweichend vom Verlauf der ETK gewählten Ofen-Temperaturzeitkurven unterscheidet sich bei diesen beiden Versuchsdurchführungen insbesondere die konvektive Wärmeübertragung vom Ofenraum auf das Stahlhohlprofil infolge der unterschiedlichen Fluidströmungen im Brandraum.
Um eine realitätsnahe Approximation der Wärmeübergangsbedingungen in dem verwendeten Elektroofen zu erzielen, werden im Zuge einer Parameterstudie zunächst zweidimensionale Temperaturfeldberechnungen durchgeführt und den gemessenen Querschnittstemperaturen der Versuchsserie I-G gegenübergestellt. Dabei stellen der konvektive Wärmeübergangskoeffizient sowie der Wärmeübergang zwischen Beton und Baustahl im Inneren der Probekörper die zu variierenden Parameter dar. In der Versuchsserie I-G wurden die Probekörper mittels sechs unterschiedlicher Aufheizgeschwindigkeiten

erwärmt. In den numerischen Temperaturfeldberechnungen werden als einwirkende Ofentemperatur die Messdaten eines in 2 cm Abstand vom Probekörper positionierten Thermoelements verwendet.
In der Parameterstudie wird der konvektive Wärmeübergangskoeffizient zwischen der Luft im Brandraum und dem Stahlhohlprofil mit Werten von 25, 10, 4 und 1 $\frac{W}{m^2K}$ angesetzt. Ersterer Wert wird in der Regel für Berechnungen unter Einwirkung der ETK genutzt. Die anderen Werte werden hingegen üblicherweise in numerischen Simulationen angesetzt, um die Bedingungen einer geringeren konvektiven Fluidströmung beim Wärmeübergang auf der brandabgewandten Seite eines Bauteils abzubilden (vgl. Wang [117], UCoSiF-Forschungskonsortium [35], Sothmann [107]).
Ferner wird der Wärmeübergang im Inneren der Stütze im Zuge der Parameterstudie variiert. Dabei wird er einerseits mit konstanten Werte von 100 und 200 $\frac{W}{m^2K}$ modelliert und andererseits entsprechend der Ansätze nach Ghojel [38] sowie Tao und Ghannam [108] berücksichtigt (vgl. Abschnitt 4.2.2). Im Rahmen der Parameterstudie wird die Emissivität des Stahlhohlprofils konstant mit 0,7 angesetzt. Dies ist eine vereinfachte Annahme, da der Emissionsgrad in Realität einen temperaturabhängigen Materialkennwert darstellt. Da der konvektive und der radiative Wärmestrom simultan auf die Bauteiloberfläche einwirken und eine präzise Aufteilung der jeweiligen Wärmestromanteile für die Simulationen im Zuge dieser Arbeit unbedeutend ist, wird lediglich der konvektive Wärmeübergangskoeffizient in der Parameterstudie variiert, während die Emissivität unverändert bleibt.
Durch die Gegenüberstellung der Berechnungsergebnisse mit den gemessenen Daten wird eine Parameterkombination des konvektiven und des inneren Wärmeübergangskoeffizienten ermittelt, mit der das Erwärmungsverhalten realitätsnah abgebildet werden kann. Die Simulationsparameter stellen dabei jedoch nur eine Näherung der realen Wärmetransportmechanismen dar und lassen insbesondere für hohe Temperaturen keine quantitative Aussage zu den Wärmestromanteilen zu.
Die berechneten Temperaturverläufe des Stahlhohlprofils, des Stahlkerns sowie in der Mitte der Betondeckung zeigen für die sechs Probekörper bei der Kombination eines inneren Wärmeübergangskoeffizienten von 200 $\frac{W}{m^2K}$ mit einem konvektiven Koeffizienten von 4 $\frac{W}{m^2K}$ die beste Übereinstimmung mit den gemessenen Temperaturverläufen. Beispielhaft sind die gemessenen und berechneten Temperaturverläufe unter Berücksichtigung dieser Koeffizienten für eine konstante Aufheizgeschwindigkeit von 2 $\frac{\mathrm{K}}{\mathrm{min}}$ sowie die maximale Aufheizgeschwindigkeit in Abbildung 4.6 dargestellt. Die Gegenüberstellungen der restlichen vier Versuche der Versuchsserie I-G sind in Anhang B.1 enthalten.
Die Kurvenverläufe der berechneten und gemessenen Temperaturen liegen in der gesamten Erwärmungsphase dicht beieinander, wobei die größten Abweichungen im Temperaturbereich der Wasserverdampfung im Beton auftreten. Dabei zeigt insbesondere die Stahlkerntemperatur – und somit auch die Temperatur in der untersuchten inne-

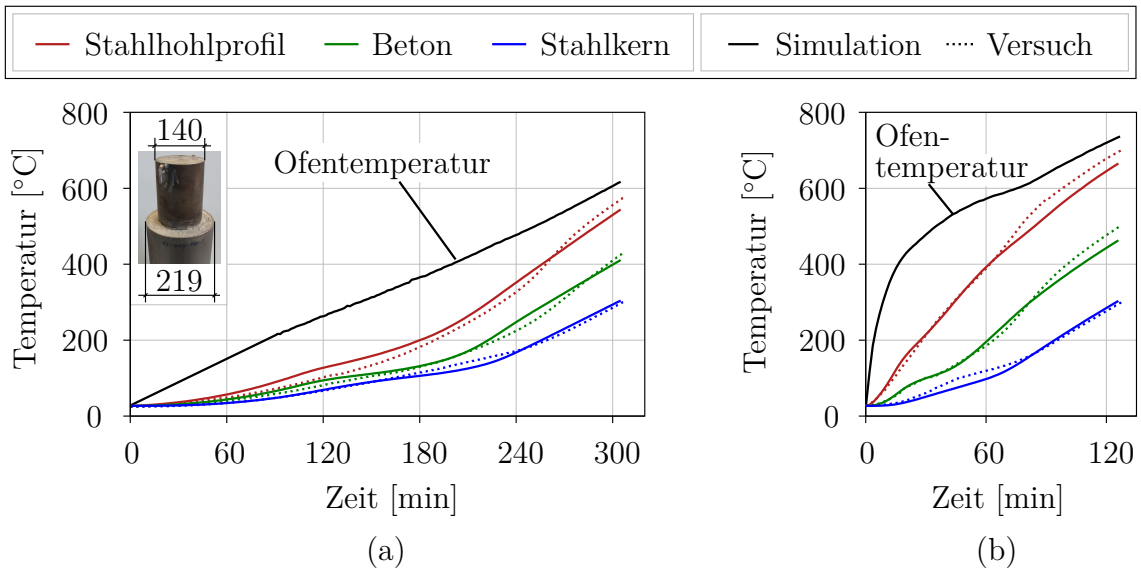


Abbildung 4.6: Gemessene und berechnete Querschnittstemperaturen von Versuchskörpern der Serie HT-I-G: (a) HT-219-140-G2$\frac{\mathrm{K}}{\mathrm{min}}$, (b) HT-219-140-Gmax1

ren Verbundfuge – eine sehr gute Übereinstimmung mit den gemessenen Daten. Die Stahlhohlprofil- und Betontemperaturen werden in der Simulation zum Zeitpunkt des Beginns des Push-out-Versuchs geringfügig unterschätzt.

4.3.3 Analyse der temperaturabhängigen Verbundfugenspannung und -spaltbildung

Die Simulationen dieses Abschnitts dienen der Untersuchung des Einflusses hoher Temperaturen und Temperaturgradienten auf die Verbundeigenschaften von AHPMS-Stützen. In Ergänzung zu den experimentellen Untersuchungen werden anhand der Berechnungsergebnisse detaillierte Analysen der Querschnittsverformungen unter Berücksichtigung der temperaturabhängigen thermischen Dehnungen von Baustahl und Beton durchgeführt.

In den experimentellen Untersuchungen wurden innerhalb der Probekörper einerseits homogene Temperaturen und andererseits Temperaturgradienten infolge definierter Aufheizgeschwindigkeiten gezielt erzeugt, um die Verbundfestigkeit bei unterschiedlichen thermischen Randbedingungen zu quantifizieren. Die Erwärmung der Proben auf eine homogene Querschnittstemperatur wurde bei der Versuchsplanung bewusst in Abweichung zu realitätsnahen Temperaturbeanspruchungen – wie sie beispielsweise infolge eines Brandes entstehen – erzeugt, um zunächst grundlegende Untersuchungen bei definierten Randbedingungen durchführen zu können. Durch die homogenen

Querschnittstemperaturen sollte eine Eliminierung der Effekte, die infolge Temperaturgradienten auftreten, erzielt und eine entsprechend hohe Reproduzierbarkeit der Ergebnisse erreicht werden. Zur Beschleunigung der sukzessiven Durchwärmung der Versuchskörper wurde, wie in Abschnitt 3.2.2 beschrieben, eine zeitweise Übersteuerung der Zieltemperatur vorgenommen. Diese bewirkte, dass sich die Temperaturen des Betons und des Stahlhohlprofils vor Beginn des Push-out-Versuchs aus dem Bereich höherer Temperaturen der Zieltemperatur annäherten, während die Stahlkerntemperatur stetig anstieg, bis die Zieltemperatur in der Verbundfuge erreicht wurde (vgl. Abbildung 3.2 in Abschnitt 3.2.2). Trotz einer langen Konditionierungszeit traten infolge dieser Übersteuerung zu Beginn des Push-out-Versuchs dennoch Temperaturgradienten im Querschnitt auf. Die Auswirkungen dieser Temperaturgradienten auf die Spannungen bzw. eine eventuelle Spaltbildung in der Verbundfuge werden im Folgenden auf Grundlage thermomechanisch gekoppelter Simulationen analysiert.

Zunächst werden zweidimensionale Simulationen der Querschnitte unter Annahme homogener Querschnittstemperaturen durchgeführt. Jeder der in Abbildung 4.5 dargestellten Querschnitte wird drei thermomechanischen Analysen unterzogen, wobei die Querschnitte in den Simulationen jeweils von 20 °C auf eine homogene Querschnittstemperatur von 300 °C, 400 °C bzw. 500 °C erwärmt werden. Im Zuge dieser zweidimensionalen Untersuchungen wird ein idealer *harter* Kontakt in Normalenrichtung der Verbundfuge definiert und die Standardeinstellung der numerischen Methode zur Erfüllung der Kontaktbedingung beibehalten. Diese sieht eine Näherung über den linearen *Penalty*-Ansatz mit einer *Penalty*-Steifigkeit vor, die der 10-fachen charakteristischen Elementlänge entspricht. Infolge der material- und temperaturabhängigen thermischen Dehnungen nach DIN EN 1994-1-2 treten dabei am Ende der Simulation entweder Druckspannungen in der Verbundfuge auf oder es wird rechnerisch ein Spaltmaß zwischen den Querschnittskomponenten ermittelt. Die berechneten Ergebnisse werden zur weiteren Analyse den gemessenen Verbundfestigkeiten gegenübergestellt und sind in Tabelle 4.1 zusammengefasst.

Die in Tabelle 4.1 dargestellten Ergebnisse offenbaren für alle Versuchsserien eine vergleichbare, temperaturabhängige Charakteristik des berechneten Spaltmaßes bzw. des Normalendrucks in den Verbundfugen: Bei Temperaturen von 300 °C und 400 °C entwickelt sich rechnerisch ein Spalt in der äußeren Verbundfuge, während die innere Verbundfuge geschlossen bleibt. Dies ist auf die höhere thermische Dehnung des Baustahls gegenüber der thermischen Dehnung des Betons im entsprechenden Temperaturbereich zurückzuführen. Infolge dieser thermisch induzierten Verformungen des Querschnitts wirkt in der äußeren Verbundfuge kein Druck zwischen den Querschnittskomponenten, wohingegen in der inneren Verbundfuge eine Kraftübertragung mittels Druckspannungen auftritt. Entsprechend der temperaturabhängigen Ausprägung der thermischen Dehnungen von Baustahl und Beton (vgl. Abbildung 3.23 in Abschnitt 3.4.2)

Tabelle 4.1: Berechnete Spaltmaße bzw. Druckspannungen in den Verbundfugen der untersuchten AHPMS-Querschnitte bei homogenen Querschnittstemperaturen auf Grundlage zweidimensionaler Modelle und *harter* Kontaktbedingungen

Serie	Temperatur [°C]	Spaltmaß [mm]		Druck in der Verbundfuge [$\frac{N}{mm^2}$]	
		Außenfuge	Innenfuge	Außenfuge	Innenfuge
I	300	0,047	0	0	0,711
	400	0,042	0	0	0,393
	500	0,036	0,002	0	0
II	300	0,050	0	0	0,548
	400	0,046	0	0	0,301
	500	0,040	0,002	0	0
III	300	0,090	0	0	1,958
	400	0,096	0	0	0,801
	500	0	0,075	0,094	0
IV	300	0,047	0	0	1,170
	400	0,042	0	0	0,654
	500	0,031	0,004	0	0

ist die berechnete Druckspannung in der Innenfuge bei 300 °C höher als bei 400 °C, da der Unterschied in den thermischen Dehnungen bei dieser Temperatur ausgeprägter ist. Bei einer homogenen Querschnittstemperatur von 500 °C löst sich der Beton infolge seiner höheren thermischen Dehnung bei allen untersuchten Querschnitten in der inneren Verbundfuge vom Stahlkern ab. Das äußere Spaltmaß reduziert sich hingegen bei dieser Temperatur infolge der radialen Dehnung des Betons. Bei der Berechnung des Querschnitts III, der eine größere Betondeckung aufweist als die anderen Querschnitte, schließt sich die äußere Verbundfuge sogar und überträgt einen Normalendruck.
Die berechneten Spaltmaße bzw. die auf die innere Verbundfuge wirkenden Druckspannungen dieser Simulationen werden in Abbildung 4.7 den experimentell ermittelten Verbundfestigkeiten der AHPMS-Proben gegenübergestellt. Jedes Simulationsergebnis einer idealisierten, homogenen Querschnittstemperatur wird folglich mit den beiden korrespondierenden, experimentell ermittelten Ergebnissen der entsprechenden Zieltemperatur verglichen. Die dargestellte Punktwolke offenbart lediglich die grobe Tendenz, dass ein höherer berechneter Druck in der Verbundfuge mit einer höheren gemessenen Verbundfestigkeit korreliert. Insbesondere in dem Übergangsbereich, in dem der Berechnung zufolge nur eine geringe Druckspannung wirkt oder gerade eine thermisch induzierte Spaltbildung auftritt, ist kein eindeutiger Zusammenhang zwischen den numerisch berechneten und den experimentell ermittelten Ergebnissen erkennbar. Auch eine separate Auswertung unter Berücksichtigung der untersuchten Querschnittsformen oder der verschiedenen Zieltemperaturen liefert keinen erkennbaren Zusammenhang

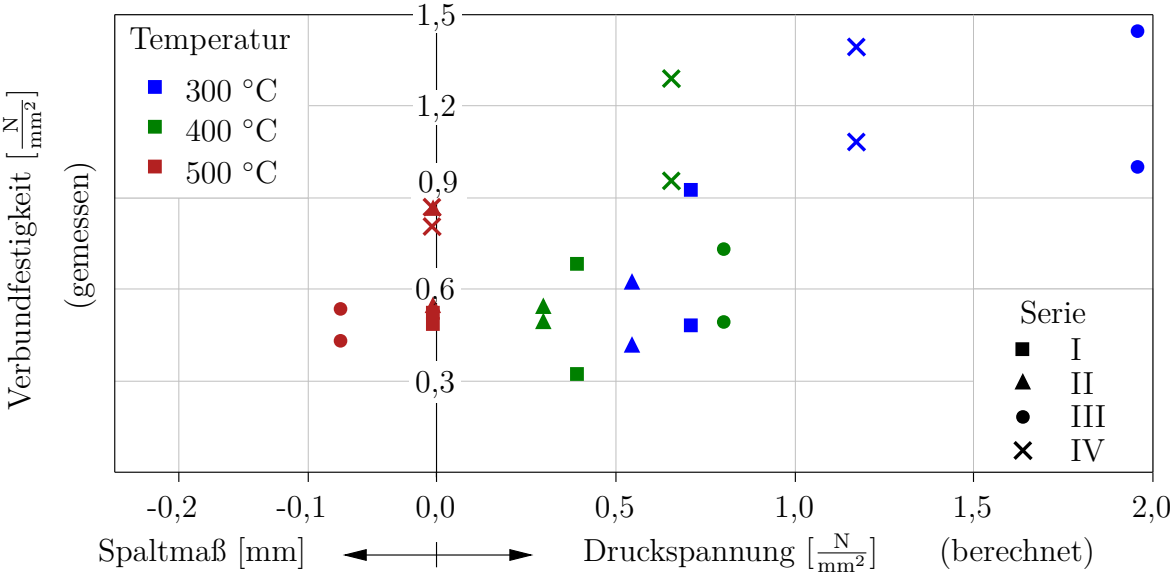


Abbildung 4.7: Gegenüberstellung der gemessenen Verbundfestigkeiten mit numerisch berechneten Spaltmaßen bzw. Druckspannungen in der inneren Verbundfuge von AHPMS-Proben unter Annahme homogener Querschnittstemperaturen

zwischen den Berechnungsergebnissen und den Messdaten. Folglich kann auf Grundlage dieser Untersuchungen kein rechnerischer Zusammenhang zwischen der numerisch ermittelten Spannung bzw. dem Spaltmaß in der inneren Verbundfuge und der gemessenen Verbundfestigkeit abgeleitet werden.

Die vorherigen Berechnungen wurden unter der Annahme einer idealisierten, homogenen Querschnittstemperatur durchgeführt. In den experimentellen Untersuchungen wurde zwar eine homogene Querschnittstemperatur angestrebt, jedoch traten trotz langer Erwärmungs- und Homogenisierungszeiten geringe Temperaturunterschiede zwischen den Querschnittskomponenten auf. Die Temperaturunterschiede im Querschnitt der als homogen erwärmt betrachteten Proben sind in Tabelle 4.2 detailliert aufgelistet und in Anhang A.2 grafisch dargestellt.

Um die Sensitivität des rechnerisch entstehenden Normalendrucks bzw. Spaltmaßes in der inneren Verbundfuge hinsichtlich dieser thermischen Gradienten zu analysieren, werden die gemessenen, thermischen Inhomogenitäten in ergänzenden Simulationen in den Modellen der AHPMS-Querschnitte berücksichtigt. Konkret werden für jeden einzelnen Probekörper die je Temperaturmessstelle gemittelten, gemessenen Temperaturverläufe des Stahlhohlprofils, des Stahlkerns sowie mittig im Beton über die gesamte Erwärmungsdauer bis zum Beginn der Durchführung des Push-out-Versuchs in das Modell integriert. Dies geschieht über die Definition dieser Temperaturverläufe als thermische Randbedingungen in den jeweiligen Positionen des Querschnitts entsprechend Abbildung 4.8. Die Berücksichtigung der gemessenen Temperaturverläufe bewirkt eine

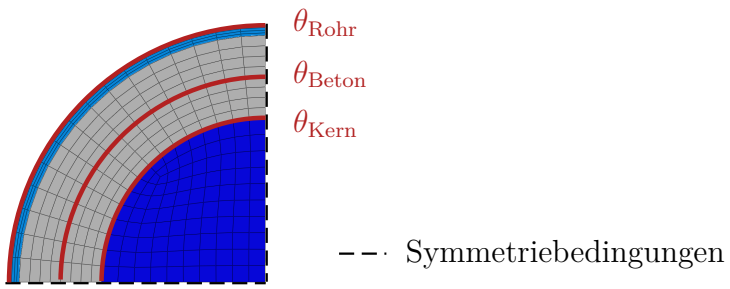


Abbildung 4.8: Berücksichtigung gemessener Temperaturverläufe als thermische Randbedingungen in den thermomechanischen Simulationen von AHPMS-Querschnitten

präzisere Reproduktion der tatsächlich aufgetretenen Temperaturen, als es im Rahmen einer Temperaturfeldberechnung unter Ansatz des Verlaufs der Ofentemperatur möglich wäre. Insbesondere wird bei diesem Vorgehen auch der Temperaturanstieg im Temperaturbereich der Wasserverdampfung präzise berücksichtigt. Die Temperaturverläufe der drei Temperaturmessstellen, die in den experimentellen Untersuchungen gemessen

Tabelle 4.2: Gemittelte gemessene Querschnittstemperaturen der AHPMS-Probekörper zu Beginn der Durchführung des Push-out-Versuchs

Serie	Zieltemperatur [°C]	H1 [°C]				H2 [°C]			
		Rohr	Beton	Kern	$\Delta\theta_{\max}$	Rohr	Beton	Kern	$\Delta\theta_{\max}$
I	300	349	339	317	32	333	324	291	42
	400	516	481	413	103	421	412	393	28
	500	560	554	513	47	555	548	508	47
II	300	388	355	305	83	357	340	312	45
	400	445	424	401	44	446	431	398	48
	500	558	540	502	56	513	507	492	21
III	300	358	349	315	43	338	338	310	28
	400	445	453	419	34	487	470	413	74
	500	514	535	505	30	537	548	513	35
IV	300	354	329	313	41	326	318	306	20
	400	402	388	386	16	414	406	390	24
	500	504	501	480	24	504	505	496	9
I-G	300	421	337	280	141	$1{,}5\ \frac{\text{K}}{\text{min}}$			
		567	422	295	272	$2{,}0\ \frac{\text{K}}{\text{min}}$			
		632	457	302	330	$2{,}5\ \frac{\text{K}}{\text{min}}$			
		695	525	313	382	$5{,}0\ \frac{\text{K}}{\text{min}}$			
		721	546	320	401	max1			
		681	518	304	377	max2			

und als Randbedingungen in den numerischen Modellen berücksichtigt werden, sind in Anhang A.2 für alle Probekörper dokumentiert.
Ergänzend zu den Daten der homogen erwärmten Probekörper sind in Tabelle 4.2 und Anhang A.3 die Querschnittstemperaturen der sechs Versuchskörper der Serie I-G enthalten, die unter Einbeziehung eines Temperaturgradienten geprüft wurden. Auch diese Proben können in den Simulationen unter Einbeziehung der gemessenen Temperaturen hinsichtlich des berechneten Verbundfugendrucks bzw. -spaltmaßes bewertet werden.
Die Ergebnisse aller 30 numerischen Berechnungen der Versuchsserien I-IV und I-G unter Berücksichtigung der jeweiligen gemessenen Querschnittstemperaturen sind in Analogie zu den Untersuchungen bei homogenen Querschnittstemperaturen in Abbildung 4.9 dargestellt. Die tabellarische Übersicht der berechneten Spaltmaße bzw. Druckspannungen in den beiden Verbundfugen ist ergänzend in Tabelle B.1 in Anhang B.2 dargestellt.
Zwischen der gemessenen Verbundfestigkeit und den berechneten Spaltmaßen bzw. Druckspannungen in der inneren Verbundfuge besteht unter Berücksichtigung der gemessenen Querschnittstemperaturen tendenziell ein linearer Zusammenhang.
Je höher der aufgrund der thermischen Dehnungen entstehende, berechnete Normalendruck in der inneren Verbundfuge ist, desto höhere Verbundfestigkeiten wurden im Versuch gemessen. Ferner besteht ebenfalls eine Korrelation zwischen der Größe des berechneten Spaltmaßes und der gemessenen Verbundfestigkeit, wobei größere Spaltmaße mit geringeren Verbundfestigkeiten korrelieren. Zwei lineare Regressionskurven kennzeichnen in Abbildung 4.9 für beide Diagrammbereiche den mittleren Verlauf der

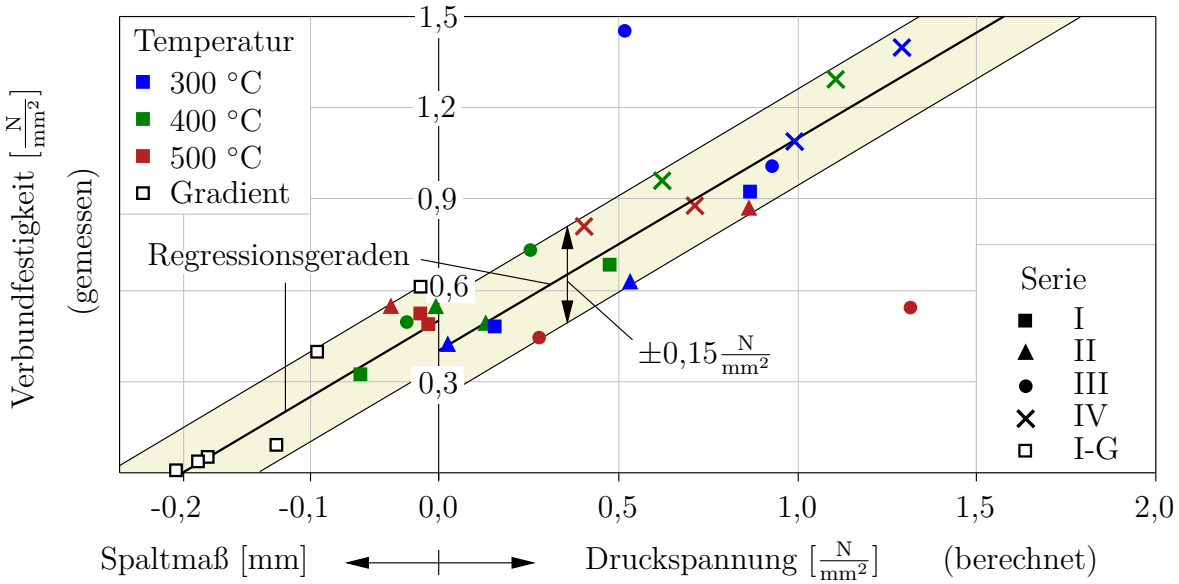


Abbildung 4.9: Gegenüberstellung der gemessenen Verbundfestigkeiten mit numerisch berechneten Spaltmaßen bzw. Druckspannungen in der inneren Verbundfuge von AHPMS-Proben unter Berücksichtigung der gemessenen Querschnittstemperaturen

Verbundfestigkeit bezogen auf das berechnete Spaltmaß bzw. den Druck in der Verbundfuge. Die Geraden identifizieren für einen Zustand, in dem gerade keine Druckspannung vorherrscht und noch kein Spalt entstanden ist ($h = 0$), Verbundfestigkeiten von 0,4 $\frac{N}{mm^2}$ bzw. 0,5 $\frac{N}{mm^2}$. Im weiteren Verlauf können die beiden Bereiche durch die Gleichungen (4.18) und (4.19) charakterisiert werden, wobei p_{Fuge} die berechneten Druckspannungen und u_{Spalt} das berechnete Spaltmaß in der inneren Verbundfuge beschreiben.

$$\tau_u = 0{,}7 \cdot p_{Fuge} + 0{,}4 \quad \text{für} \quad p_{Fuge} \geq 0 \tag{4.18}$$

$$\tau_u = -2{,}5 \cdot u_{Spalt} + 0{,}5 \quad \text{für} \quad u_{Spalt} \geq 0 \tag{4.19}$$

Der farblich hinterlegte Bereich in Abbildung 4.9 kennzeichnet ein Streuband von $\pm 0{,}15$ $\frac{N}{mm^2}$ um die linearen Trendlinien. Innerhalb dieses Streubands liegen alle gegenübergestellten Ergebnisse bis auf die zweier Versuche. Es handelt sich dabei zum einen um einen Probekörper der Serie III, der bei einer Querschnittstemperatur von 300 °C getestet wurde (Kennzeichnung: HT-219-80-300-H2) und für den gegenüber der allgemeinen Tendenz eine deutlich höhere Verbundfestigkeit gemessen wurde. Zum anderen wurde bei einem weiteren Probekörper der Serie III, der bei 500 °C untersucht wurde (HT-219-80-500-H1), eine niedrigere Verbundfestigkeit gemessen. Die beiden Werte wurden aufgrund der im Folgenden beschriebenen Auffälligkeiten in der Bestimmung der Regressionsgeraden nicht berücksichtigt.
Die geringere gemessene Verbundfestigkeit des Probekörpers HT-219-80-500-H1 kann auf eine gestörte Verbundfuge zurückgeführt werden. Nach der Durchführung des Push-out-Versuchs wurde der Probekörper durch zwei axiale, um ca. 180° zueinander versetzte Schnitte geöffnet. Dabei wurde die in Abbildung 4.10 gezeigte, ungleichmäßige Betonoberfläche in der Verbundfuge des Probekörpers sichtbar. Die gestörte Oberflächenstruktur wirkt sich negativ auf die Ausbildung des Spannungszustands im Beton aus und resultiert somit in einer geringeren Verbundfestigkeit. Verglichen mit diesem Versuchskörper wurden für alle anderen geöffneten Probekörper deutlich gleichmäßigere

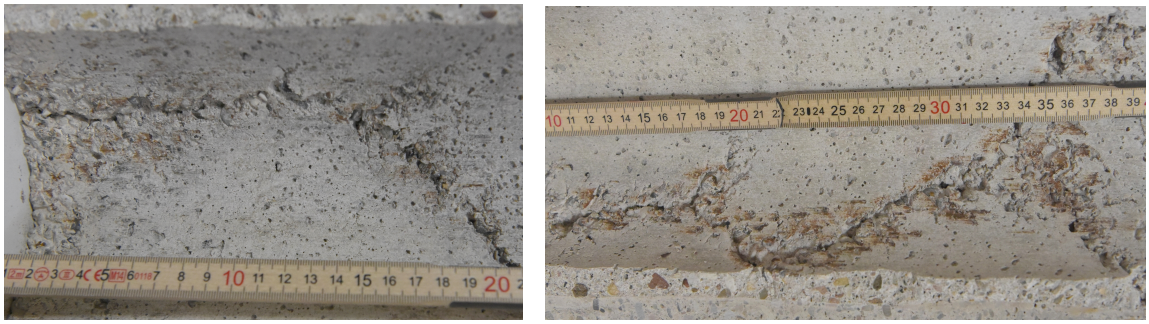


Abbildung 4.10: Ungleichmäßige Betonstruktur in der inneren Verbundfuge des Probekörpers HT-219-80-500-H1

Betonoberflächen entsprechend Abbildung 2.13 in Abschnitt 2.2.4 festgestellt.
Das Öffnen des Probekörpers HT-219-80-300-H2, der im Versuch eine außergewöhnlich hohe Verbundfestigkeit aufgewiesen hat, hat keine Auffälligkeit der Betonoberfläche offenbart. Ein lokales Verzahnen aufgrund von Störstellen oder signifikanten Oberflächenungänzen kann demnach ausgeschlossen werden. Eine mögliche Erklärung für die höhere gemessene Verbundfestigkeit könnte eine Ungenauigkeit bei der Herstellung des Probekörpers sein, die beispielsweise zu einem leichten Schiefstand des Stahlkerns im Beton oder einer geringfügig von der Axialrichtung abweichenden Belastungsachse führen kann. Die These kann anhand der Oberflächenstruktur im Nachhinein jedoch weder belegt, noch verworfen werden. Aufgrund der auffälligen Abweichung gegenüber allen anderen Proben wird das Ergebnis dieses Probekörpers nicht in die weiteren Analysen einbezogen.
Anhand der Gegenüberstellung der numerischen Berechnungsergebnisse mit den gemessenen Verbundfestigkeiten (vgl. Abbildung 4.9 und Tabelle B.1 in Anhang B.2) kann gezeigt werden, dass die vorhandene Verbundfestigkeit von AHPMS-Stüzen bei hohen Temperaturen maßgeblich vom Temperaturfeld und somit implizit den thermischen Dehnungen der Baustoffe abhängt. Dabei dominiert der Einfluss der Druckspannungen bzw. des Spaltmaßes in der Verbundfuge und somit des Temperaturgradienten und der temperaturabhängigen thermischen Dehnungen der Baustoffe das Verbundverhalten von AHPMS-Stützen. Hingegen hat die Zieltemperatur einen untergeordneten Einfluss auf die Verbundfestigkeit. Ebenso bestätigen die Ergebnisse, dass auch die Probekörperabmessungen – anders als bei Raumtemperaturbedingungen – eine untergeordnete Rolle hinsichtlich der Verbundfestigkeit bei hohen Temperaturen spielen. Theoretische Modelle, die den Einfluss der geometrischen Abmessungen auf die Verbundfestigkeit widerspiegeln und beispielsweise in Abschnitt 3.3.2 für Raumtemperaturbedingungen beschrieben sind, werden für hohe Temperaturen durch Modelle zur Berechnung des entstehenden Temperaturfeldes, der zugehörigen thermischen Dehnungen sowie des daraus resultierenden Verbundfugendrucks bzw. Spaltmaßes ersetzt. Dabei ergeben sich die folgenden Zusammenhänge, die in Abbildung 4.11 visualisiert werden.
Die in den Simulationen berücksichtigten, geringfügig höheren Stahlhohlprofiltemperaturen führen bei Zieltemperaturen von 300 und 400 °C zu einem Ablösen des Stahlhohlprofils vom Beton (vgl. Tabelle B.1 in Anhang B.2). Folglich wird der Beton in diesem Zustand nicht durch das Stahlhohlprofil umschnürt und es stellt sich kein dreidimensionaler Spannungszustand im Beton ein. Die berechneten Spaltmaße in der äußeren Verbundfuge liegen sogar oberhalb der gemessenen Oberflächenrauheit der Innenflächen der Stahlhohlprofile (Mittelwerte von 12 Messstellen à fünf Einzelmessungen: $R_\mathrm{a} = 10{,}2\,\mu\mathrm{m}$, $R_\mathrm{z} = 57{,}2\,\mu\mathrm{m}$, $R_\mathrm{t} = 74{,}7\,\mu\mathrm{m}$), sodass sowohl in radialer als auch in tangentialer Richtung keine Kraftübertragung zwischen dem Beton und dem Stahlhohlprofil auftreten kann (vgl. Abbildung 4.11).

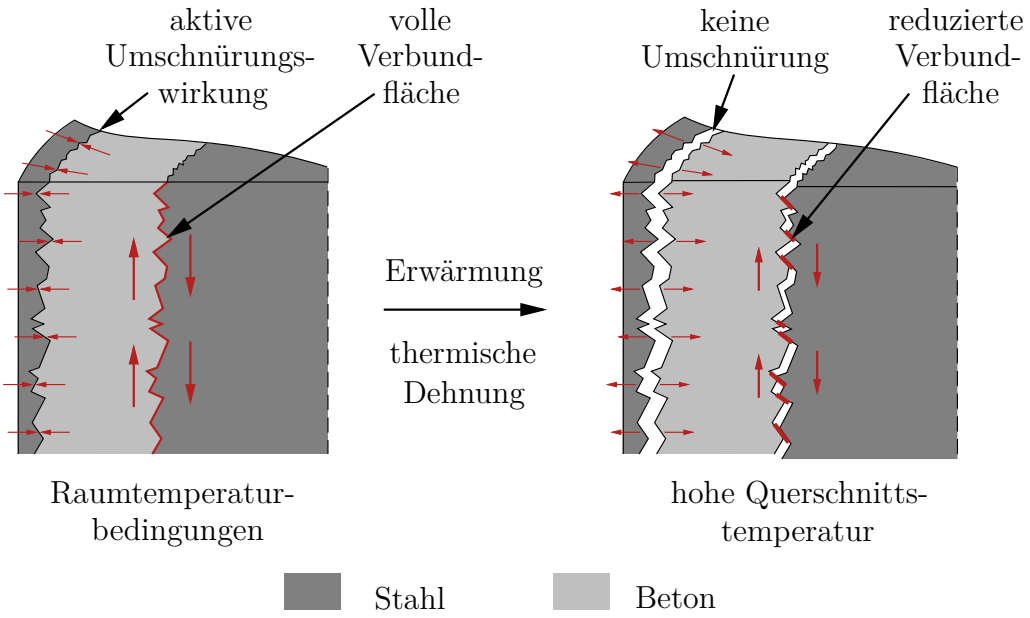


Abbildung 4.11: Veränderung der Kontaktmechanismen in AHPMS-Stützen infolge thermischer Einwirkungen und zugehöriger thermischer Dehnungen

Sofern die thermischen Dehnungen der AHPMS-Proben bewirken, dass die innere Verbundfuge geschlossen ist und ein Normalendruck in der Verbundfuge auftritt, wird der Beton durch diese thermische induzierten Zwangsbeanspruchungen radial beansprucht. Da der Beton in diesem Fall jedoch nicht durch das Stahlhohlprofil umschnürt wird und gegenüber dem massiven Stahlkern eine geringere radiale Steifigkeit aufweist, tritt infolge dieser Zwangsspannungen eine radiale Aufweitung des Betons auf, die mit der Entstehung von Ringzugspannungen im Beton einhergeht. In der Folge der Dehnung des Betonrings reduziert sich der Druck in der inneren Verbundfuge bis zum Erreichen eines Gleichgewichtszustands, der in Tabelle B.1 quantifiziert ist. Bei einer mechanischen Einwirkung auf den Stahlkern treten in diesem Zustand infolge der Querkontraktion analog zu dem Verhalten bei Raumtemperaturbedingungen zusätzliche radiale Spannungen in der inneren Verbundfuge auf, die ebenfalls teilweise durch Dehnungen des Betons kompensiert werden. Insbesondere aufgrund des Verlusts der Umschnürungswirkung und des dreidimensionalen Spannungszustands wirken dabei gegenüber Raumtemperaturbedingungen reduzierte Druckspannungen in der Verbundfuge, wodurch unmittelbar geringere Verbundfestigkeiten bei hohen Temperaturen resultieren.
Sofern die innere Verbundfuge infolge der thermischen Dehnungen rechnerisch ein Spaltmaß aufweist, ist dieses für die Serien I-IV vergleichsweise gering und liegt in der Größenordnung der Oberflächenrauheit der Stahlkerne (vgl. Spaltmaße in Tabelle B.1 in Anhang B.2 und Rauheitswerte in Tabelle 3.6 in Abschnitt 3.3.3). Trotz rechnerischem Spaltmaß ist somit eine Verzahnung der Profilspitzen mit einer reduzierten Kraftüber-

tragung in axialer Richtung noch sichergestellt (vgl. Abbildung 4.11). In diesem Fall führt eine mechanische Belastung des Stahlkerns aufgrund der reduzierten Verbundfläche zu geringeren Verbundfestigkeiten als bei einer geschlossenen Verbundfuge. Diesen Effekt belegt die Darstellung in Abbildung 4.9 sowohl für geringe Temperaturgradienten (Serien I-IV) als auch größere Gradienten (Serie I-G). Dabei weisen die am schnellsten erwärmten Proben der Serie I-G rechnerische Spaltmaße auf, die die gemessenen Oberflächenrauheiten der Stahlkerne überschreiten. Bei diesen Proben kann lediglich eine deutlich reduzierte Verbundspannung infolge der verbleibenden makroskopischen Verzahnungseffekte und Oberflächenungänzen über die Verbundfuge übertragen werden, was sich ebenso im Durchrutschen eines Versuchskörpers in der Versuchsreihe bestätigt hat.
In Abschnitt 3.4.2 wurde der Verlauf der aufgezeichneten Verbundspannung-Verschiebungskurven der AHPMS-Proben analysiert und insbesondere für die Versuche mit einer Zieltemperatur von 500 °C ein charakteristisches *stick-slip*-Verhalten identifiziert (vgl. Abbildung 3.22). Basierend auf diesen experimentellen Untersuchungen wurde bereits die These aufgestellt, dass die ausgeprägten Sprünge im Kurvenverlauf auf die unterschiedlichen thermischen Dehnungen von Baustahl und Beton zurückzuführen sind und insbesondere bei Temperaturen auftreten, bei denen die thermische Dehnung des Betons ausgeprägter ist als die des Stahlkerns. Die beobachtete Charakteristik korrelierte dabei größtenteils mit den Angaben nach DIN EN 1994-1-2, wonach die thermische Dehnung von Baustahl bei 300 und 400 °C höher ist als die von Normalbeton, während das Verhältnis bei 500 °C umkehrt ist. Die Ergebnisse der numerischen Untersuchungen dieses Abschnitts stützen die These, wobei neben dem Einfluss der materialabhängigen, thermischen Dehnung die Ausbildung eines thermischen Gradienten als zweite wesentliche Komponente, die das Verbundverhalten beeinflusst, ergänzt werden muss. Unter Berücksichtigung beider Einflüsse kann die charakteristische Ausprägung und Kontinuität der τ-u-Kurven wie folgt begründet werden: Ein kontinuierlicher Kurvenverlauf und somit ein gleichmäßiges Reibverhalten korreliert mit dem Auftreten eines Normalendrucks in der inneren Verbundfuge. Hingegen weisen Proben, bei denen ein Spalt in der Verbundfuge auftritt, typischerweise einen unstetigen Kurvenverlauf mit einem ausgeprägten *stick-slip*-Verhalten auf, das infolge wiederholter Verzahnungen zwischen Baustahl und Beton auftritt. Für diese Versuchskörper haben die Ausprägung der imperfekten Oberflächenbeschaffenheit (Rauheit und Ungänzen) sowie die Abweichungen von der perfekten Geometrie einen wesentlichen Einfluss auf die Verbundcharakteristik. Die Rauheit der Oberfläche bestimmt dabei direkt das in Abbildung 4.11 schematisch dargestellte Maß der reduzierten Verbundfläche bei infolge thermischer Einwirkung.
Zudem erklären die numerisch ermittelten Druckspannungen bzw. Spaltmaße in der inneren Verbundfuge auch die charakteristischen Kurvenverläufe der τ-u-Kurven nach Überschreiten der Verbundfestigkeit τ_{u}. Die Kurvenverläufe der getesteten Proben,

die rechnerisch eine geschlossene, innere Verbundfuge aufweisen, tendieren im Bereich größerer Relativverschiebungen zu einem exponentiell abnehmenden Kurvenverlauf (vgl. Abbildung 3.20 in Abschnitt 3.4.2). Eine Begründung dafür ist, dass bei diesen Proben infolge der Druckspannungen in der Verbundfuge im Bereich kleiner Verformungen sowohl Adhäsion als auch mikroskopische Verzahnungseffekte wesentlich zum Verbundverhalten beitragen. Diese sind im Bereich größerer Verformungen nicht bzw. nur in deutlich reduziertem Maße aktiv, sodass die übertragbaren Spannungen nach Überschreiten der Verbundfestigkeit um die Anteile der Adhäsion und mikroskopischen Verzahnung abnehmen. Im Bereich größerer Relativverschiebungen sind lediglich makroskopische Verzahnungseffekte wirksam – was zu einer deutlichen Abnahme in der τ-u-Kurve führt. Der Verlauf der τ-u-Kurven von Probekörpern mit rechnerisch geschlossener Verbundfuge gleicht dabei dem charakteristischen Verlauf der τ-u-Kurven bei Raumtemperaturbedingungen, bei denen zu Beginn des Push-out-Versuchs ebenfalls alle drei Verbundmechanismen aktiv sind.
Im Gegensatz dazu erklärt eine thermisch bedingte Spaltbildung vor Beginn des Push-out-Versuchs für die restlichen Proben das häufig beobachtete, horizontale Plateau der τ-u-Kurven ab dem Erreichen der Verbundfestigkeit. Beim Auftreten eines Spalts in der Verbundfuge dominieren die makroskopischen Effekte während der gesamten Versuchsdurchführung das Verbundverhalten. Adhäsive Effekte treten dabei nicht auf und die mikroskopische Verzahnung ist nur eingeschränkt aktiv. Folglich sind in diesem Fall während der gesamten Push-out-Versuchsdurchführung im Wesentlichen die makroskopischen Imperfektionen für die Ausprägung des Verbundverhaltens verantwortlich, was sich in konstanten Verbundeigenschaften bei zunehmenden Relativverschiebungen während des Versuchs widerspiegelt.

4.3.4 Erkenntnisse

In den numerischen Untersuchungen dieses Abschnitts wurde das Erwärmungs- und Verformungsverhalten der experimentell untersuchten AHPMS-Versuchskörper anhand zweidimensionaler Modelle simuliert. Um den mittels Thermoelementen aufgezeichneten Temperaturverlauf der Querschnittskomponenten möglichst realitätsnah in numerischen Simulationen abbilden zu können, wurde im Rahmen einer Parameterstudie der konvektive Wärmeübergangskoeffizient zu $4\,\frac{W}{m^2K}$ und der Koeffizient zur Beschreibung des inneren Wärmeübergangs zu $k = 200\,\frac{W}{m^2K}$ bestimmt. Unter Berücksichtigung dieser thermischen Interaktionsbedingungen sowie der Materialkennwerte nach DIN EN 1994-1-2 konnten die gemessenen Temperaturen in den verschiedenen Querschnittskomponenten der AHPMS-Stützen sehr gut reproduziert werden.
Die weiteren zweidimensionalen Simulationen der thermisch induzierten Querschnitts-

verformungen und inneren Spannungen belegten eine wesentliche Abhängigkeit der Ergebnisse von den materialabhängigen, thermischen Dehnungen sowie vom Temperaturfeld. Die Berechnungen unter Ansatz einer idealisierten, homogenen Querschnittstemperatur, wie sie im Zuge der experimentellen Untersuchungen angestrebt wurde, zeigten keine Korrelation der berechneten Druckspannungen bzw. Spaltmaße in der inneren Verbundfuge mit den gemessenen Verbundfestigkeiten der Push-out-Versuche. Unter Einbeziehung der gemessenen Querschnittstemperaturen, die geringe Temperaturabweichungen von der Zieltemperatur aufwiesen, konnte hingegen ein linearer Zusammenhang zwischen den berechneten Druckspannungen bzw. Spaltmaßen in der Verbundfuge und der gemessenen Verbundfestigkeit identifiziert werden. Dieser weist für höhere berechnete Druckspannungen höhere Verbundfestigkeiten bzw. für zunehmende Spaltmaße geringere Verbundfestigkeiten auf. Für beide Bereiche konnte eine analytische Beschreibung des charakteristischen Zusammenhangs ermittelt werden. Zudem wurde ein enges Streuband identifiziert, in dessen Rahmen die Verbundfestigkeit aller ungestörten Versuchskörper durch die thermomechanischen Simulationen berechnet wurde.

Die Ergebnisse der zweidimensionalen numerischen Berechnungen konnten zudem auch Erklärungen hinsichtlich der in den experimentellen Untersuchungen beobachteten Kurvenverläufe der Verbundspannung-Verschiebungskurven liefern. So konnte zum einen das beobachtete *stick-slip*-Verhalten durch thermisch induzierte Spaltmaße begründet werden, die Werte im Bereich der gemessenen Oberflächenrauheiten der Stahlkerne annehmen. Zum anderen konnten auch die unterschiedlichen Kurvenverläufe nach Überschreiten der Verbundfestigkeit durch die thermisch induzierten Querschnittsverformungen detailliert nachvollzogen werden. Mikroskopische Anteile der Verbundwirkung liefern demnach insbesondere bei geschlossenen Verbundfugen einen Beitrag zur Verbundwirkung und werden für diese Proben im Bereich größerer Relativverschiebungen abgebaut, wodurch es zu einem Abfall der Verbundspannungs-Verschiebungskurven kommt. Das Verbundverhalten von Proben, die aufgrund der thermischen Einwirkungen ein Spaltmaß aufweisen, wird hingegen über die gesamte Versuchsdauer maßgeblich durch makroskopische Effekte dominiert, die während der Durchführung des Push-out-Versuchs annähernd konstant bleiben und somit charakteristischerweise zur Ausbildung eines Plateaus in der τ-u-Kurve führen.

4.4 3D-thermomechanische Simulation von Push-out-Versuchen

4.4.1 Allgemeines

Der anhand der zweidimensionalen Simulationen festgestellte Zusammenhang zwischen dem numerisch berechneten Spaltmaß bzw. den Druckspannungen in der inneren Verbundfuge von AHPMS-Querschnitten und den experimentell ermittelten Verbundfestigkeiten wird im Folgenden in eine mechanische Kontaktformulierung für dreidimensionale Simulationen überführt. Ziel ist es, eine Kontaktformulierung abzuleiten, die für alle Querschnittsabmessungen und thermischen Einwirkungen allgemeingültig anwendbar ist und das Verbundverhalten von AHPMS-Stützen realitätsnah wiedergibt. Dazu werden die Push-out-Versuche in dreidimensionalen Modellen abgebildet und das thermomechanische Verhalten unter Berücksichtigung der gemessenen Temperaturverläufe der Querschnittskomponenten simuliert. Durch die Implementierung einer definierten Verschiebung des Stahlkerns wird der Push-out-Versuch nachgestellt und die über die Verbundfuge übertragbare Verbundspannung numerisch ermittelt. Durch Gegenüberstellung der numerisch berechneten und experimentell gemessenen Verbundspannungen der 30 Versuchskörper erfolgt die Validierung des Modells inklusive der ermittelten Kontaktformulierung.
Für die Diskretisierung der 3D-Modelle werden C3D8T-Elemente genutzt, die zur simultanen Temperaturfeldberechnung sowie der Berechnung dreidimensionaler Spannungszustände geeignet sind. Die Querschnittsdiskretisierung wird analog zu den zweidimensionalen Modellen gewählt (vgl. Abbildung 4.5). In axialer Richtung werden 24 Elemente über die Beton- und Stahlhohlprofillänge sowie 36 Elementen entlang des Stahlkerns vorgesehen. Dabei erfolgt die Partitionierung des Stahlkerns so, dass die axiale Position der Elemente des Stahlkerns und des Betons zu Beginn des Push-out-Versuchs übereinstimmt. Der Stahlkern wird entsprechend des Versuchsaufbaus beidseitig über den Beton und das Stahlhohlprofil hinausstehend modelliert (vgl. Abbildung 4.12).
Für die dreidimensionalen Simulationen werden zunächst die in Abschnitt 4.2 beschriebenen Materialkennwerte auf Grundlage der DIN EN 1994-1-2 genutzt. In Abschnitt 4.4.4 erfolgt zudem die Einbeziehung innovativer Materialformulierungen in das Modell, die dem Stand der Forschung entsprechen. Ferner werden die thermischen Randbedingungen entsprechend der in Abschnitt 4.3.2 ermittelten Werte angesetzt. Die mechanischen Randbedingungen werden so gewählt, dass sie die Versuchsbedingungen realitätsnah abbilden. Dazu werden die Knoten auf der Unterseite des Betonrings und des Stahlhohlprofils in axialer Richtung gelagert, wohingegen die thermische Ausdehnung der Komponenten in radialer und tangentialer Richtung ungehindert möglich ist. Ebenso

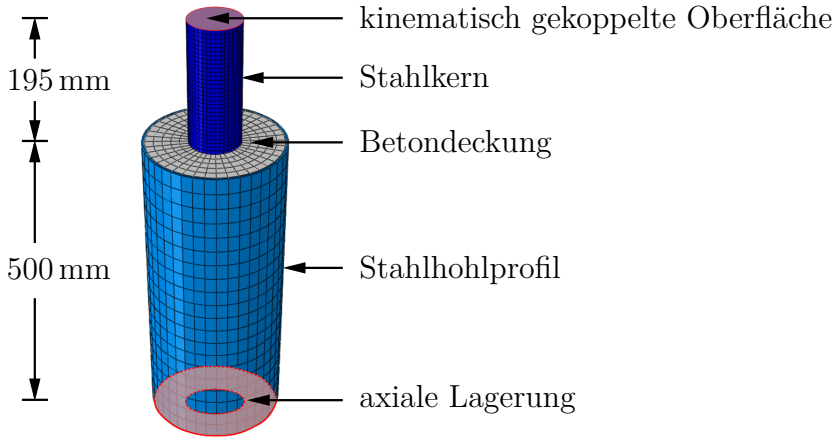


Abbildung 4.12: 3D-Modell eines AHPMS-Probekörpers und Definition der mechanischen Randbedingungen entsprechend der Push-out-Versuche

wird die axiale thermische Dehnung aller Querschnittskomponenten zugelassen. Der Einfluss der flächigen Lasteinleitungsplatte des Versuchsstands während der Ausführung des Push-out-Versuchs wird durch eine kinematische Kopplung der axialen Verformung aller Knoten der oberen Querschnittsfläche des Stahlkerns berücksichtigt (vgl. Abbildung 4.12).

4.4.2 Formulierungsansätze für die Verbundwirkung zwischen Baustahl und Beton in AHPMS-Stützen

Im Folgenden wird das methodische Vorgehen zur Überführung der anhand der zweidimensionalen Simulationen gewonnenen Erkenntnisse in eine Kontaktformulierung zur dreidimensionalen Modellierung von AHPMS-Stützen beschrieben. Da die Überführung des auf Grundlage einer *harten* Kontaktbedingung im Zweidimensionalen ermittelten Zusammenhangs in eine *weiche* Kontaktformulierung numerisch nicht trivial ist und eine unmittelbare Auswirkung auf die Ergebnisse der folgenden numerischen Untersuchungen hat, wird der Vorgang an dieser Stelle detailliert dargestellt.
Wie in Abschnitt 4.2.4 beschrieben wurde, eignet sich für die Kontaktmodellierung der inneren Verbundfuge eine *weiche* Formulierung, die im Zuge der numerischen Gleichungslösung *exakt* erfüllt wird. Durch die vorigen Untersuchungen an zweidimensionalen Modellen unter Berücksichtigung *harter* Kontaktbedingungen konnten zwei lineare Bereiche identifiziert werden, die das Verbundverhalten der AHPMS-Probekörper bei rechnerisch geschlossener bzw. offener Verbundfuge widerspiegeln. Folglich bietet sich die Möglichkeit der stückweise linearen Kontaktdefinition über mehrere p-h-Wertepaare

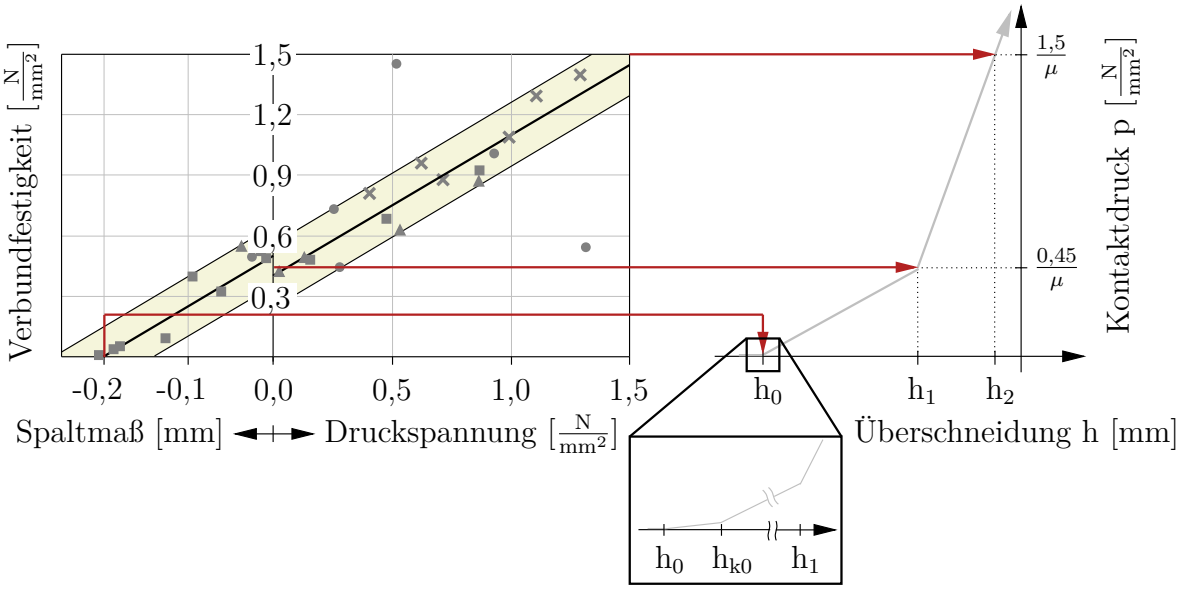


Abbildung 4.13: Übertragung des anhand von 2D-Simulationen ermittelten Zusammenhangs zwischen der gemessenen Verbundfestigkeit und den berechneten Spaltmaßen bzw. Druckspannungen auf eine Kontaktformulierung zur Anwendung in 3D-Modellen

entsprechend Abbildung 4.4 für die numerische Umsetzung in Abaqus an. Die Wertepaare müssen per Definition dabei stetig steigende Werte von p und h aufweisen. Die Ermittlung der zugehörigen Wertepaare kann unter Berücksichtigung der Ergebnisse des 2D-Modells des vorigen Abschnitts erfolgen. Das zugehörige Vorgehen ist in Abbildung 4.13 grafisch dargestellt und wird im Folgenden detailliert beschrieben.

Das erste Wertepaar der p-h-Beziehung definiert das Maß $h_0 = c$, bei dem der Druck in Normalenrichtung $p_0 = 0 \frac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm}^2}$ beträgt. Der Wert h_0 kann dabei unmittelbar aus den zweidimensionalen Simulationen des vorigen Abschnitts abgeleitet werden. Mittels der Versuchsergebnisse der Serie I-G, bei denen zum Teil nur sehr geringe Verbundfestigkeiten gemessen wurden, wurde ein Spaltmaß von 0,2 mm identifiziert, das rechnerisch die Grenze zum Auftreten von Verbundspannungen beschreibt. Dieser Wert wird für die Kontaktformulierung übernommen, sodass das erste Wertepaar durch ($p_0 = 0 \frac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm}^2}$; $h_0 = 0{,}2\,\mathrm{mm}$) definiert wird.

Für alle Kontaktzustände, in denen $h > h_0$ ist, beinhaltet die Potentialgleichung nach Gleichung (4.12) ein Gleichgewicht zwischen dem Normalendruck und dem Spaltmaß in der Verbundfuge. Dies wurde in den zweidimensionalen Berechnungen in Abschnitt 4.3.3 unter Ansatz einer *harten* Kontaktformulierung in Kombination mit dem linearen *Penalty*-Ansatz, der nur im Bereich $h > 0$ definiert ist, nicht berücksichtigt. Demzufolge verschiebt sich der Normalendruck p_1 beim Übergang zwischen der rechnerisch offenen zur geschlossenen Verbundfuge unter Ansatz der *weichen* Kontaktformulierung in Richtung einer (geringfügig) geöffneten Verbundfuge. Der genaue Wert des zugehörigen

Öffnungsmaßes h_1 wird anhand der Gegenüberstellung der berechneten und gemessenen Verbundfestigkeiten in Abschnitt 4.4.3 ermittelt. Die beiden Regressionsgeraden in Abbildung 4.9 haben im Übergang von der rechnerisch offenen zur geschlossenen Verbundfuge keinen übereinstimmenden Wert des Normalendrucks ergeben (0,5 $\frac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm}^2}$ bzw. 0,4 $\frac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm}^2}$). Die tabellarische, *weiche* Kontaktformulierung erfordert jedoch eine stetig zunehmende Definition der p- und h-Werte, sodass der Verlauf der beiden Geraden lediglich durch eine Steigungsänderung abgegrenzt werden kann. Der Übergang zwischen den beiden Formulierungen wird dementsprechend bei dem gemittelten Wert und somit einer übertragbaren Verbundspannung von 0,45 $\frac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm}^2}$ definiert. Unter Berücksichtigung eines Coulombschen Reibungskoeffizienten $\mu = 0{,}3$ erfolgt die Definition demnach bei einem Normalendruck $p_1 = \frac{0{,}45}{0{,}3}\frac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm}^2} = 1{,}5\,\frac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm}^2}$.
Zur vollständigen Definition der bilinearen Kontaktcharakteristik ist noch ein weiteres Wertepaar (p_2 ; h_2) im Bereich der rechnerisch geschlossenen Verbundfuge notwendig. Dieses wird anhand der höchsten in den experimentellen Untersuchungen gemessenen Verbundfestigkeit von 1,5 $\frac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm}^2}$ festgelegt. Folglich wird der Druck p_2 unter Berücksichtigung des Reibungskoeffizienten μ zu $p_2 = \frac{1{,}5}{0{,}3}\frac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm}^2} = 5\,\frac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm}^2}$ bestimmt. Das zugehörige Öffnungsmaß h_2 wird ebenso wie h_1 anhand der Gegenüberstellung der berechneten und gemessenen Verbundfestigkeiten in Abschnitt 4.4.3 ermittelt.
Im Zuge der nachfolgend beschriebenen, dreidimensionalen Berechnungen wird die numerische Umsetzung mittels einer *weichen* Kontaktformulierung detailliert analysiert. Insbesondere wird ein Augenmerk auf die Auswirkung der Einführung der Referenzsteifigkeit k_0 zur numerischen Stabilität der Analyse gelegt. Dabei wird die Notwendigkeit der Einführung eines weiteren p-h-Wertepaares zur Definition der Kontaktbedingung offensichtlich (vgl. Detailausschnitt in Abbildung 4.13). Die Einführung der Referenzsteifigkeit entsprechend der Gleichungen (4.14) und (4.15) dient der Vermeidung numerischer Instabilitäten, die ansonsten aufgrund einer unvollständig besetzten Jakobi-Matrix auftreten. Die Referenzsteifigkeit wird in Abaqus intern als Steigung der p-h-Beziehung an der Stelle h = -0,9999·c errechnet. Das Ergebnis der Berechnung soll dabei weitestgehend unabhängig von der eingeführten Referenzsteifigkeit bleiben – was im Folgenden für die vorliegende bilineare p-h-Definition diskutiert wird.
Wird die Referenzsteifigkeit einer bilinearen p-h-Definition an der Stelle h = -0,9999·c ermittelt, entspricht diese der Steigung des ersten linearen Bereichs. Folglich entfällt im gesamten ersten Bereich der Anteil von q an p entsprechend der Definition $p = q + k_0 \cdot (h + c)$ (vgl. Gleichung (4.14)). Daraus resultiert einerseits eine unvollständige Besetzung der Jakobi-Matrix und andererseits bestimmt einzig der Term, der die Referenzsteifigkeit beinhaltet, die Kontaktcharakteristik. Ersteres führt wiederum zu numerischen Instabilitäten, während Letzteres den Grundsatz der Einführung einer Referenzsteifigkeit zur numerischen Stabilisierung der Berechnung ohne signifikante Beeinflussung des Ergebnisses verletzt. Um diese Problematik zu umgehen, wird daher

ein weiteres Wertepaar (p_{k0} ; h_{k0}) in der Kontaktdefinition berücksichtigt, das nahe an (p_0 ; h_0) liegt und rechnerisch an der Stelle h = -0,9999·c zu einer geringeren Steigung führt (vgl. Detailausschnitt in Abbildung 4.13). Die Ermittlung des Wertepaares (p_{k0} ; h_{k0}) und somit der Referenzsteifigkeit k_0 wird in Abschnitt 4.4.3 im Detail beschrieben.

4.4.3 Validierung des Modells

Aufbauend auf dem zuvor beschriebenen Vorgehen zur Bestimmung der mechanischen Kontaktbedingung werden in diesem Abschnitt die verbleibenden Parameter der Kontaktformulierung durch eine Gegenüberstellung der Berechnungsergebnisse mit gemessenen Daten festgelegt. Dies stellt den letzten Schritt in der Ermittlung einer allgemeingültigen mechanischen Kontaktformulierung zur dreidimensionalen Simulation von AHPMS-Stützen unter beliebigen thermischen Einwirkungen dar. Diese wird im Folgenden anhand aller untersuchten Probekörper angewendet, um Detailbetrachtungen zum Einfluss unterschiedlicher thermischer Einwirkungen auf das Verformungs- und Verbundverhalten von AHPMS-Stützen durchzuführen.
Um die Maße h_1 und h_2 für eine allgemeingültige Kontaktformulierung zu bestimmen, wurden beide Parameter in umfassenden numerischen Sensitivitätsstudien sukzessiv variiert und die berechneten Verbundfestigkeiten den gemessenen Daten der 30 Versuche gegenübergestellt. Im Zuge dieser Variationen wurde die beste Übereinstimmung zwischen den gemessenen und berechneten Werten für $h_1 = -0{,}02\,\text{mm}$ und $h_2 = -0{,}015\,\text{mm}$ identifiziert. Beide Werte liegen dabei im Bereich einer rechnerisch offenen Verbundfuge, was auf die gemischte Formulierung des Potentials in den Gleichungen 4.12 und 4.13 zurückzuführen ist.
Als Anhaltswert zur Bestimmung der Referenzsteigung k_0 und folglich des Wertepaares (p_{k0} ; h_{k0}) wurde die Steigung an der Stelle h = -0,9999·c an einer äquivalenten exponentiellen p-h-Definition unter Berücksichtigung der Eingangsparameter $c_0 = 0{,}2\,\text{mm}$ sowie $p_0 = 1{,}5\,\frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$ berechnet (vgl. Abbildung 4.4 in Abschnitt 4.2.4). Die Steigung an der Stelle h = -0,9999·c auf Grundlage des in Abaqus vordefinierten, exponentiellen Verlaufs beträgt $\frac{dp}{dh} = 8{,}7 \cdot 10^{-4}\,\frac{\text{N}}{\text{mm}^3}$. Das zusätzliche Wertepaar der tabellarischen p-h-Definition wird darauf basierend und im Rahmen der numerisch möglichen Genauigkeit wie folgt definiert: ($p_{k0} = 8 \cdot 10^{-7}\,\frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$; h_{k0} = -0,199 mm). Die Steigung an der Stelle h = -0,9999·c beträgt demnach $\frac{dp}{dh} = k_0 = 8 \cdot 10^{-4}\,\frac{\text{N}}{\text{mm}^3}$. Dadurch, dass der Punkt (p_{k0} ; h_{k0}) sehr nahe an (p_0 ; h_0) liegt, wird die Steigung des linearen Bereichs bis zum folgenden Punkt (p_1 ; h_1) durch das zusätzliche Wertepaar nur marginal beeinflusst (vgl. Detailausschnitt in Abbildung 4.13). Unter Berücksichtigung dieser Referenzsteifigkeit beträgt der Anteil des Terms $k_0 \cdot (h + c)$ an p entsprechend Gleichung (4.14) weniger als 0,1 %. Demnach beeinflusst die gewählte Referenzsteifigkeit das Ergebnis der Berechnungen kaum, trägt

aber wesentlich zur numerischen Stabilität der Berechnung bei.
Zusammenfassend erfolgt die tabellarische Kontaktdefinition in Abaqus demnach anhand der folgenden vier Punkte:

$$(0\,\tfrac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm}^2}\ ;\ 0{,}2\,\mathrm{mm})\ (8{\cdot}10^{-7}\,\tfrac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm}^2}\ ;\ \text{-}0{,}199\,\mathrm{mm})\ (1{,}5\,\tfrac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm}^2}\ ;\ \text{-}0{,}02\,\mathrm{mm})\ (5\,\tfrac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm}^2}\ ;\ \text{-}0{,}015\,\mathrm{mm})$$

Unter Ansatz dieser Formulierung wird das 3D-Modell der Push-out-Versuche anhand der Versuchsdaten validiert. Die gemessene Verbundfestigkeit der 30 Versuchskörper kann im numerischen Modell gut nachgebildet werden. In Abbildung 4.14 ist diese gute Übereinstimmung zwischen der gemessenen und berechneten Verbundfestigkeiten dargestellt.

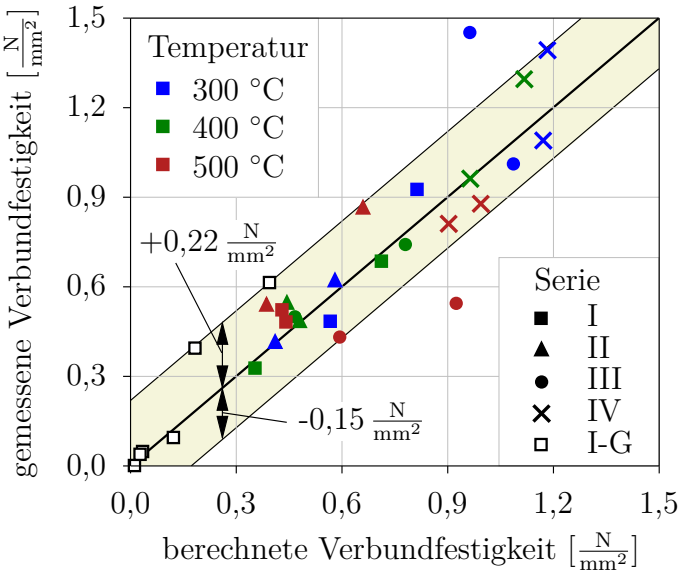


Abbildung 4.14: Gegenüberstellung der gemessenen Verbundfestigkeiten mit den in 3D-Modellen berechneten Verbundfestigkeiten von AHPMS-Probekörpern

Das in Abbildung 4.14 eingezeichnete Streuband kennzeichnet eine maximale Abweichung von $+0{,}22\,\frac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm}^2}$ bzw. $-0{,}15\,\frac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm}^2}$ zur idealen Übereinstimmung. Bis auf die beiden Versuchskörper, die bereits in den zweidimensionalen Simulationen als „Ausreißer“ identifiziert wurden, liegen alle Ergebnisse innerhalb dieses Streubands und belegen somit die Eignung der hergeleiteten Kontaktformulierung zur Abbildung des Verbundverhaltens. Im Mittel liegen die berechneten Verbundfestigkeiten dabei geringfügig unterhalb der gemessenen Werte. Eine Regressionsanalyse der Daten ergibt einen linearen Zusammenhang der Form $\tau_{\mathrm{gemessen}} = 0{,}97 \cdot \tau_{\mathrm{berechnet}} + 0{,}05$. Die Regressionsgerade liegt demnach nahe an einer idealen Übereinstimmung ($\tau_{\mathrm{gemessen}} = \tau_{\mathrm{berechnet}}$). Dabei wird ein Bestimmtheitsmaß des linearen Zusammenhangs von $R^2 = 0{,}91$ erzielt. Die numerische Kontaktformulierung ist demnach geeignet, die gemessene Verbundfestigkeit

von AHPMS-Stützen zu prognostizieren.
Dabei liegt die Besonderheit der entwickelten Kontaktformulierung darin, dass sie

- unabhängig von der Querschnittsgeometrie,
- unabhängig von der Zieltemperatur,
- für verschiedene Temperaturgradienten und somit beliebige thermische Einwirkungen und
- auf Grundlage etablierter Materialformulierungen

angewendet werden kann. Die berechnete Verbundfestigkeit ergibt sich dabei in der thermomechanischen Simulation allein infolge der Kontaktformulierung und berücksichtigt dabei die thermischen Dehnungen der Querschnittskomponenten, den dreidimensionalen Spannungszustand im Beton und den daraus entstehenden Gleichgewichtszustand in der Verbundfuge.
Anhand dieses Modells können auch die Zeitverläufe der Spannungen und Spaltmaße in den Verbundfugen simuliert werden. Beispielhaft sind in Abbildung 4.15 die berechneten Verläufe des Verbundfugendrucks und -spaltmaßes für die Probekörper HT-219-140-300-H1 (Probekörper der Serie I bei homogener Temperatur von 300 °C), HT-219-140-500-H1 (Serie I, 500 °C homogen) sowie HT-219-140-G2,5$\frac{\mathrm{K}}{\mathrm{min}}$ (Serie I-G, konstante Aufheizgeschwindigkeit von 2,5$\frac{\mathrm{K}}{\mathrm{min}}$) dargestellt. Diese drei Probekörper wurden ausgewählt, um die Berechnung möglichst unterschiedlicher Zustände mit dem Modell darzustellen und die einhergehenden Besonderheiten zu analysieren. Die genannten Probekörper weisen dieselben geometrischen Abmessungen auf, unterscheiden sich jedoch signifikant in den rechnerischen Spannungen und Spaltmaßen in der inneren Verbundfuge. In den zweidimensionalen Berechnungen wurde für den erstgenannten Probekörper eine Druckspannung in der Verbundfuge (geschlossene Fuge), für den zweitgenannten hingegen ein geringes Spaltmaß und für den letztgenannten ein großes Spaltmaß berechnet (vgl. Tabelle B.1 in Anhang B.1). Die Übertragung der vorigen Erkenntnisse auf die dreidimensionale Simulation unter Berücksichtigung der hergeleiteten Kontaktformulierung führt dabei zu den folgenden Besonderheiten in dem berechneten Verformungsverhalten:
Für alle drei Versuchskörper ist der zeitliche Verlauf des Normalendrucks in der inneren Verbundfuge nach Abbildung 4.15 insbesondere dadurch charakterisiert, dass er zunächst einen sehr hohen Wert aufweist, der innerhalb der ersten Zeitinkremente deutlich abnimmt. Dies ist darauf zurückzuführen, dass die Komponenten der Probekörper mit ideal aneinander grenzenden Abmessungen modelliert werden und somit unter initialen Bedingungen ein Spaltmaß von 0 mm aufweisen. Im ersten Berechnungsinkrement wird aufgrund der implementierten Kontaktbedingung ein hoher Druck in der Verbundfuge registriert, der im Folgenden durch eine Verformung der Komponenten teilweise kompensiert wird, bis ein Gleichgewicht in der Verbundfuge eintritt. Der weitere Verlauf

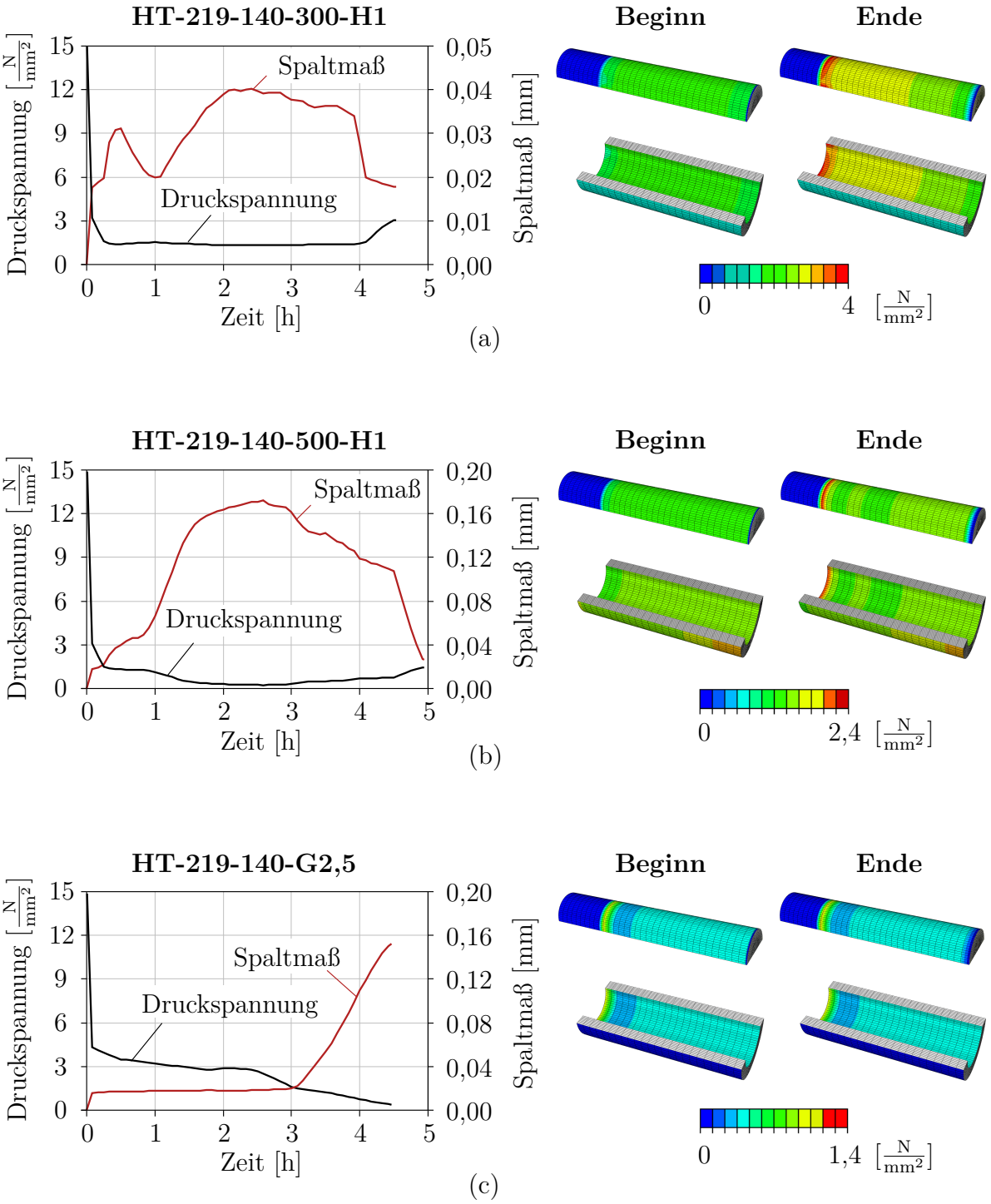


Abbildung 4.15: Berechnete Entwicklung des Spaltmaßes und der Spannungen in der inneren Verbundfuge (links) und Verteilung der Druckspannungen in den Verbundfugen zu Beginn und Ende des Push-out-Versuchs (rechts) von AHPMS-Probekörpern der Serie I: (a) Bei einer homogenen Temperatur von 300 °C, (b) bei einer homogenen Temperatur von 500 °C, (c) bei einer konstanten Aufheizgeschwindigkeit von 2,5 $\frac{K}{min}$

des Druckspannung-Zeitverlaufs ist für alle Probekörper dadurch charakterisiert, dass er entgegengesetzt zum Verlauf des berechneten Spaltmaßes verläuft.
Für den Probekörper HT-219-140-300-H1 nimmt das Spaltmaß in der inneren Verbundfuge zunächst infolge der von außen initiierten Erwärmung des Betons zu und nimmt dann kurzzeitig ab, da die verzögert einsetzende thermische Dehnung des Baustahls im Bereich geringer Temperaturen ausgeprägter ist als die des Betons. Im Folgenden steigt das Spaltmaß wieder an, da sich das Verhältnis der thermischen Ausdehnungskoeffizienten von Baustahl und Beton umkehrt. Ein ähnliches Verhalten ist auch für den Probekörper HT-219-140-500-H1 zu beobachten, jedoch tritt hier kein Rückgang des Spaltmaßes auf, da der thermische Gradient bei einer Erwärmung auf 500 °C gerade zu Beginn der Erwärmungsphase höher ist und dieser Effekt gegenüber dem höheren thermischen Dehnungskoeffizienten des Baustahls überwiegt. Bei beiden vorgenannten Probekörpern nimmt das Spaltmaß mit zunehmender Versuchs- bzw. Simulationsdauer wieder ab, da sich die Querschnittstemperaturen vor Beginn des Push-out-Versuchs homogenisieren. Gleichzeitig nehmen die berechneten Druckspannungen in der Verbundfuge während der Erwärmung der Probekörper zunächst ab und im Zuge der Homogenisierung der Querschnittstemperaturen wieder zu.
Anders entwickeln sich hingegen die Druckspannungen in der Verbundfuge des Probekörpers HT-219-140-G2,5$\frac{\mathrm{K}}{\mathrm{min}}$, die mit zunehmender Simulationsdauer monoton abnehmen. Besonders deutlich ist in den Simulationsergebnissen dieses Probekörpers zu erkennen, dass das Spaltmaß ab ca. 3 h Erwärmungsdauer stärker zunimmt, da sich ab diesem Zeitpunkt das Verhältnis der thermischen Dehnungen des Baustahls und Betons infolge der erreichten Komponententemperaturen umkehrt. Infolgedessen nehmen die Druckspannungen ab diesem Zeitpunkt ebenso deutlich ab.
Die zu Beginn des Push-out-Versuchs erzielten Druckspannungen in der Verbundfuge nehmen für die drei gezeigten Probekörper unterschiedliche Werte an, wobei der Probekörper HT-219-140-300-H1 die höchsten und der Probekörper HT-219-140-G2,5$\frac{\mathrm{K}}{\mathrm{min}}$ die niedrigsten Spannungen aufweist. Die Verteilung der Druckspannungen in der Kontaktfuge zu Beginn und während des Push-out-Versuchs unterscheiden sich dabei für die drei betrachteten Probekörper entsprechend ihrer vorherrschenden thermischen Dehnungen und Kontaktbedingungen.
Beim Probekörper HT-219-140-300-H1, der eine homogene Querschnittstemperatur von 300 °C aufweist, ist die thermische Dehnung des Baustahls zu Beginn des Push-out-Versuchs höher als die des Betons. Dies resultiert am Ende der Erwärmungsphase einerseits in einer spannungsfreien äußeren Verbundfuge und andererseits in einer vergleichsweise hohen Druckspannung in der inneren Verbundfuge. Die Spannung in der inneren Verbundfuge ist dabei gleichmäßig entlang der Verbundfugenlänge verteilt (vgl. Abbildung 4.15 (a)). An den Übergängen zu den freien Enden des Stahlkerns werden diese Spannungen abgebaut und nehmen im Bereich freier thermischer Dehnungen des

Stahlkerns den Wert Null an. Infolge des höheren thermischen Ausdehnungskoeffizienten des Baustahls dehnt sich der Stahlkern im Bereich der freien Enden stärker aus als innerhalb des AHPMS-Bereichs. Während der Simulation der Relativverschiebung während des Push-out-Versuchs entstehen daher deutlich erhöhte Kontaktspannungen am oberen Ende des Betons, da das thermisch frei ausgedehnte Ende des Stahlkerns in den weniger stark gedehnten Betonring gedrückt wird. Am unteren Ende des Probekörpers treten hingegen keine Bereiche höherer Spannungen auf, da der Stahlkern an diesem Übergang entsprechend der nach unten gerichteten Verschiebungsrichtung keine zusätzliche Zwängung erfährt.
Im Probekörper HT-219-140-500-H1 liegen infolge der homogenen Querschnittstemperatur von 500 °C zu Beginn des Push-out-Versuchs höhere thermische Dehnungen im Beton als im Baustahl vor. In der Folge tritt rechnerisch ein Spaltmaß in der inneren Verbundfuge auf, das bei der verwendeten Kontaktformulierung in geringeren Druckspannungen in der Verbundfuge resultiert. Wie auch beim vorigen Versuchskörper sind die Druckspannungen zu Beginn des Push-out-Versuchs auch bei diesem Probekörper annähernd gleichmäßig über die Verbundfugenlänge verteilt und weisen lediglich am Übergang zu den freien Enden abklingende Spannungen im Stahlkern auf. Die freie thermische Dehnung des Stahlkerns oberhalb des Betons führt auch bei diesem Versuchskörper während der simulierten Relativverschiebung des Push-out-Versuchs zu einem Bereich erhöhter Druckspannungen in der Verbundfuge (vgl. Abbildung 4.15 (b)). Diese sind dabei aufgrund des veränderten Verhältnisses der thermischen Dehnungen von Stahl und Beton gegenüber denen des Versuchskörpers HT-219-140-300-H1 deutlich weniger ausgeprägt und werden demnach in einem lokaleren Bereich entlang der Verbundfugenlänge abgebaut. Wie anhand des äußeren Umfangs des Betonrings zu erkennen ist, liegen auch in der äußeren Kontaktfuge dieses Probekörpers Druckspannungen vor, die infolge der höheren thermischen Dehnung des Betons gegenüber dem Baustahl resultieren.
Für den Probekörper HT-219-140-G2,5$\frac{\mathrm{K}}{\mathrm{min}}$ unterscheiden sich die Spannungsverteilungen entlang der Verbundfugenlänge kaum für den Zustand zu Beginn und während des Push-out-Versuchs (vgl. Abbildung 4.15 (c)). Zu Beginn der Durchführung des Push-out-Versuchs liegt im Stahlkern eine Temperatur von 300 °C vor, wohingegen die Temperatur mittig im Beton 457 °C und die des Stahlhohlprofils 632 °C beträgt. In der äußeren Verbundfuge tritt dabei ein so großes Spaltmaß auf, dass in dieser Fuge keine Druckspannungen auftreten. In der inneren Verbundfuge zeigt sich in Abbildung 4.15 (c) bereits zu Beginn des Push-out-Versuchs ein Bereich erhöhter Spannungen am oberen Ende der Verbundfuge. Diese Beobachtung unterscheidet sich wesentlich von den beiden anderen Probekörpern und ist auf die stetig zunehmende Temperatur bei dieser Versuchsdurchführung zurückzuführen. Dabei treten im Verlauf der Erwärmung unterschiedlich stark ausgeprägte Temperaturgradienten im Querschnitt auf (vgl. Abbildung A.6 in Anhang A.2). Die Temperaturen im Beton nehmen unmittelbar vor dem

Start des Push-out-Versuchs stärker zu als die Stahlkerntemperaturen. Dies führt dazu, dass einerseits der thermische Gradient im Querschnitt zunimmt und andererseits der thermische Ausdehnungskoeffizienten des Betons überproportional größer wird als der des Baustahls. Beide Effekte bewirken, dass sich der Beton auch in axialer Richtung stärker als der Stahlkern ausdehnt und demnach bereits infolge der stetig ansteigenden Querschnittstemperaturen eine erhöhte Spannung am oberen Ende des Betons entsteht. Diese gleicht in ihrer Richtung und Ausprägung dem Verhalten einer infolge des Push-out-Versuchs initiierten Verschiebung des Stahlkerns und führt demnach zu einer ähnlichen Spannungsverteilung in der Verbundfuge wie eine Relativverschiebung. Dieses Verhalten ist bei den beiden zuvor analysierten Probekörpern aufgrund der Homogenisierung der Querschnittstemperaturen nicht zu beobachten. Vor Beginn des Push-out-Versuchs nähern sich die Temperaturen der Querschnittskomponenten der homogen erwärmten Probekörper langsam einander an, sodass insbesondere kurz vor dem Erreichen der homogenen Probekörpertemperatur keine Relativverschiebungen zwischen den Querschnittskomponenten auftreten.
Im Ergebnis ermöglichen die dreidimensionalen Simulationen der Push-out-Versuche eine detaillierte Betrachtung der Spannungs- und Verformungszustände im Inneren der Probekörper zu jedem Zeitpunkt der Berechnung. Eine äquivalente messtechnische Erfassung in den experimentellen Untersuchungen ist nicht möglich, da die Ergebnisse durch die applizierten Messtechnik lokal beeinflusst werden und somit nur eine eingeschränkte Anzahl an Messstellen vorgesehen werden kann. Eine ebenso detaillierte Analyse der Spannungs- und Verformungszustände wie in den numerischen Modellen ist anhand der experimentell ermittelten Daten daher nicht möglich. Die Ergebnisse dieses Abschnitts liefern somit die Möglichkeit zur Entwicklung eines tief gehenden Verständnisses für die Vorgänge im Inneren von AHPMS-Versuchskörpern, die bei unterschiedlichen thermischen Einwirkungen einem Push-out-Versuch unterzogen wurden.
Mit dem dreidimensionalen Modell können die Interaktionen der Querschnittskomponenten im Zustand unterschiedlicher Erwärmungen gut wiedergegeben werden. Vor dem Hintergrund dieser komplexen Zustände ist die in Abbildung 4.14 dargestellte Übereinstimmung der berechneten und gemessenen Verbundfestigkeiten, die auf Grundlage der bilinearen Kontaktformulierung in den dreidimensionalen, thermomechanisch gekoppelten Modellen berechnet wurde, als gute Approximation einzuschätzen und die Eignung der Kontaktformulierung kann bestätigt werden.

4.4.4 Erweiterung des Modells um alternative Materialformulierungen

Die zuvor dargestellten numerischen Ergebnisse entstammen Simulationen, die sowohl für den Baustahl als auch den Beton weitestgehend auf den Materialmodellen nach DIN EN 1994-1-2 beruhen (vgl. Abschnitt 4.2.3). Demnach stellen sie den Stand der Technik dar. In neueren Untersuchungen wurden jedoch sowohl hinsichtlich der Materialformulierungen von Baustahl – insbesondere zur thermischen Dehnung – als auch von Beton innovative Formulierungsansätze hergeleitet, die die Charakteristiken der Materialien realitätsnäher beschreiben sollen. Den neuen Ansätzen liegen dabei experimentelle Ergebnisse zugrunde, die messtechnisch und verfahrenstechnisch den aktuellen Stand der Forschungen hinsichtlich der Ermittlung von Materialeigenschaften bei hohen Temperaturen repräsentieren. In diesem Abschnitt wird die Anwendbarkeit der entwickelten Methodik zur Herleitung einer *weichen* Kontaktformulierung auf Grundlage alternativer Materialformulierungen untersucht und anhand einer Gegenüberstellung mit den experimentell ermittelten Daten bewertet. Im ersten Schritt werden dazu zunächst die in dem modifizierten Modell verwendeten Materialformulierungen beschrieben. Im Anschluss werden in Analogie zum vorherigen Modell zunächst charakteristische Werte der Verbundeigenschaften anhand einer zweidimensionalen Analyse ermittelt und darauf basierend eine Kontaktformulierung für dreidimensionale Simulationen von AHPMS-Stützen hergeleitet.

Materialformulierungen

Die konstitutiven Beziehungen von Baustahl nach DIN EN 1994-1-2 gehen auf Untersuchungen von Schaumann [100] zurück und werden seit den 80er Jahren zur Berechnung von Stahlbauteilen bei hohen Temperaturen verwendet. In zahlreichen Untersuchungen – einschließlich der aktuellen Untersuchungen von Neuenschwander [75] an massiven Stahlkernen von AHPMS-Stützen – wurde die Eignung dieser Materialformulierung bestätigt. Sie wird daher auch in den numerischen Analysen dieses Abschnitts verwendet. Hinsichtlich der thermischen Dehnung von Baustahl haben numerische Untersuchungen am Institut für Stahlbau unter Betreuung der Verfasserin sowie experimentelle Untersuchungen von Neuenschwander [75] gezeigt, dass die temperaturabhängige Formulierung nach DIN EN 1994-1-2 zu einer Überschätzung der thermisch induzierten Dehnungen in Vollkernprofilen führen. Die Formulierung des Eurocodes entspricht dabei in guter Näherung experimentellen Daten von Kordina und Klingsch [60] sowie Rubert und Schaumann [95], die jeweils an Materialproben aus Doppel-T-Walzprofilen ermittelt wurden (vgl. Abbildung 4.16). Neuenschwander hat für seine experimentellen

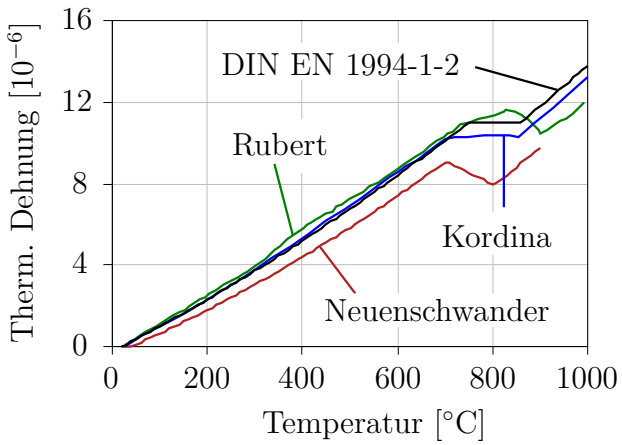


Abbildung 4.16: Thermische Dehnung von Baustahl nach DIN EN 1994-1-2 [158], Kordina und Klingsch [60], Rubert und Schaumann [95] und Neuenschwander [75]

Untersuchungen hingegen Materialproben aus verschiedenen Querschnittsbereichen von massiven, runden Stahlkernen entnommen und getestet. Die von ihm untersuchten Stahlkerne glichen dabei den in der vorliegenden Arbeit verwendeten Vollprofilen in ihrer Herstellung, Güte und Fertigung (S355J2+AR). Neuenschwander konnte in seinen Untersuchungen in allen Temperaturbereichen geringere thermische Dehnungen seiner Proben feststellen als die vorgenannten Vergleichskurven beschreiben (vgl. Abbildung 4.16). Diesen Unterschied führt Neuenschwander auf die chemische Komposition und die vorhandene mikroskalige Struktur der Stähle zurück. In den Untersuchungen dieses Abschnitts wird der von Neuenschwander beschriebene Zusammenhang zwischen Stahltemperatur und thermischer Dehnung als innovative Materialformulierung berücksichtigt. Somit ist tendenziell mit geringeren Druckspannungen in der inneren Verbundfuge zu rechnen. Zudem wird das Auftreten eines Spaltes zwischen Stahlkern und Beton bereits bei einer geringeren Temperatur als unter Ansatz der Eurocode-Formulierung eintreten.

Auch die Querkontraktionszahl von Baustahl wird im Zuge der folgenden Simulationen auf Grundlage aktueller Erkenntnisse nach Wohlfahrt [120] in Abweichung zum Eurocode temperaturabhängig definiert (vgl. Abbildung 4.17). Die Querkontraktionszahl weist demnach für zunehmende Temperaturen ansteigende Werte zwischen 0,28 und 0,32 auf. Dabei wird eine Querkontraktionszahl von 0,3 entsprechend des Wertes nach DIN EIN 1994-1-1 erst ab einer Temperatur von 470 °C erreicht. Folglich ist für die Simulationen der Versuche bei 300 und 400 °C in diesem Modell mit einer geringeren radialen Aufweitung unter mechanischer Belastung zu rechnen als im Eurocode-basierten Modell.

Die Definition der Spannungs-Dehnungsbeziehung von Normalbeton auf Grundlage der DIN EN 1994-1-2 wurde aus den in Abschnitt 4.2.3 genannten Gründen insbesondere vor

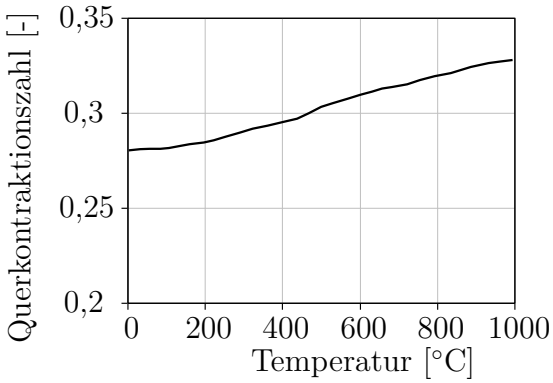


Abbildung 4.17: Temperaturabhängige Querkontraktionszahl von Baustahl nach Wohlfahrt et al. [120]

dem Hintergrund der Verwendung in numerischen Modellen bereits häufig als unzureichend bewertet (bspw. Neuenschwander [73], Espinós [32], Sothmann [107]). Als alternativer Ansatz zur temperaturabhängigen Definition der Spannungs-Dehnungsbeziehungen von Normalbeton unter Druckbeanspruchung hat sich unter anderem der Ansatz nach Lie [63] etabliert. Dieser beinhaltet zwar sowohl eine Definition des zunehmenden als auch des abnehmenden Bereichs der Spannungs-Dehnungsbeziehung, jedoch geht der Elastizitätsmodul auch in diese analytische Formulierung nicht als Eingangsparameter ein. Von einigen Forschern wird alternativ der Ansatz nach Anderberg und Thelandersson [16] zur Modellierung von Verbundbauteilen genutzt, der auf die temperaturabhängigen Festigkeits- und Dehnungswerte des Eurocodes zur Berechnung des temperaturabhängigen Sekantenmoduls von Beton zurückgreift. Für den abnehmenden Bereich der Spannungs-Dehnungsbeziehung wird in diesem Materialmodell ein linearer Verlauf angesetzt, dessen Eignung zur realitätsnahen Materialbeschreibung jedoch nicht durch experimentelle Daten belegt wird. Beide genannten Ansätze stellen zwar gegenüber dem Eurocode-Materialmodell gewisse Weiterentwicklungen dar, sind aber ebenfalls aufgrund der darin getroffenen Annahmen, die vom experimentell beobachteten Materialverhalten abweichen, nur bedingt zur realitätsnahen Beschreibung des Materialverhaltens und die Umsetzung in numerischen Modellen geeignet (vgl. Espinós [32], Sothmann [107]).
Ein ganzheitlicher Ansatz, der sowohl den Elastizitätsmodul impliziert als auch eine stetige Formulierung der Spannungs-Dehnungsbeziehung im gesamten Dehnungsbereich umfasst, wurde von Neuenschwander et al. entwickelt und im Jahr 2016 publiziert [78]. Die in vier Bereiche unterteilte, mathematische Beschreibung des Materialverhaltens kann in Abhängigkeit des Elastizitätsmoduls, der Druckfestigkeit sowie der Dehnung beim Erreichen der maximalen Festigkeit temperaturabhängig beschrieben werden. Die mathematische Formulierung wurde auf Grundlage zahlreicher experimenteller Untersuchungen an erwärmten Betonzylinderproben abgeleitet und in umfangreichen numerischen Untersuchungen validiert. Da Neuenschwander explizit die Eignung dieser

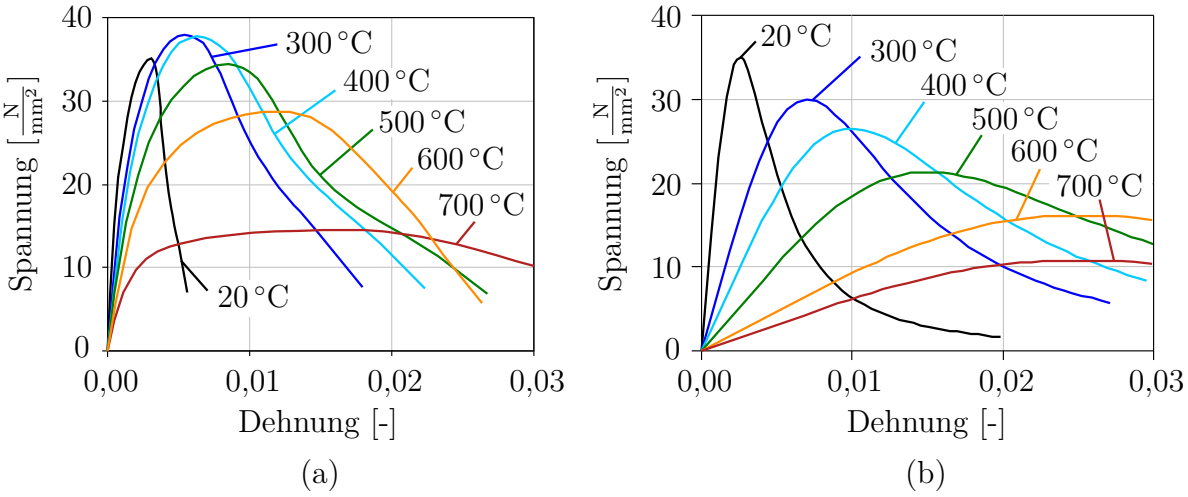


Abbildung 4.18: Temperaturabhängige Spannungs-Dehnungsbeziehungen von Normalbeton mit einer Druckfestigkeit von 35 $\frac{N}{mm^2}$ nach (a) Neuenschwander et al. [78] und (b) DIN EN 1994-1-2 [158]

Spannungs-Dehnungsbeziehung zur Simulation von AHPMS-Stützen nachgewiesen hat, wird diese im Folgenden als innovative Beschreibung der konstitutiven Beziehungen für den Beton verwendet. Die temperaturabhängigen Reduktionsfaktoren der Druckfestigkeit, des Elastizitätsmoduls sowie der zugehörigen Dehnungen werden ebenfalls entsprechend Neuenschwanders Angaben in [77] übernommen. Darin wird erst ab 400 °C eine Reduktion der Druckfestigkeit von Normalbeton identifiziert. Dies deckt sich mit Ergebnissen experimenteller Untersuchungen von Pistol [83]. Auf Grundlage dieses Materialmodells ergeben sich für einen Beton mit einer Druckfestigkeit von 35 $\frac{N}{mm^2}$ die in Abbildung 4.18 (a) dargestellten temperaturabhängigen Spannungs-Dehnungsbeziehungen im Druckbereich. Zum direkten Vergleich sind die Spannungs-Dehnungsbeziehungen derselben Betonfestigkeitsklasse nach DIN EN 1994-1-2 in Abbildung 4.18 (b) ergänzend dargestellt. Das Modell nach Neuenschwander et al. liefert demnach deutlich steifere Materialcharakteristiken, die zudem erst im Bereich höherer Temperaturen (400 °C gegenüber 100 °C) Abminderungen der Festigkeit aufweisen.

Ergänzend beschreiben Neuenschwander et al. eine Schädigung des Materials nach Überschreitung der Druckfestigkeit, die in Abaqus über die Eingabe einer Schädigungsdefinition im *Concrete Damaged Plasticity*-Modell temperaturabhängig implementiert werden kann. Sie dient der Berücksichtigung der Steifigkeitsabnahme nach Initiierung einer Rissbildung im Beton. Die Werte der Schädigung wurden von Neuenschwander et al. durch Auswertungen zyklischer Be- und Entlastungspfade an erwärmten Betonproben experimentell ermittelt. Auch die Materialschädigung und somit die Steifigkeitsreduktion der Elemente wird in den folgenden Simulationen berücksichtigt.

Im Zugbereich der Spannungs-Dehnungsbeziehung wird ebenfalls ein innovativer Ansatz

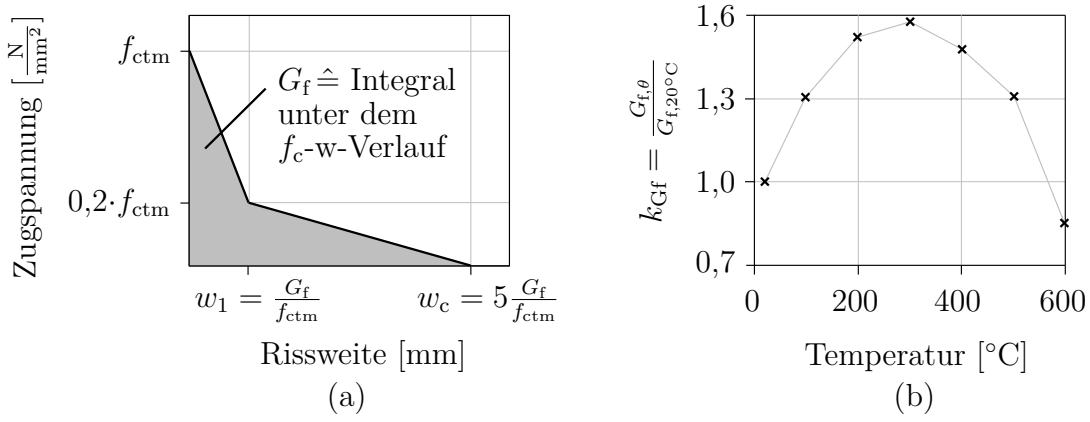


Abbildung 4.19: (a) Definition des Materialverhaltens von Beton im Zugbereich nach CEB-FIP Model Code [135] und (b) temperaturabhängige Bruchenergie von Beton nach Zhang und Bicanic [125]

zur temperaturabhängigen Materialformulierung und -schädigung berücksichtigt. Der temperaturabhängige Verlauf der Spannungs-Dehnungsbeziehung basiert dabei auf der experimentell ermittelten temperaturabhängigen Reduktion der Bruchenergie nach Zhang und Bicanic [125] (vgl. Abbildung 4.19 (b)). Die Schädigung des Betons wird im Zugbereich korrelierend zur bilinearen Abnahme der Zugspannungen entsprechend dem *CEB-FIP Model Code* definiert (vgl. Abbildung 4.19 (a)).
Schließlich wird auch für den Beton in den folgenden Untersuchungen eine temperaturabhängige Definition der Querkontraktionszahl implementiert. Diese geht auf experimentelle Untersuchungen von Bahr et al. [19] zurück. Die Querkontraktionszahl wurde dabei nach Gleichung (4.20) aus den gemessenen, temperaturabhängigen Elastizitäts- und Schubmodulen berechnet. Diese Kennwerte wurden in den Untersuchungen von Bahr et al. experimentell unter Zuhilfenahme der Impulserregungstechnik ermittelt. Dabei wurden der Elastizitäts- und Schubmodul zerstörungsfrei und explizit gemessen. Im Zuge ihrer Untersuchungen leiteten Bahr et al. die in Gleichung (4.20) angegebene, analytische Beziehung der temperaturabhängigen Querkontraktionszahl von Normalbeton ab, die im Folgenden verwendet wird.

$$\mu_\theta = \frac{\mathrm{E}_\theta}{2 \cdot \mathrm{G}_\theta} - 1 = 0{,}204 \cdot e^{-0{,}002 \cdot \theta} \tag{4.20}$$

Ableitung charakteristischer Werte anhand von 2D-Simulationen

Unter Ansatz der zuvor beschriebenen Materialeigenschaften werden zunächst in Analogie zu den Untersuchungen in Abschnitt 4.3.3 zweidimensionale, thermomechanisch gekoppelte Analysen unter Berücksichtigung *harter* Kontaktbedingungen durchgeführt.

Ebenso wie auf Grundlage der Eurocode-Materialmodelle kann auch in diesen Untersuchungen kein Zusammenhang zwischen den berechneten und gemessenen Verbundfestigkeiten festgestellt werden, wenn ideal homogene Querschnittstemperaturen angenommen werden. Stattdessen werden erneut die gemessenen Querschnittstemperaturen und somit geringe thermische Gradienten in die Simulationen integriert. In Abbildung 4.20 sind die auf dieser Grundlage berechneten Spaltmaße und Druckspannungen in der inneren Verbundfuge dargestellt. Auffällig ist, dass bei Verwendung des modifizierten Modells für alle Probekörper Spaltmaße errechnet werden und keine Druckspannungen in der Verbundfuge auftreten. Dabei liegen die berechneten Spaltmaße betragsmäßig deutlich über denen, die auf Grundlage der Eurocode-Materialformulierungen ermittelt wurden. Dieser Effekt ist insbesondere auf die modifizierte Materialformulierung des Betons im Zugbereich zurückzuführen. In Abaqus wird für den elastischen Bereich der Spannungs-Dehnungsbeziehung im Zugbereich derselbe temperaturabhängige Elastizitätsmodul verwendet wie im Druckbereich. Der Elastizitätsmodul basiert im modifizierten Modell auf den konstitutiven Beziehungen nach Neuenschwander und weist dabei eine geringere temperaturabhängige Abnahme auf als die Definition auf Grundlage des Eurocodes (approximiert als Sekantenmodul zwischen $\sigma = 0$ und $\sigma = 0{,}4 \cdot f_{c\theta}$). Dies resultiert folglich auch im Zugbereich in einem steileren Anstieg der Spannungs-Dehnungsbeziehungen. Im modifizierten Modell treten daher infolge der thermisch induzierten Zwangsspannungen bereits bei geringeren Dehnungen hohe Zugspannungen

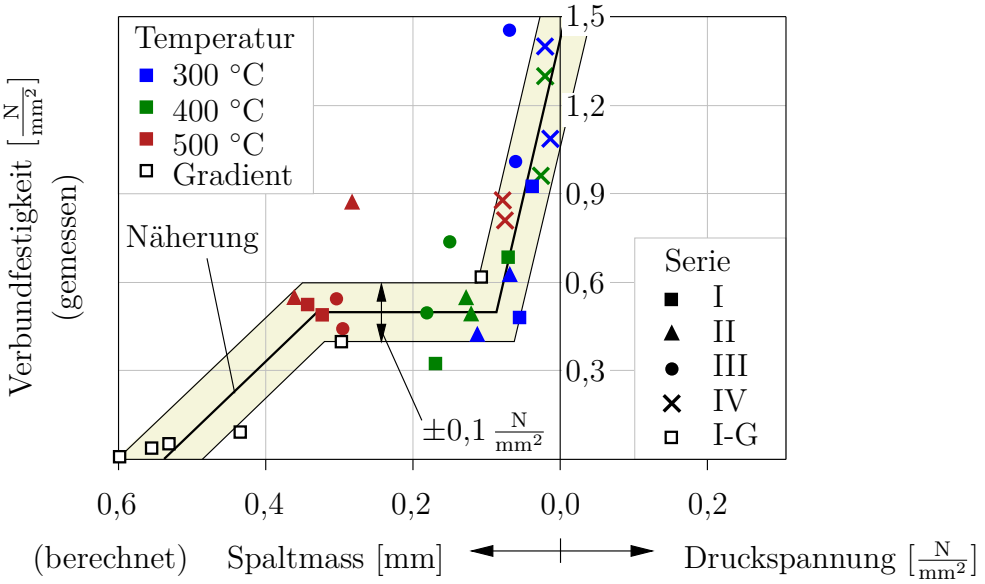


Abbildung 4.20: Gegenüberstellung der gemessenen Verbundfestigkeiten mit numerisch berechneten Spaltmaßen bzw. Druckspannungen in der inneren Verbundfuge von AHPMS-Proben auf Grundlage der Materialmodelle nach Abschnitt 4.4.4 und unter Berücksichtigung der gemessenen Querschnittstemperaturen

in den inneren Elementen des Betonrings auf. Sie resultieren nach der Überschreitung der Zugfestigkeit nicht nur in einem Abfall der aufnehmbaren Zugspannungen, sondern führen aufgrund der integrierten Schädigungsformulierung auch zu einer Abnahme des Elastizitätsmoduls und höheren plastischen Dehnungen.
Um auf Grundlage der zweidimensionalen Berechnungsergebnisse Ansätze für eine dreidimensionale Kontaktformulierung abzuleiten, wird als Näherung für den Zusammenhang zwischen der gemessenen Verbundfestigkeit und dem berechneten Spaltmaß in Abbildung 4.20 ein trilinearer Pfad identifiziert. Dieser weist ein Plateau auf Höhe der Verbundfestigkeit von 0,5 $\frac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm}^2}$ im Bereich berechneter Spaltmaße zwischen 0,09 und 0,34 mm auf. Für geringere Spaltmaße nimmt die gemessene Verbundfestigkeit linear zu. Größere Spaltmaße treten nur bei den Probekörpern der Serie I-G mit einem ausgeprägten Temperaturgradienten auf und korrelieren mit geringeren gemessenen Verbundfestigkeiten. Die farblich hinterlegten Bereiche in Abbildung 4.20 kennzeichnen auf Höhe des Plateaus ein Streuband von $\pm$ 0,10 $\frac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm}^2}$ und in den angrenzenden Bereichen parallel verlaufende Streubänder. Für die meisten Versuchskörper liegen die berechneten Ergebnisse nahe beieinander und können durch den trilinearen Zusammenhang beschrieben werden. Lediglich vier berechnete Werte liegen bei dieser Betrachtung außerhalb des Streubands. Ebenso wie im vorigen Modell weicht das Berechnungsergebnis des Probekörpers HT-219-80-300-H2 von den üblichen Ergebnissen ab, da im Versuch eine überdurchschnittlich hohe Verbundfestigkeit gemessen wurde. Das experimentelle Ergebnis dieses Versuchs wurde bereits zuvor als „Ausreißer“ identifiziert (vgl. Abschnitt 4.3.3). Zudem liegen auch die berechneten Ergebnisse je eines Versuchskörpers der Serien I (HT-219-140-400-H1), II (HT-273-190-500-H2) und III (HT-219-80-400-H1) außerhalb des Streubands. Dies war im Eurocode-basierten Modell nicht der Fall und wird im Folgenden diskutiert.
Die detaillierte Analyse der Berechnungsergebnisse zeigt, dass die berechneten Spaltmaße der zweidimensionalen Simulationen unter Verwendung der modifizierten Materialformulierungen insbesondere von dem maximalen Temperaturgradienten im Querschnitt während der Erwärmungsphase abhängen. Der Temperaturgradient zu Beginn des Push-out-Versuchs hat hingegen einen geringeren Einfluss auf das berechnete Spaltmaß als im Eurocode-basierten Modell. Dies ist eine Konsequenz aus der veränderten Materialformulierung des Betons, die im modifizierten Modell in deutlich höheren plastischen Verformungen während der Erwärmungsphase resultiert. Diese Verformungen bleiben auch im Zuge der Homogenisierung der Querschnittstemperaturen größtenteils erhalten und beeinflussen somit unmittelbar das berechnete Spaltmaß. Die Auswirkung kann in Abbildung 4.20 und Tabelle B.2 in Anhang B.2 daran nachvollzogen werden, dass für Probekörper einer Versuchsserie, die auf dieselbe Zieltemperatur erwärmt wurden – und somit nahezu gleiche thermische Gradienten während der Erwärmung erfahren haben – ähnliche Spaltmaße berechnet werden. Dieser Effekt tritt auch ein, wenn die Probekörper

geringfügig unterschiedliche Gradienten zu Beginn des Push-out-Versuchs aufweisen. Zu erkennen ist dies daran, dass die berechneten Spaltmaße der beiden jeweiligen Versuche (in Abbildung 4.20 durch zwei gleichförmige und farbige Symbole gekennzeichnet) in der Regel näher zusammen liegen als im Eurocode-basierten Modell. Dies liefert einen wesentlichen Anteil zur Erklärung der rechnerischen Abweichung der drei Berechnungsergebnisse für die Probekörper HT-219-140-400-H1, HT-273-190-500-H2 und HT-219-80-400-H1 im zweidimensionalen Modell.

Übertragung der Erkenntnisse in eine Kontaktformulierung für 3D-Simulationen

Die numerische Umsetzung des trilinearen Zusammenhangs als Kontaktformulierung in Abaqus erfolgt analog zum Vorgehen in Abschnitt 4.4.3. Das Spaltmaß h_0, ab dessen Unterschreitung ein Kontaktdruck in der Verbundfuge initiiert wird, wird unmittelbar aus den Ergebnissen der zweidimensionalen Simulation übernommen und wird folglich mit 0,55 mm berücksichtigt (vgl. Abbildung 4.20). Auch in die modifizierte p-h-Definition wird ein zusätzliches Wertepaar integriert, das einzig der internen Berechnung einer geringen Referenzsteifigkeit k_0 zur Gewährleistung der numerischen Stabilität dient. In Analogie zu Abschnitt 4.4.3 wird dazu das Wertepaar ($8 \cdot 10^{-7}$ $\frac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm}^2}$; -0,549 mm) festgelegt, sodass die Referenzsteifigkeit $k_0 = 8 \cdot 10^{-4}$ $\frac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm}^3}$ beträgt. Aufgrund des aktiven Kontaktdrucks für alle Spaltmaße $h > h_0$ sowie der gemischten Formulierung des Potentials in der *weichen* Kontaktformulierung verschieben sich die Wertepaare (p_1 ; h_1) und (p_2 ; h_2), die die Ausprägung des horizontalen Plateaus beschreiben, verglichen mit den zweidimensional ermittelten Werten in Richtung größerer rechnerischer Spaltmaße. Der Normalendruck im Bereich des Plateaus wird dabei unter Berücksichtigung des Reibungskoeffizienten $\mu = 0{,}3$ aus der zweidimensionalen Analyse zu $p_1 = \frac{0{,}5}{0{,}3}\frac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm}^2} \approx 1{,}7\frac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm}^2}$ bestimmt. Da die p-h-Definition stetig steigende Werte aufweisen muss, wird der Kontaktdruck p_2 mit 1,71 $\frac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm}^2}$ berücksichtigt. Im Zuge umfangreicher Parametervariationen wird die beste Übereinstimmung zwischen der berechneten und gemessenen Verbundfestigkeit für die Spaltmaße h_1 = -0,35 mm bzw. h_2 = -0,15 mm erzielt. Der letzter Punkt zur Definition der trilinearen Beziehung wird ebenfalls auf Grundlage von Parametervariationen bestimmt und definiert die Steigung der p-h-Beziehung im Bereich sehr kleiner Spaltmaße sowie rechnerischer Druckspannungen in der Verbundfuge. Die tabellarische Kontaktdefinition in Abaqus erfolgt zusammenfassend anhand der folgenden p-h-Wertepaare:

(0 $\frac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm}^2}$; -0,55 mm) ($8 \cdot 10^{-7}$ $\frac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm}^2}$; -0,549 mm) ($1{,}7$ $\frac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm}^2}$; -0,35 mm)
($1{,}71$ $\frac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm}^2}$; -0,15 mm) ($4{,}5$ $\frac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm}^2}$; 0 mm)

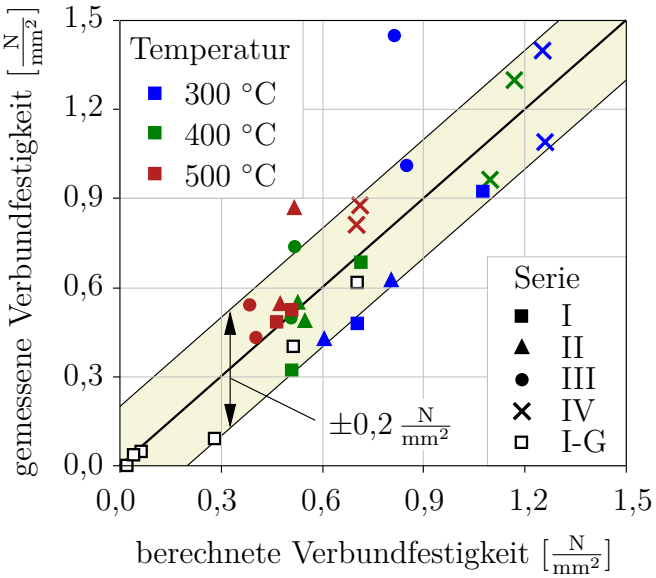


Abbildung 4.21: Gegenüberstellung der gemessenen Verbundfestigkeiten mit den in 3D-Modellen berechneten Verbundfestigkeiten von AHPMS-Probekörpern auf Grundlage der Materialmodelle nach Abschnitt 4.4.4

Die berechneten Verbundfestigkeiten auf Grundlage des Modells mit modifizierten Materialformulierungen sind in Abbildung 4.21 den gemessenen Werten gegenübergestellt. In der Darstellung ist zudem ein Streuband von $\pm 0{,}2\,\frac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm}^2}$ farblich hinterlegt. Innerhalb dieses Streubands liegen alle bis auf die bereits im zweidimensionalen Modell als Abweichungen identifizierten Berechnungsergebnisse. Die Streuung der Berechnungsergebnisse ist demnach bei diesen Simulationen größer als im Eurocode-basierten Modell. Eine Regressionsanalyse der Daten ergibt zwar einen linearen Zusammenhang der Form $\tau_{\mathrm{gemessen}} = 0{,}98 \cdot \tau_{\mathrm{berechnet}} + 0{,}01$, der somit eine nahezu ideale Übereinstimmung der gemessenen und berechneten Ergebnisse suggeriert. Dabei wird jedoch nur ein Bestimmtheitsmaß von $R^2 = 0{,}84$ erzielt, was die größere Streuung der Daten belegt.
Die Streuung der Ergebnisse resultiert dabei aus dem bereits erwähnten Einfluss der modifizierten Materialformulierungen, die während der Erwärmungsphase insbesondere auf der Innenseite des Betonrings zu höheren plastischen Dehnungen führen. In Abbildung 4.21 ist dabei ebenfalls wie bei den Ergebnissen der zweidimensionalen Simulationen zu erkennen, dass für Probekörper, die derselben Versuchsserie angehören und dieselbe Zieltemperatur aufweisen, in der Regel ähnliche Verbundfestigkeiten berechnet werden. Nur bei besonders unterschiedlichen Temperaturgradienten zu Beginn des Push-out-Versuchs treten auch in diesem Modell größere Unterschiede in den berechneten Verbundfestigkeiten auf. Beispielsweise ist dies anhand der Probekörper der Serie I zu erkennen, die eine Zieltemperatur von 400 °C aufweisen. Während der ersten Versuchsdurchführung lag ein Temperaturgradient von 103 K vor, wohingegen beim zweiten Versuch lediglich ein Gradient von 28 K gemessen wurde (vgl. Tabelle 4.2). Die

Berechnungsergebnisse dieser beiden Probekörper sind in Abbildung 4.21 durch grüne Quadrate gekennzeichnet und weisen unterschiedlich hohe berechnete Verbundfestigkeiten auf. Für die meisten anderen Probekörper liegen die Berechnungsergebnisse der unter selben Bedingungen durchgeführten Versuche deutlich näher beieinander. Anders als im Eurocode-basierten Modell bewirken geringe Temperaturgradienten zu Beginn der Push-out-Versuchs im modifizierten Modell lediglich geringfügig unterschiedliche Verbundfestigkeiten, was auf den Einfluss der plastischen Verformungen im Zuge der Erwärmungsphase zurückzuführen ist.
Die Anpassung der Materialformulierungen entsprechend dem Stand der Forschungen hat gegenüber dem Eurocode-basierten Modell in Hinblick auf die Streuungen der berechneten Verbundfestigkeiten zu keiner Verbesserung geführt. Es konnte jedoch gezeigt werden, dass das generelle Vorgehen – bei dem zunächst anhand einer zweidimensionalen Modellierung die charakteristische Form der zugrunde zu legenden Kontaktformulierung abgeleitet wird und im Folgenden wesentliche Punkte dieser Ergebnisse auf die p-h-Definition im dreidimensionalen Modell übertragen werden – unabhängig von den gewählten Materialformulierungen angewendet werden kann. Dabei unterscheiden sich die resultierenden Kontaktdefinitionen je nach verwendeter Materialformulierung voneinander.

4.4.5 Erweiterung des Modells um die Subroutine FRIC zur verschiebungsabhängigen Kontaktformulierung

Für große Relativverschiebungen wurde in den experimentellen Untersuchungen häufig ein Rückgang der übertragbaren Schubspannungen beobachtet. Die bisher vorgestellten Kontaktformulierungen eignen sich jedoch nur, um die Verbundeigenschaften von AHPMS-Stützen im Bereich geringer Verformungen bis zum Erreichen der Verbundfestigkeit abzubilden. Ohne zusätzliche Definition des Reibverhaltens im Bereich großer Relativverschiebungen dient die maximale, berechnete Schubspannung programmintern auch im Bereich größerer Verschiebungen als limitierender Grenzwert. Dies stellt zwar keine realitätsnahe Wiedergabe des experimentell beobachteten Verbundverhaltens dar, reicht jedoch für die meisten baupraktischen Anwendungen aus, da nur mit geringen Relativverschiebungen zu rechnen ist. Um auch das Verbundverhalten im Bereich großer Relativverschiebungen realitätsnah abzubilden und somit einen ganzheitlichen numerischen Ansatz zur Modellierung des Verbundverhaltens zu entwickeln, wird die hergeleitete Kontaktformulierung im Folgenden um eine Definition des Verbundverhaltens im Bereich großer Relativverschiebungen ergänzt.
In den bisherigen, numerischen Modellen wurde zur Kontaktmodellierung ein konstanter Reibungsbeiwert μ berücksichtigt und die p-h-Beziehung so definiert, dass sie

temperaturunabhängig und für jede beliebige Querschnittsform angewendet werden kann. Letztere wird im Folgenden nicht verändert. Folglich wird die Verbundcharakteristik im Bereich großer Verschiebungen über die Anpassung des Reibungskoeffizienten μ erzielt. In Abaqus sind zwei Modelle zur Variation des Reibungskoeffizienten vorimplementiert, die entweder eine exponentielle oder eine tabellarisch definierte Abnahme des Reibungskoeffizienten in Abhängigkeit der Verschiebungsrate vorsehen. Letztere soll es ermöglichen, benutzerdefinierte Wertepaare zu implementieren, um beispielsweise Messdaten unmittelbar in der Simulation zu berücksichtigen. Beide Modelle sind für die Beschreibung des experimentell beobachteten Verbundspannung-Verschiebungsverhaltens jedoch ungeeignet, da diese bei einer konstanten Verschiebungsrate durchgeführt wurden und eine Abhängigkeit von der Relativverschiebung aufweisen.
Als Alternative zu den vorimplementierten Modellen kann die Kontaktdefinition in Abaqus auch über eine benutzerdefinierte Subroutine (engl.: *user-subroutine*) individuell implementiert werden. Dieser Ansatz wird im Folgenden verfolgt und die Funktionsweise der im Zuge dieser Arbeit entwickelten Subroutine FRIC beschrieben. Diese Subroutine ist dazu geeignet, komplexe Reibungsmechanismen, die über das klassische Coulomb-Modell hinausgehen, zu berechnen. Dabei können beliebige Abhängigkeiten und Verläufe von Statusvariablen berücksichtigt werden, die sich auf die übertragbare Verbundspannung auswirken. Die Statusvariablen werden dabei in jedem Recheninkrement basierend auf den vorherigen Berechnungsergebnissen aktualisiert und fließen in der aktualisierten Form in die Gleichgewichtsberechnung des nächsten Recheninkrements ein. Im Zuge der vorliegenden Arbeit wird die Subroutine FRIC implementiert, um die Abhängigkeit der übertragbaren Verbundspannungen von der Relativverschiebung zwischen dem Stahlkern und dem Beton bei der Simulation der Push-out-Versuche zu berücksichtigen. Die Implementierung für die dreidimensionale Anwendung ist in Kapitel D in Quellcode-Format angegeben und wird im Folgenden beschrieben.
Die Subroutine FRIC weist zunächst ein *Subroutine-Interface* auf, das für alle Anwendungen der Subroutine gleich ist. Sie wird ferner durch die individuelle Implementierung der Verbundeigenschaften, Variablen und Zusammenhänge zu den Statusvariablen ergänzt. Dazu ist es zunächst notwendig zu definieren, unter welchen Bedingungen eine reibungsfreie Relativbewegung der Kontaktflächen möglich ist, unter welchen Bedingungen keine Relativverschiebungen eintreten und in welchen Fällen die individuell definierte Kontaktformulierung aktiviert wird. Im Zuge dieser Arbeit werden lediglich die Möglichkeiten der individuell implementierte Kontaktformulierung sowie eines reibungsfreien Gleitens der Kontaktflächen berücksichtigt. Ein Haften der Kontaktflächen ohne Möglichkeit der Relativverschiebung wird hingegen für die Berechnung der Push-out-Versuche nicht vorgesehen. Entsprechend der zuvor entwickelten p-h-Definition auf Grundlage der Eurocode-Materialformulierungen (vgl. Abschnitt 4.4.3) wird die Bedingung zur Aktivierung der implementierten Reibbedingung über die Existenz eines

Normalendrucks ($p > 0$) in der Verbundfuge gesteuert. Der vorhandene Normalendruck wird dazu in jedem Recheninkrement als Statusvariable gespeichert und in der Subroutine ausgewertet.
Das Kontaktverhalten wird in der Subroutine in Abhängigkeit der tangentialen Relativverschiebungen γ_1 und γ_2 definiert. Diese werden im jeweiligen Berechnungsinkrement als Eingangswerte an die Subroutine übergeben. Neben der Abhängigkeit der übertragbaren Schubspannungen von der Relativverschiebung müssen ferner die Ableitungen der Schubspannungen nach den Verschiebungen definiert werden. Im vorliegenden Fall werden die Ableitungen nach den jeweils zugehörigen Verschiebungen gleich angesetzt, wodurch ein isotropes Verbundverhalten in der Verbundfuge beschrieben wird (vgl. Gleichung (4.21)). Zudem wird eine Entkopplung der Schubspannungen nach Gleichung (4.22) vorgesehen.

$$\frac{\partial \tau_1}{\partial \gamma_1} = \frac{\partial \tau_2}{\partial \gamma_2} = k_{\text{steif}} \tag{4.21}$$

$$\frac{\partial \tau_1}{\partial \gamma_2} = \frac{\partial \tau_2}{\partial \gamma_1} = 0 \tag{4.22}$$

Der Wert k_{steif} beschreibt darin eine Steifigkeit des Verbundes, die aus numerischen Gründen ein elastisches Verbundverhalten im Bereich sehr kleiner Verschiebungen abbildet. Die Steifigkeit wird intern nach Gleichung (4.23) berechnet, wobei die kritische elastische Verschiebung γ_{krit} nach [12] üblicherweise mit 0,5 % der charakteristischen Elementlänge angesetzt wird. Die kritische Schubspannung τ_{krit} wird entsprechend der individuell implementierten Funktion des Reibungsbeiwerts μ sowie dem vorliegenden Kontaktdruck in jedem Inkrement neu berechnet.

$$k_{\text{steif}} = \frac{\tau_{\text{krit}}}{\gamma_{\text{krit}}} = \frac{\mu \cdot p}{\gamma_{\text{krit}}} \tag{4.23}$$

Die Implementierung des funktionalen Zusammenhangs zwischen dem Reibungsbeiwert μ und der Relativverschiebung erfolgt für die Berechnung der Hochtemperaturversuche abweichend über die Zeit des Berechnungsschritts (im Folgenden: Stepzeit) der weggeregelten Verschiebung des Stahlkerns. Dies ist notwendig, da während der Erwärmung der Probekörper infolge der thermischen Dehnungen bereits Relativverschiebungen zwischen den Kontaktflächen entstehen. Diese sind ungleichmäßig über die Probekörperlänge verteilt und können daher nicht unmittelbar im funktionalen Zusammenhang berücksichtigt bzw. herausgerechnet werden. Bei einer Definition des Reibungsbeiwerts in Abhängigkeit der Relativverschiebung würden somit auf Grundlage der Subroutine unterschiedliche Reibungsbeiwerte entlang der Probekörperlänge berechnet und somit undefinierte Kontaktbedingungen hervorgerufen werden. Stattdessen wird die Funktion des Reibungsbeiwerts in Abhängigkeit der Zeit des Push-out-Steps $t_{\text{Push-out}}$ implemen-

tiert, sodass zu Beginn des Push-out-Versuchs konstante Kontaktbedingungen in der Verbundfuge vorliegen. Um eine Analogie zwischen der Stepzeit und der Verschiebung zu erzeugen, wird die Dauer des Push-out-Steps in der Simulation zu 15 Sekunden definiert und äquivalent zur experimentellen Durchführung eine lineare Verschiebung des Stahlkerns um 15 mm erzeugt.
Die Definition des Reibungsbeiwerts erfolgt separat für zwei Bereiche: Bis zum Erreichen der Verbundfestigkeit wird ein konstanter Reibungsbeiwert von $\mu = 0{,}3$ angesetzt, der folglich rechnerisch in derselben maximalen Verbundfestigkeit wie in den vorangegangenen Simulationen resultiert (vgl. Abschnitt 4.4.3). Für den Bereich größerer Relativverschiebungen werden individuelle, analytische Zusammenhänge zwischen dem Reibungsbeiwert und der Stepzeit angegeben. Da anhand der experimentellen Untersuchungen nach Abschnitt 3.3.2 kein funktionaler Zusammenhang zwischen der Verbund- und der Reibfestigkeit ermittelt werden konnte, kann auch an dieser Stelle keine allgemeingültige Formulierung des verschiebungsabhängigen Reibungsbeiwerts erfolgen. Der Verlauf der Verbundspannung-Verschiebungskurve muss daher anderweitig (z.B. wie hier durch Versuche) ermittelt werden, bevor dieser über die Subroutine in ein numerisches Modell eingebunden werden kann.
Beispielhaft wird im Folgenden eine Versuchsdurchführung von jeder Versuchsserie unter Ansatz einer individuellen Formulierung des Reibungsbeiwerts nachgerechnet. Um dabei das Spektrum der mit der Subroutine abbildbaren Verbundcharakteristiken darzustellen, werden für diese Simulationen Versuche ausgewählt, deren experimentell ermittelte Verbundspannung-Verschiebungskurven sich grundsätzlich in ihrer Form voneinander unterscheiden (vgl. Abbildung 4.23). Zur Implementierung des verschiebungsabhängigen Reibungsbeiwerts werden die Verläufe der gemessenen τ-u-Kurven auf die jeweilige Verbundfestigkeit normiert. Ab dem Erreichen der Verbundfestigkeit werden die normierten τ-u-Kurven möglichst präzise durch eine exponentielle Funktion oder ein Polynom approximiert (vgl. Abbildung 4.22). Diese funktionalen Zusammenhänge zwischen der normierten Verbundspannung und der Relativverschiebung (bzw. der Stepzeit) $\tau_{\mathrm{n}}(t_{\text{Push-out}})$ werden in der Subroutine als multiplikativer Anteil in der Berechnung des Reibungsbeiwerts berücksichtigt (vgl. Zeile 42 der Subroutine FRIC entsprechend Anhang D).
Unter Verwendung der Subroutine FRIC können die Bereiche größerer Relativverschiebungen der Push-out-Versuche in sehr guter Übereinstimmung wiedergegeben werden, wie die Diagramme in Abbildung 4.23 belegen. Dabei hat insbesondere die Güte der Approximation durch den funktionalen Zusammenhang eine signifikante Auswirkung auf die Genauigkeit der Ergebnisse. Mit der Subroutine können grundsätzlich verschiedene Verbundspannung-Verschiebungsverläufe nach dem Erreichen der Verbundfestigkeit abgebildet werden. In Abbildung 4.23 werden beispielhaft sowohl abfallende und ansteigende Kurvenverläufe sowie eine asymptotische Annäherung an eine konstante

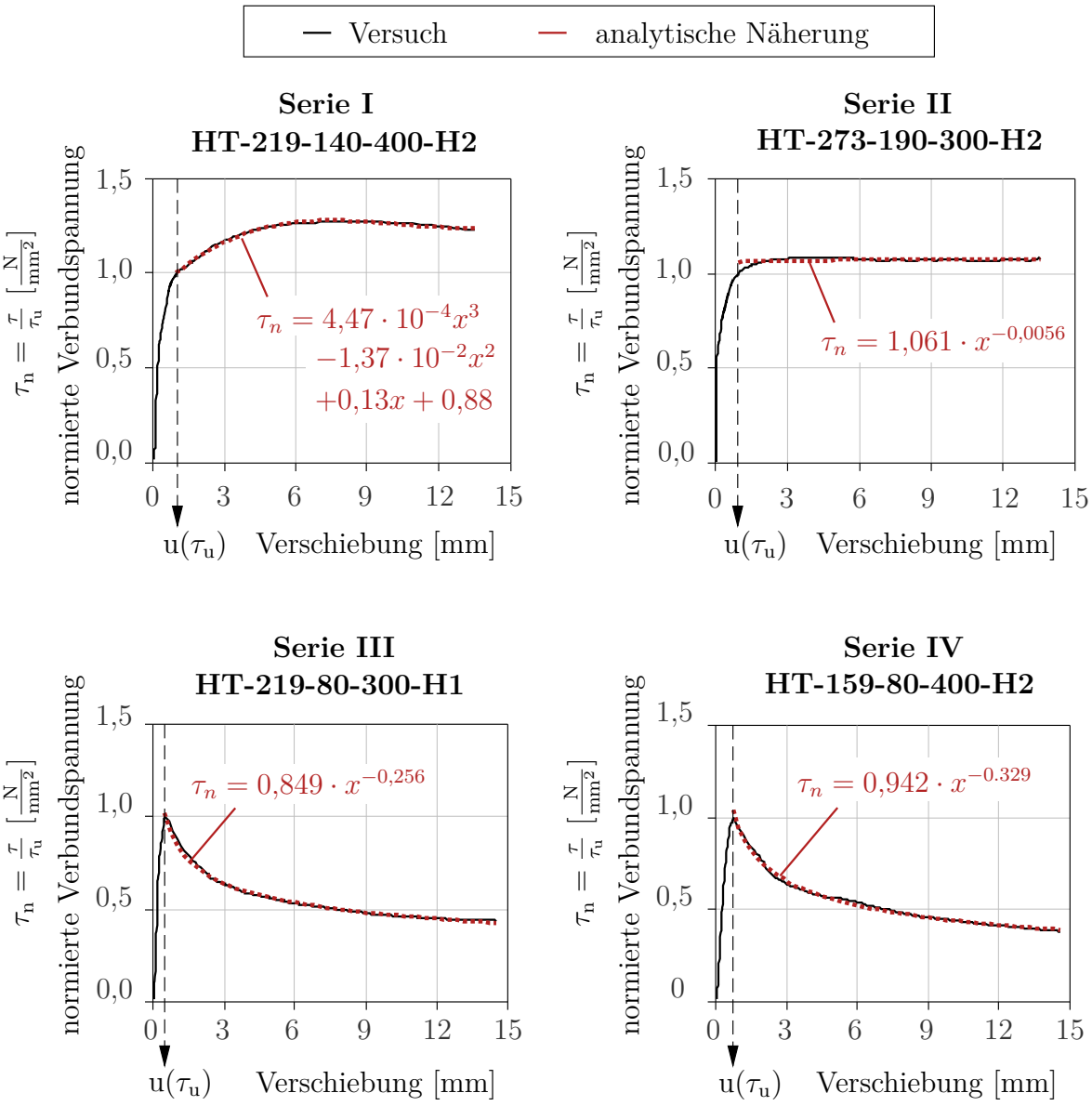


Abbildung 4.22: Beispielhafte Funktionsverläufe der normierten Verbundspannungen im Bereich großer Relativverschiebungen x zur Verwendung in der Subroutine FRIC

Reibfestigkeit dargestellt.

In der Regel ist der Bereich großer Relativverschiebungen zwischen den Querschnittskomponenten von AHPMS-Stützen für die baupraktische Anwendung von untergeordnetem Interesse. Große Relativverschiebungen werden zumeist durch die gewählte Lasteinleitungsart unterbunden. Wie in Abschnitt 2.2.3 beschrieben wurde, haben sich drei grundsätzlich unterschiedliche Arten der Lasteinleitung von AHPMS-Stützen etabliert. Bei Raumtemperaturbedingungen ist für keine dieser Lasteinleitungsarten mit einer großen Relativverschiebung der Querschnittskomponenten zu rechnen, sodass ein konstanter Reibungsbeiwert, der anhand von Gleichung (3.24) in Abhängigkeit der Quer-

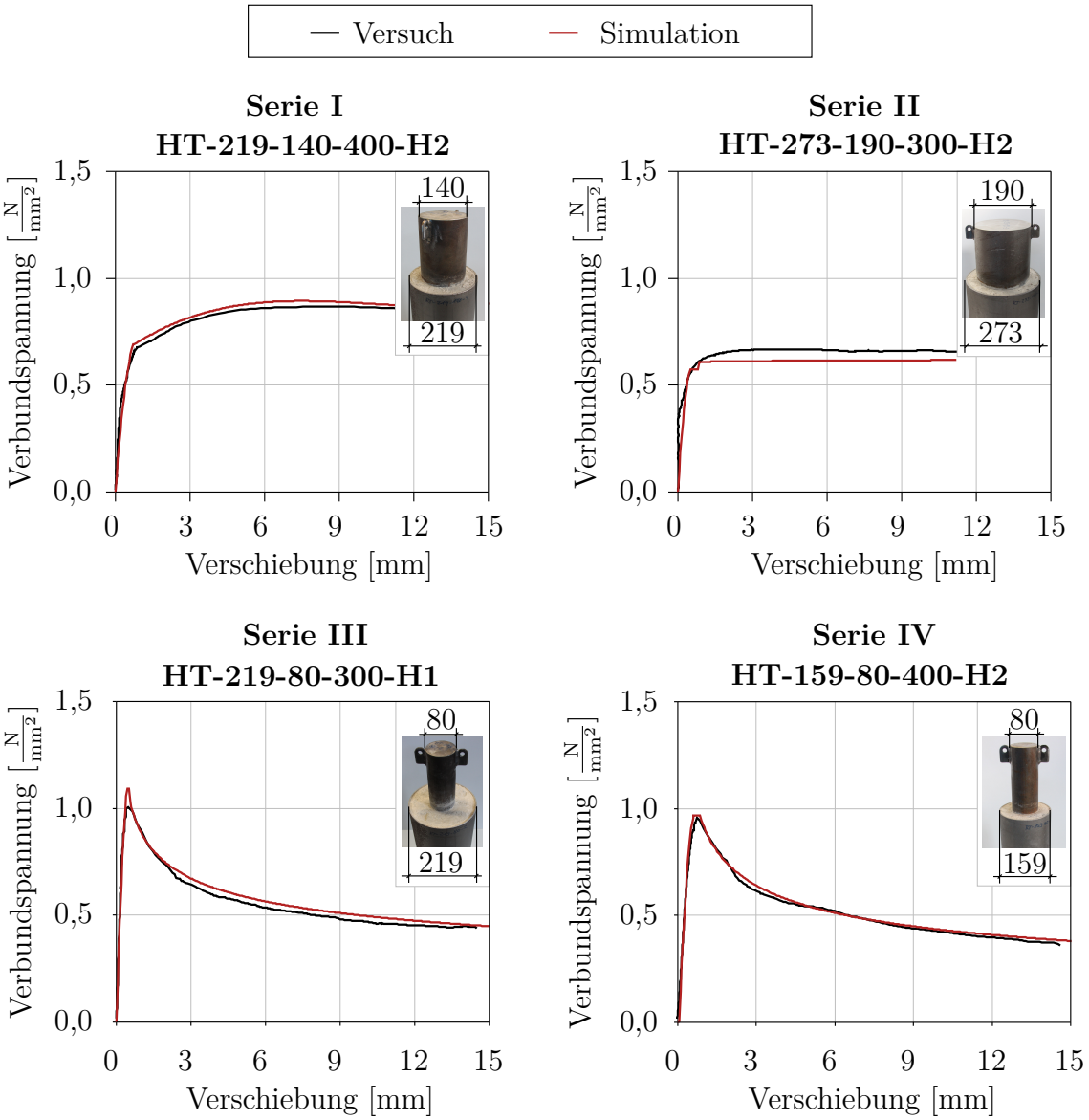


Abbildung 4.23: Gemessene und berechnete Verbundspannung-Verschiebungskurven von AHPMS-Proben bei hohen Temperaturen unter Verwendung der Subroutine FRIC

schnittsgeometrie ermittelt werden kann, für die Bemessung ausreicht. Im Brandfall können hingegen aufgrund der inhomogenen Temperaturfelder im Querschnitt und der einhergehenden höheren thermischen Dehnungen im Außenbereich der Stützen theoretisch durchaus Zustände eintreten, bei denen auch mit größeren Verschiebungen in der Verbundfuge zu rechnen ist. Ob diese Zustände eintreten, hängt dabei jedoch von der Höhe der einwirkenden Lasten, den geometrischen Abmessungen, der Lasteinleitungsart und den verwendeten Materialeigenschaften ab. Eine detaillierte Analyse, bei welchen Stützenabmessungen und -belastungen dies eintreten kann, erfolgt in Kapitel 5.

4.4.6 Anwendung der Subroutine FRIC zur Simulation der Push-out-Versuche bei Raumtemperaturbedingungen

In Ergänzung zu den bisherigen numerischen Untersuchungen wird im Folgenden die Anwendung der hergeleiteten mechanischen Kontaktformulierung sowie der Subroutine FRIC anhand der Push-out-Versuche bei Raumtemperaturbedingungen beschrieben. Die mechanische Kontaktformulierung wurde, wie in den voranstehenden Abschnitten beschrieben, auf Grundlage der Erkenntnisse zum Verbundverhalten von erwärmten AHPMS-Proben abgeleitet. Diese weisen eine signifikante Abhängigkeit der Verbundeigenschaften von den thermischen Dehnungen und dem Temperaturfeld auf. Hingegen wird das Verbundverhalten bei Raumtemperaturbedingungen entsprechend der Erkenntnisse der experimentellen Untersuchungen maßgeblich von den Querschnittsabmessungen beeinflusst und erfährt keine Beeinflussung durch thermisch induzierte Querschnittsverformungen. Daher ist die Eignung der hergeleiteten Kontaktformulierung und der Subroutine zur Abbildung des Verbundverhaltens bei Raumtemperaturbedingungen gesondert durch eine Gegenüberstellung mit den gemessenen τ-u-Kurven der RT-Serien nachzuweisen.

Zur Simulation der Push-out-Versuche bei Raumtemperaturbedingungen wird dasselbe dreidimensionale Modell wie in den voranstehenden Untersuchungen verwendet. In Abbildung 4.24 sind die berechneten Verbundspannung-Verschiebungskurven der vier Probekörper den gemessenen Kurven gegenübergestellt. Unter Verwendung der hergeleiteten Kontaktformulierung sowie der Subroutine FRIC können demzufolge auch die Push-out-Versuche an AHPMS-Stützen bei Raumtemperaturbedingungen in guter Übereinstimmung simuliert werden. Dabei impliziert die dreidimensionale Berechnung im FE-Programm unter Ansatz des *Concrete Damaged Plasticity*-Modells die Spannungs- und Verformungszustände infolge der Querkontraktion und der Umschnürungswirkung. Eine Implementierung unterschiedlicher Reibungsbeiwerte in Analogie zu der in Abschnitt 3.3 hergeleiteten Formel (Gleichung (3.24)), die die geometrischen Abmessungen des Querschnitts berücksichtigt, ist unter Verwendung der hergeleiteten Kontaktdefinition daher nicht notwendig, um das Verbundverhalten abzubilden.

Die gewählte Definition des Kontaktverhaltens in der Verbundfuge mittels einer *weichen* Kontaktbedingung unter Berücksichtigung der gemischten Form des Potentials nach Gleichung (4.12) weicht gegenüber den von anderen Forschergruppen verwendeten Definitionen ab (in der Regel werden *harte* Kontaktbedingungen angesetzt, vgl. Abschnitt 2.4.4). Daher ist eine Anpassung des üblicherweise verwendeten Reibungsbeiwerts erforderlich, um das reale Verbundverhalten in guter Näherung abzubilden. Unter Verwendung der *weichen* Kontaktformulierung und einem Reibungsbeiwert von $\mu = 0{,}6$ können die Verbundspannung-Verschiebungskurven der Versuche bei Raumtemperatur-

bedingungen in guter Übereinstimmung berechnet werden (s. Abbildung 4.24). Dabei ist der Reibungsbeiwert geringfügig höher als beispielsweise in den Simulationen von Hanswille und Lippes [42], die diesen zur Modellierung von AHPMS-Stützen mit $\mu = 0{,}5$ angeben. Da die gemessenen τ-u-Kurven der drei Versuchsdurchführungen je Versuchsserie bei Raumtemperaturbedingungen ähnliche Verläufe aufwiesen, können alle Versuche einer Versuchsreihe unter Annahme derselben verschiebungsabhängigen Abnahme des Reibungsbeiwerts in der Subroutine in guter Näherung nachgerechnet werden.

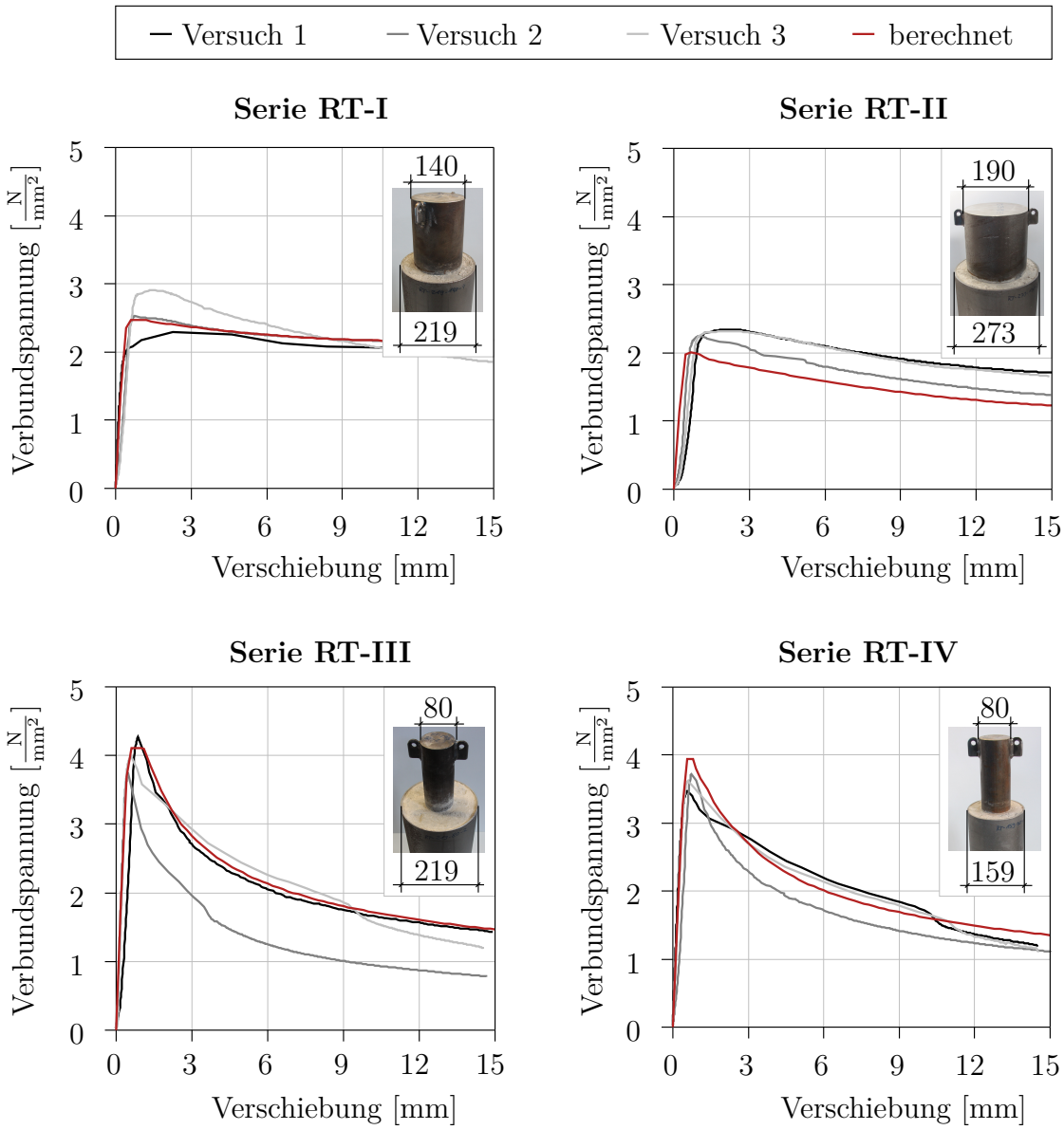


Abbildung 4.24: Gemessene und berechnete Verbundspannung-Verschiebungskurven von AHPMS-Proben bei Raumtemperaturbedingungen unter Verwendung der Subroutine FRIC

4.4.7 Erkenntnisse

Basierend auf den Ergebnissen der zuvor analysierten zweidimensionalen Simulationen wurden in diesem Abschnitt dreidimensionale Modelle der Push-out-Versuche an AHPMS-Stützen erstellt. Der Fokus der Untersuchungen lag dabei auf der Umsetzung der funktionalen Zusammenhänge zwischen den berechneten Spaltmaßen bzw. Druckspannungen in der inneren Verbundfuge infolge thermischer Einwirkungen in eine p-h-Definition, die den Normalendruck in der Verbundfuge beschreibt. Dabei dienten die zuvor anhand *harter* Kontaktbedingungen ermittelten charakteristischen Grenzwerte als Eingangswerte und wurden in eine *weiche* Kontaktformulierung übertragen. Unter Ansatz der Materialkennwerte nach DIN EN 1994-1-2 konnte eine bilineare p-h-Definition implementiert werden, auf Grundlage derer eine gute Übereinstimmung der berechneten und gemessenen Verbundfestigkeiten erzielt werden konnte. Die berechneten Verbundfestigkeiten lagen dabei innerhalb eines Streubands von $+0{,}22\,\frac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm}^2}$ bzw. $-0{,}15\,\frac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm}^2}$ um die gemessenen Werte. Damit wurde das Ziel erreicht, eine Kontaktformulierung zu entwickeln, die unabhängig von der untersuchten Querschnittsgeometrie, für beliebige thermische Einwirkungen und auf Grundlage etablierter Materialformulierungen angewendet werden kann.
Die numerische Simulation der Push-out-Versuche ermöglichte eine detaillierte Analyse der zeitlichen Entwicklung der berechneten Spaltmaße und Druckspannungen in beiden Verbundfugen der AHPMS-Probekörper. Diese verlaufen entgegengesetzt zueinander und weisen eine Abhängigkeit vom vorherrschenden Temperaturgradienten sowie der zugehörigen, temperaturabhängigen thermischen Ausdehnungskoeffizienten der Materialien auf. Ferner konnte anhand der numerischen Simulationen die Spannungsverteilung in der inneren Verbundfuge in verschiedenen Zuständen des Push-out-Versuchs analysiert werden. Dabei zeigte sich für Probekörper, die eine Homogenisierung der Querschnittstemperaturen erfahren, zu Beginn des Push-out-Versuchs eine gleichmäßige Verteilung der Spannungen in der Verbundfuge. Während der simulierten Relativverschiebung des Stahlkerns im AHPMS-Probekörper bildete sich hingegen am oberen Ende des Probekörpers ein Bereich erhöhter Spannungen aus. Diese Charakteristik ist darauf zurückzuführen, dass sich das freie Ende des Stahlkerns zuvor ungehindert thermisch ausgedehnt hat und im Zuge des Push-out-Versuchs in den weniger gedehnten AHPMS-Querschnitt hinein gedrückt wird. Je nach Ausprägung der unterschiedlichen thermischen Dehnungen treten in der Folge unterschiedlich hohe und lokal ausgeprägte Bereiche erhöhter Druckspannungen in der Verbundfuge auf. Bei einer stetig zunehmenden Erwärmung der Probekörper werden die Bereiche erhöhter Spannungen bereits vor dem Beginn des Push-out-Versuchs identifiziert, da die unterschiedlichen, thermischen Dehnungen in axialer Richtung ebenfalls Relativverschiebungen zwischen den Quer-

schnittskomponenten erzeugen.
Als Erweiterung des Modells wurden Materialkennwerte entsprechend des aktuellen Stands der Forschungen in das Modell integriert und eine modifizierte Formulierung der weichen Kontaktbedingungen hergeleitet. Insbesondere aufgrund der Definition des Betonverhaltens im Zugbereich sowie der Einführung einer Schädigung des Betons führten diese Simulationen verglichen mit dem Eurocode-basierten Modell zu größeren berechneten Spaltmaßen und identifizierten für alle Probekörper eine offene Verbundfuge. Die generelle Methodik der Ableitung des schematischen Verlaufs der Kontaktformulierung sowie charakteristischer Werte auf Grundlage eines zweidimensionalen Modells und der anschließenden Übertragung dieser auf ein dreidimensionales Modell mit *weichen* Kontaktbedingungen konnte auch für das modifizierte Modell genutzt werden. Die Simulationsergebnisse wiesen dabei aufgrund der veränderten Materialformulierungen eine Abhängigkeit des berechneten Verformungszustands und somit der Verbundfestigkeit von dem maximalen Temperaturgradienten der Probekörper während der Erwärmungsphase auf. In der Folge traten bei diesen Simulationen größere Abweichungen zwischen den berechneten und gemessenen Verbundfestigkeiten auf als unter Verwendung der Eurocode-basierten Materialkennwerte.
Mit der Implementierung der Subroutine FRIC wurde zudem eine individuelle Erweiterung des Coulombschen Reibgesetzes entwickelt, mit der das Verbundverhalten der Push-out-Versuche auch im Bereich großer Relativverschiebungen beschrieben werden kann. Dabei konnte sowohl für Raumtemperaturbedingungen als auch hohe Temperaturen gezeigt werden, dass die Subroutine generell geeignet ist, um sowohl abfallende als auch zunehmende und horizontal verlaufende τ-u-Kurven abzubilden. Entsprechend der Genauigkeit der Approximation der gemessenen τ-u-Verläufe konnten sehr gute Übereinstimmungen der berechneten und gemessenen Kurvenverläufe erzielt werden.
Auch die Push-out-Versuche, die im Rahmen dieser Arbeit bei Raumtemperaturbedingungen durchgeführt wurden, konnten auf Grundlage der entwickelten Kontaktdefinition sowie des Subroutine FRIC in guter Übereinstimmung nachgerechnet werden. Dabei ermöglicht die dreidimensionale Simulation die Berücksichtigung der Effekte infolge Querdehnungsbehinderung und Umschnürungswirkung in den AHPMS-Probekörpern, sodass das Verbundverhalten bei Raumtemperaturbedingungen unter Verwendung der hergeleiteten Kontaktdefinition in guter Näherung abgebildet werden kann.

4.5 Zusammenfassung und Schlussfolgerungen

Die numerischen Untersuchungen dieses Kapitels dienten der Analyse thermischer und mechanischer Effekte, die das experimentell beobachtete Verbundverhalten der AHPMS-Stützen beeinflussen, jedoch messtechnisch nicht erfasst werden konnten. Einleitend

wurde zunächst anhand zweidimensionaler, thermischer Analysen eine geeignete Formulierung der Wärmeübergangsbedingungen vom Ofenraum auf den Probekörper sowie im Inneren des Probekörpers ermittelt. Für die Simulationen der Push-out-Versuche, die in einem Elektroofen durchgeführt wurde, unterscheiden sich diese von den Kennwerten, die für Brandversuche auf Grundlage der ETK anzunehmen sind. Unter Berücksichtigung eines inneren Wärmeübergangskoeffizienten von 200 $\frac{W}{m^2K}$ und eines konvektiven Koeffizienten von 4 $\frac{W}{m^2K}$ wurde die beste Übereinstimmung zwischen den berechneten und gemessenen Temperaturverläufen ermittelt.
In zweidimensionalen, thermomechanisch gekoppelten Analysen wurde im Folgenden der dominierende Einfluss der Temperaturentwicklung und des Temperaturgradienten im Inneren der Querschnitte auf die berechneten Spaltmaße bzw. Druckspannungen in der inneren Verbundfuge nachgewiesen. Unter Berücksichtigung der Materialkennwerte nach DIN EN 1994-1-2 und der in den Versuchen gemessenen Querschnittstemperaturen konnte ein linearer Zusammenhang zwischen den berechneten Spaltmaßen bzw. Druckspannungen und den gemessenen Verbundfestigkeiten festgestellt werden. Dieser war unter Ansatz idealisierter, homogener Querschnittstemperaturen hingegen nicht zu erkennen. Eine wesentliche Erkenntnis dieser Untersuchungen ist demnach, dass die realitätsnahe Berechnung des inhomogenen Erwärmungsverhaltens einen signifikanten Einfluss auf die Genauigkeit weiterführender mechanischer Analysen hat.
Auf Grundlage der anhand der zweidimensionalen Modelle ermittelten Ergebnisse wurde im folgenden Abschnitt eine *weiche* Kontaktformulierung hergeleitet, die einen Zusammenhang zwischen dem Normalendruck in der Verbundfuge und dem Spaltmaß bzw. der Überschneidung der Elemente beschreibt. Die Übereinstimmung der experimentell ermittelten und numerisch berechneten Verbundfestigkeiten war dabei in einem Streuband von $+0{,}22\,\frac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm}^2}$ bzw. $-0{,}15\,\frac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm}^2}$ möglich. Die Besonderheit des entwickelten Kontaktmodells gegenüber anderen Formulierungen liegt darin, dass sie unabhängig von der untersuchten Querschnittsgeometrie der AHPMS-Probekörper und für beliebige thermische Einwirkungen allgemeingültig angewendet werden kann. Die berechnete Verbundfestigkeit ergibt sich dabei in der thermomechanischen Simulation allein infolge der Kontaktformulierung und berücksichtigt dabei die thermischen Dehnungen der Querschnittskomponenten, den dreidimensionalen Spannungszustand im Beton und den daraus entstehenden Gleichgewichtszustand in der Verbundfuge.
Die Betrachtung der Spannungszustände in den Verbundfugen von Probekörpern, die unterschiedlichen thermischen Einwirkungen ausgesetzt wurden, ermöglichte eine detaillierte Analyse der komplexen Kontakt- und Verbundmechanismen in AHPMS-Stützen. Dabei wurden insbesondere Bereiche erhöhter Spannungen am oberen Ende der Probekörper identifiziert, die sowohl infolge der Relativverschiebungen während des Push-out-Versuchs als auch infolge unterschiedlicher thermischer Dehnungen der Querschnittskomponenten resultieren.

Abschließend wurden zwei Erweiterungen des Modells beschrieben, im Zuge derer zum einen die Übertragbarkeit der angewendeten Methodik auf Modelle, denen innovative Materialformulierungen zugrunde liegen, nachgewiesen wurde und zum anderen der Bereich großer Relativverschiebungen in die Simulationen einbezogen wurde. Letzteres konnte durch die Implementierung einer individuellen Subroutine FRIC ermöglicht werden. Zur Beschreibung des experimentell beobachteten Verbundverhaltens der AHPMS-Probekörper im Bereich großer Relativverschiebungen wurde dazu eine verschiebungsabhängige Definition des Reibungskoeffizienten μ implementiert, die sowohl ansteigende, abfallende als auch nahezu konstant verlaufende Verbundspannung-Verschiebungskurven wiedergeben kann.
Die numerischen Simulationen dieses Kapitels haben zu einem wesentlichen Erkenntnisgewinn beigetragen, sodass das Verbundverhalten von AHPMS-Stützen unter verschiedenen Temperatureinwirkungen detailliert nachvollzogen werden kann. Dabei wurden das Temperaturfeld und die korrespondierenden thermischen Dehnungen als wesentliche Einflussfaktoren auf die Verbundfestigkeit identifiziert. In der Regel wird die Umschnürungswirkung durch das Hohlprofil bei hohen Temperaturen unwirksam und je nach Ausprägung der Querschnittsverformungen wird zum Teil auch die mikroskopische Verzahnung der Querschnittskomponenten reduziert. Diese Erkenntnisse sind insbesondere für die brandschutztechnische Bemessung von AHPMS-Stützen inklusive des Nachweises der Lasteinleitung relevant.
Für die praktische Anwendung wurde eine Methode aufgezeigt, mit der auf Grundlage einer zweidimensionalen, thermomechanisch gekoppelten Analyse des Querschnitts die Verbundfestigkeit bei hohen Querschnittstemperaturen prognostiziert werden und somit in Bemessungsverfahren berücksichtigt werden kann. Zudem konnte für die Verwendung in dreidimensionalen Berechnungen unter Berücksichtigung der Materialformulierungen nach DIN EN 1994-1-2 eine allgemeingültige Kontaktformulierung hergeleitet werden, um die Verbundfestigkeit in der FE-gestützten, mechanischen Berechnung von AHPMS-Stützen zu berücksichtigen und dabei eine gute Prognose des Verbundverhaltens zu erhalten. Auf Grundlage dieser beiden Erkenntnisse ist es nunmehr möglich, eine AHPMS-Stütze mit beliebigen geometrischen Abmessungen unter einer beliebigen thermischen Einwirkung dreidimensional zu modellieren und realitätsnahe, mechanische Kontaktbedingungen zu berücksichtigen. Sofern notwendig, kann auch die implementierte Subroutine FRIC ergänzend verwendet werden, um auch im Bereich großer Relativverschiebungen ein variables Verbundverhalten abzubilden.

5 Bemessungsansätze für das lokale und globale Tragverhalten von AHPMS-Stützen

5.1 Einleitung

Die experimentellen und numerischen Untersuchungen der vorliegenden Arbeit haben dazu beigetragen, das Verbundverhaltens von AHPMS-Stützen bei Raumtemperaturbedingungen und bei thermischen Einwirkungen im Detail zu analysieren. Im Folgenden werden diese Erkenntnisse für eine Anwendung in der Bemessung aufbereitet, um einen Transfer der Ergebnisse in die Praxis zu ermöglichen. Dabei werden sowohl die Auswirkungen auf das lokale als auch das globale Tragverhalten der Stützen betrachtet.
Für die lokale Bemessung der Schubübertragung im Lasteinleitungsbereich werden die Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen bei Raumtemperaturbedingungen in einen Bemessungswert der Verbundfestigkeit entsprechend Tabelle 6.6 der DIN EN 1994-1-1 überführt. Ein äquivalenter Ansatz für die Bemessung im Brandfall ist nicht sinnvoll, da die beschriebenen Untersuchungen gezeigt haben, dass die Verbundfestigkeit bei hohen Temperaturen maßgeblich vom Temperaturfeld und den einhergehenden thermischen Dehnungen abhängt. Da sich diese entsprechend der jeweiligen Querschnittsgeometrie und der thermischen Einwirkung unterscheiden, kann kein allgemeingültiger Bemessungswert ermittelt werden.
In Bezug auf die Bemessung im Brandfall werden gleichwohl vereinfachte Ansätze zur Berechnung der Stahlkerntemperatur sowie eine Methodik zur globalen Traglastermittlung entwickelt. Diese Methodik wird in Parameterstudien auf praxisübliche Querschnitte und Stützenlängen angewendet. Letzteres bildet die Grundlage für die Bewertung unterschiedlicher Lasteinleitungsarten sowie die Ermittlung zulässiger Lastausnutzungsgrade von AHMPS-Stützen unter Einbeziehung der brandschutztechnischen Bemessung. Abschließend werden Ergebnisse, die auf Grundlage des hergeleiteten, vereinfachten Verfahrens ermittelt wurden, den Ergebnissen von Brandversuchen aus der Literatur gegenübergestellt.

5.2 Bemessungswert der Verbundfestigkeit von AHPMS-Stützen bei Raumtemperaturbedingungen

Die Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen werden im Folgenden unter Zugrundelegung des Sicherheitskonzepts der Eurocodes aufbereitet, um für Raumtemperaturbedingungen einen Bemessungswert der Verbundfestigkeit in der inneren Verbundfuge von AHPMS-Stützen abzuleiten. Die Herleitung des Bemessungswertes ermöglicht es, das Verbundverhalten von AHPMS-Stützen in Analogie zum Vorgehen bei anderen Verbundstützenformen nach DIN EN 1994-1-1 in der Bemessung zu berücksichtigen. Insbesondere kann somit die Verbundwirkung im Nachweis der Kräfteverteilung im Lasteinleitungsbereich sowie im Nachweis der Längsschubtragfähigkeit entlang der restlichen Stützenlänge quantifiziert werden.
Für die Verbundwirkung bei Raumtemperaturbedingungen wurde in Abschnitt 3.3.2 ein analytischer Zusammenhang zwischen den Querschnittsabmessungen und der gemessenen Verbundfestigkeit hergeleitet (vgl. Gleichung (3.24)). Dieser basiert auf den gemessenen Daten sowie theoretischen Überlegungen, die die Proportionalität zwischen den geometrischen Abmessungen und der Verbundfestigkeit unter Einbeziehung der Umschnürungswirkung berücksichtigen.
Ergänzend zu dieser analytischen Beziehung, die charakteristische Werte der Verbundfestigkeit beschreibt, wird im Folgenden auf Grundlage des in Anhang D der DIN EN 1990 [147] beschriebenen Verfahrens ein Bemessungswert entsprechend Tabelle 6.6 der DIN EN 1994-1-1 ermittelt. Dieser vernachlässigt dabei die nachgewiesene Abhängigkeit der Verbundeigenschaften von AHPMS-Stützen von den geometrischen Abmessungen. Bei der Anwendung des Verfahrens nach DIN EN 1990 führt diese Abhängigkeit indessen dazu, dass sich die Wahl der untersuchten Querschnitte unmittelbar auf den berechneten Bemessungswert auswirkt. Die Einbeziehung des Fraktilenfaktors k_{n} in diesem Verfahren beruht hingegen auf der Annahme einer normalverteilten Zielvariablen. Dies ist durch die Abhängigkeit der Verbundfestigkeit von den Querschnittsabmessungen jedoch nicht gegeben. Die im Zuge dieser Arbeit untersuchten Querschnitte repräsentieren praxisübliche Stahlkerndurchmesser sowie Verhältnisse der Stahlkern- und Stahlhohlprofildurchmesser. Entsprechend der Erkenntnisse in Abschnitt 3.3.2 spiegeln sie daher die wesentlichen Einflussfaktoren auf die Verbundfestigkeit praxisnah wider. Somit kann eine erste, auf Versuchsdaten basierende Abschätzung des Bemessungswertes der Verbundfestigkeit erfolgen. Um die Eignung des so ermittelten Bemessungswertes zu stützen, sind gleichwohl zukünftig ergänzende Untersuchungen an weiteren Probekörpergeometrien notwendig. Insbesondere sind dabei Probekörper größerer Durchmesser und Betondeckungen einzubeziehen, um den praktischen Anwendungsbereich von AHPMS-Stützen abzubilden und zu erweitern. Um die Abhängigkeit der Verbundfestigkeit von

den geometrischen Abmessungen stochastisch in die Berechnung eines einzelnen Bemessungswertes einfließen zu lassen, sind umfangreichere Versuchsreihen notwendig.
Unter Berücksichtigung der vorgenannten Randbedingung wird im Folgenden ein Bemessungswert der Verbundfestigkeit für die innere Verbundfuge von AHPMS-Stützen ermittelt. Die Grundlage dazu bilden die zwölf Versuchsergebnisse der Serien I-PLb, II, III und IV bei Raumtemperaturbedingungen, die unter identischen Bedingungen hinsichtlich der dynamischen Vorbelastung untersucht wurden. Die gemessenen Verbundfestigkeiten werden im Folgenden nach dem in Anhang D der DIN EN 1990 beschriebenen Verfahren in einen Bemessungswert umgerechnet. Dieser definiert unter Berücksichtigung des Stichprobenumfangs einen 5%-Fraktilwert der Verbundfestigkeit und kann beispielsweise für den Nachweis der Lasteinleitung und der Längsschubtragfähigkeit verwendet werden.
Zunächst wird der Variationskoeffizient der Stichprobe nach Abschnitt D.7 der DIN EN 1990 aus den Versuchsdaten ermittelt, da dieser nicht aus Vorinformationen bekannt ist. Dazu werden die quadratischen Abweichungen der gemessenen Verbundfestigkeiten vom Mittelwert der Verbundfestigkeit berechnet. Der Mittelwert liegt für die zwölf betrachteten Versuche bei $m_\mathrm{x} = 3{,}08\,\frac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm}^2}$. Die Standardabweichung s_x wird nach Gleichung (5.1) aus der Summe der quadratischen Abweichungen und der Anzahl der durchgeführten Versuche berechnet und unter Einbeziehung des Mittelwerts nach Gleichung (5.2) in den Variationskoeffizienten V_x überführt.

$$s_\mathrm{x}^2 = \frac{1}{n-1}\sum_i (x_\mathrm{i} - m_\mathrm{x})^2 = 0{,}65\,(\frac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm}^2})^2 \tag{5.1}$$

$$V_\mathrm{x} = \frac{s_\mathrm{x}}{m_\mathrm{x}} = 0{,}26\,\frac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm}^2} \tag{5.2}$$

Der Zeile „V_x unbekannt“ in Tabelle D.1 der DIN EN 1990 folgend beträgt der zugehörige Fraktilenfaktor für charakteristische Werte k_n bei 12 durchgeführten Versuchen 1,92. Die Ermittlung des Bemessungswerts der Verbundfestigkeit erfolgt schließlich nach Gleichung (5.3) unter Einbeziehung des Teilsicherheitsbeiwerts γ_m sowie des Umrechnungsfaktors η_d.

$$\tau_\mathrm{Rd} = \frac{\eta_\mathrm{d}}{\gamma_\mathrm{m}} m_\mathrm{x}(1 - k_\mathrm{n} V_\mathrm{x}) = 1{,}02 \approx 1{,}00\,\frac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm}^2} \tag{5.3}$$

In dieser Berechnung wird der Teilsicherheitsbeiwert γ_m in Anlehnung an den Beiwert für Beton zu 1,5 gesetzt, da mit der gleichen Streuung der Materialkennwerte in Verbundbauteilen zu rechnen ist. Der Umrechnungsfaktor η_d wird in der Berechnung nach Gleichung (5.3) mit 1,0 angenommen. Letzteres stützt sich zum einen darauf, dass aufgrund der realmaßstäbigen Querschnitte der Versuchskörper keine Umrechnung der geometrischen Bedingungen erfolgen muss. Zum anderen wurde die verwendete

Versuchsdurchführung in Analogie zu etablierten Verfahren – wie z.B. den äquivalenten Versuchen an AHP-Stützen nach Roik [92] oder den Versuchen für Verbundmittel nach Anhang B der DIN EN 1994-1-1 – durchgeführt.
Der ermittelte Bemessungswert $\tau_{\mathrm{Rd}} = 1{,}00 \frac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm}^2}$ der Verbundfestigkeit von AHPMS-Stützen liegt deutlich über den äquivalenten Werten anderer Querschnittsformen nach DIN EN 1994-1-1. Der höchste in dieser Norm erfasste Bemessungswert der Verbundfestigkeit beträgt im Vergleich dazu nur $0{,}55 \frac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm}^2}$ und ist für ausbetonierte, kreisförmige Hohlprofile anwendbar. Der signifikant höhere Bemessungswert für AHPMS-Stützen spiegelt die positive Wirkung der Querdehnungsbehinderung des Stahlkerns, des dreidimensionalen Spannungszustands im Beton und der Umschnürungswirkung des Stahlhohlprofils auf die Verbundeigenschaften in der inneren Verbundfuge wider.
Die geringen Standardabweichungen in der statistischen Auswertung der zwölf betrachteten Versuche bei Raumtemperaturbedingungen in Tabelle 5.1 unterstreichen, dass die gemessenen Verbundfestigkeiten je Versuchsserie eine geringe Streuung und somit eine hohe Reproduzierbarkeit aufweisen. Folglich resultieren unterschiedliche Verbundfestigkeiten insbesondere aus den verschiedenen geometrischen Proportionen. Anstelle der Definition eines einzelnen Bemessungswertes würde demnach eine Bemessungsformel zur Berechnung der Verbundfestigkeit in Abhängigkeit der Querschnittsabmessungen in Analogie zu Gleichung (3.24) zu genaueren und somit wirtschaftlicheren Ergebnissen führen. Zur Herleitung einer entsprechenden Bemessungsformel sind jedoch deutlich umfangreichere experimentelle Untersuchungen notwendig, als im Zuge dieser Arbeit durchgeführt wurden.
Die Bestimmung des Bemessungswertes ermöglicht es, die Verbundfestigkeit quantitativ in der Berechnung des lokalen Tragverhaltens von AHPMS-Stützen im Lasteinleitungsbereich zu berücksichtigen. Ein Teil der Schubkräfte kann demnach bei Raumtemperaturbedingungen durch die Verbundwirkung zwischen Stahlkern und Beton übertragen werden. Dieser Anteil darf unter Berücksichtigung der Verformungszustände additiv zur gegebenenfalls vorhandenen Schubübertragung mittels Verbundmitteln berücksichtigt

Tabelle 5.1: Statistische Auswertung der gemessenen Verbundfestigkeiten von AHPMS-Probekörpern bei Raumtemperaturbedingungen

Serie	Gemessene Verbundfestigkeiten τ_{u} $[\frac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm}^2}]$	Mittelwert μ_{x} $[\frac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm}^2}]$	Summe der Fehlerquadrate $\sum (x_{\mathrm{i}} - \mu_{\mathrm{x}})^2$ $[\frac{\mathrm{N}^2}{\mathrm{mm}^4}]$	Standardabweichung s_{x} $[\frac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm}^2}]$
I-PLb	2,09 / 2,53 / 2,84	2,49	0,29	0,38
II	2,15 / 2,24 / 2,25	2,21	0,01	0,05
III	4,27 / 3,74 / 3,98	4,00	0,14	0,27
IV	3,47 / 3,72 / 3,63	3,61	0,03	0,13

werden und reduziert somit rechnerisch die notwendige Anzahl der Verbundmittel. Übertragen auf die in Abschnitt 2.2.3 beschriebenen, etablierten Lasteinleitungsarten kann unter Berücksichtigung der Verbundwirkung beispielsweise die Anzahl von Verbunddübeln bei einer Lasteinleitung in den Beton reduziert werden oder aber beim Einsatz von Stahlformstücken für die Lasteinleitung die Schubübertragung zwischen dem Stahlkern und dem umgebenden Beton entlang der Lasteinleitungslänge quantifiziert werden. Somit ist es bei letzterer Lasteinleitungsart gegebenenfalls möglich auf den häufig praktizierten Einsatz von Distanzblechen zu verzichten, die explizit zur Schubübertragung dimensioniert werden.

5.3 Übertragung der Erkenntnisse auf das globale Tragverhalten im Brandfall unter Berücksichtigung verschiedener Lasteinleitungsarten

Die Erkenntnisse aus den experimentellen und numerischen Untersuchungen dieser Arbeit werden an dieser Stelle hinsichtlich ihrer Auswirkungen auf das globale Stützenverhalten im Brandfall unter Berücksichtigung unterschiedlicher, etablierter Lasteinleitungsarten reflektiert. Dabei wird in Ergänzung zu den bisherigen Untersuchungen auch das Dehnungsverhalten der Querschnittskomponenten in der axialen Stützendimension berücksichtigt und vor dem Hintergrund der einwirkenden mechanischen Belastung analysiert. Die Analysen münden in eine Bewertung der etablierten Lasteinleitungsarten von AHPMS-Stützen hinsichtlich der Notwendigkeit der Anordnung zusätzlicher Verbundmittel für den lokalen Nachweis der Lasteinleitung bei Raumtemperaturbedingungen sowie im Brandfall.
In Bezug auf das Zusammenwirken der Querschnittskomponenten und das Tragverhalten von AHPMS-Stützen treten den Erkenntnissen der experimentellen Untersuchungen zufolge elementare Unterschiede zwischen Raumtemperaturbedingungen und hohen Temperaturen auf. Bei Raumtemperaturbedingungen konnte in den experimentellen Untersuchungen sowie den theoretischen Herleitungen in Abschnitt 3.3.2 ein signifikanter Einfluss der Querdehnungsbehinderung des Stahlkerns durch den Beton und das Stahlhohlprofil sowie die Umschnürungswirkung des Stahlhohlprofils auf die Verbundfestigkeit nachgewiesen werden. Infolgedessen ist die Verbundfestigkeit von AHPMS-Stützen deutlich höher als bei anderen Verbundquerschnittsformen. Die Anordnung des Betons zwischen dem Stahlhohlprofil und dem Stahlkern bewirkt dabei in zweierlei Hinsicht einen vorteilhaften Beitrag zur Tragfähigkeit der Stütze. Einerseits entsteht bei mechanischer Belastung ein dreidimensionalen Spannungszustand im Beton, wodurch die Betondruckfestigkeit gegenüber der uniaxialen Festigkeit ansteigt. Andererseits werden

durch die Anordnung des Stahlhohlprofils Anteile aus dem Trocknungs- und Kapillarschwinden unterbunden, wodurch das Schwindmaß des Betons insgesamt minimiert wird. Dies wirkt sich vorteilhaft auf die Verbundwirkung und somit die Tragfähigkeit der Stütze aus.

Die Untersuchungen bei hohen Temperaturen bestätigen hingegen, dass der vorteilhafte Tragmechanismus, der aus der Umschnürung des Betons resultiert, im Brandfall aufgrund der thermischen Dehnungen des Stahlhohlprofils nicht vorhanden ist. Der traglast- und verbundfestigkeitssteigernde Effekt geht dabei bereits kurzfristig nach Beginn der thermischen Einwirkung verloren, da das Stahlhohlprofil unmittelbar der thermischen Einwirkung ausgesetzt ist. Wie die Untersuchungen der vorliegenden Arbeit ferner gezeigt haben, bestimmen im weiteren Verlauf der thermischen Einwirkung das Temperaturfeld im Inneren der Stütze und die einhergehenden thermischen Dehnungen wesentlich das Zusammenwirken der Querschnittskomponenten. Dabei hat die Analyse der Messdaten der Versuchsserie HT-I-G unter Einwirkung unterschiedlicher Temperaturgradienten im Querschnitt ergeben, dass bereits bei dem maximal im Elektroofen erzeugbaren Temperaturgradienten zu Beginn des Push-out-Versuchs ($\Delta\theta = 402\,\mathrm{K}$ bei Erreichen von $\theta_{\mathrm{Kern}} = 300\,^{\circ}\mathrm{C}$, vgl. Abbildung 5.1) kaum eine messbare Verbundwirkung verbleibt. In den numerischen Simulationen in Abschnitt 4.3.3 wurde ein zugehöriges

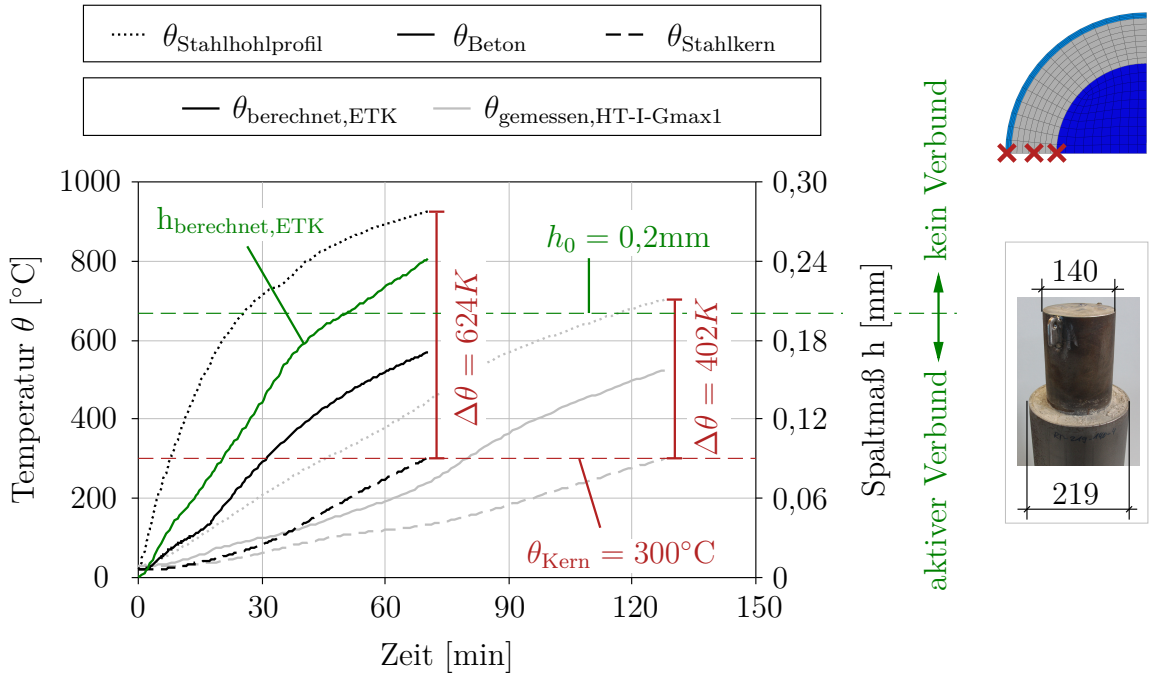


Abbildung 5.1: Gemessene Querschnittstemperaturen und korrespondierendes Spaltmaß h_0 des Probekörpers HT-I-Gmax1 bei maximaler Aufheizgeschwindigkeit des Elektroofens sowie berechnete Temperaturen und Spaltmaß desselben Querschnitts unter Einwirkung der ETK bis zum Erreichen derselben Verbundfugentemperatur

Spaltmaß von $h_0 = 0{,}2\,\text{mm}$ identifiziert, ab dessen Überschreitung keine Schubspannungen mehr in der Verbundfuge übertragen werden.
Eine vergleichende, thermomechanisch gekoppelte Simulation desselben Querschnitts unter Ansatz einer thermischen Einwirkung entsprechend der ETK resultiert beim Erreichen einer Stahlkerntemperatur von 300 °C (nach 70 Minuten)in einem noch höheren Temperaturgradienten von $\Delta\theta = 624\,\text{K}$ und folglich größeren Spaltmaßen im Querschnitt als unter maximaler Aufheizgeschwindigkeit des Elektroofens (s. Abbildung 5.1). Das berechnete Spaltmaß in der inneren Verbundfuge beträgt unter Einwirkung der ETK zu diesem Zeitpunkt 0,24 mm. Beim Erreichen üblicher geforderter Feuerwiderstandsdauern von 60 oder 90 Minuten betragen die Spaltmaße 0,22 bzw. 0,29 mm. Unter Einbeziehung der Ergebnisse aus Abschnitt 4.3.3 ist für diesen Querschnitt demnach beim Erreichen relevanter Feuerwiderstandsdauern keine Schubübertragung zwischen dem Stahlkern und dem Beton möglich. Diese Beobachtung ist äquivalent auf alle im Zuge dieser Arbeit untersuchten Querschnitte übertragbar.
Ein Zusammenwirken der Querschnittskomponenten kann folglich unter Einwirkung der ETK nicht auf Grundlage der Verbundwirkung, sondern lediglich unter Einsatz von Verbundmitteln auftreten. Der Einsatz von Verbundmitteln ist in AHPMS-Stützen jedoch möglichst zu vermeiden, um eine besonders wirtschaftliche Konstruktionsart zu erzielen. Ohne zusätzliche Verbundmittel treten in AHPMS-Stützen bei einer thermischen Einwirkung entsprechend der ETK demnach üblicherweise Verformungszustände auf, die keine Verbundwirkung in der inneren Verbundfuge zulassen. In diesem Fall wirken die Querschnittskomponenten der Stütze im Brandfall nicht als Verbundquerschnitt zusammen. Für die in Abschnitt 2.2.3 beschriebenen, etablierten Lasteinleitungsarten wirkt sich diese Feststellung wie folgt auf das globale Tragverhalten aus:
Unter Verwendung einer starren Kopfplatte zur Lasteinleitung verteilen sich die einwirkenden Lasten bei Raumtemperaturbedingungen entsprechend der jeweiligen Steifigkeiten auf alle Querschnittskomponenten. Im Brandfall können aufgrund der Erwärmung der äußeren Querschnittskomponenten grundsätzlich auch (Zwischen-)Tragzustände auftreten, in denen die Kopfplatte partiell von den innen liegenden, kälteren Querschnittskomponenten abgehoben wird und folglich eine gänzlich andere Aufteilung der Lasten im Querschnitt resultiert. Aus Brandversuchen an AHP-Stützen ist dieses Phänomen hinlänglich bekannt (z.B. FRISCC-Forschungskonsortium [36], Espinós [32], Roik [90]). Grundsätzlich sind diese Zustände nicht wünschenswert, da sie üblicherweise mit einem plötzlichen, lokalen Versagen des Stahlhohlprofils beim Erreichen der temperaturreduzierten Tragfähigkeit des Rohres einhergehen. Diese Versagenszustände sind in ihrer Ausprägung kaum vorhersehbar, können unter Umständen ein globales Stützenversagen initiieren und sollten folglich konstruktiv vermieden werden.
Da sich das charakteristische Tragverhalten von AHP- und AHPMS-Stützen – wie in Abschnitt 2.2.2 beschrieben – signifikant in Bezug auf die Traglastanteile der Quer-

schnittskomponenten unterscheidet, ist dies auch bei der Analyse des Tragverhaltens im Brandfall bei einer Lasteinleitung mittels einer Kopfplatte zu berücksichtigen. Ein unerwünschtes Abheben der Kopfplatte vom Stahlkern infolge thermischer Dehnungen kann nur auftreten, wenn die momentane plastische Tragfähigkeit des Stahlhohlprofils ausreicht, um die einwirkenden Lasten zeitweise alleine abzutragen. Um zu einer quantitativen Aussage bezüglich des möglichen Auftretens dieses Zustands zu gelangen, wird im Folgenden eine Parameterstudie durchgeführt. Darin wird die plastische Normalkrafttragfähigkeit des Stahlhohlprofils bei Raumtemperaturbedingungen $N_{\mathrm{pl,Rohr,20°C}}$ der Bemessungstraglast der AHPMS-Stützen $N_{\mathrm{b,Verb,20°C}}$ auf Grundlage des vereinfachten Verfahrens nach DIN EN 1994-1-1 gegenübergestellt. Das Verhältnis dieser beiden Werte identifiziert den maximalen Lastausnutzungsgrad der Stützen, bis zu dem rechnerisch ein Ablösen der Kopfplatte von den inneren Querschnittskomponenten möglich ist. Da sich die plastische Tragfähigkeit des Stahlhohlprofils infolge der thermischen Einwirkung im Brandfall in Realität schnell reduziert, stellt diese Gegenüberstellung in Hinblick auf das Eintreten kritischer Zwischenzustände eine konservative Grenzwertbetrachtung dar. Unter realen Bedingungen ist folglich sogar bereits bei geringeren Lastausnutzungsgraden ein Abheben der Kopfplatte rechnerisch ausgeschlossen.
In die Parameterstudie werden die in Tabelle 5.2 aufgelisteten, geometrischen Parametervariationen einbezogen, die auf Grundlage der Sichtung der Anwendungsbeispiele in Abschnitt 2.2.1 den Großteil des praktischen Anwendungsbereichs von AHPMS-Stützen beinhalten. Es ergeben sich somit 255 zu untersuchende Querschnittskombinationen. Für die Berechnungen der Parameterstudie werden zwei verschiedene Geschosshöhen zugrunde gelegt, wobei die erste eine Höhe in einem Regelgeschoss repräsentiert und die zweite eine übliche Situation eines Eingangsbereichs in einem Hochhaus – ähnlich eines kleinen Atriums – beschreibt. Nach Cohrs [25] kann für die erste Situation eine charakteristische Stützenlänge von 3,40 m und für die zweite eine Stützenlänge von 8,40 m angesetzt werden. Um den Umfang der Parameterstudie zu beschränken, werden alle Berechnungen mit denselben, im Folgenden benannten Materialfestigkeiten durchgeführt. Aus Gesprächen mit Herstellern von Verbundstützen ist der Verfasserin dieser Arbeit

Tabelle 5.2: Berücksichtigte Variationen der geometrischen Abmessungen für die Parameterstudien

Parameter	Variationen
Betondeckung [mm]	20 / 35 / 50 / 65 / 80
Kerndurchmesser [mm]	50 / 60 / 70 ... 540 / 550
Außendurchmesser Rohr [mm]	≤ 720
Rohrwanddicke [mm]	5
Stützenlänge [m]	3,40 / 8,40

bekannt, dass in der überwiegenden Anzahl von Projekten Stahlhohlprofile der Güte S235 und Kernprofile der Güte S355 für den Einsatz von AHPMS-Stützen verwendet werden. Ebenso werden in der Regel normalfeste Betone eingesetzt. Im Rahmen der experimentellen Untersuchungen und auch der folgenden Parameterstudie wurde bzw. wird darauf basierend die charakteristische Betonfestigkeitsklasse C30/37 verwendet. Zudem wird der Umfang der Parameterstudie dahingehend eingeschränkt, dass lediglich Parameterkombinationen berücksichtigt werden, die nach DIN EN 1994-1-1 eine Traglast der AHPMS-Stütze bei Raumtemperaturbedingungen von mindestens 2 MN ergeben. Diese Einschränkung schließt sehr kleine Querschnitte mit geringen Betondeckungen sowie Querschnitte mit großer Betondeckung und sehr kleinem Stahlkerndurchmesser aus. Diese haben in der Praxis keine Relevanz, da für geringere Lasten andere Querschnittsformen präferiert eingesetzt werden.

Für die Berechnung der Traglast der AHPMS-Stütze nach DIN EN 1994-1-1 wird im Zuge der Parameterstudie unterstellt, dass es sich um ein mittleres Geschoss in einem ausgesteiften Tragwerk handelt und bei Raumtemperaturbedingungen ein Knicklängenbeiwert $\beta = 1{,}0$ anzusetzen ist. Nach Hanswille [41] wird die Knickspannungslinie „d“ der Berechnung zugrunde gelegt, um den Einfluss der ausgeprägten Eigenspannungen in massiven Stahlkernen zu berücksichtigen (vgl. Abschnitt 2.2.2). Ferner wird in der Berechnung eine dickenabhängige Streckgrenze des Stahlkerns nach DIN EN 10025-2 [144] angesetzt. Demnach reduziert sich die Streckgrenze in Abhängigkeit des Kerndurchmessers von 355 $\frac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm}^2}$ auf 265 $\frac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm}^2}$ für Durchmesser größer als 250 mm. Für die Bemessung der Verbundstütze wird der effektive Elastizitätsmodul des Betons mit $E_{\mathrm{c,eff}} = 0{,}57 \cdot E_{\mathrm{cm}}$ angesetzt. Dies beinhaltet die Annahme, dass die gesamte einwirkende Normalkraft ständig wirkt, was im Zuge der Bemessung und der Parameterstudie zu konservativen Ergebnissen führt. Die Kriechzahl des Betons wird unter Berücksichtigung der Anmerkung nach DIN EN 1994-1-1 ermittelt, wonach die nach DIN EN 1992-1-1 [157] berechnete Kriechzahl für ausbetonierte Hohlprofile auf 25 % abgemindert werden darf.

Die Berechnungsergebnisse der Parameterstudie sind in Abbildung 5.2 als dreidimensionale Flächen visualisiert, wobei jeweils eine Fläche für jede der beiden untersuchten Stützenlängen dargestellt ist. Als wesentliche Parameter sind der Stahlkerndurchmesser sowie die Betondeckung auf der Abszissen- bzw. Ordinatenachse dargestellt. Auf der Applikate ist das Verhältnis $\xi = \frac{N_{\mathrm{pl,Rohr,20°C}}}{N_{\mathrm{b,Verb,20°C}}}$ der plastischen Tragfähigkeit des Stahlhohlprofils zur Tragfähigkeit der Verbundstütze bei Raumtemperaturbedingungen aufgetragen. Anhand der dreidimensionalen Darstellung wird deutlich, dass der Stahlkerndurchmesser den maßgebenden Parameter in dieser Betrachtung beschreibt, wohingegen die Betondeckung – und somit der Anteil des Betons an der Gesamttragfähigkeit – einen sekundären Einfluss auf das Verhältnis ξ hat. Die dargestellten Flächen visualisieren ferner, dass die plastische Tragfähigkeit des Stahlhohlprofils im betrachteten

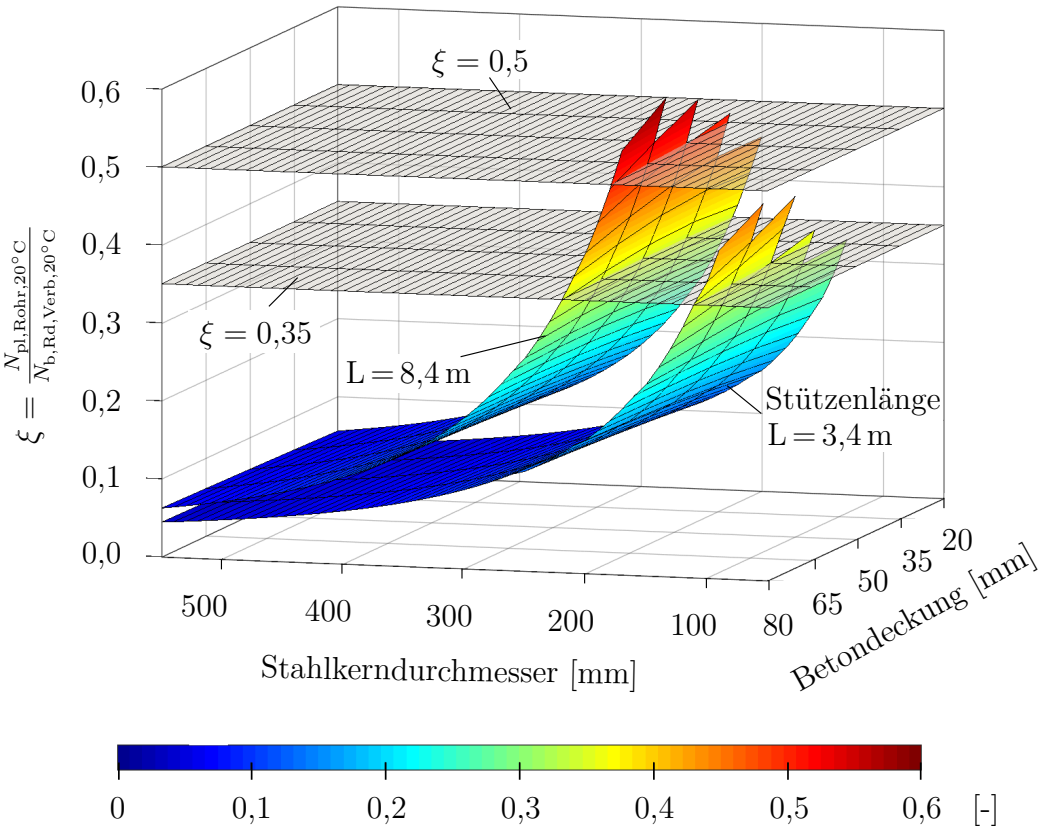


Abbildung 5.2: Verhältnis der plastischen Tragfähigkeit des Stahlhohlprofils zur Tragfähigkeit der AHPMS-Stütze bei Raumtemperaturbedingungen nach DIN EN 1994-1-1 [153] in Abhängigkeit der Querschnittsabmessungen

Parameterbereich fast ausschließlich und größtenteils sehr deutlich unterhalb von 50 % (für 8,40 m lange Stützen) bzw. 35 % (für 3,40 m lange Stützen) der Tragfähigkeit der Verbundstütze liegt. Die Kurven stellen dabei den Grenzwert des maximalen Lastausnutzungsgrades dar, bei dem rechnerisch ein Ablösen der Kopfplatte vom Stahlkern auftreten kann. Dies ist gleichbedeutend damit, dass unter den zuvor genannten Randbedingungen ein Ablösen der Kopfplatte bei AHPMS-Stützen in Regelgeschossen, die zu mehr als 35 % ihrer Bemessungstraglast bei Raumtemperaturbedingungen ausgenutzt werden, nicht eintreten kann. Für Stützen mit einer Stützenlänge von 8,40 m kann ein Abheben der Kopfplatte ab Ausnutzungsgraden von ca. 50 % rechnerisch ausgeschlossen werden. Da diese Lastausnutzungsgrade in der Praxis aus wirtschaftlichen Gründen selten unterschritten werden, kann das temporäre Abheben einer Kopfplatte im Brandfall in der Regel für AHPMS-Stützen ausgeschlossen werden. Zudem basiert die Parameterstudie, wie zuvor beschrieben, auf einer konservativen Berechnung unter Berücksichtigung der plastischen Tragfähigkeit des Stahlhohlprofils ohne temperaturreduzierte Materialkennwerte, sodass das Verhältnis ξ effektiv niedriger ist.
Folglich ist im Brandfall praktisch kein Abheben der Kopfplatte und keine einhergehende

Lastumverteilung im Querschnitt zu erwarten, die für die Ausbildung des Lasteinleitungsbereichs bemessungstechnisch berücksichtigt werden muss. Bei einer Lasteinleitung in AHPMS-Stützen über eine starre Kopfplatte ist demnach auch im Brandfall davon auszugehen, dass alle Querschnittsteile zu jedem Zeitpunkt entsprechend ihrer (reduzierten) Materialeigenschaften am Lastabtrag beteiligt sind.
Gegenüber Raumtemperaturbedingungen steigt bei einer Lasteinleitung über eine starre Kopfplatte im Brandfall der prozentuale Anteil der Tragfähigkeit des Stahlkerns an der Gesamttragfähigkeit der Stütze aufgrund der thermisch reduzierten Materialeigenschaften stetig an. Entsprechend der Erkenntnisse der vorigen Untersuchungen wirken die Querschnittskomponenten unter Einwirkung der ETK ohne die Anordnung von ergänzenden Verbundmitteln dabei nicht mehr als Verbundquerschnitt zusammen, sondern als Einzelbauteile (im Folgenden: *Stahlhohlprofilstütze*, *Betonringstütze*, *Stahlkernstütze*).
Der Beitrag der *Stahlhohlprofilstütze* an der Tragfähigkeit der AHPMS-Stütze wird beim Erreichen relevanter Feuerwiderstandsdauern von mindestens 90 Minuten als vernachlässigbar klein angesehen. Die *Betonringstütze* trägt entsprechend ihrer temperaturreduzierten – aufgrund des Wegfalls der Umschnürungswirkung nunmehr uniaxialen – Festigkeit und Steifigkeit zum Lastabtrag bei. Mangels Bewehrung oder anderweitiger Komponenten, die Zugbeanspruchungen aufnehmen können, ist die *Betonringstütze* jedoch besonders empfindlich gegenüber Zugbeanspruchungen infolge Verformungen der Stütze und trägt daher nur bis zum Erreichen ihrer (geringen) Biegezugfestigkeit Lasten ab. Bei der Lasteinleitungsart über eine Kopfplatte kann dennoch theoretisch eine additive Tragfähigkeitsberechnung der *Betonringstütze* und der *Stahlkernstütze* erfolgen. Da der Beton infolge seiner Anordnung im Querschnitt höhere Temperaturen als der Stahlkern annimmt, in der Regel einen vergleichsweise geringen, flächenmäßigen Anteil am Gesamtquerschnitt aufweist und über eine deutlich geringere Festigkeit als der Stahlkern verfügt, ist der Traglastanteil des Betons gegenüber dem Stahlkern – insbesondere für die relevanten Feuerwiderstandsdauern – üblicherweise gering. Eine konservative, vereinfachte Abschätzung der Traglast im Brandfall kann demnach in guter Näherung erfolgen, indem einzig der Stahlkern in die Berechnung der Stützentragfähigkeit einbezogen und die Betondeckung lediglich als thermische Isolation des Stahlkerns berücksichtigt wird. Dieser Ansatz wird in Abschnitt 5.4 weiter verfolgt und quantitativ ausgewertet.
Bei einer Ausführung des Lasteinleitungsbereichs unter Verwendung von Stahlformstücken – wie z.B. dem *Geilinger Pilz* oder dem *Stützenkreuz* – werden die Lasten aus der angeschlossenen Decke und den darüber angeordneten Stützen direkt in den Stahlkern der AHPMS-Stütze eingeleitet. Bei Raumtemperaturbedingungen erfolgt im Bereich der Lasteinleitungslänge eine Kraftumlagerung vom Stahlkern auf den Beton und das Stahlhohlprofil, bis die Last entsprechend der plastischen Widerstände der Einzelkomponenten verteilt ist. Die Untersuchungen dieser Arbeit und die Aufbereitung der

Ergebnisse als Bemessungswert in Abschnitt 5.2 liefern diesbezüglich eine Datengrundlage, aufgrund derer berechnet werden kann, ob die erforderlichen Schubkräfte innerhalb der normativ vorgegebenen Lasteinleitungslänge übertragen werden können und somit auf die Anordnung von Verbundmitteln zur Schubübertragung verzichtet werden kann. Eine entsprechende Lastumlagerung ist im Brandfall durch die Spaltbildung zwischen Stahlkern und Beton ohne den Einsatz von mechanischen Verbundmitteln nicht mehr sichergestellt. In der Folge trägt bei dieser Lasteinleitungsart im Brandfall einzig der Stahlkern die mechanischen Einwirkungen ab. Eine Aktivierung des Betons und des Stahlhohlprofils erfolgt nicht bzw. nur infolge eines Kraftschlusses zwischen Decken- und Stützenbeton, der jedoch undefiniert ist und nicht in der Bemessung berücksichtigt wird. Auch im Fall einer Krafteinleitung über Stahlformstücke stellt folglich der Ansatz, dass lediglich die durch den Beton thermisch geschützte *Stahlkernstütze* zur Berechnung der Tragfähigkeit im Brandfall herangezogen wird, eine konservativen Näherung in guter Übereinstimmung dar. Dieser Ansatz wird in Abschnitt 5.4 detailliert beschrieben und analysiert.

Bei einer Lasteinleitung über den Beton und Dübelbleche im Lasteinleitungsbereich wird die notwendige Anzahl der Verbundmittel für Raumtemperaturbedingungen unter Ansatz der Dübeltragfähigkeit sowie der Verbundwirkung innerhalb der Lasteinleitungslänge ermittelt. Folglich wird in der Regel nur ein Teil der Lasten, die vom Stahlkern abgetragen werden, mittels Verbundmitteln in den Stahlkern eingeleitet. Durch diese Lasteinleitungsart werden sowohl der Beton als auch der Stahlkern zum Lastabtrag aktiviert. Bei Raumtemperaturbedingungen wirken die Querschnittskomponenten über die gesamte Länge als Verbundstütze zusammen. Im Brandfall entfällt die Verbundwirkung, sodass nur eine reduzierte Schubübertragung über die Verbundmittel innerhalb der Stütze eintritt. Zur Berechnung der globalen Tragfähigkeit kann als konservative Näherung erneut angenommen werden, dass die *Betonringstütze* und die *Stahlkernstütze* additiv zum Lastabtrag beitragen. Der Tragwiderstand des Stahlhohlprofils wird hier wiederum vernachlässigt. Die jeweiligen Anteile am Tragwiderstand verändern sich im Laufe des Brandes aufgrund der temperaturabhängigen Reduktion der Festigkeiten und Steifigkeiten der Baustoffe stetig. Es ist in diesem Fall von entscheidender Bedeutung für die Berechnung des Tragwiderstands der Stütze, dass die *Stahlkernstütze* zu jedem Zeitpunkt des Brandes maximal so viel Last abträgt, wie über die Verbundmittel eingeleitet werden kann. Dies kann demnach auch weniger sein, als die temperaturreduzierte Tragfähigkeit der *Stahlkernstütze* zulässt. Als Konsequenz dieser Überlegung muss konstruktiv sichergestellt werden, dass der Lastanteil, der im Brandfall über den Stahlkern abgetragen werden muss, ausschließlich über Verbundmittel in den Stahlkern eingeleitet wird. Dieser Anteil nimmt dabei mit längerer thermischer Einwirkung prozentual stetig zu. Ein konservativer Ansatz zur Sicherstellung dieser Bedingung ist folglich, dass die Anzahl der Verbundmittel – ergänzend zu den Ansätzen für die Bemessung bei

Raumtemperaturbedingungen – so bemessen wird, dass die gesamte beim Erreichen der erforderlichen Feuerwiderstandsdauer abzutragende Last mittels Verbundmitteln in den Stahlkern eingeleitet werden kann. Gegenüber Raumtemperaturbedingungen reduziert sich dabei die abzutragende Last für den Brandfall entsprechend der zu berücksichtigenden Teilsicherheits- und Kombinationsbeiwerte. In der Berechnung der notwendigen Anzahl der Verbundmittel im Brandfall muss ergänzend berücksichtigt werden, dass auch die Dübeltragfähigkeit je nach Temperaturverteilung im Lasteinleitungsbereich reduziert sein kann, wie Untersuchungen von Zhao und Kruppa [127] sowie Wang [116] belegen.

5.4 Vereinfachter Bemessungsansatz für den Tragwiderstand von AHPMS-Stützen im Brandfall

Die Übertragung der experimentellen und numerischen Ergebnisse auf das globale Tragverhalten unter Berücksichtigung unterschiedlicher Lasteinleitungsarten im vorigen Abschnitt mündet in der These, dass AHPMS-Stützen unter Einwirkung der ETK vereinfacht und näherungsweise als *Stahlkernstützen* bemessen werden können, die durch den umgebenden Beton thermisch geschützt werden. Im Folgenden wird zunächst ein entsprechender vereinfachter Bemessungsansatz für AHPMS-Stützen im Brandfall detailliert beschrieben. Darauf basierend wird untersucht, inwiefern dieser Bemessungsansatz in praktischen Anwendungen umsetzbar ist und wie sich seine Anwendung auf die zulässige Lastausnutzung der AHPMS-Stützen bei Raumtemperaturbedingungen auswirkt.

Entsprechend der Darstellung des globalen Tragverhaltens von AHPMS-Stützen im Brandfall im vorigen Abschnitt kann die Tragfähigkeit der Stützen bei thermischer Einwirkung entsprechend der ETK in guter Näherung und konservativ als Tragfähigkeit der *Stahlkernstütze* berechnet werden. Ein Zusammenwirken der Querschnittskomponenten als Verbundquerschnitt wie bei Raumtemperaturbedingungen ist im Brandfall nicht zu erwarten. Der massive Stahlkern bildet im Brandfall aufgrund der vergleichsweise hohen Festigkeit und aufgrund der Anordnung im Inneren des Verbundquerschnitts, die eine verzögerte Erwärmung des Stahlkerns unter thermischer Einwirkung bewirkt, das Haupttragglied der AHPMS-Stützen. Dabei steigt der prozentuale Anteil, den der Stahlkern an der Gesamttragfähigkeit aufweist, mit zunehmender Dauer der Brandeinwirkung stetig an. Als vereinfachter Bemessungsansatz wird daher empfohlen, die temperaturreduzierte Tragfähigkeit der *Stahlkernstütze* $N_{\mathrm{b,Rd,Kern},\theta}$ – unter Berücksichtigung der Stahlkerntemperatur beim Erreichen der jeweiligen Feuerwiderstandsdauer – auf Basis des vereinfachten Verfahrens nach DIN EN 1993-1-2 zu ermitteln. Durch

Gegenüberstellung dieser Tragfähigkeit mit der Bemessungstraglast der zugehörigen Verbundstütze bei Raumtemperaturbedingungen $N_{\mathrm{b,Rd,Verb,20°C}}$ nach DIN EN 1994-1-1 kann analysiert werden, ob die AHPMS-Stütze mittels dieses vereinfachten, konservativen Bemessungsansatzes im Brandfall nachgewiesen werden kann.
Der entwickelte Bemessungsvorschlag für den Brandfall sieht im Detail vor, dass das Stahlhohlprofil in der Berechnung gänzlich vernachlässigt wird. Aufgrund der unmittelbaren thermischen Einwirkung erreicht das Stahlhohlprofil bei baupraktisch relevanten Feuerwiderstandsdauern von mindestens 90 Minuten Temperaturen im Bereich von ca. 1000 °C und weist somit keinen nennenswerten Anteil an der verbleibenden Tragfähigkeit auf. Ferner wird der den Stahlkern umgebende Beton in dem Bemessungsansatz lediglich als thermischer Schutz des Stahlkerns in der Berechnung der Stahlkerntemperatur berücksichtigt. Hingegen wird er in der Berechnung der Tragfähigkeit gänzlich vernachlässigt, sodass der Beton im Brandfall weder einen Beitrag zur Tragfähigkeit liefert, noch hinsichtlich der Schlankheit der *Stahlkernstütze* berücksichtigt wird.
Um einen ganzheitlichen Bemessungsansatz zu entwickeln, wird im Folgenden zunächst ein vereinfachter Ansatz zur Berechnung der Stahlkerntemperaturen in Abhängigkeit der Querschnittsabmessungen hergeleitet. Dazu wird auf Grundlage der in Abschnitt 5.3 definierten Kombinationen eine numerische Parameterstudie durchgeführt. In dieser wird für jeden Querschnitt eine zweidimensionale, thermische Analyse durchgeführt und die Stahlkerntemperatur nach 30, 60, 90 und 120 Minuten thermischer Einwirkung ermittelt. Die Materialkennwerte werden für diese Simulationen nach DIN EN 1994-1-2 angesetzt (vgl. Abschnitt 4.2.2). Als einwirkende Temperaturzeitkurve wird die ETK entlang des Umfangs des Stützenquerschnitts angesetzt. Der konvektive Wärmeübergangskoeffizient wird nach DIN EN 1991-1-2 [148] mit 25 $\frac{\mathrm{W}}{\mathrm{mK}}$ und die Emissivität des Stahlhohlprofils mit 0,7 berücksichtigt. Der Wärmeübergang zwischen Baustahl und Beton wird abweichend zu den Ergebnissen nach Abschnitt 4.3.2 für die Simulationen im Rahmen der Parameterstudie als ideal wärmeleitend angenommen. Die ideale Wärmeübertragung zwischen den Querschnittskomponenten führt dabei rechnerisch zu den höchstmöglichen Stahlkerntemperaturen und liefert somit konservative Ergebnisse.
Anhand der 255 Querschnittkombinationen, die sich aus den Parametervariationen entsprechend Tabelle 5.2 ergeben, kann eine analytische Beschreibung des Zusammenhangs zwischen den geometrischen Abmessungen des AHPMS-Querschnitts, der thermischen Einwirkungsdauer und der resultierenden Stahlkerntemperatur abgeleitet werden. In den numerischen Untersuchungen werden dazu jeweils die Stahlkerntemperaturen nach 30, 60, 90 und 120 Minuten thermischer Einwirkung ermittelt und für die Ableitung der funktionellen Zusammenhänge herangezogen. Die Ergebnisse der Parameterstudie sind in Abbildung 5.3 und Abbildung 5.4 als Flächenfunktionen dargestellt. Dabei sind der Stahlkerndurchmesser d_{Kern} sowie die Betondeckung c auf der Abszissen- bzw. Ordinatenachsen dargestellt und die Stahlkerntemperatur entlang der Applikate aufgetragen.

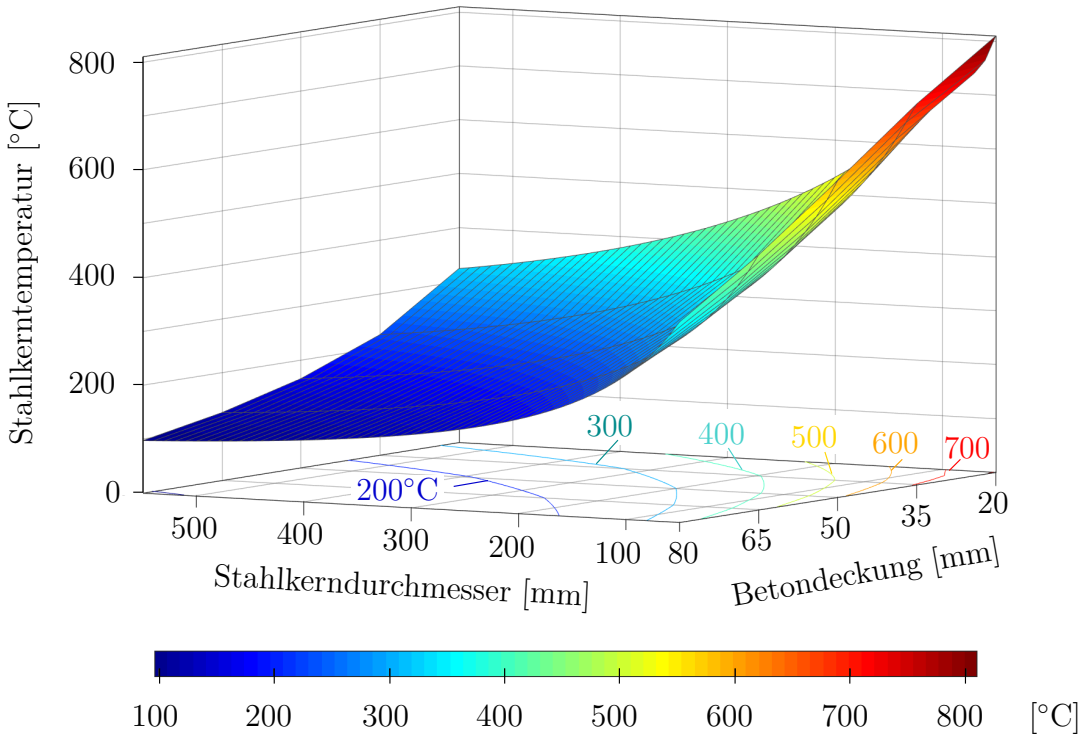


Abbildung 5.3: Berechnete Stahlkerntemperatur in AHPMS-Stützen nach 90-minütiger thermischer Einwirkung entsprechend der ETK in Abhängigkeit der Querschnittsabmessungen

In Abbildung 5.3 ist der gekrümmte Flächenverlauf nach 90 minütiger thermischer Einwirkung dargestellt. Ergänzend sind die auf die XY-Ebene projizierten Verläufe der Isothermen in dieser Abbildung enthalten, die die grafische Auswertung unterstützen. Die äquivalenten Abbildungen für die Einwirkungsdauern von 30, 60 und 120 Minuten sind in Anhang C.1 enthalten. Die Isothermen veranschaulichen, dass nach einer 90-minütigen Brandeinwirkung nur ein geringer Anteil der untersuchten AHPMS-Querschnitte Stahlkerntemperaturen oberhalb von 400 °C erreicht und somit eine temperaturbedingte Reduktion der Stahlkernfestigkeit zu berücksichtigen ist. Für den Großteil der Stützen tritt demnach auch bei langanhaltenden thermischen Einwirkungen lediglich eine Abnahme der Steifigkeit infolge des reduzierten Elastizitätsmoduls auf. Die höchsten Stahlkerntemperaturen werden erwartungsgemäß bei geringen Betondeckungen und kleinen Stützendurchmessern erreicht.
In Abbildung 5.4 sind die entsprechenden Flächen aller untersuchten thermischen Einwirkungsdauern gemeinsam dargestellt, um die zeitliche Entwicklung der Stahlkerntemperatur als vierte Dimension zu erfassen. Mit zunehmender Branddauer gleichen sich die Temperaturen an, was durch die abnehmende Heizrate der ETK bei längerer Brandeinwirkung begründet ist.
Zur praktischen Anwendung werden die gekrümmten Ebenen durch die Gleichungen

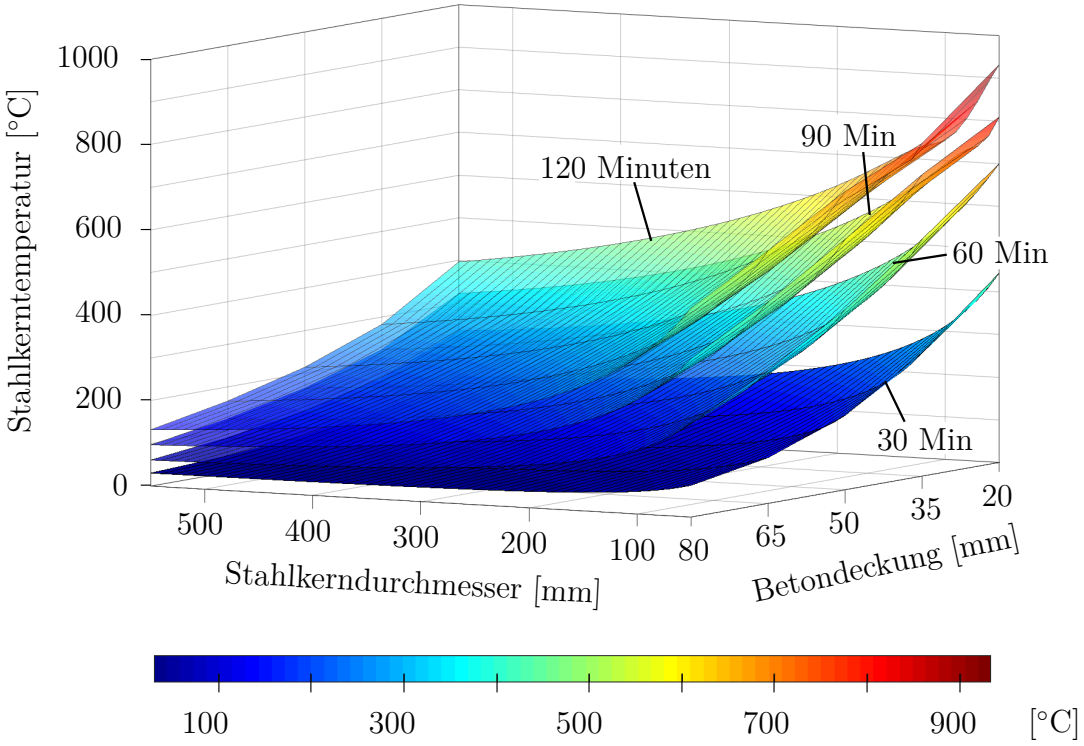


Abbildung 5.4: Berechnete Stahlkerntemperaturen in AHPMS-Stützen bei thermischer Einwirkung entsprechend der ETK nach 30, 60, 90 und 120 Minuten in Abhängigkeit der Querschnittsabmessungen

(5.4) - (5.7) analytisch beschrieben (mit c und d_{Kern} in mm). Dabei weisen die Flächen eine parabelförmige Abhängigkeit von der Betondeckung c und eine kubische Abhängigkeit vom Stahlkerndurchmesser d_{Kern} auf.

Stahlkerntemperatur nach 30 min ETK:

$$\begin{aligned}\theta_{\text{Kern}}(d_{\text{Kern}},c) = \; & 736 - 2{,}72 d_{\text{Kern}} - 13{,}89 c + 4{,}84 \cdot 10^{-3} d_{\text{Kern}}^2 + 3{,}19 \cdot 10^{-2} d_{\text{Kern}} c \\ & + 7{,}62 \cdot 10^{-2} c^2 - 3{,}04 \cdot 10^{-6} d_{\text{Kern}}^3 - 2{,}50 \cdot 10^{-5} d_{\text{Kern}}^2 c - 1{,}03 \cdot 10^{-4} d_{\text{Kern}} c^2 \end{aligned} \quad (5.4)$$

Stahlkerntemperatur nach 60 min ETK:

$$\begin{aligned}\theta_{\text{Kern}}(d_{\text{Kern}},c) = \; & 1104 - 3{,}86 d_{\text{Kern}} - 14{,}92 c + 7{,}32 \cdot 10^{-3} d_{\text{Kern}}^2 + 2{,}69 \cdot 10^{-2} d_{\text{Kern}} c \\ & + 6{,}14 \cdot 10^{-2} c^2 - 5{,}00 \cdot 10^{-6} d_{\text{Kern}}^3 - 2{,}41 \cdot 10^{-5} d_{\text{Kern}}^2 c - 3{,}30 \cdot 10^{-5} d_{\text{Kern}} c^2 \end{aligned} \quad (5.5)$$

Stahlkerntemperatur nach 90 min ETK:

$$\begin{aligned}\theta_{\text{Kern}}(d_{\text{Kern}},c) = \; & 1197 - 3{,}62 d_{\text{Kern}} - 12{,}18 c + 7{,}07 \cdot 10^{-3} d_{\text{Kern}}^2 + 9{,}94 \cdot 10^{-3} d_{\text{Kern}} c \\ & + 3{,}99 \cdot 10^{-2} c^2 - 5{,}16 \cdot 10^{-6} d_{\text{Kern}}^3 - 1{,}01 \cdot 10^{-5} d_{\text{Kern}}^2 c + 3{,}8 \cdot 10^{-5} d_{\text{Kern}} c^2 \end{aligned} \quad (5.6)$$

Stahlkerntemperatur nach 120 min ETK:

$$\begin{aligned}\theta_{\text{Kern}}(d_{\text{Kern}},c) = \; & 1245 - 3{,}33 d_{\text{Kern}} - 10{,}12 c + 6{,}71 \cdot 10^{-3} d_{\text{Kern}}^2 - 1{,}61 \cdot 10^{-3} d_{\text{Kern}} c \\ & + 2{,}76 \cdot 10^{-2} c^2 - 5{,}16 \cdot 10^{-6} d_{\text{Kern}}^3 - 8{,}53 \cdot 10^{-7} d_{\text{Kern}}^2 c + 7{,}82 \cdot 10^{-5} d_{\text{Kern}} c^2 \end{aligned} \quad (5.7)$$

Als Bewertungsgrundlage der Güte dieser funktionellen Zusammenhänge wird für jede Funktion das korrigierte Bestimmtheitsmaß $\bar{R}^2$ unter Einbeziehung aller 255 Kombinationen der Parameterstudie ermittelt. Das korrigierte Bestimmtheitsmaß besitzt gegenüber dem üblicherweise verwendeten Bestimmtheitsmaß R^2 eine höhere Aussagekraft, da in der Ermittlung von $\bar{R}^2$ die Komplexität des Modells bzw. der Anzahl der unabhängigen Variablen berücksichtigt wird. Dabei repräsentieren Werte, die nahe an 1,0 liegen, eine gute Approximation der Daten durch das Regressionsmodell. Die in den Gleichungen (5.4) - (5.7) angegebenen, funktionalen Zusammenhänge weisen korrigierte Bestimmtheitsmaße von 0,993 (bei 30 Minuten) bzw. 0,998 (bei 60, 90 und 120 Minuten) auf. Sie sind demnach eine sehr präzise Approximation der in der Parameterstudie numerisch ermittelten Stahlkerntemperaturen. Da die berechneten Stahlkerntemperaturen durch die Ansätze in den verwendeten numerischen Modellen tendenziell überschätzt werden und die korrigierten Bestimmtheitsmaße nahe 1,0 liegen, werden die angegebenen Formeln für die weiterführenden Betrachtungen zur Ermittlung der Tragfähigkeit der *Stahlkernstützen* nicht durch weitere Sicherheitsbeiwerte beaufschlagt.
In Abschnitt 5.3 wurde bereits die Tragfähigkeit der AHPMS-Stützen bei Raumtemperaturbedingungen $N_{\mathrm{b,Verb,20°C}}$ nach dem vereinfachten Verfahren der DIN EN 1994-1-1 für alle Querschnitte der Parameterstudie und zwei unterschiedliche Stützenlängen ermittelt und die zugrunde gelegten Berechnungsparameter detailliert angegeben. Ergänzend werden nunmehr die Tragfähigkeiten der zugehörigen *Stahlkernstützen* nach 30, 60, 90 bzw. 120 Minuten thermischer Einwirkung nach dem vereinfachten Bemessungsverfahren der DIN EN 1993-1-2 unter Ansatz der mittels der Gleichungen (5.4) - (5.7) ermittelten Stahlkerntemperaturen berechnet. Darauf basierend erfolgt im nächsten Schritt die Ermittlung zulässiger Lastausnutzungsgrade von AHPMS-Stützen bei Raumtemperaturbedingungen, bis zu denen die Stützen nach dem vorgeschlagenen vereinfachten Bemessungsverfahren auch im Brandfall nachgewiesen werden können.
Der Berechnung der Tragfähigkeit der erwärmten *Stahlkernstützen* wird im Rahmen dieser Arbeit ein Knicklängenbeiwert $\beta_{\mathrm{fi}} = 0{,}5$ zugrunde gelegt. Die weiteren quantitativen Angaben gelten demnach nur für AHPMS-Stützen in mittleren Stockwerken, die einen gegenüber den angrenzenden Stockwerken abgetrennten Brandabschnitt darstellen. Die Schlankheit der *Stahlkernstütze* im Brandfall $\bar{\lambda}_{fi} = \bar{\lambda} \cdot \sqrt{\frac{f_{\mathrm{y},\theta}}{E_\theta}}$ wird basierend auf der Schlankheit der reinen *Stahlkernstütze* bei Raumtemperaturbedingungen $\bar{\lambda}$ und den temperaturreduzierten Materialeigenschaften berechnet. Zur Berechnung von $\bar{\lambda}$ werden der umgebende Beton und das Stahlhohlprofil vernachlässigt.
In Tabelle 5.3 ist beispielhaft ein Ausschnitt der tabellarischen Gegenüberstellung der nach DIN EN 1994-1-1 berechneten Traglast der AHPMS-Stütze bei Raumtemperaturbedingungen $N_{\mathrm{b,Verb,20°C}}$ und der nach DIN EN 1993-1-2 berechneten Tragfähigkeit der *Stahlkernstütze* $N_{\mathrm{b,Kern},\theta}$ auf Grundlage der Stahlkerntemperatur θ_{Kern} für eine

3,40 m lange Stütze nach 90-minütiger thermischer Einwirkung dargestellt. Äquivalente Darstellungen für die thermischen Einwirkungsdauern von 30, 60 und 120 Minuten sowie die zweite untersuchte Stützenlänge von 8,40 m sind in Anhang C.2 enthalten. Analog zum Vorgehen in Abschnitt 5.3 werden in diesen Berechnungen ebenfalls nur Parameterkombinationen berücksichtigt, die eine Tragfähigkeit der AHPMS-Stütze $N_{\mathrm{b,Verb,20°C}} \geq 2\,\mathrm{MN}$ aufweisen.
In einer Vielzahl der untersuchten Kombinationen ergibt sich rechnerisch eine so hohe Tragfähigkeit der erwärmten *Stahlkernstütze*, dass diese ausreicht, um die im Brandfall einwirkenden Lasten abzutragen. Im Brandfall dürfen gegenüber Raumtemperaturbedingungen dabei reduzierte mechanische Einwirkungen in der Bemessung berücksichtigt werden. Diese Reduktion erfolgt aufgrund der unterschiedlichen Teilsicherheitsbeiwerte, der Verwendung des Kombinationsbeiwerts $\psi_{2,1}$ und in Abhängigkeit des Verhältnisses zwischen den veränderlichen und ständigen Lasten (vgl. Abbildung 5.5).

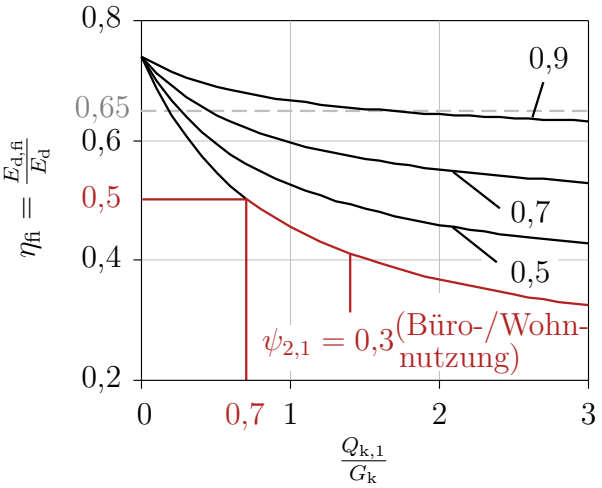


Abbildung 5.5: Reduktion des Lastausnutzungsgrads im Brandfall in Abhängigkeit des Kombinationsbeiwerts $\psi_{2,1}$ und der einwirkenden Lastarten nach DIN EN 1994-1-2 [158]

Nach DIN EN 1994-1-2 darf unabhängig davon vereinfacht angenommen werden, dass die Einwirkungen im Brandfall maximal 65 % der Einwirkungen bei Raumtemperaturbedingungen betragen ($\eta_{\mathrm{fi}} = \frac{E_{\mathrm{d,fi}}}{E_{\mathrm{d}}} = 0{,}65$). Dieser Grenzwert wird in Tabelle 5.3 angewendet, um farblich abzugrenzen, für welche Querschnittskombinationen die Tragfähigkeit der erwärmten *Stahlkernstütze* mindestens 65 % der Bemessungstragfähigkeit der AHPMS-Stütze bei Raumtemperaturbedingungen aufweist (grün hinterlegte Felder der Spalten $\eta_{\mathrm{fi,max}} = \frac{N_{\mathrm{b,Kern},\theta}}{N_{\mathrm{b,Verb,20°C}}}$ in Tabelle 5.3). Für diese Stützen kann die *Stahlkernstütze* im Brandfall ohne Einschränkung des Lastausnutzungsgrades bei Raumtemperaturbedingungen und ohne detaillierte Betrachtung der tatsächlichen Einwirkungen im Brandfall nachgewiesen werden.
Wird ferner berücksichtigt, dass der untersuchte Stützentyp üblicherweise in Hoch-

Tabelle 5.3: Tabellarische Auswertung der Parameterstudie für eine Stützenlänge von 3,40 m und eine 90 minütige ETK-Einwirkung

| | Betondeckung [mm] | | |

häusern mit Büro- oder Wohnnutzung eingesetzt wird (vgl. Abschnitt 2.2.1) und demnach der Kombinationsbeiwert $\psi_{2,1} = 0{,}3$ beträgt, reduzieren sich die bemessungsrelevanten, einwirkenden Lasten in Abhängigkeit des Verhältnisses der veränderlichen zu den ständigen Einwirkungen deutlich. Sofern der Anteil der veränderlichen zu den ständigen Lasten beispielsweise mindestens 0,7 beträgt – wovon in praktischen Anwendungen in der Regel auszugehen ist – resultiert dies in Abminderungsbeiwerten von $\eta_{\mathrm{fi}} \leq 0{,}5$ (vgl. Abbildung 5.5, rote Markierung). Wird dieser Wert als Grenze für die maximal im Brandfall einwirkenden mechanischen Lasten angesetzt, können auch die gelb markierten Kombinationen in Tabelle 5.3 und Anhang C.2 ohne Einschränkung des Lastausnutzungsgrades bei Raumtemperaturbedingungen nachgewiesen werden. Die Berücksichtigung der Zusammensetzung der mechanischen Einwirkungen – die für die Bemessung ohnehin bekannt ist – führt demnach unmittelbar dazu, dass die vereinfachte Bemessung als *Stahlkernstütze* für einen größeren Parameterbereich in einem positiven Nachweis der Tragfähigkeit im Brandfall resultiert als unter des vereinfachten Grenzwertes $\eta_{\mathrm{fi}} = 0{,}65$.
In Abbildung 5.6 sind die in Tabelle 5.3 enthaltenen Daten grafisch aufbereitet. Auf der Applikate ist das berechnete Verhältnis $\eta_{\mathrm{fi,max}} = \frac{N_{\mathrm{b,Kern},\theta}}{N_{\mathrm{b,Verb},20°\mathrm{C}}}$ in Abhängigkeit des

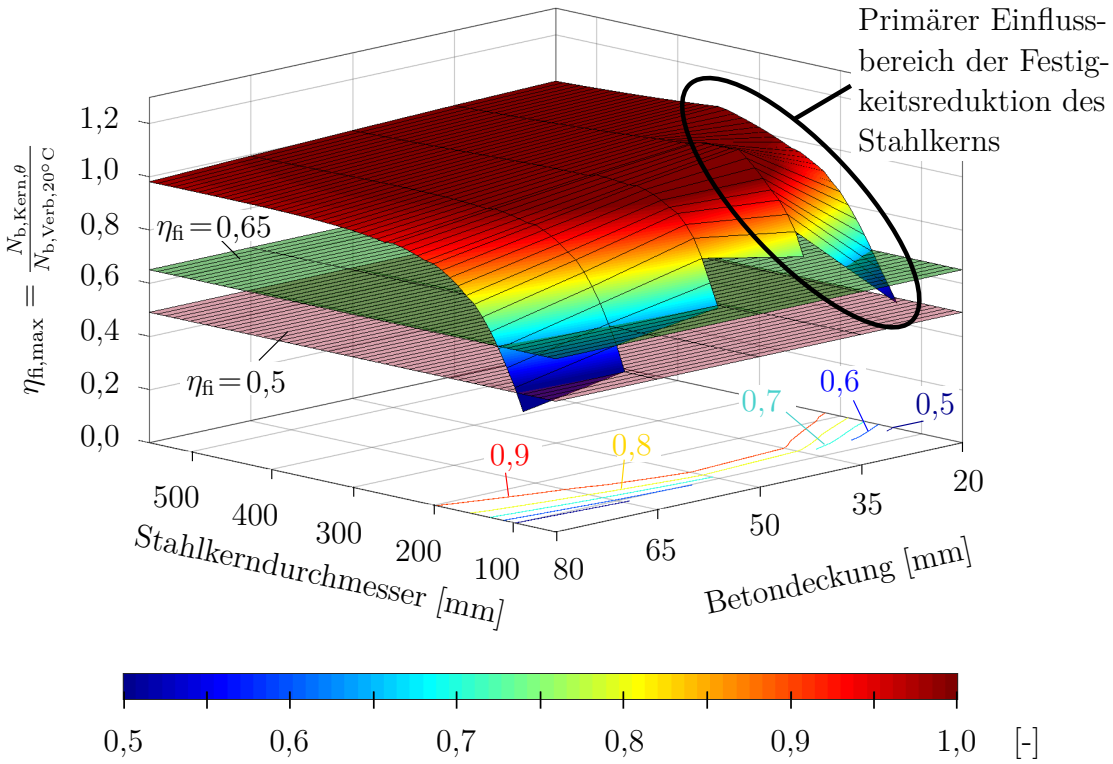


Abbildung 5.6: Verhältnis der Tragfähigkeit der Stahlkernstütze im Brandfall zur Tragfähigkeit der Verbundstütze bei Raumtemperaturbedingungen von 3,40 m langen AHPMS-Stützen bei einer 90-minütigen thermischen Einwirkung entsprechend der ETK

Stahlkerndurchmessers sowie der Betondeckung für eine 3,40 m lange Stütze nach 90-minütiger thermischer Einwirkung dargestellt. Die beiden zuvor genannten Grenzwerte $\eta_{\text{fi}} = 0{,}65$ und $\eta_{\text{fi}} = 0{,}5$ sind ergänzend als horizontale Ebenen eingezeichnet. Ferner sind die auf die XY-Ebene projizierten Isolinien für verschiedene maximale Ausnutzungsgrade zwischen $0{,}5 \leq \eta_{\text{fi}} \leq 0{,}9$ abgebildet.
Die Form der berechneten Fläche verdeutlicht, dass das Verhältnis $\frac{N_{\text{b,Kern},\theta}}{N_{\text{b,Verb},20\,^\circ\text{C}}}$ bei jeder untersuchten Betondeckung ab einem bestimmten Stahlkerndurchmesser in etwa konstant bleibt. Dabei ist dieses Verhältnis auch bei unterschiedlichen Betondeckungen nahezu gleich, was darauf zurückzuführen ist, dass der Traganteil des Stahlkerns an der Gesamttragfähigkeit bei diesen AHPMS-Stützen prozentual so hoch ist, dass der Anteil des Betons keine nennenswerte Beeinflussung des Quotienten bewirkt. Bei diesen Stützen werden zugleich aufgrund der Querschnittsdimensionen und der Massigkeit nur vergleichsweise geringe Stahlkerntemperaturen erreicht, die entsprechend der zugrunde gelegten Materialkennwerte nach DIN EN 1993-1-2 lediglich zu einer Reduktion des Elastizitätsmoduls führen, aber keine Abminderung der Festigkeit bewirken ($\theta_{\text{Kern}} < 400\,^\circ\text{C}$ in Tabelle 5.3). Die Querschnittskombinationen, bei denen Stahlkerntemperaturen erreicht werden, die auch eine temperaturabhängige Festigkeitsabnahme hervorrufen ($\theta_{\text{Kern}} > 400\,^\circ\text{C}$), treten nur im Bereich geringer Stahlkerndurchmesser und geringer Betondeckungen auf (vgl. die Stahlkerntemperaturen in Abbildung 5.3 und die Tragfähigkeiten in Abbildung 5.6). Die Abnahme der Festigkeit resultiert dabei in einem deutlich geringeren Verhältnis von $\frac{N_{\text{b,Kern},\theta}}{N_{\text{b,Verb},20\,^\circ\text{C}}}$. In Abbildung 5.6 ist dies anhand der Krümmung der Fläche im Bereich geringerer Stahlkerndurchmesser und geringer Betondeckungen nachzuvollziehen, die simultan zu den ansteigenden Stahlkerntemperaturen entsprechend Abbildung 5.3 verläuft.
Ferner weist die Fläche in Abbildung 5.6 auch eine Krümmung in Abhängigkeit der Betondeckung auf. Die Krümmung kann anhand der Isolinien identifiziert werden und belegt sowohl für besonders große als auch besonders kleine Maße ein geringes $\eta_{\text{fi,max}}$. Hierin spiegelt sich einerseits der zuvor genannte Effekt wider, dass bei geringen Betondeckungen höhere Stahlkerntemperaturen auftreten, die folglich in einer geringeren Traglast im Brandfall resultieren. Andererseits ist $\eta_{\text{fi,max}}$ im Bereich großer Betondeckungen und kleiner Stahlkerndurchmesser geringer, da die Vernachlässigung des Betons für diese Kombinationen zu einer wesentlichen Erhöhung der Stützenschlankheit gegenüber Raumtemperaturbedingungen führt. In der Folge ist die Tragfähigkeit der *Stahlkernstütze* deutlich geringer als die der AHPMS-Stütze bei Raumtemperaturbedingungen.
Anhand der Isolinien kann ferner identifiziert werden, dass nach 90 minütiger thermischer Einwirkung nur wenige Stützengeometrien in einem Regelgeschoss Werte von $\eta_{\text{fi,max}} < 0{,}65$ aufweisen. Werte von $\eta_{\text{fi,max}} < 0{,}5$ treten sogar nur bei einzelnen Stützen mit kleinen Betondeckungen oder sehr hohen Schlankheiten der *Stahlkernstütze* auf.
Die Ergebnisse der Parameterstudie unter Berücksichtigung aller untersuchten ther-

mischen Einwirkungsdauern sind in Abbildung 5.7 für die 3,40 m langen Stützen und in Abbildung 5.8 für die 8,40 m langen Stützen in dreidimensionalen Abbildungen aufbereitet und in Anhang C.2 tabellarisch dargestellt. Die folgenden Tendenzen können auf Grundlage der Parameterstudie abgeleitet werden:

- Die Tragfähigkeit der Verbundstützen bei Raumtemperaturbedingungen $N_{\mathrm{b,Verb,20°C}}$ nimmt bei gleich bleibendem Stahlkerndurchmesser mit zunehmender Betondeckung signifikant zu, da sich sowohl der plastische Widerstand als auch das Trägheitsmoment der Stütze erhöht. Die Tragfähigkeit der *Stahlkernstützen* im Brandfall $N_{\mathrm{b,Kern},\theta}$ nimmt hingegen bei gleich bleibendem Stahlkerndurchmesser mit zunehmender Betondeckung lediglich aufgrund der besseren thermischen Isolierung des Betons und folglich der geringeren Stahlkerntemperatur zu. Dieser Effekt ist bei kurzen Einwirkungsdauern und großen Kerndurchmessern allerdings vernachlässigbar, da eine temperaturabhängige Abnahme des Elastizitätsmoduls von Baustahl erst ab einer Temperatur von 100 °C berücksichtigt wird und eine Abnahme der Festigkeit erst ab 400 °C eintritt. Diese Temperaturen werden bei kurzen thermischen Einwirkungen sowie massigen Stützen nicht erreicht. Bei einer kurzen Einwirkungsdauer

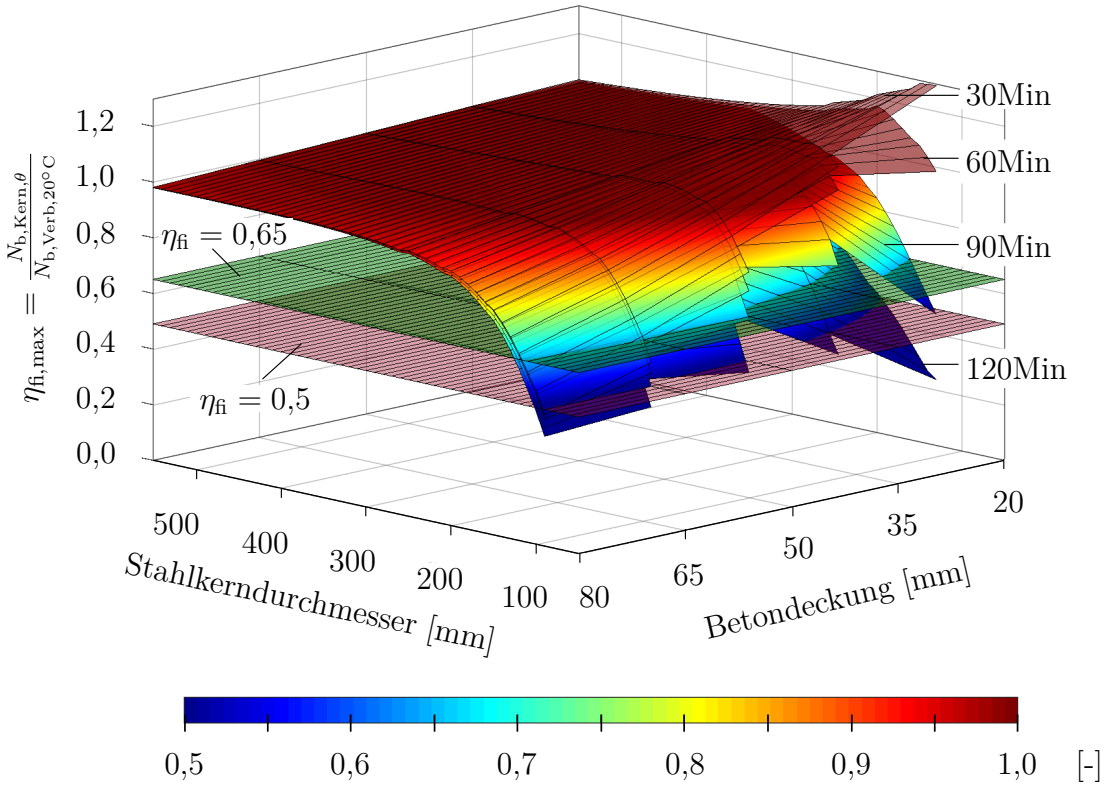


Abbildung 5.7: Verhältnis der Tragfähigkeit der Stahlkernstütze im Brandfall zur Tragfähigkeit der Verbundstütze bei Raumtemperaturbedingungen von 3,40 m langen AHPMS-Stützen bei einer thermischen Einwirkung entsprechend der ETK

und geringen Stahlkerndurchmessern tritt demzufolge eine Abnahme von $\eta_{\mathrm{fi,max}}$ für steigende Betondeckungen auf.

- Im Bereich großer Betondeckungen tritt sowohl bei den 3,40 m langen als auch den 8,40 m langen Stützen für geringe Stahlkerndurchmesser eine deutliche Abnahme von $\eta_{\mathrm{fi,max}}$ auf. Dies ist auf die gegenüber Raumtemperaturbedingungen signifikant erhöhte Schlankheit der berechneten *Stahlkernstütze* infolge der Vernachlässigung des Betons zurückzuführen. Die Reduktion ist dabei für alle untersuchten Einwirkungsdauern ähnlich, da die Stahlkerntemperaturen aufgrund der großen Betondeckung auch nach langer thermischer Einwirkung gering sind.
- Im Bereich geringer Betondeckungen hängt das Verhältnis $\frac{N_{\mathrm{b,Kern},\theta}}{N_{\mathrm{b,Verb,20°C}}}$ signifikant von der thermischen Einwirkungsdauer ab. Die Abnahme von $\eta_{\mathrm{fi,max}}$ entsprechend der Abbildungen 5.7 und 5.8 korreliert dabei mit den in Abbildung 5.4 dargestellten Stahlkerntemperaturen.
- Quantitativ resultieren die beiden voranstehenden Beobachtungen darin, dass fast alle 3,40 m langen Stützen für geringe thermische Einwirkungsdauern von 30 und 60 Minuten unter Zulassung einer vollständigen Ausnutzung bei Raum-

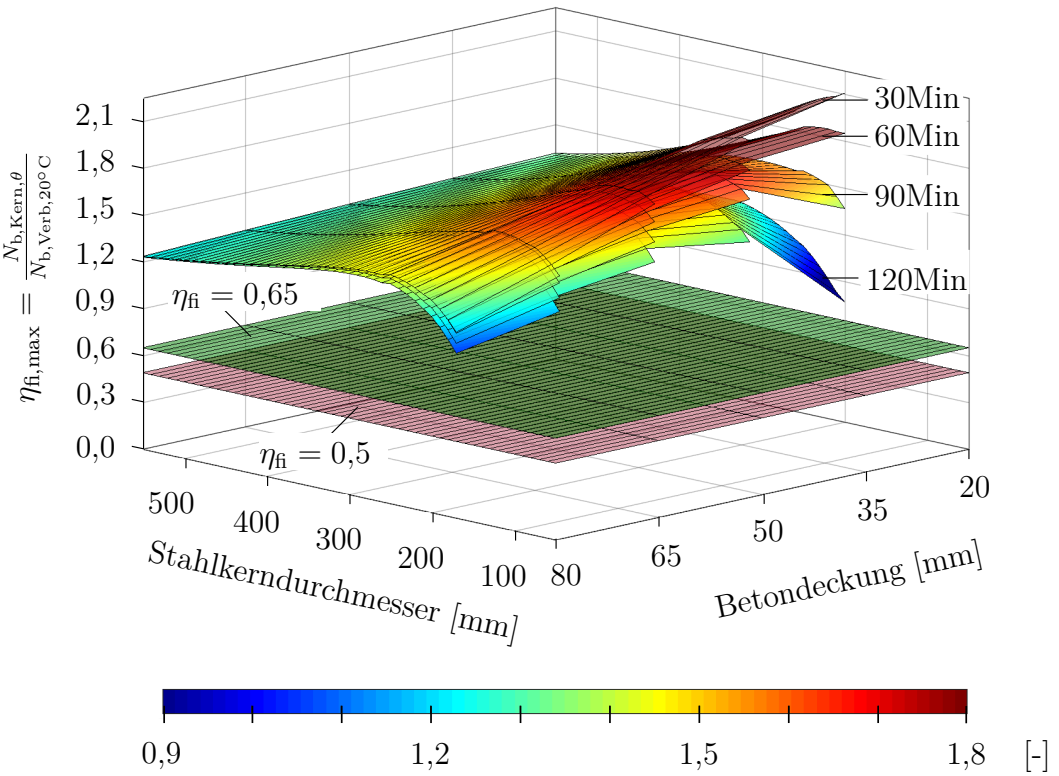


Abbildung 5.8: Verhältnis der Tragfähigkeit der Stahlkernstütze im Brandfall zur Tragfähigkeit der Verbundstütze bei Raumtemperaturbedingungen von 8,40 m langen AHPMS-Stützen bei einer thermischen Einwirkung entsprechend der ETK

temperaturbedingungen auch im Brandfall nachgewiesen werden können. Für diese verhältnismäßig kurzen thermischen Einwirkungsdauern treten auch bei geringen Betondeckungen nur so geringe Stahlkerntemperaturen auf, dass die *Stahlkernstütze* die im Brandfall einwirkenden Lasten abtragen kann. Lediglich einzelne Querschnittskombinationen mit einer Betondeckung von 80 mm bedürfen aufgrund ihrer hohen Schlankheit einer detaillierten Betrachtung der mechanischen Einwirkungen oder aber einer Einschränkung des Lastausnutzungsgrads. Für lange thermische Einwirkungsdauern von 90 und 120 Minuten weisen insbesondere die Stützen mit kleiner Betondeckung rechnerisch geringere, prozentuale Tragfähigkeiten im Brandfall gegenüber Raumtemperaturbedingungen auf. Da die geringere Betondeckung in höheren Stahlkerntemperaturen resultiert, nimmt die Tragfähigkeit dabei gegenüber kürzeren thermischen Einwirkungen deutlich ab. In der Folge muss für einzelne Stützen entweder eine Einschränkung des Lastausnutzungsgrades vorgenommen oder gezielt die Zusammensetzung der mechanischen Einwirkungen im Brandfall berücksichtigt werden.

- Bei den Berechnungen der 8,40 m langen Stützen werden aufgrund der Einschränkung einer Mindesttragfähigkeit von 2 MN bei Raumtemperaturbedingungen nur weniger Querschnittskombinationen in die Parameterstudie einbezogen, wobei insbesondere kleinere Querschnitte keine Berücksichtigung finden. Die Halbierung der Knicklänge der *Stahlkernstütze* für die Bemessung im Brandfall, die mit der zweiten Potenz in das vereinfachte Bemessungsverfahren nach DIN EN 1993-1-2 eingeht, wirkt sich bei einer Stützenlänge von 8,40 m signifikant auf die ermittelten Traglasten aus. In der Folge können alle untersuchten Querschnittskombinationen der AHPMS-Stützen ohne Beschränkung des Lastausnutzungsgrads im Brandfall als erwärmte *Stahlkernstütze* unter Berücksichtigung der berechneten Stahlkerntemperatur nach den Gleichungen (5.4) - (5.7) nachgewiesen werden.

Die parametrisierte Auswertung des Bemessungsansatzes zeigt, dass in der Mehrzahl der Fälle auf Grundlage der analytisch berechneten Stahlkerntemperatur nach den Gleichungen (5.4) - (5.7) und einer entsprechenden Traglastberechnung der *Stahlkernstütze* nachgewiesen werden kann, dass eine AHPMS-Stütze die Anforderungen an eine bestimmte Feuerwiderstandsklasse erfüllt. Dieser vereinfachte Ansatz beinhaltet dabei auf der sicheren Seite die Annahme, dass der umgebende Beton weder einen Anteil am Lastabtrag übernimmt noch eine positive Wirkung auf die Schlankheit der *Stahlkernstütze* hat.
Zusammenfassend kann die Eignung der vereinfachten Bemessungsmethode, mit der AHPMS-Stützen im Brandfall als erwärmte *Stahlkernstützen* nachgewiesen werden, hinsichtlich des globalen und lokalen Tragverhaltens wie folgt bewertet werden.

(1) Für eine Vielzahl der praxisrelevanten Querschnittsabmessungen, Stützenlängen und Feuerwiderstandsdauern kann die Tragfähigkeit von AHPMS-Stützen im Brandfall vereinfacht als erwärmte *Stahlkernstützen* auf Grundlage des vereinfachten Nachweisverfahrens nach DIN EN 1993-1-2 sowie der Temperaturberechnung nach Gleichung (5.4) - (5.7) nachgewiesen werden, ohne dass eine Einschränkung des Lastausnutzungsgrades notwendig ist.

(2) Weitere Stützenabmessungen können durch eine detaillierte Betrachtung der für den Brandfall zugrunde zu legenden, mechanischen Belastung nachgewiesen werden. Je nach Verhältnis der ständigen und vorübergehenden Einwirkungen reduziert sich die nachzuweisende mechanische Belastung im Brandfall dabei zum Teil signifikant (vgl. Abbildung 5.5).

(3) In einem wirtschaftlichen Rahmen kann auch der Lastausnutzungsgrad der AHPMS-Stützen bei Raumtemperaturbedingungen eingeschränkt werden, um den Nachweis der *Stahlkernstütze* im Brandfall führen zu können.

(4) Sofern die Lasteinleitung in AHPMS-Stützen, die nach den Ziffern (1) - (3) als *Stahlkernstützen* nachgewiesen werden können, über eine starre Kopfplatte oder ein Stahlformstück erfolgt, sind keine mechanischen Verbindungsmittel notwendig, um andere Querschnittsteile zum Lastabtrag im Brandfall zu aktivieren.

(5) Erfolgt die Lasteinleitung in AHPMS-Stützen, die nach den Ziffern (1) - (3) als *Stahlkernstützen* nachgewiesen werden können, über mechanische Verbundmittel, ist nachzuweisen, dass die Verbundmittel unter Berücksichtigung der nach Gleichung (5.4) - (5.7) berechneten Temperaturen geeignet sind, die im Brandfall nachzuweisenden Lasten in den Stahlkern einzuleiten.

(6) Für Stützen, die durch keinen der Fälle (1) - (3) wirtschaftlich bemessen werden können, stehen alternative Methoden zum Nachweis zur Verfügung:

- Einerseits besteht die Möglichkeit, eine vereinfachte Berechnung der Tragfähigkeit der Verbundstütze unter thermischer Einwirkung auf Grundlage von DIN EN 1994-1-2 durchzuführen. Dabei muss jedoch nachgewiesen werden, dass die Übertragung der Längsschubkräfte über Verbundmittel sichergestellt wird, um die Bernoulli-Hypothese, die dem Bemessungsverfahren zugrunde liegt, zu erfüllen. Die Untersuchungen im Zuge dieser Arbeit haben gezeigt, dass unter Einwirkung einer Temperaturbeanspruchung entsprechend der ETK keine Verbundwirkung zur Schubübertragung zwischen dem Stahlkern und dem Beton auftritt und demnach nicht in Ansatz gebracht werden kann.

- Alternativ kann insbesondere für Querschnitte mit großen Betondeckungen und kleinen Stahlkerndurchmessern eine begründete Annahme zur Berücksichtigung des Einflusses des Stahlhohlprofils und der Betondeckung auf die Schlankheit der *Stahlkernstütze* – auch ohne direkten Beitrag zum Lastabtrag – getroffen

werden und eine „versteifte“ *Stahlkernstütze* nachgewiesen werden.

- Auch detaillierte Berechnungen unter Verwendung von FE-Modellen können zum Nachweis der Stützen herangezogen werden. In diesem Fall müssen die Randbedingungen der Lasteinleitung und etwaige Verbundmittel realitätsnah in der Simulation berücksichtigt werden.
- Für lange thermische Einwirkungsdauern sollten Querschnittsformen mit geringen Betondeckungen, die in hohen Stahlkerntemperaturen resultieren, vermieden und andere Querschnitte mit einer größeren Betondeckung im Entwurf vorgesehen werden. Eine geringe Betondeckung ermöglicht nur bei geringen geforderten Feuerwiderstandsdauern eine wirtschaftliche Querschnittsausnutzung von AHPMS-Stützen (vgl. Abbildungen 5.7 und 5.8).
- Sofern letzteres durch anderweitige Randbedingungen nicht möglich ist und schmale Abstände zwischen dem Stahlkern und dem Stahlhohlprofil einzuhalten sind, können anstelle von Verbundstützen auch hybride Stützen, die aus einem Stahlhohlprofil, einem massiven Stahlkern und einem thermisch isolierenden Einfüllmaterial bestehen, eingesetzt werden. In diesem Fall ist jedoch zu berücksichtigen, dass Einfüllmaterialien, die eine gute thermische Schutzwirkung aufweisen, in der Regel keinen Beitrag zum Lastabtrag liefern und dass meist auch bei Raumtemperaturbedingungen keine Verbundwirkung in Ansatz gebracht werden kann. Untersuchungen der Verfasserin dieser Arbeit im Rahmen des AiF-ZIM-Projekts „Trag- und Brandverhalten von hochschlanken Mini-Verbundstützen“ [99] haben die Eignung von Perlite- und Vermiculiteschüttungen als Einfüllmaterial in solchen hybriden Stützen mit Einfüllmaßen von 15 und 25 mm im Brandversuch unter Einwirkung der ETK bestätigt.

5.5 Validierung des vereinfachten Bemessungsansatzes für den Tragwiderstand von AHPMS-Stützen im Brandfall

Der im vorigen Abschnitt beschriebene Bemessungsansatz wird im Folgenden den Ergebnissen aus publizierten Brandversuchen an AHPMS-Stützen (vgl. Abschnitt 2.4.2) gegenübergestellt, um das Verfahren zu validieren. Zum einen wird das vorgeschlagene vereinfachte Verfahren auf den von der Verfasserin betreuten Brandversuch im Rahmen des Forschungsprojekts *FRISCC* angewendet. Zum anderen werden die Ergebnisse der Brandversuche an AHPMS-Stützen, die Neuenschwander in [76] beschreibt, mit entsprechenden, vereinfacht berechneten Ergebnissen verglichen.
Die im Rahmen des Forschungsprojekts *FRISCC* im Brandversuch untersuchte Stütze

wurde auf das Erreichen der Feuerwiderstandsklasse R 90 ausgelegt. Die detaillierten Parameter sind in [6] angegeben. Wird das vereinfachte Verfahren unter Berücksichtigung des Stahlkerndurchmessers von 140 mm und einer Betondeckung von 35 mm angewendet, so ergibt sich nach 90-minütiger ETK-Einwirkung entsprechend Gleichung (5.6) eine Stahlkerntemperatur von 486 °C. Die zugehörige Tragfähigkeit der *Stahlkernstütze* beträgt nach DIN EN 1993-1-2 unter Berücksichtigung des im Brandversuch vorliegenden Knicklängenbeiwerts von $\beta_{\mathrm{fi}} = 0{,}7$ und einer Stützenlänge von 3,68 m $N_{\mathrm{b,Kern},\theta} = 2657\,\mathrm{kN}$. Die berechnete Traglast liegt somit deutlich über der im Versuch einwirkenden Last von 1800 kN. Nach dem vereinfachten Bemessungsansatz kann die AHPMS-Stütze demnach in die Feuerwiderstandsklasse R 90 eingeordnet werden. Wird die analytische Formel nach Gleichung (5.7) zur Berechnung der Stahlkerntemperatur nach 120 Minuten zugrunde gelegt, ergibt sich eine Temperatur von 581 °C und eine Tragfähigkeit von 1678 kN. Demnach kann die Stütze nach diesem Verfahren nicht für einen 120-minütigen Feuerwiderstand nachgewiesen werden.

In dem Brandversuch wurde ergänzend nach 108 Minuten die verbleibende Tragfähigkeit der AHPMS-Stütze im Zuge einer weggesteuerten Kompression der Stütze zu 3280 kN ermittelt. Werden in dem vereinfachten Bemessungsverfahren die zu diesem Zeitpunkt im Brandversuch gemessene Stahlkerntemperatur von 360 °C sowie die gemessene Streckgrenze des Stahlkerns $f_{\mathrm{y,Kern}} = 349\,\frac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm}^2}$ als Eingangswerte berücksichtigt, so beträgt die rechnerische Tragfähigkeit der *Stahlkernstütze* 3310 kN und liegt somit sehr nahe der gemessenen Tragfähigkeit.

Die Untersuchung dieses Versuchs belegt somit, dass die Tragfähigkeit der AHPMS-Stütze im Brandfall unter Berücksichtigung der gemessenen Temperatur und Materialkennwerte in guter Näherung durch das vorgeschlagene Bemessungsverfahren ermittelt werden kann. Wird zudem die vereinfachte analytische Berechnung der Stahlkerntemperatur nach den Gleichungen (5.4) - (5.7) im Verfahren berücksichtigt, liefert das Verfahren konservative Ergebnisse.

Dieselbe Charakteristik zeigt sich auch bei der Anwendung des Verfahrens auf die von Neuenschwander publizierten Brandversuche (vgl. Tabelle 2.4). Werden die in [76] beschriebenen Materialkennwerte, Abmessungen und Randbedingungen der Stützen im Bemessungsverfahren als Eingangswerte berücksichtigt, ergeben sich durch Rückrechnung maximale Stahlkerntemperaturen von 615 °C für Versuchskörper Sp1 und 560 °C für Sp4, bei denen der vereinfachte Nachweis unter Ansatz der im Versuch aufgebrachten mechanischen Lasten erfüllt wird. Diese Temperaturen decken sich dabei mit den in [76] angegebenen, gemittelten Stahlkerntemperaturen der Temperaturmessstellen CS3 - CS7 beim Erreichen des Versagenszeitpunkts. Werden alternativ die analytischen Formeln entsprechend Abschnitt 5.4 zu Berechnung der Stahlkerntemperaturen für diese Stützen angesetzt, so ergeben sich nachweisbare Feuerwiderstandsklassen von R 60 für Sp1 und R 90 für Sp4. Demgegenüber stehen im Brandversuch gemessene Versagenszeitpunkte

der Stützen von 92 bzw. 179 Minuten. Demnach liefert das vorgeschlagene Verfahren auch für diese Probekörper konservative Ergebnisse, die insbesondere auf die Überschätzung der Stahlkerntemperaturen im vereinfachten Verfahren zurückzuführen sind.
Auch für den Versuchskörper Sp3 aus Neuenschwanders Versuchsreihe wird mit 90 Minuten eine geringere Feuerwiderstandsdauer unter Ansatz des vereinfachten Verfahrens berechnet, als im Versuch mit 169 Minuten erzielt wurde. Da jedoch keine zugehörigen gemessenen Stahlkerntemperaturen publiziert wurden, kann die unter Berücksichtigung der mechanischen Einwirkung im Brandversuch rückgerechnete maximale Stahlkerntemperatur von 330 °C, bei der der vereinfachte Nachweis gerade noch erfüllt wird, nicht validiert werden. Der Versuchskörper Sp2, der aufgrund des hohen Lastausnutzungsgrades im Brandversuch bereits nach 24 Minuten versagt hat, kann nach dem vorgeschlagenen, vereinfachten Verfahren nicht bemessen werden, da die *Stahlkernstütze* bereits bei Raumtemperaturbedingungen rechnerisch unter der hohen einwirkenden Last versagt.
Dies unterstreicht, dass der vorgeschlagene Bemessungsansatz insbesondere für Stützen, die eine vergleichsweise große Betondeckung und einen hohen Lastausnutzungsgrad aufweisen, zu konservativen Ergebnissen führt. Dies resultiert infolge des erhöhten Schlankheitsgrads der *Stahlkernstütze* gegenüber der zugehörigen AHPMS-Stütze, der im vereinfachten Nachweis für den Brandfall berücksichtigt wird.
Die Gegenüberstellung der Ergebnisse des vorgeschlagenen vereinfachten Bemessungsverfahrens mit publizierten Ergebnissen aus experimentellen Untersuchungen an AHPMS-Stützen bestätigt, dass das Verfahren geeignet ist, um die Tragfähigkeit von AHPMS-Stützen im Brandfall unter Berücksichtigung gemessener Stahlkerntemperaturen realitätsnah abzuschätzen. Ferner liefert die Anwendung der analytischen Formeln zur Berechnung der Stahlkerntemperatur nach den Gleichungen (5.4) - (5.7) höhere Temperaturen als in Brandversuchen ermittelt wurden und resultiert somit in konservativen Abschätzungen der erreichbaren Feuerwiderstandsdauern bzw. Tragfähigkeiten von AHPMS-Stützen im Brandfall.
Dass die Stahlkerntemperaturen auf Grundlage der in Abschnitt 5.4 hergeleiteten Gleichungen gegenüber den in Brandversuchen gemessenen Stahlkerntemperaturen überschätzt werden, ist im Wesentlichen auf zwei Effekte zurückzuführen. Ein Grund sind die bedingt durch die thermischen Gradienten entstehenden, größeren Spaltmaße zwischen den Querschnittskomponenten. Infolge dieser Spaltbildung erfolgt ein verzögerter Wärmeübergang in der Verbundfuge, da die Oberflächen nicht unmittelbar in Kontakt stehen und der Wärmetransport in der Luftschicht deutlich reduziert abläuft. Die Annahme einer ungehinderten Wärmeübertragung zwischen den Querschnittskomponenten in dem numerischen Modell, das die Grundlage zur Herleitung der analytischen Zusammenhänge bildet, resultiert demgegenüber in höheren Stahlkerntemperaturen. Der zweite Effekt, der in Brandversuchen gegenüber numerischen Modellen zu geringeren Stahlkerntempe-

raturen führt, tritt infolge eines thermischen Gradienten entlang der Stützenlängsachse auf. Im Normbrandversuch an Stützen realer Länge tritt dieser Gradient aufgrund des größeren Brandraumvolumens, der diskreten Ölbrennerachsen des Brandofens sowie der thermisch gedämmten Randbereiche der Stütze ein. Beide Effekte bewirken einen Wärme- und Stofftransport von den wärmeren zu den kälteren Bereichen – also ins Stützeninnere sowie zu den Kopf- und Fußbereichen der Stütze. Die Spaltbildung im Querschnitt ermöglicht dabei auch einen Stofftransport in Form von Wasserdampf innerhalb der offenen Fugen entlang der Stützenlängsachse. Insbesondere letztgenannter Effekt bewirkt im Versuch eine verzögerte Erwärmung des Stahlkerns, der in numerischen Modellen für thermomechanische Analysen, die üblicherweise keine fluiden Transportmechanismen berücksichtigen, nicht erfasst wird. Auch in den Modellen, die im Zuge dieser Arbeit für die Parameterstudien verwendet wurden, werden keine fluiden Transportmechanismen berücksichtigt, sodass der positive Einfluss, den die kälteren Randbereiche der Stützen hinsichtlich der Tragfähigkeit bewirken, in den Simulationen nicht berücksichtigt wird. Der Effekt der Spaltbildung im Querschnitt kann in Abaqus theoretisch über eine präzisere Beschreibung des thermischen Kontakts – äquivalent zur Definition des mechanischen Kontakt in der vorliegenden Arbeit – in Abhängigkeit des Spaltmaßes der Verbundfuge erfolgen. Die Ermittlung entsprechender Wärmeübergangswerte bedarf jedoch weiterführender experimenteller Untersuchungen.

5.6 Zusammenfassung und Schlussfolgerungen

Um eine Übertragung der experimentellen und numerischen Forschungsergebnisse dieser Arbeit in die Ingenieurpraxis zu ermöglichen, wurden in diesem Kapitel Bemessungsansätze für lokale und globale Nachweise von AHPMS-Stützen abgeleitet. Für den Nachweis der Längsschubtragfähigkeit zwischen Stahlkern und Beton bei Raumtemperaturbedingungen wurde auf Grundlage des Verfahrens der DIN EN 1990 ein Bemessungswert der Verbundfestigkeit von 1,00 $\frac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm}^2}$ ermittelt. Dieser liegt deutlich höher als äquivalente Bemessungswerte anderer Verbundstützenformen nach DIN EN 1994-1-1. In der Herleitung des Fraktilenwertes wurde dabei die nachgewiesene Abhängigkeit der Verbundeigenschaften von den geometrischen Abmessungen der AHPMS-Stützen vernachlässigt. Die Ableitung einer Bemessungsformel, die diese Abhängigkeit impliziert, ist auf Grundlage der bisher durchgeführten Anzahl von Versuchen jedoch nicht möglich. Hinsichtlich der Bemessung im Brandfall ist ein äquivalenter Ansatz zur Ermittlung eines Bemessungswertes der Verbundfestigkeit nicht sinnvoll, da die experimentellen und numerischen Untersuchungen im Rahmen dieser Forschungsarbeit gezeigt haben, dass die Verbundfestigkeit bei hohen Temperaturen maßgeblich vom Temperaturfeld und einhergehenden thermischen Dehnungen abhängt.

Die Ergebnisse der vorigen Kapitel wurden zudem hinsichtlich ihres Einflusses auf das lokale und globale Tragverhalten von AHPMS-Stützen im Brandfall analysiert. Insbesondere wurden dabei die unterschiedlichen, in der Praxis etablierten Lasteinleitungsarten hinsichtlich der jeweiligen Traganteile der Querschnittskomponenten sowie der Notwendigkeit zur Aktivierung benachbarter Komponenten betrachtet. Dabei konnte für eine Lasteinleitung über starre Kopfplatten rechnerisch nachgewiesen werden, dass ein Ablösen der Kopfplatte vom Stahlkern im Brandfall und eine einhergehende signifikante Kraftumlagerung im Querschnitt nur für einzelne Stützenformen mit kleinen Querschnitten auftreten kann. Die einzelnen Komponenten der AHPMS-Stütze tragen demnach bei einer Lasteinleitung über eine starre Kopfplatte in der Regel über die gesamte Branddauer additiv zum Lastabtrag bei, wobei mit zunehmender Branddauer der prozentuale Traganteil des Stahlkerns stetig zunimmt. Auf die Anordnung zusätzlicher Verbundmittel kann bei dieser Lasteinleitungsart verzichtet werden. Bei einer Lasteinleitung über Stahlformstücke kann in der Bemessung im Brandfall lediglich der Traganteil des Stahlkerns berücksichtigt werden, da üblicherweise keine Verbundmittel zusätzlich angeordnet werden und somit keine definierte Kraftübertragung in andere Querschnittsteile in Ansatz gebracht werden kann. Für eine Lasteinleitung in den Beton und die Weiterleitung der Kräfte mittels Verbundmitteln kann bei Raumtemperaturbedingungen der Nachweis unter Berücksichtigung der Verbundwirkung entsprechend der Ergebnisse der vorliegenden Arbeit sowie der Schubübertragung mittels Verbundmitteln erfolgen. Hingegen muss im Brandfall nachgewiesen werden, dass einzig über die Verbundmittel die für den Nachweis erforderliche Last in den Stahlkern eingeleitet werden kann.

Für alle etablierten Lasteinleitungsarten konnte abgeleitet werden, dass ein konservativer Ansatz für den Nachweis der globalen Tragfähigkeit von AHPMS-Stützen im Brandfall sein kann, diese als thermisch durch die Betondeckung geschützte *Stahlkernstütze* zu bemessen. Um diesen Ansatz ganzheitlich umsetzen zu können, wurde ein analytischer Zusammenhang zwischen der Stahlkerntemperatur, dem Stahlkerndurchmesser, der Betondeckung und der thermischen Einwirkungsdauer basierend auf einer Parameterstudie abgeleitet. Es konnte gezeigt werden, dass AHPMS-Stützen in der Regel unter Ansatz dieser Temperaturen vereinfacht als *Stahlkernstützen* nach DIN EN 1993-1-2 im Brandfall nachgewiesen werden können, ohne dass eine Einschränkung des Lastausnutzungsgrads bei Raumtemperaturbedingungen erforderlich ist. Für wenige Stützengeometrien, bei denen dieser Nachweis nicht erfüllt wird, wurden alternative Bemessungsansätze für die Praxis aufgezeigt. Die Parameterstudie wurde an dieser Stelle für definierte Materialfestigkeiten und einen anwendungspraktisch relevanten Parameterbereich durchgeführt. Für abweichende Kombinationen müssen entsprechende Berechnungen auf Grundlage der DIN EN 1994-1-1 und DIN EN 1993-1-2 durchgeführt werden, wobei die Temperaturberechnung nach den Gleichungen (5.4) - (5.7) unabhängig

von den Materialfestigkeiten als Eingangswert für die Bemessung genutzt werden kann. Ebenso wurde das vorgeschlagene, vereinfachte Bemessungsverfahren im Rahmen dieser Arbeit lediglich für Stützen in mittleren Stockwerken angewendet und quantifiziert, für die im Brandfall ein Knicklängenbeiwert $\beta_{\mathrm{fi}} = 0{,}5$ angesetzt werden darf. Für Stützen in Einbausituationen, die einen abweichenden Knicklängenbeiwert aufweisen, können äquivalente Berechnungen unter Berücksichtigung der jeweiligen Knicklänge durchgeführt werden.
Die Gegenüberstellung der Ergebnisse des vorgeschlagenen Bemessungsverfahrens mit publizierten experimentellen Untersuchungen hat gezeigt, dass die gemessenen Tragfähigkeiten mit der vereinfachten Berechnung der Tragfähigkeit von AHPMS-Stützen im Brandfall als *Stahlkernstützen* unter Berücksichtigung experimentell gemessener Stahlkerntemperaturen sehr gut reproduziert werden können. Wird der Bemessungsansatz ganzheitlich angewendet und werden die Stahlkerntemperaturen nach den Gleichungen (5.4) - (5.7) berechnet, ergeben sich aufgrund der überschätzten Stahlkerntemperaturen rechnerisch geringere Traglasten bzw. Feuerwiderstandsdauern als im Brandversuch ermittelt wurden. Der ganzheitliche Bemessungsansatz ist daher für eine Anwendung in der Praxis zur konservativen Abschätzung der Tragfähigkeit von AHPMS-Stützen im Brandfall geeignet.

6 Zusammenfassung, Schlussfolgerungen und Ausblick

6.1 Zusammenfassung und Schlussfolgerungen

Ausbetonierte Hohlprofilstützen mit massivem Stahlkern (AHPMS-Stützen) stellen eine attraktive Möglichkeit dar, um schlanke Stützen auch bei hohen einwirkenden Lasten zu realisieren und gleichzeitig hohe Anforderungen an den Feuerwiderstand zu erfüllen. Durch die vorteilhafte Anordnung der Materialien im Querschnitt wird der Stahlkern als wesentliches Tragglied der Verbundstütze effektiv durch den umgebenden Beton vor thermischen Einwirkungen geschützt und bleibt somit im Brandfall lange tragfähig. Trotz der vorteilhaften Bauweise werden AHPMS-Stützen bisher jedoch nur von wenigen Anwendern in der Baupraxis verwendet, da derzeit keine normative Grundlage für die Bemessung vorhanden ist und die Genehmigung nur über Zustimmungen im Einzelfall oder allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen erfolgt. Konkret fehlen aktuell normative Bemessungsansätze für AHPMS-Stützen sowohl hinsichtlich der globalen Tragfähigkeit bei Raumtemperaturbedingungen und im Brandfall als auch bezüglich der Verbundfestigkeit zum Nachweis der lokalen Lasteinleitung. In der Folge werden Tragwerke, die wirtschaftlich und architektonisch ansprechend mit AHPMS-Stützen gestaltet werden könnten, bisher häufig in alternativen Bauarten ausgeführt.
Das Ziel der vorliegenden Arbeit bestand daher darin, ein tief gehendes Verständnis für die Charakteristiken der Bauweise von AHPMS-Stützen und das Verbundverhalten dieser Stützen bei Raumtemperaturbedingungen und im Brandfall zu erlangen sowie darauf basierend Ansätze für die baupraktische Bemessung abzuleiten. Der wissenschaftliche Ansatz zur Bearbeitung der Zielsetzung implizierte experimentelle und numerische Untersuchungen, auf deren Grundlage neue Erkenntnisse zum Verbundverhalten von AHPMS-Stützen bei unterschiedlichen thermischen Randbedingungen abgeleitet wurden. Ferner wurde ein numerischer Ansatz zur temperaturabhängigen Kontaktformulierung in FE-Modellen auf Grundlage der experimentellen Beobachtungen entwickelt, um eine realitätsnahe Simulation des Trag- und Verbundverhaltens zu ermöglichen. Ein weiteres Ziel war die Entwicklung eines ganzheitlichen Bemessungsansatzes für AHPMS-Stützen bei Raumtemperaturbedingungen und im Brandfall, der sowohl die globale Tragfähigkeit

als auch die lokale Lasteinleitung der Stützen umfasst. Außerdem sollten etablierte Lasteinleitungsarten von AHPMS-Stützen hinsichtlich der Notwendigkeit der Anordnung zusätzlicher Verbundmittel zum Nachweis der Lasteinleitung bei Raumtemperaturbedingungen und im Brandfall bewertet werden.
Die Untersuchungsergebnisse dieser Arbeit liefern umfassende Erkenntnisse zum Verbundverhalten von AHPMS-Stützen unter thermischer Einwirkung und schaffen damit eine Grundlage zur Beurteilung des Zusammenwirkens der Querschnittskomponenten im Brandfall. Basierend auf diesen Erkenntnissen ist eine detaillierte Analyse des lokalen und globalen Tragverhaltens möglich, anhand derer abgeleitet werden kann, wie der Lasteinleitungsbereich der Stützen ausgebildet werden muss, um auch im Brandfall die notwendige Tragfähigkeit der Konstruktion zu gewährleisten. Die Untersuchungen liefern dabei sowohl indirekt als auch direkt einen Beitrag zur Entwicklung wirtschaftlicher Bemessungsansätze für AHPMS-Stützen in der Ingenieurpraxis. Indirekt trägt zum einen die Erzeugung einer experimentellen Datengrundlage und die darauf basierende Ableitung neuer Erkenntnisse zur Verbundfestigkeit mittels der Push-out-Versuche bei. Zum anderen bilden die numerische Umsetzung der Erkenntnisse in einer allgemeingültigen Kontaktformulierung sowie die Implementierung der Subroutine FRIC die Grundlage für weiterführende numerische Untersuchungen an AHPMS-Stützen unter Berücksichtigung realitätsnaher Verbundeigenschaften. Einen direkten Beitrag liefern die hergeleiteten Bemessungsansätze für das lokale und globale Tragverhalten bei Raumtemperaturbedingungen sowie im Brandfall.
Die wesentlichen Erkenntnisse, die in den experimentellen, numerischen und bemessungstechnischen Untersuchungen dieser Arbeit erzielt wurden und insgesamt zum Erreichen des Forschungsziels beigetragen haben, werden im Folgenden resümiert.

Anhand einleitender Beispiele zum praktischen Einsatz von AHPMS-Stützen wurde ihre Verwendung in Hochhäusern herausgestellt und ein praxisrelevanter Rahmen der Stützenabmessungen und -lasten sowie der Anforderungen an den Feuerwiderstand aufgezeigt. Demzufolge werden an AHPMS-Stützen sowohl hohe Anforderungen hinsichtlich des Tragwiderstands (in der Regel $> 3\,\mathrm{MN}$, in Ausnahmen bis $56\,\mathrm{MN}$) als auch der Erfüllung langer Feuerwiderstandsdauern (in der Regel $\geq 90\,\mathrm{Minuten}$) gestellt. In Hinblick auf die spätere Übertragung der Untersuchungserkenntnisse wurden im Zuge der Darstellung der Charakteristiken von AHPMS-Stützen ferner unter anderem die Tragmechanismen bei Raumtemperaturbedingungen und im Brandfall sowie die in der praktischen Anwendung etablierten Lasteinleitungsarten beschrieben.
Der Stand der Normung wurde sowohl hinsichtlich der Bemessung ausbetonierter Hohlprofilstützen auf Grundlage der DIN EN 1994-1-1 und DIN EN 1994-1-2 als auch bezüglich weltweit normativ erfasster Bemessungsansätze für die Verbundfestigkeit aufbereitet. In der Darstellung des Stands der Forschungen wurde der Fokus einer-

seits auf Untersuchungen zum globalen Tragverhalten von AHPMS-Stützen bei Raumtemperaturbedingungen und in Brandversuchen gelegt. Andererseits wurden experimentelle und numerische Untersuchungen zur Verbundfestigkeit zwischen Baustahl und Beton zusammengestellt und vor dem Hintergrund des eigenen Forschungsansatzes ausgewertet.

Zur experimentellen Ermittlung der Verbundfestigkeit von AHPMS-Stützen wurden im Rahmen dieser Forschungsarbeit Push-out-Versuche an 22 Probekörpern bei Raumtemperaturbedingungen und an 36 Probekörpern bei hohen Temperaturen durchgeführt. Es wurden vier Probekörperserien hergestellt, die unterschiedliche runde AHPMS-Querschnitte aufwiesen. Anhand der Versuche bei Raumtemperaturbedingungen wurde der Einfluss einer dynamischen Vorbelastung, der Probekörpergeometrie sowie der Oberflächenbeschaffenheit auf die Verbundeigenschaften ermittelt. Gegenüber anderen Verbundquerschnitten wurden in den Push-out-Versuchen an AHPMS-Stützen bei Raumtemperaturbedingungen deutlich höhere Verbundfestigkeiten ermittelt. Die gemessenen Verbundfestigkeiten lagen dabei zwischen 2,09 und 4,27 $\frac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm}^2}$. Die Höhe der gemessenen Verbundfestigkeit sowie die Kurvenverläufe hingen dabei maßgeblich von der untersuchten Querschnittsgeometrie ab. Basierend auf den Messergebnissen und unter Einbeziehung theoretischer Herleitungen konnte ein analytischer Zusammenhang zwischen den Stahlkern- und Stahlhohlprofilradien und der gemessenen Verbundfestigkeit abgeleitet werden.

In ergänzenden Untersuchungen, bei denen der Stahlkern durch ein ausbetoniertes Hohlprofil ersetzt wurde, konnte zudem nachgewiesen werden, dass die Oberflächenbeschaffenheit des im Verbund wirkenden Stahlprofils einen wesentlichen Einfluss auf die Verbundspannung-Verschiebungskurve hat. Dabei wird weniger die Höhe der Verbundfestigkeit, sondern vielmehr die Steifigkeit des Verbundes und der Kurvenverlauf im Bereich großer Relativverschiebungen beeinflusst. Die Push-out-Versuche wurden zur weiteren Analyse durch Messungen von Rauheitswerten der Profile sowie visuelle Erfassungen von Ungänzen ergänzt. Auf Grundlage dieser Untersuchungen konnten die gemessenen Kurvenverläufe in einen Zusammenhang zu den mikroskopischen und makroskopischen Verbundmechanismen gebracht werden.

Die Push-out-Versuche bei hohen Temperaturen wurden einerseits an homogen auf 300 °C, 400 °C bzw. 500 °C erwärmten Probekörpern und andererseits an definiert erwärmten Versuchskörpern, die einen thermischen Gradienten im Querschnitt aufweisen, durchgeführt. Anhand der Messergebnisse wurde eine signifikante Abhängigkeit der Verbundfestigkeit von der Temperaturverteilung im Querschnitt nachgewiesen. Dabei lagen die Verbundfestigkeiten der homogen erwärmten Probekörper zwischen 35 % und 12 % der Ergebnisse bei Raumtemperaturbedingungen. Unter dem Einfluss definierter Temperaturgradienten wurde die Verbundfestigkeit noch deutlicher reduziert, was bei einzelnen Probekörpern in einem „Durchrutschen“ des Stahlkerns durch den Beton

resultierte. Je nach Temperaturniveau und -gradient der Probekörper wurde zudem ein ausgeprägtes *stick-slip*-Verhalten beobachtet, bei dem in unregelmäßigen Abständen ein starker Lastabfall und eine einhergehende sprunghafte Zunahme der Relativverschiebung zwischen Stahlkern und Beton auftrat. Dieser Effekt konnte durch die unterschiedlichen, temperaturabhängigen thermischen Dehnungen von Baustahl und Beton begründet werden.

Die Beobachtungen der experimentellen Untersuchungen wurden im Folgenden anhand numerischer Simulationen in der FE-Software Abaqus detailliert analysiert. Mittels zweidimensionaler thermomechanisch gekoppelter Modelle wurden dazu zunächst die thermisch induzierten Druckspannungen bzw. Spaltmaße in der inneren Verbundfuge berechnet. Es zeigte sich, dass eine realitätsnahe Berechnung des Temperaturfelds zur Abbildung des realen Verbundverhaltens erforderlich ist. Die Simulationsergebnisse unter Ansatz homogener Querschnittstemperaturen wiesen keine Korrelation zu den gemessenen Verbundfestigkeiten auf. Hingegen konnte ein linearer Zusammenhang zwischen der Verbundfestigkeit und den berechneten Druckspannungen bzw. Spaltmaßen in der Verbundfuge identifiziert werden, sofern die im Experiment gemessenen thermischen Gradienten im Modell berücksichtigt wurden.

Die Übertragung der Erkenntnisse der zweidimensionalen Simulationen auf dreidimensionale, thermomechanisch gekoppelte Modelle der Push-out-Versuche erforderte die Definition einer spezifischen mechanischen Kontaktformulierung. Hierzu wurde eine *weiche* Kontaktformulierung implementiert, die einen bilinearen Zusammenhang zwischen dem Normalendruck und dem rechnerischen Abstand der Kontaktflächen (p-h-Beziehung) beschreibt. Diese ermöglicht überdies die Berücksichtigung einer aktiven Verbundwirkung bei einem rechnerisch vorhandenen, thermisch induzierten Spaltmaß in der Verbundfuge. Unter Ansatz der bilinearen Kontaktdefinition wurden die gemessenen Verbundfestigkeiten in den dreidimensionalen Simulationen der Push-out-Versuche sowohl für nahezu homogen erwärmte Proben als auch unter Berücksichtigung ausgeprägter Temperaturgradienten im Querschnitt in guter Übereinstimmung wiedergegeben und somit das 3D-Modell validiert.

Um das Verbundverhalten auch im Bereich großer Relativverschiebungen realitätsnah abbilden zu können, wurde ferner die Subroutine FRIC in Ergänzung zum Coulombschen Reibungsmodell implementiert. Mit der Subroutine können charakteristische Veränderungen des Verbundverhaltens im Bereich großer Relativverschiebungen berücksichtigt werden. Die Anwendung der Subroutine anhand der im Zuge dieser Arbeit untersuchten Versuchskörper belegt ihre Eignung zur Berechnung unterschiedlicher Kurvenverläufe der Verbundspannung-Verschiebungskurven bei Raumtemperaturbedingungen sowie bei beliebigen Temperatureinwirkungen.

Auf Grundlage der Erkenntnisse der experimentellen und numerischen Untersuchungen wurden abschließend Ansätze für die Bemessung des lokalen und globalen Tragverhal-

tens von AHPMS-Stützen abgeleitet. Basierend auf dem in DIN EN 1990 beschriebenen Verfahren wurde aus den gemessenen Verbundfestigkeiten der Push-out-Versuche bei Raumtemperaturbedingungen ein Bemessungswert für die Verbundfestigkeit von AHPMS-Stützen ermittelt. Dieser beträgt $\tau_{\mathrm{Rd}} = 1{,}00\,\frac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm}^2}$ und liegt deutlich höher als die bislang normativ erfassten Werte anderer Verbundstützentypen. Die in dieser Arbeit nachgewiesene Abhängigkeit der Verbundfestigkeit von den geometrischen Abmessungen wird in diesem Bemessungswert jedoch nicht berücksichtigt. Gleichwohl ist der Wert für den üblichen Anwendungsbereich von AHPMS-Stützen repräsentativ.
Für die Bemessung von AHPMS-Stützen im Brandfall wurde zudem ein Bemessungsansatz hergeleitet, wonach diese Stützen im Brandfall vereinfacht als thermisch geschützte *Stahlkernstützen* bemessen werden können. Der ganzheitliche Ansatz beinhaltet dabei analytische Formeln zur Berechnung der Stahlkerntemperatur in Abhängigkeit des Stahlkerndurchmessers, der Betondeckung und der jeweiligen thermischen Einwirkungsdauer. Unter Verwendung dieser Temperaturen wurden im Zuge einer Parameterstudie die nach DIN EN 1994-1-1 bzw. DIN EN 1993-1-2 berechneten Tragfähigkeiten der AHPMS-Stütze bei Raumtemperaturbedingungen und der *Stahlkernstütze* im Brandfall gegenübergestellt. Demnach weisen erwärmte *Stahlkernstützen*, bei denen die Betondeckung in der Bemessung lediglich als Wärmedämmung berücksichtigt wird, in der Regel rechnerisch so hohe Tragfähigkeiten auf, dass die Lastausnutzung der Verbundstütze bei Raumtemperaturbedingungen nicht begrenzt werden muss. Ein Vergleich der mittels dieses Verfahrens berechneten Tragfähigkeiten bzw. nachweisbaren Feuerwiderstandsdauern mit Ergebnissen aus Brandversuchen bestätigt die Eignung des Bemessungsansatzes für AHPMS-Stützen im Brandfall zur Erzielung konservativer Ergebnisse.

Ein wesentlicher Erkenntnisgewinn der Untersuchungen dieser Arbeit besteht darin, dass insbesondere die Temperaturverteilung im Querschnitt und die korrespondierenden thermischen Dehnungen der Baustoffe das Verbundverhalten von AHPMS-Stützen bei einer thermischen Einwirkung signifikant beeinflussen. Übertragen auf eine übliche Bemessung im Brandfall auf Grundlage der ETK konnte für AHPMS-Stützen gezeigt werden, dass aufgrund des hohen thermischen Gradienten im Brandfall keine Verbundwirkung zwischen dem Stahlkern und dem Beton auftritt. Als Schlussfolgerung daraus muss im Rahmen einer Bemessung bei Normbrandbedingungen zur Erfüllung des lokalen Nachweises der Krafteinleitung durch eine entsprechende Lasteinleitungsart sichergestellt werden, dass die im Brandfall vom Stahlkern abzutragenden Lasten ohne Ansatz einer Verbundwirkung in den Stahlkern eingeleitet werden können. Dies kann den Ergebnissen dieser Arbeit zufolge sowohl durch die Verwendung starrer Kopfplatten als auch mittels Stahlformstücken realisiert werden, ohne dass Verbundmittel zur Schubübertragung angeordnet werden müssen. Für die Bemessung bei Raumtemperatur-

bedingungen ist dabei ergänzend nachzuweisen, dass die notwendigen Schubspannungen über die Verbundwirkung entlang der Lasteinleitungslänge in den umliegenden Beton eingeleitet werden können. Dieser Nachweis kann unter Ansatz des im Rahmen dieser Arbeit ermittelten Bemessungswertes der Verbundfestigkeit geführt werden. Einzig bei einer planmäßigen Lasteinleitung in den Beton und einer Schubübertragung in den Stahlkern mittels Dübelblechen oder aufgeschweißten Kopfbolzendübeln muss für den Brandfall konstruktiv sichergestellt werden, dass die Lasten mittels Verbundmitteln in den Stahlkern eingeleitet werden können, da im Brandfall keine Verbundwirkung aktiv ist.

Hinsichtlich der globalen Tragfähigkeit von AHPMS-Stützen im Brandfall ist für eine thermische Einwirkung entsprechend der ETK den Erkenntnissen dieser Forschungsarbeit zufolge eine Traglastberechnung unter vollständiger Vernachlässigung der Verbundwirkung durchzuführen. Im Zuge der Parameterstudien zur Tragfähigkeit thermisch geschützter *Stahlkernstützen* im Brandfall und zugehöriger AHPMS-Stützen bei Raumtemperaturbedingungen wurde gezeigt, dass die Vernachlässigung der Verbundwirkung von AHPMS-Stützen in der Bemessung im Brandfall in der Regel keine Einschränkung des zulässigen Lastausnutzungsgrades bei Raumtemperaturbedingungen erfordert. Eine Vielzahl der Stützen mit praxisüblichen Querschnittsabmessungen und Stützenlängen kann demnach basierend auf den etablierten, vereinfachten Bemessungsverfahren nach DIN EN 1994-1-1 und DIN EN 1993-1-2 für Raumtemperaturbedingungen und den Brandfall nachgewiesen werden. In Ergänzung zu den vereinfachten Nachweisen muss dabei lediglich die Lasteinleitung in den Stahlkern in jeder Bemessungssituation sichergestellt werden.

Für von der ETK abweichende thermische Einwirkungen wurde eine Methodik aufgezeigt, mit der anhand zweidimensionaler numerischer Berechnungen ein charakteristischer Wert der Verbundfestigkeit von AHPMS-Stützen ermittelt werden kann. Die Ermittlung basiert dabei auf dem festgestellten bilinearen Zusammenhang zwischen der berechneten Druckspannung bzw. dem Spaltmaß und der gemessenen Verbundfestigkeit, der für beliebige Querschnitte und Temperatureinwirkungen charakteristische Verbundfestigkeiten beschreibt. Ferner kann die Verbundwirkung unter Ansatz der hergeleiteten Kontaktformulierung realitätsnah in numerischen Modellen zur Simulation des Tragverhaltens von AHPMS-Stützen unter thermischer Einwirkung berücksichtigt werden.

Mit den Erkenntnissen dieser Arbeit wird ein Beitrag zur sicheren und wirtschaftlichen Bemessung von AHPMS-Stützen bei Raumtemperaturbedingungen sowie im Brandfall geleistet und erstmalig eine Ausweitung des Anwendungsbereichs der etablierten Bemessungsmethoden auf diesen innovativen Verbundstützentyp erzielt. Nicht zuletzt kann die Bauweise mittels AHPMS-Stützen durch diese Ansätze attraktiver für Planer und ausführende Firmen werden.

6.2 Ausblick

Die Untersuchungen im Rahmen dieser Arbeit haben bereits zu einem wesentlichen Erkenntnisgewinn in Bezug auf das Trag- und Verbundverhalten von AHPMS-Stützen beigetragen. Dabei können insbesondere die hergeleiteten Bemessungsansätze für Raumtemperaturbedingungen und den Brandfall als Grundlage für zukünftige Regelungen für diesen innovativen Stützentyp dienen und somit zu einer Steigerung der Anwendung von AHPMS-Stützen in der Praxis beitragen.
Der hier beschriebene Untersuchungsumfang ist auf einen definierten, praxisrelevanten Parameterbereich begrenzt, sodass auch die abgeleiteten Bemessungsansätze nur für diesen Anwendungsbereich gültig sind. Zur Ausweitung der Erkenntnisse sind weiterführende Untersuchungen notwendig, die insbesondere die folgenden Details fokussieren sollten:

- Die Push-out-Versuche bei Raumtemperaturbedingungen haben eine signifikante Abhängigkeit der Verbundfestigkeit von den geometrischen Abmessungen belegt. Zur Überführung des in Abschnitt 5.2 hergeleiteten Bemessungswertes für die Verbundfestigkeit runder AHPMS-Stützen in einen Normenvorschlag ist dieser zuvor durch ergänzende experimentelle Untersuchungen zu verifizieren. Diese Untersuchungen sollten insbesondere größere Stützenquerschnitte und Betondeckungen umfassen, um die darin vorherrschende Umschnürungswirkung durch das Stahlhohlprofil zu quantifizieren.
- Die Untersuchungen in der vorliegenden Arbeit beziehen sich auf runde AHPMS-Stützen. Da sich die Umschnürungswirkung den Erkenntnissen zufolge bei Raumtemperaturbedingungen maßgeblich auf die Verbundeigenschaften auswirkt, ist für AHPMS-Stützen, die z.B. aus architektonischen Gründen ein quadratisches Stahlhohlprofil aufweisen, aufgrund der ungleichmäßigen Umschnürungswirkung mit signifikant geringeren Verbundfestigkeiten zu rechnen. Zur Ermittlung eines äquivalenten Bemessungswertes für diese Stützenform sind gesonderte experimentelle Untersuchungen notwendig.
- In den bisherigen Untersuchungen wurden praxisübliche Stahl- und Betonfestigkeiten von AHPMS-Stützen betrachtet. Entwicklungen, die den Einsatz hochfester Stähle und Betone in diesen Stützen vorsehen, bedürfen weiterführender Untersuchungen des Trag- und Verbundverhaltens. Unter Verwendung hochfester Materialien können sich beispielsweise die prozentualen Anteile der Querschnittskomponenten an der Gesamttragfähigkeit dahingehend verändern, dass der Beton auch im Brandfall für den Lastabtrag herangezogen werden muss. Dies hat unmittelbare Auswirkungen auf die Gestaltung der Lasteinleitungsbereiche und die Notwendigkeit der Anordnung von Verbundmitteln. Werden hochfeste Betone eingesetzt,

müssen gegebenenfalls auch Effekte infolge autogenen Schwindens hinsichtlich ihrer Auswirkung auf die Verbundeigenschaften analysiert werden. In diesem Zusammenhang sind auch Untersuchungen zu den Eigenspannungsverteilungen in massiven Stahlkernen aus hochfesten Stählen in Betracht zu ziehen.

- Die Untersuchungen in Kapitel 5 haben für einen definierten Anwendungsbereich belegt, dass das globale Tragverhalten von AHPMS-Stützen im Brandfall in konservativer Näherung über eine vereinfachte Bemessung als *Stahlkernstütze* nach DIN EN 1993-1-2 erfolgen kann. Dabei wurde für eine Lasteinleitung über eine starre Kopfplatte sowie Stahlformstücke rechnerisch gezeigt, dass auf die Anordnung von Verbundmitteln verzichtet werden kann. Um diese Aussage zu verallgemeinern bzw. Anwendungsgrenzen des vorgeschlagenen vereinfachten Bemessungsansatzes zu erweitern, muss der Ansatz für weitere Abmessungen, Randbedingungen und Materialkennwerte in umfangreichen Parameterstudien ausgewertet werden.
- Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurde festgestellt, dass die thermischen Gradienten und die zugehörigen thermischen Dehnungen der Querschnittskomponenten im Brandfall den maßgebenden Einflussfaktor auf das Verbundverhalten darstellen. Als entsprechend wichtig zur realitätsnahen Berücksichtigung des Verbundverhaltens in thermomechanischen Analysen stellt sich demnach die präzise Simulation des Temperaturfelds heraus. Die etablierten numerischen Ansätze zum Wärmeübergang in Verbundbauteilen überschätzen die in Brandversuchen gemessenen Temperaturen zum Teil jedoch deutlich. Als Basis zur Ermittlung realitätsnaher thermischer Kontaktbedingungen, die beispielsweise eine Abhängigkeit vom berechneten Spaltmaß implizieren, sind gesonderte Brandversuche notwendig, die eine geeignete Messtechnik zur Bestimmung der Wärmeübertragung implizieren.
- Um neben den bisherigen Untersuchungen an homogen und stetig erwärmten Proben auch Erkenntnisse in Bezug auf die Verbundwirkung während und nach einem realen Brandereignis zu erhalten, sind ergänzende Untersuchungen an Proben, die typischen Naturbrandszenarien inklusive einer Abkühlphase ausgesetzt werden, notwendig. Bei diesen Szenarien kann ein zwischenzeitliches Ablösen der Querschnittskomponenten und eine spätere Umkehrung dieses Effektes eintreten. Da infolge solcher Temperatureinwirkungen auch irreversible Verformungen und Schädigungen der Stütze auftreten können, sind Untersuchungen zum Nachbrandverhalten von Interesse, um Aussagen über eine mögliche Nachnutzung der Konstruktion nach einem Brandereignis treffen zu können.

Literatur

Eigene Veröffentlichungen

Im Rahmen dieser Dissertation sind folgende Publikationen veröffentlicht worden:

[1] Schaumann, P. ; Kleibömer, I. : 3 D-modelling of concrete-filled circular composite columns with embedded steel core in case of fire. In: *Finite element modelling of innovative concrete-filled tubular columns under room and elevated temperatures*, Espinós, A.; Romero, M.L. (Hrsg.), Universitat Politècnica de València, 2013, S. 13–21

[2] Schaumann, P. ; Kleibömer, I. : Brandschutztechnische Bemessung von Stahl- und Verbundkonstruktionen. In: *Stahlbaukalender 2014, Eurocode 3 - Außergewöhnliche Einwirkungen*, Kuhlmann, U. (Hrsg.), Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 2014, S. 333–411

[3] Schaumann, P. ; Kleibömer, I. : Experimentelle Untersuchungen zum Trag- und Erwärmungsverhalten von Verbundstützen mit massivem Einstellprofil im Brandfall. In: *19. DASt-Forschungskolloquium in Hannover*, Deutscher Ausschuss für Stahlbau (Hrsg.), Frehner Consulting GmbH, Füssen, 2014, S. 131–136

[4] Schaumann, P. ; Kleibömer, I. : Experimental investigations on the thermal and mechanical behaviour of composite columns with massive steel core in fire. In: *Proceedings of the 1st International Fire Safety Symposium (IFireSS).* Coimbra, Portugal, 20.-22. April 2015, S. 61–70

[5] Schaumann, P. ; Kleibömer, I. : Experimentelle und numerische Untersuchungen zum Trag- und Erwärmungsverhalten ausbetonierter Hohlprofilstützen mit massivem Stahlkern. In: *Tagungsband zum Workshop Heißbemessung - Structural Fire Engineering.* Braunschweig, 14. September 2015

[6] Schaumann, P. ; Kleibömer, I. : Zum Trag- und Erwärmungsverhalten von Verbundstützen mit massivem Stahlkern im Brandfall. In: *Bautechnik 92* (2015), Nr. 5, S. 330–334

[7] Schaumann, P. ; Kleibömer, I. : Experimental and numerical investigations on the composite behavior of concrete-filled tubular columns with massive steel core at high temperatures. In: *Proceedings of the 9th International Conference on Structures in Fire (SiF'16).* Princeton, USA, 8.-10. Juni 2016, S. 544–551

[8] Schaumann, P. ; Kleibömer, I. : Experimental and numerical investigations on the composite behaviour of concrete-filled tubular columns with massive steel core at high temperatures. In: *Tagungsband zum Workshop Heißbemessung - Structural Fire Engineering.* Braunschweig, 20. September 2016

[9] Schaumann, P. ; Kleibömer, I. : Experimental and numerical investigations of the composite behaviour in concrete-filled tubular columns with massive steel core at high temperatures. In: *Journal of Structural Fire Engineering* (2017). – (in Druck) DOI 10.1108/JSFE-01-2017-0010

[10] Schaumann, P. ; Kleibömer, I. : Experimentelle Untersuchungen zum Verbundverhalten in ausbetonierten Hohlprofilstützen mit massivem Stahlkern unter erhöhten Temperaturen. In: *Stahlbau, Holzbau und Verbundbau - Festschrift Kuhlmann*, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart (Hrsg.), Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 2017, S. 249–254

[11] Schaumann, P. ; Kleibömer, I. : Zum Verbundverhalten ausbetonierter Hohlprofilstützen mit massivem Stahlkern unter erhöhten Temperaturen. In: *Stahlbau 86* (2017), Nr. 8, S. 694–698

Monographien, Handbücher und Beiträge in Fachzeitschriften

[12] *Abaqus - Documentation for Abaqus/Standard Version 6.16.* Dassault Systèmes Simulia Corporation, Providence, Rhode Island, USA, 2016

[13] *Abaqus/Standard Version 6.16.* Dassault Systèmes Simulia Corporation, Providence, Rhode Island, USA, 2016

[14] Ali, F. ; O'Connor, D. ; Abu-Tair, A. : Explosive spalling of high-strength concrete columns in fire. In: *Magazine of Concrete Research 53* (2001), Nr. 3, S. 197–204

[15] Aly, T. ; Elchalakani, M. ; Thayalan, P. ; Patnaikuni, I. : Incremental collapse threshold for pushout resistance of circular concrete filled steel tubular columns. In: *Journal of Constructional Steel Research 66* (2010), S. 11–18

[16] Anderberg, Y. ; Thelandersson, S. : A constitutive law for concrete at transient high temperature conditions / Division of Structural Mechanics and Concrete Construction, Bulletin 65, Lund Institute of Technology, Lund. 1978. – Forschungsbericht

[17] Angerer, T. ; Rubin, D. ; Taus, M. : Verbundstützen und Querkraftanschlüsse der Verbundflachdecken beim Millennium Tower. In: *Stahlbau 68* (1999), Nr. 8, S. 641–646

[18] Bahr, O. : *Numerical and experimental investigations on unbraced composite frames in fire*, Leibniz Universität Hannover, Diss., 2011

[19] Bahr, O. ; Schaumann, P. ; Bollen, B. ; Bracke, J. : Young's modulus and Poisson's ratio of concrete at high temperatures: Experimental investigations. In: *Materials and Design 45* (2013), S. 421–429

[20] Böhling, S. ; Klaas, B. ; Socher, T. : Der Stahlbau der Elbphilharmonie. In: *Stahlbau 83* (2014), Nr. 10, S. 707–717

[21] Bigaj, A. : *Structural dependence of rotation capacity of plastic hinges in RC beams and slabs*, Technische Universiteit Delft, Diss., 1999

[22] Bischof, C. ; Possart, W. : *Adhäsion. Theoretische und experimentelle Grundlagen.* Akademie-Verlag, Berlin, 1983

[23] Boué, P. ; Seekamp, H. : Die Verwendung betongefüllter Stahlstützen mit geschlossenem Querschnitt. In: *Bau und Bauindustrie* 6 (1957), S. 161–164

[24] Chen, C. ; Jau, W. ; Chen, C. ; Wu, Y. ; Lin, J. : Behaviour of axially loaded box columns filled with high-strength self-compacting concrete at elevated temperatures. In: *Proceedings of the 7th International Conference on Structures in Fire (SiF'12).* Zürich, Schweiz, 6.-8. Juni 2012, S. 267–274

[25] Cohrs, P. : *Tragverhalten stählerner Atriumstützen unter lokaler Brandbeanspruchung*, Leibniz Universität Hannover, Diss., 2016

[26] Comité International pour le Développement et l'Etude de la Construction Tubulaire (CIDECT): Strength and ductility of connections between tubular columns and flat slabs under monotonic and cyclic loading conditions / Programme 4F, 3rd Interim Report. 2009. – Forschungsbericht

[27] Copeland, L. ; Bragg, R. : Self desiccation in portland cement pastes / Bulletin 52, Research Laboratories of the Portland Cement Association, Chicago. 1955. – Forschungsbericht

[28] Correia, A. ; Rodrigues, J. : Fire resistance of partially encased steel columns with restrained thermal elongation. In: *Journal of Constructional Steel Research 67* (2011), S. 593–601

[29] Ding, J. ; Wang, Y. : Realistic modelling of thermal and structural behaviour of unprotected concrete filled tubular columns in fire. In: *Journal of Constructional Steel Research 64* (2008), S. 1086–1102

[30] Eggemann, H. : *Vereinfachte Bemessung von Verbundstützen im Hochbau*, Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule Aachen, Diss., 2003

[31] Ehm, C. : *Versuche zur Festigkeit und Verformung von Beton unter zweiachsialer Beanspruchung und hohen Temperaturen*, Technische Universität Braunschweig, Diss., 1986

[32] Espinós, A. : *Numerical analysis of the fire resistance of circular and elliptical slender concrete filled tubular columns*, Universitat Politècnica de València, Diss., 2012

[33] Espinós, A. ; Romero, M. : Fire resistance of concrete filled tubular columns - EN 1994-1-2 simple calculation model revision / Universitat Politècnica de València. 2010. – Forschungsbericht

[34] Espinós, A. (Hrsg.) ; Romero, M. (Hrsg.): *Finite element modelling of innovative concrete-filled tubular columns under room and elevated temperatures.* Editorial Universitat Politècnica de València, 2013

[35] European Commission, Directorate-General for Research and Innovation: Unbraced Composite Structures in Fire (UCoSiF), Final report / Publications Office of the European Union. 2012. – Forschungsbericht

[36] European Commission, Directorate-General for Research and Innovation: Fire resistance of innovative and slender concrete filled tubular composite columns (FRISCC), Final report / Publications Office of the European Union. 2016. – Forschungsbericht

[37] Frangi, A. ; Tesar, C. ; Fontana, M. : Tragwiderstand von Betonbauteilen nach dem Brand. In: *Bauphysik 28* (2006), Nr. 3, S. 170–183

[38] Ghojel, J. : Experimental and analytical technique for estimating interface thermal conductance in composite structural elements under simulated fire conditions. In: *Experimental Thermal and Fluid Science 28* (2004), S. 347–354

[39] Hamme, U. ; Schaumann, P. : Rechnerische Analyse von Walzeigenspannungen. In: *Stahlbau 56* (1987), Nr. 11, S. 328–334

[40] Hanswille, G. : Die Bemessung von Stahlverbundstützen nach nationalen und EU-Regeln. In: *Der Prüfingenieur 22* (2003), Ausgabe April, S. 17–31

[41] Hanswille, G. ; Bergmann, R. : Neuere Untersuchungen zur Bemessung und Lasteinleitung von ausbetonierten Hohlprofil-Verbundstützen. In: *Festschrift Prof. Tschemmernegg*, Institut für Stahlbau, Holzbau und Mischbautechnologie, Universität Innsbruck (Hrsg.), 1999

[42] Hanswille, G. ; Lippes, M. : Einsatz von hochfesten Stählen und Betonen bei Hohlprofil-Verbundstützen. In: *Stahlbau 77* (2008), Nr. 4, S. 296–307

[43] Hanswille, G. ; Porsch, M. : Lasteinleitung bei ausbetonierten Hohlprofil-Verbundstützen. In: *Stahlbau 73* (2004), Nr. 9, S. 676–682

[44] Hertz, K. : Concrete strength for fire safety design. In: *Magazine of Concrete Research 57* (2005), Nr. 8, S. 445–453

[45] Huang, Z. : Modelling the bond between concrete and reinforcing steel in a fire. In: *Engineering Structures 32* (2010), S. 3660–3669

[46] Hunaiti, Y. : Bond strength in battened composite columns. In: *Journal of Structural Engineering 117* (1991), Nr. 3, S. 699–714

[47] Hunaiti, Y. : Aging effect on bond strength in composite sections. In: *Journal of Materials in Civil Engineering 6* (1994), Nr. 4, S. 469–473

[48] Jendele, L. ; Cervenka, J. : Finite element modelling of reinforcement with bond. In: *Computers and Structures 84* (2006), S. 1780–1791

[49] Jensen, O. ; Hansen, P. : Water-entrained cement-based materials - I. Principles and theoretical background. In: *Cement and Concrete Research 31* (2001), S. 647–654

[50] Johansson, M. : The efficiency of passive confinement in CFT columns. In: *Steel and Composite Structures 2* (2002), Nr. 5, S. 379–396

[51] Johansson, M. ; Gylltoft, K. : Mechanical behavior of circular steel-concrete composite stub columns. In: *Journal of Structural Engineering 128* (2002), Nr. 8, S. 1073–1081

[52] Kai-Cheng, X. ; Meng-Cheng, C. ; Fang, Y. : Confined expansion and bond property of micro-expansive concrete-filled steel tube columns. In: *The Open Civil Engineering Journal* (2011), Nr. 5, S. 173–178

[53] Kalifa, P. ; Menneteau, F. ; Quenard, D. : Spalling and pore pressure in HPC at high temperatures. In: *Cement and Concrete Research 30* (2000), S. 1915–1927

[54] Keindorf, C. : *Tragverhalten und Ermüdungsfestigkeit von Sandwichtürmen für Windenergieanlagen*, Leibniz Universität Hannover, Diss., 2009

[55] Khaliq, W. ; Kodur, V. : An approach to account for tie configuration in evaluating fire performance of reinforced concrete columns. In: *Proceedings of the 7th International Conference on Structures in Fire (SiF'12)*. Zürich, Schweiz, 6.-8. Juni 2012, S. 609–618

[56] Klöppel, K. ; Goder, W. : Traglastversuche mit ausbetonierten Stahlrohren und Aufstellung einer Bemessungsformel. In: *Stahlbau 26* (1957), Nr. 1, S. 1–10 und 44–50

[57] Knowles, R. ; Park, R. : Strength of concrete filled steel tubular columns. In: *Journal of the Structural Division 95* (1969), Nr. ST12, S. 2565–2587

[58] Ko, J. ; Ryu, D. ; Noguchi, T. : The spalling mechanism of high-strength concrete under fire. In: *Magazine of Concrete Research 63* (2011), Nr. 5, S. 357–370

[59] Kodur, V. ; Dwaikat, M. ; Fike, R. : High-temperature properties of steel for fire resistance modeling of structures. In: *Journal of Materials in Civil Engineering 22* (2010), Nr. 5, S. 423–434

[60] Kordina, K. ; Klingsch, W. : Brandverhalten von Stahlstützen im Verbund mit Beton und von massiven Stahlstützen ohne Beton. Projekt 35 / Studiengesellschaft für Anwendungstechnik von Eisen und Stahl. 1983. – Forschungsbericht

[61] Kwak, H. ; Kim, S. : Bond-slip behavior under monotonic uniaxial loads. In: *Engineering Structures 23* (2001), S. 298–309

[62] Lee, J. ; Fenves, G. : Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures. In: *Journal of Engineering Mechanics 124* (1998), Nr. 8, S. 892–900

[63] Lie, T. : Fire resistance of circular steel columns filled with bar-reinforced concrete. In: *Journal of Structural Engineering 120* (1994), Nr. 5, S. 1489–1509

[64] Liew, R. ; Xiong, M. : *Design guide for concrete filled tubular members with high strength materials*. Research Publishing, Singapur, 2015

[65] Lindschulte, N. : *Drucktragverhalten von Rohren aus ultrahochfestem Beton mit Stahlblechummantelung*, Leibniz Universität Hannover, Diss., 2013

[66] Lindschulte, N. ; Lohaus, L. : Rohre aus ultrahochfestem Beton mit Stahlblechummantelung unter zentrischer Druckbeanspruchung. In: *Bauingenieur 90* (2015), S. 71–80

[67] Lu, H. ; Zhao, X. ; Han, L. : Fire behaviour of high strength self-consolidating concrete filled steel tubular stub columns. In: *Journal of Constructional Steel Research 65* (2009), S. 1995–2010

[68] Lubliner, J. ; Oliver, J. ; Oller, S. ; Onate, E. : A plastic-damage model for concrete. In: *International Journal for Solids Structures 25* (1989), Nr. 3, S. 299–326

[69] Müller, A. : *Zum Zug- und Schubtragverhalten von Betonfugen*, Technische Universität München, Diss., 2009

[70] Mollazadeh, M. ; Wang, Y. : New insights into the mechanism of load introduction into concrete-filled steel tubular column through shear connection. In: *Engineering Structures 75* (2014), S. 139–151

[71] Morishita, Y. ; Tomii, M. ; Yoshimura, K. : Experimental studies on bond strength in concrete filled circular steel tubular columns subjected to axial loads. In: *Transactions of the Japan Concrete Institute* (1979), Nr. 1, S. 351–358

[72] Morishita, Y. ; Tomii, M. ; Yoshimura, K. : Experimental studies on bond strength in concrete filled square and octagonal steel tubular columns subjected to axial loads. In: *Transactions of the Japan Concrete Institute* (1979), Nr. 1, S. 359–366

[73] Neuenschwander, M. : *Structural fire behavior of concrete-filled steel tube columns with solid steel core*, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, Diss., 2016

[74] Neuenschwander, M. ; Knobloch, M. ; Fontana, M. : Numerische Modellierung des Tragverhaltens von betongefüllten Hohlprofilstützen mit Stahlkern unter ISO-Normbrandeinwirkung. In: *Festschrift Gerhard Hanswille*, Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Bergische Universität Wuppertal (Hrsg.), 2011, S. 353–362

[75] Neuenschwander, M. ; Knobloch, M. ; Fontana, M. : Elevated temperature mechanical properties of solid section structural steel. In: *Construction and Building Materials 149* (2016), S. 186–201

[76] Neuenschwander, M. ; Knobloch, M. ; Fontana, M. : ISO standard fire tests of concrete-filled steel tube columns with solid steel core. In: *Journal of Structural Engineering 143* (2016), Nr. 4, S. 04016211

[77] Neuenschwander, M. ; Knobloch, M. ; Fontana, M. : Suitability of the damage-plasticity modelling concept for concrete at elevated temperatures: Experimental validation with uniaxial cyclic compression tests. In: *Cement and Concrete Research 79* (2016), Nr. 1, S. 57–75

[78] Neuenschwander, M. ; Knobloch, M. ; Fontana, M. : Generic model stress-strain relationship for concrete in compression at elevated temperatures. In: *ACI Materials Journal 114* (2017), Nr. 1, S. 3–14

[79] Neuenschwander, M. ; Knobloch, M. ; Fontana, M. : Modeling thermo-mechanical behavior of concrete-filled steel tube columns with solid steel core subjected to fire. In: *Engineering Structures 136* (2017), S. 180–193

[80] Nitsche, R. ; Nettingsmeier, J. ; Rutkowski, T. ; Wriggers, P. ; Schaumann, P. : Numerische Berechnung des Tragverhaltens von gleitfest-vorgespannten Schraubenverbindungen unter Berücksichtigung der Adhäsion. In: *Bauingenieur 82* (2007), S. 77–84

[81] Pahn, G. ; Schön, S. ; Aschinger, R. ; Rusch, A. : Das Cottbuser Medienzentrum. In: *Bauingenieur 79* (2004), S. 76–80

[82] Piel, W. : *Zur Erhöhung der Durchstanztragfähigkeit von Flachdecken mit Stahlverbundsystemen*, Bergische Universität Wuppertal, Diss., 2004

[83] Pistol, K. : *Wirkungsweise von Polypropylen-Fasern in brandbeanspruchtem Hochleistungsbeton*, Technischen Universität Braunschweig, Diss., 2016

[84] Powers, T. ; Brownyard, T. : Studies of the physical properties of hardened portland cement paste / Bulletin 22, Research Laboratories of the Portland Cement Association, Chicago. 1948. – Forschungsbericht

[85] Qu, X. ; Chen, Z. ; Nethercot, D. ; Gardner, L. ; Theofanous, M. : Load-reversed push-out tests on rectangular CFST columns. In: *Journal of Constructional Steel Research 81* (2013), S. 35–43

[86] Renaud, C. : *Modelisation numerique, experimentation et dimensionnement pratique des poteaux mixtes avec profil creux exposes a l'incendie*, L'Institut National des Sciences Appliquees de Rennes, Diss., 2003

[87] Rodrigues, J. ; Correia, A. ; Pires, T. : Behaviour of composite columns made of totally encased steel sections in fire. In: *Journal of Constructional Steel Research 105* (2012), S. 97–106

[88] Roeder, C. ; Cameron, B. ; Brown, C. : Composite action in concrete filled tubes. In: *Journal of Structural Engineering 125* (1999), Nr. 5, S. 477–484

[89] Roeder, C. ; Chmielowski, R. ; Brown, C. : Shear connector requirements for embedded steel sections. In: *Journal of Structural Engineering 125* (1999), Nr. 2, S. 142–151

[90] Roik, K. : Verbundstützen in Forschung und Anwendung. In: *Berichte aus Forschung und Entwicklung*, Deutscher Ausschuss für Stahlbau, Stahlbau-Verlag, Köln, 1980, S. 21–31

[91] Roik, K. ; Bergmann, R. ; Bode, H. ; Wagenknecht, G. : Tragfähigkeit von ausbetonierten Hohlprofilstützen aus Baustahl. In: *Technisch-wissenschaftliche Mitteilungen, Nr. 75-4.* Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Ruhr-Universität Bochum, 1975

[92] Roik, K. ; Breit, M. ; Schwalbenhofer, K. : Untersuchung der Verbundwirkung zwischen Stahlprofil und Beton bei Stützenkonstruktionen im Wohnungsbau. Forschungsvorhaben P51 / Institut für konstruktiven Ingenieurbau, Ruhr-Universität Bochum. 1984. – Forschungsbericht

[93] Roik, K. ; Schaumann, P. : Tragverhalten von Vollprofilstützen - Fließgrenzenverteilung an Vollprofilquerschnitten / Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Ruhr-Universität Bochum. 1980. – Forschungsbericht

[94] Romero, M. ; Espinós, A. ; Portolés, J. ; Hospitaler, A. ; Ibanez, C. : Slender double-tube ultra-high strength concrete-filled tubular columns under ambient temperature and fire. In: *Engineering Structures 99* (2015), S. 536–545

[95] Rubert, A. ; Schaumann, P. : Structural steel and plane frame assemblies under fire action. In: *Fire Safety Journal 10* (1986), S. 173–184

[96] Sauerborn, N. : *Ausführungsbeispiele Verbundbau.* Enthalten in: s+v Planungssoftware, Beispiele Verbundbau, stahl+verbundbau gmbh, 2006

[97] Sauerborn, N. ; Kretz, J. : Verbundstützen. In: *Stahlbaukalender 2010 - Verbundbau*, Kuhlmann, U. (Hrsg.), Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 2010, S. 424–482

[98] Schaumann, P. ; Keindorf, C. ; Lochte-Holtgreven, S. : Statische und dynamische Axialdruckversuche an vergrouteten Rohr-in-Rohr-Verbindungen mit verschiedenen Füllmaterialien. In: *Bautechnik 86* (2009), Nr. 11, S. 719–728

[99] Schaumann, P. ; Kleibömer, I. ; Böhling, S. : Trag- und Brandverhalten von hochschlanken Mini-Verbundstützen, Sachbericht KF 3090901NT2, Kooperationsprojekt des Zentralen Innovationsprogramms Mittelstand (ZIM) / Institut für Stahlbau, Leibniz Universität Hannover. 2015. – Forschungsbericht

[100] Schaumann, P. : *Zur Berechnung stählerner Bauteile und Rahmentragwerke unter Brandbeanspruchung*, Ruhr-Universität Bochum, Diss., 1984

[101] Schäffel, P. : *Zum Einfluss schwindreduzierender Zusatzmittel und Wirkstoffe auf das autogene Schwinden und weitere Eigenschaften von Zementstein*, Bauhaus-Universität Weimar, Diss., 2009

[102] Schleich, J. : Fire safety - Design of composite columns. In: *Proceedings of the International Conference on Fire-safe steel construction: Practical design.* Luxemburg, 11.-12. April 1984

[103] Sen, H. : Triaxial stresses in short circular concrete-filled tubular steel columns. In: *Proceedings of the RILEM-Conference.* Cannes, Frankreich, 4.-6. Oktober 1972

[104] Shakir-Khalil, H. : Pushout strength of concrete-filled steel hollow sections. In: *The Structural Engineer 71* (1993), Nr. 13, S. 230–233

[105] Shakir-Khalil, H. : Resistance of concrete-filled steel tubes to pushout forces. In: *The Structural Engineer 71* (1993), Nr. 13, S. 234–243

[106] Sobek, W. ; Sundermann, W. ; Reinke, H. : Der Post Tower in Bonn - eine detaillierte Betrachtung der Tragwerke für Rohbau und Fassaden. In: *Bauingenieur 80* (2005), S. 179–187

[107] Sothmann, J. : *Zur Modellierung geschützter und ungeschützter Verbunddeckenträgersysteme im Brandfall*, Leibniz Universität Hannover, Diss., 2013

[108] Tao, Z. ; Ghannam, M. : Heat transfer in concrete-filled carbon and stainless steel tubes exposed to fire. In: *Fire Safety Journal 61* (2013), S. 1–11

[109] Tao, Z. ; Han, L. ; Uy, B. ; Chen, X. : Post-fire bond between the steel tube and concrete in concrete-filled steel tubular columns. In: *Journal of Constructional Steel Research 67* (2011), S. 484–496

[110] Tao, Z. ; Song, T. ; Uy, B. ; Han, L. : Bond behavior in concrete-filled steel tubes. In: *Journal of Constructional Steel Research 120* (2016), S. 81–93

[111] Thienel, K.-C. : *Festigkeit und Verformung von Beton bei hoher Temperatur und biaxialer Beanspruchung - Versuche und Modellbildung*, Technische Universität Braunschweig, Diss., 1993

[112] Tomii, M. ; Yoshimura, K. ; Morishita, Y. : A method of improving bond strength between steel tube and concrete core cast in circular steel tubular columns. In: *Transactions of the Japan Concrete Institute* (1980), Nr. 2, S. 319–326

[113] Verein Deutscher Zementwerke e.V. ; GmbH, V. B. (Hrsg.): *Zement Taschenbuch 2002*. 2002

[114] Virdi, K. ; Dowling, P. : Bond strength in concrete filled circular steel tubes. CESLIC Report CC11 / Civil Engineering Department, Imperial College London. 1975. – Forschungsbericht

[115] Virdi, K. ; Dowling, P. : Bond strength in concrete filled steel tubes. In: *IABSE Periodica 3* (1980), Nr. P-33/80, S. 125–139

[116] Wang, A. : Numerical studies on shear connectors in push-out tests under elevated temperatures. In: *Structural Engineering and Mechanics 39* (2011), Nr. 3, S. 317–338

[117] Wang, Y. ; Foster, A. : Experimental and numerical study of temperature developments in PIR core sandwich panels with joint. In: *Fire Safety Journal 90* (2017), S. 1–14

[118] Wilke, F. : *Load bearing behaviour of grouted joints subjected to predominant bending*, Leibniz Universität Hannover, Diss., 2014

[119] Wium, J. : *Composite columns: Force transfer from steel section to concrete encasement*, Ecole Polytechnique Federale de Lausanne, Diss., 1992

[120] Wohlfahrt, H. ; Schmidt, J. : Simulation der Vorgänge im Schmelzbad beim Laserstrahlschweißen zur Voraussage von Nahtausbildung, Gefüge, Verzug und Schweißeigenspannungen. AiF Projektnr. 11853 / Institut für Schweißtechnik, Technische Universität Braunschweig. 2001. – Forschungsbericht

[121] Xiaowei, Y. ; Xilin, L. : Study on push-out test and bond stress-slip relationship of circular concrete filled steel tube. In: *Steel and Composite Structures 10* (2010), Nr. 4, S. 317–329

[122] Xiong, M. ; Liew, J. : Spalling behavior and residual resistance of fibre reinforced ultra-high performance concrete after exposure to high temperatures. In: *Materiales de Construccion 65* (2015), Nr. e071, S. 1–10

[123] Xiong, M. ; Liew, J. : Mechanical behaviour of ultra-high strength concrete at elevated temperatures and fire resistance of ultra-high strength concrete filled steel tubes. In: *Materials and Design* 104 (2016), S. 414–427

[124] Xu, C. ; Chengkui, H. ; Decheng, J. ; Yuancheng, S. : Push-out test of pre-stressing concrete filled circular steel tube columns by means of expansive cement. In: *Construction and Building Materials 23* (2009), S. 491–497

[125] Zhang, B. ; Bicanic, N. : Residual fracture toughness of normal- and high-strength gravel concrete after heating to 600 °C. In: *ACI Materials Journal 99* (2002), Nr. 3, S. 217–226

[126] Zhao, B. : *Modélisation numérique des poutres et portiques mixtes acier-béton avec glissement et grands déplacements*, L'Institut National des Sciences Appliquees de Rennes, Diss., 1994

[127] Zhao, B. ; Kruppa, J. : Fire resistance of composite slabs with profiled steel sheet and of composite steel concrete beams - Part 2: Composite beams. Report EUO 16822CTICM / Centre technique industriel de la construction métallique. 1997. – Forschungsbericht

[128] Zhao, X. ; Ghojel, J. ; Grundy, P. ; Han, L. : Behaviour of grouted sleeve connections at elevated temperatures. In: *Thin-Walled Structures 44* (2006), S. 751–758

Normen, Richtlinien und Bemessungshilfen

[129] American Concrete Institute: *ACI 318-63: Building Requirements for reinforced concrete.* Detroit, Michigan, Juni 1963

[130] American Institute of Steel Construction: *AISC 360-10: Specification for Structural Steel Buildings.* Chicago, Illinois, Juni 2010

[131] Architectural Institute of Japan (Hrsg.): *AIJ Standards for structural calculation of steel reinforced concrete structures.* Shiba, Japan, 1991

[132] Bauministerkonferenz (ARGEBAU): *Musterbauordnung für die Länder der Bundesrepublik Deutschland - MBO.* `http://www.is-argebau.de`. Version: November 2002, zuletzt geändert im Mai 2016

[133] Comité International pour le Développement et l'Etude de la Construction Tubulaire (CIDECT) (Hrsg.): Bergmann, R. ; Matsui, C. ; Meinsma, C. ; Dutta, D. : *Design Guide No. 5 - Design guide for concrete filled hollow section columns under static and seismic loading.* Verlag TÜV Rheinland, Köln, 1995

[134] Comité International pour le Développement et l'Etude de la Construction Tubulaire (CIDECT) (Hrsg.): Kurbane, Y. ; Packer, J. ; Wardenier, J. ; Yeomans, N. : *Design Guide No. 9 - Design guide for structural hollow section column connections.* Verlag TÜV Rheinland, Köln, 2004

[135] Comite Euro-International du Beton (Hrsg.): *CEB-FIP Model Code 1990: Design Code.* Thomas Telford, London, 1993

[136] Det Norske Veritas (Hrsg.): *DNV OS-J101: Offshore Standard - Design of offshore wind turbine structures.* SAI Global, Mai 2014

[137] Det Norske Veritas (Hrsg.): *DNV/GL-ST-0126: Support structures for wind turbines.* SAI Global, April 2016

[138] Deutsches Institut für Normung e.V. (Hrsg.): *DIN 4766: Herstellverfahren und Rauheit von Oberflächen - Richtlinien für Konstruktion und Fertigung.* Beuth Verlag GmbH, Berlin, November 1966

[139] Deutsches Institut für Normung e.V. (Hrsg.): *DIN 1045: Beton- und Stahlbetonbau - Bemessung und Ausführung.* Beuth Verlag GmbH, Berlin, März 1968

[140] Deutsches Institut für Normung e.V. (Hrsg.): *DIN 18806-1: Verbundkonstruktionen - Verbundstützen.* Beuth Verlag GmbH, Berlin, März 1984

[141] Deutsches Institut für Normung e.V. (Hrsg.): *DIN 4102-4: Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen. Teil 4: Zusammenstellung und Anwendung klassifizierter Baustoffe, Bauteile und Sonderbauteile.* Beuth Verlag GmbH, Berlin, März 1994

[142] Deutsches Institut für Normung e.V. (Hrsg.): *DIN EN 10221: Oberflächengüteklassen für warmgewalzten Stabstahl und Walzdraht - Technische Lieferbedingungen.* Beuth Verlag GmbH, Berlin, Januar 1996

[143] Deutsches Institut für Normung e.V. (Hrsg.): *DIN V 18800-5: Verbundtragwerke aus Stahl und Beton - Bemessung und Konstruktion.* Beuth Verlag GmbH, Berlin, November 2004

[144] Deutsches Institut für Normung e.V. (Hrsg.): *DIN EN 10025-2: Warmgewalzte Erzeugnisse aus Baustählen. Teil 2: Technische Lieferbedingungen für unlegierte Baustähle.* Beuth Verlag GmbH, Berlin, April 2005

[145] Deutsches Institut für Normung e.V. (Hrsg.): *DIN EN 10219-1: Kaltgefertigte geschweißte Hohlprofile für den Stahlbau aus unlegierten Baustählen und aus Feinkornbaustählen - Teil 1: Technische Lieferbedingungen.* Beuth Verlag GmbH, Berlin, Juli 2006

[146] Deutsches Institut für Normung e.V. (Hrsg.): *DIN EN 10021: Allgemeine technische Lieferbedingungen für Stahlerzeugnisse.* Beuth Verlag GmbH, Berlin, März 2007

[147] Deutsches Institut für Normung e.V. (Hrsg.): *DIN EN 1990: Eurocode 0: Grundlagen der Tragwerksplanung.* Beuth Verlag GmbH, Berlin, Dezember 2010

[148] Deutsches Institut für Normung e.V. (Hrsg.): *DIN EN 1991-1-2: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke. Teil 1-2: Allgemeine Einwirkungen, Brandeinwirkungen auf Tragwerke.* Beuth Verlag GmbH, Berlin, Dezember 2010

[149] Deutsches Institut für Normung e.V. (Hrsg.): *DIN EN 1992-1-2: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken. Teil 1-2: Allgemeine Regeln, Tragwerksbemessung für den Brandfall.* Beuth Verlag GmbH, Berlin, Dezember 2010

[150] Deutsches Institut für Normung e.V. (Hrsg.): *DIN EN 1993-1-1: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten. Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau.* Beuth Verlag GmbH, Berlin, Dezember 2010

[151] Deutsches Institut für Normung e.V. (Hrsg.): *DIN EN 1993-1-2: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten. Teil 1-2: Allgemeine Regeln, Tragwerksbemessung für den Brandfall.* Beuth Verlag GmbH, Berlin, Dezember 2010

[152] Deutsches Institut für Normung e.V. (Hrsg.): *DIN EN 1993-1-6: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten. Teil 1-6: Festigkeit und Stabilität von Schalen.* Beuth Verlag GmbH, Berlin, Dezember 2010

[153] Deutsches Institut für Normung e.V. (Hrsg.): *DIN EN 1994-1-1: Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton. Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für den Hochbau.* Beuth Verlag GmbH, Berlin, Dezember 2010

[154] Deutsches Institut für Normung e.V. (Hrsg.): *DIN EN 1994-1-1/NA: Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter. Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton. Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für den Hochbau.* Beuth Verlag GmbH, Berlin, Dezember 2010

[155] Deutsches Institut für Normung e.V. (Hrsg.): *DIN EN 1994-1-2/NA: Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter. Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton. Teil 1-2: Allgemeine Regeln, Tragwerksbemessung für den Brandfall.* Beuth Verlag GmbH, Berlin, Dezember 2010

[156] Deutsches Institut für Normung e.V. (Hrsg.): *DIN EN 1994-2: Eurocode 4 - Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton. Teil 2: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für Brücken.* Beuth Verlag GmbH, Berlin, Dezember 2010

[157] Deutsches Institut für Normung e.V. (Hrsg.): *DIN EN 1992-1-1: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken. Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau.* Beuth Verlag GmbH, Berlin, Januar 2011

[158] Deutsches Institut für Normung e.V. (Hrsg.): *DIN EN 1994-1-2: Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton. Teil 1-2: Allgemeine Regeln, Tragwerksbemessung für den Brandfall.* Beuth Verlag GmbH, Berlin, Juni 2014

[159] Deutsches Institut für Normung e.V. (Hrsg.): *DIN EN ISO 19902: Erdöl- und Erdgasindustrie - Gegründete Stahlplattformen.* Beuth Verlag GmbH, Berlin, Januar 2014

[160] Deutsches Institut für Normung e.V. (Hrsg.): *Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-26.3-60, Verbundstütze mit Kernprofil System Geilinger-Stütze.* Zulassungsstelle für Bauprodukte und Bauarten, Bautechnisches Prüfamt, 30.09.2014

[161] Standards Australia International (Hrsg.): *AS 5100.6: Australian Standard: Bridge design - Part 6: Steel and composite construction.* SAI Global, Sydney, Australien, April 2004

[162] The British Standards Institution (Hrsg.): *BS 5400-5: Steel, concrete and composite bridges - Part 5: Code of practice for design of composite bridges.* BSI, London, Großbritannien, April 1979

[163] Wang, Y. : *Design Guide for concrete filled hot finished structural hollow section (SHS) columns*. published as PN006a-GB - NCCI: Design of reinforced concrete filled, hot finished structural steel hollow sections in fire. Tata Steel Europe (Hrsg.), 2014

Internetquellen

[164] Christian Richters: *Q1 Thyssenkrupp Quartier Essen*. https://www.architonic.com/de/project/jswd-architekten-q1-thyssenkrupp-\quartier-essen/5100714. – Stand: 05.09.2017

[165] DC Photo Art: *Frankfurt Hoch Vier*. http://www.cuoio.de/2010/02/22/frankfurt-hoch-hinaus/sf_18/. – Stand: 05.09.2017

[166] Deutsche Presseagentur: *Außergewöhnliche Architektur - Universitätsbibliothek in Cottbus*. http://www.sueddeutsche.de/kultur/aussergewoehnliche-architektur-krumm-schief-und-schoen-1.1693967-4. – Stand: 05.09.2017

[167] Fotocommunity GmbH: *Nord-LB Hannover*. http://www.fotocommunity.de/photo/nordlb-in-hannover-gerhard-s/27394620. – Stand: 05.09.2017

[168] Hyllie, S. : *Quality Hotel View*. http://www.hyllie.com/media/128324/pk2839_point.jpg. – Stand: 05.09.2017

[169] Lochotzke, H. : *Deutsche Med*. http://haraldlochotzke.de/wp-content/uploads/2010/09/deutschemed-0003.jpg. – Stand: 05.09.2017

[170] Millennium Tower: *Viennas iconic landmark*. http://www.millenniumtower.at/de/. – Stand: 05.09.2017

[171] Skyscrapercity bv: *Highlight Towers Munich*. http://www.skyscrapercity.com/showthread.php?t=229095. – Stand: 05.09.2017

[172] Spannverbund GmbH: *Geilinger Europilz*. http://www.spannverbund.eu/files/ref_ch_spannverbund_europilz_shoe.qxd_prosp_a5_spannv_s_1_3.pdf. – Stand: 05.09.2017

[173] Spannverbund GmbH: *Geilinger-Stütze*. http://www.spannverbund.eu/files/referenzblatt_stuetzen.pdf. – Stand: 05.09.2017

[174] Spannverbund GmbH: *Post-Tower, Bonn*. http://spannverbund.de/index.php/de/post-tower-bonn.html. – Stand: 05.09.2017

[175] STAHL+VERBUNDBAU GMBH: *Projekte: Stahl- und Verbundbau, Uptown München*. http://www.stahlverbundbau.de/projektliste/projektdetails/uptown-muenchen.html. – Stand: 05.09.2017

[176] TUCHSCHMID AG: *Tuchschmid-WALM Stützenkopfverstärkung*. http://tuchschmid.ch/wp-content/uploads/2012/01/Dokumentation-\Tuchschmid-WALM4.pdf. – Stand: 05.09.2017

[177] WEISS, C. : *Geilingerpilz mit Bohrungen*. http://members.aon.at/zt-weiss/dateien/hochbau/abfangung.htm. – Stand: 05.09.2017

[178] WIKIMEDIA COMMONS: *Elbphilharmonie Hamburg, Mai 2016*. https://commons.wikimedia.org/wiki/File:Hamburg_Elbphilharmonie_2016.jpg. – Stand: 05.09.2017

Abbildungsverzeichnis

1.1 Ausbetonierte Hohlprofilstützen mit integrierten Stahlprofilen vor dem Betonieren: (a) Massiver Stahlkern [6], (b) Lamellen-Blechpaket [96], (c) H-Profil [96] 2

2.1 Referenzgebäude für den Einsatz von AHPMS-Stützen mit Geilinger-Stützen: (a) Posttower in Bonn [174], (b) Palais Quartier in Frankfurt [165], (c) Elbphilharmonie in Hamburg [178], (d) Medienzentrum in Cottbus [166] 9
2.2 Referenzgebäude für den Einsatz von AHPMS-Stützen mit dem *s+v Stützensystem*: (a) Nord LB in Hannover [167], (b) HighLight Towers in München [171], (c) Uptown in München [175], (d) TyssenKrupp Hauptquartier in Essen [164] 10
2.3 Referenzgebäude für den internationalen Einsatz von AHPMS-Stützen: (a) Deutsche Med in Rostock [169], (b) Millennium Tower in Wien [170], (c) Quality Hotel View in Malmö [168] 11
2.4 (a) Querkontraktion und (b) Volumendehnung in AHP-Stützen unter Berücksichtigung der Umschnürungswirkung nach Johansson [50] 14
2.5 Spannungszustände in gedrungenen AHP-Stützen in Abhängigkeit des Belastungsniveaus nach Hanswille und Porsch [43] 15
2.6 Eigenspannungs- und Streckgrenzenverteilung in Stahlvollprofilen: (a) nach Roik und Schaumann [93], (b) nach Hanswille und Lippes [42] 16
2.7 Schematischer Verlauf der axialen Stützenkopfverschiebung von AHP-Stützen (nach Espinós [32]) und von AHPMS-Stützen im Brandversuch 18
2.8 Kraftübertragung vom Beton in den Stahlkern von AHPMS-Stützen mittels Kopfbolzendübeln und Dübelblechen [173] 21
2.9 Stahlformstücke zur Lasteinleitung in AHP- und AHPMS-Stützen: (a) *Geilinger-Pilz* der Firma *spannverbund gmbh* [177], (b) *Durchstanzkreuz* der Firma *stahl+verbundbau GmbH* [82], (c) *WALM* der Firma *Tuchschmid* [176] 22
2.10 Etablierter Versuchsaufbau eines Push-out-Versuchs: (a) Schematische Darstellung, (b) realer Versuchsstand mit AHP-Probekörper [109] . . . 24

2.11 Charakteristischer Verlauf der Verbundspannung-Verschiebungskurve von AHP-Stützen im Push-out-Versuch 25
2.12 Verbundmechanismen in AHP-Stützen 26
2.13 (a) Gleichmäßige Abriebspuren infolge mikroskopischer Verzahnung und (b) diskrete Kerben infolge makroskopischer Verzahnung (Oberflächenungänzen) in der Verbundfuge aufgetrennter AHPMS-Probekörper nach einem Push-out-Versuch der Verfasserin 27
2.14 Schematische Darstellung der Hydratationsstoffe und -produkte bei verschiedenen Wasserzementwerten nach VDZ [113] 30
2.15 Volumenanteile des Betongefüges in Abhängigkeit des Hydratationsgrads und mikroskopische Darstellung der Gefügestruktur nach Jensen und Hansen [49] 31
2.16 Vorfaktoren η_a und η_c zur Berücksichtigung der Umschnürungswirkung in runden AHP-Stützen nach DIN EN 1994-1-1 [153] 37
2.17 Definition der Verbundspannung-Verschiebungskurve für Bewehrungsstäbe in Normalbeton nach CEB-FIP Model Code [135] 41
2.18 Gemessene und berechnete Stahlkern- und Betontemperaturen einer AHPMS-Stütze im Brandversuch nach Schleich [102] 44
2.19 Brandversuch an einer AHPMS-Stütze im Forschungsprojekt *FRISCC*: (a) Stützenquerschnitt vor der Betonage, (b) Stütze vor und nach dem Brandversuch, (c) lokale Beule des Stahlhohlprofils [6], [36] 46
2.20 Versuchsstand und gemessene Kraft-Verschiebungskurven der Push-out-Versuche an AHP-Stützen von Virdi und Dowling [114] 48
2.21 Versuchsstand und gemessene Kraft-Verschiebungskurven der Push-out-Versuche an AHP-Stützen von Roik et al. [92] 49
2.22 Einfluss des Probekörperalters auf die Kraft-Verschiebungskurve von Verbundstützen im Push-out-Versuch nach Hunaiti [47] 50
2.23 (a) Gegenüberstellung gemessener Verbundfestigkeiten und Betonfestigkeiten und (b) Verbundspannungsverteilung entlang der Probekörperlänge von AHP-Stützen im Push-out-Versuch nach Roeder [88], [89] 53
2.24 Quasi-elastisches Verhalten (QE) und inkrementeller Kollaps (IK) von AHP-Stützen im dynamischen Push-out-Versuch in Abhänigkeit des Lastniveaus x nach Aly et al. [15] 55
2.25 Verbundspannungsverteilung entlang der Probekörperlänge von AHP-Stützen in Push-out-Versuchen nach Xiaowei und Xilin [121] 56
2.26 Einfluss des Massenanteils schwindreduzierenden Zements auf die Stahlhohlprofildehnungen von AHP-Proben während des Erhärtens nach Kai-Cheng [52] 57

2.27 (a) Versuchsaufbau und (b) Probekörper nach der Durchführung eines Push-out-Versuchs an Rohr-in-Rohr-Verbindungen nach Schaumann und Keindorf [98] 57
2.28 (a) Kraft-Verschiebungskurven kleinmaßstäbiger Rohr-in-Rohr-Probekörper und (b) Anteile der Verbundmechanismen im Push-out-Versuch nach Wilke [118] 58
2.29 Verbundfestigkeit von Rohr-in-Rohr-Verbindungen in Abhängigkeit der Temperaturdifferenz zwischen Außen- und Innenrohr nach Zhao et al. [128] 59
2.30 Bereiche ungleichmäßiger Verbundspannungen im Push-out-Versuch an AHP-Stützen nach Tao et al. [109] 61
2.31 Gemessene und berechnete Dehnungen von AHPMS-Stützen nach Hanswille und Lippes [42] 62
2.32 Berechnete Kraftverteilung einer runden AHPMS-Stütze unter Einwirkung der ETK nach Neuenschwander [74] 63
2.33 (a) Minimale und maximale Eigenspannungen in Abhängigkeit vom Durchmesser und (b) Eigenspannungsverteilung in kreisrunden Vollstahlprofilen nach dem analytischen Ansatz von Hanswille und Lippes [42] und numerischen Berechnungen der Verfasserin [34] 64
2.34 (a) Temperaturabhängige Verbundfestigkeit-Schlupfbeziehung und (b) Stützenkopfverschiebung einer quadratischen AHP-Stütze der Kantenlänge 200 mm unter Ansatz unterschiedlicher Interaktionsbeziehungen nach Renaud [86] 67
2.35 Definition der Verbundspannung-Verschiebungskurve von AHP-Stützen auf Grundlage einer kohäsiven Kontaktformulierung nach Mollazadeh und Wang [70] 68
2.36 Definition der Verbundspannung-Verschiebungskurve für Bewehrungsstäbe in Normalbeton: (a) nach Bigaj [21], (b) nach Kwak und Kim [61] 69

3.1 Versuchsaufbau der Push-out-Versuche: (a) Schematische Darstellung, (b) realer Versuchsstand mit AHPMS-Probekörper 76
3.2 (a) Anordnung der Thermoelemente, (b) beispielhafter Verlauf der Querschnittstemperaturen bei einer Übersteuerung der Ofentemperatur bei einer Zieltemperatur von 300 °C 80
3.3 Versuchsstände für die Push-out-Versuche bei Raumtemperaturbedingungen (HUS und TONI) sowie hohen Temperaturen (MFL) 81
3.4 Probekörper vor (links) und nach (rechts) dem Push-out-Versuch . . . 82
3.5 Positionierung von optischen Messsensoren zur Messung der Versuchsstandsverformungen am HUS-Prüfstand 84

3.6 Gemessene Verformungsanteile am HUS-Prüfstand 84
3.7 Vergleich der Kraft-Verschiebungskurven basierend auf der gemessenen Zylinderverschiebung und der Relativverschiebung des Probekörpers im Prüfstand HUS 86
3.8 Positionierung von optischen Messsensoren zur Messung der Versuchsstandsverformungen am MFL-Prüfstand 88
3.9 Gemessene Verformungsanteile am MFL-Prüfstand 88
3.10 Schematisches Vorgehen zur Aufbereitung der Messdaten bei (a) abfallenden und (b) ansteigenden Kurvenverläufen nach Erreichen der Verbundfestigkeit 91
3.11 Verbundspannung-Verschiebungskurven der Push-out-Versuche an AHPMS-Proben unter Einfluss verschiedener dynamischer Vorbelastungen . . . 93
3.12 Verbundspannung-Verschiebungskurven der Push-out-Versuche an AHPMS-Proben bei Raumtemperaturbedingungen 95
3.13 Zusammenhang zwischen den Querschnittsabmessungen und der Verbund- sowie Reibfestigkeit von AHPMS-Proben bei Raumtemperaturbedingungen 97
3.14 Theoretisches Modell zum Zusammenhang zwischen einer axialen Belastung des Stahlkerns und den resultierenden, normal auf die Verbundfugen wirkenden Spannungen von AHPMS-Stützen 98
3.15 Rotationssymmetrischer Spannungszustand in einem Zylinder 99
3.16 Visualisierung der analytisch berechneten Verbundfestigkeiten nach Gleichung (3.24) und Gegenüberstellung mit gemessenen Verbundfestigkeiten 103
3.17 Charakteristische Oberflächenbeschaffenheiten der Stahlvollprofile und Stahlhohlprofile 106
3.18 Lokale Ungänzen und Riefen der massiven Stahlkerne 107
3.19 Gegenüberstellung der Verbundspannung-Verschiebungskurven der Push-out-Versuche an AHPMS- und AHPRR-Proben bei Raumtemperaturbedingungen 108
3.20 Verbundspannung-Verschiebungskurven der Push-out-Versuche an AHPMS-Proben bei hohen Temperaturen 112
3.21 Zusammenhang zwischen den Querschnittsabmessungen und der Verbundfestigkeit von AHPMS-Proben bei hohen Temperaturen 114
3.22 Verbundspannung-Verschiebungskurven der Push-out-Versuche an AHPMS-Proben bei hohen Temperaturen ohne Aufbereitung der Messdaten . . 115
3.23 Temperaturabhängige Definition der thermischen Dehnung von Baustahl und Normalbeton nach DIN EN 1994-1-2 [158] 117
3.24 Querschnittstemperaturen der Probekörper der Serie HT-I-G zu Beginn des Push-out-Versuchs 118

3.25 Verbundspannung-Verschiebungskurven der Push-out-Versuche bei einer homogenen Querschnittstemperatur von 300 °C sowie beim Erreichen einer Verbundfugentemperatur von 300 °C unter definierten Aufheizgeschwindigkeiten 119
3.26 Gegenüberstellung der Verbundspannung-Verschiebungskurven der Push-out-Versuche an AHPMS- und AHPRR-Proben bei hohen Temperaturen 120
3.27 Gegenüberstellung der Verbundspannung-Verschiebungskurven der Push-out-Versuche an AHPMS- und AHPRR-Proben bei hohen Temperaturen ohne Aufbereitung der Messdaten 121

4.1 Temperaturabhängige Spannungs-Dehnungsbeziehung von Normalbeton mit einer Druckfestigkeit von 35 $\frac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm}^2}$ nach DIN EN 1994-1-2 [158] . . . 132
4.2 Mögliche Kombinationen von Kontaktformulierungen und numerischen Methoden in Abaqus [13] 136
4.3 Nichtlineare *Penalty*-Formulierung in Abaqus: (a) Definition der Penalty-Steifigkeit und (b) resultierende p-h-Beziehung auf Grundlage einer mittels dieses Penalty-Ansatzes genäherten *harten* Kontaktbedingung nach [12] 139
4.4 Definition einer *weichen* Kontaktformulierung in Abaqus: (a) Exponentieller und (b) tabellarischer, multi-linearer Verlauf der p-h-Beziehung nach [12] 139
4.5 Diskretisierung der AHPMS-Querschnitte in den zweidimensionalen numerischen Modellen unter Ausnutzung von Symmetriebedingungen . 142
4.6 Gemessene und berechnete Querschnittstemperaturen von Versuchskörpern der Serie HT-I-G: (a) HT-219-140-G2 $\frac{\mathrm{K}}{\mathrm{min}}$, (b) HT-219-140-Gmax1 145
4.7 Gegenüberstellung der gemessenen Verbundfestigkeiten mit numerisch berechneten Spaltmaßen bzw. Druckspannungen in der inneren Verbundfuge von AHPMS-Proben unter Annahme homogener Querschnittstemperaturen 148
4.8 Berücksichtigung gemessener Temperaturverläufe als thermische Randbedingungen in den thermomechanischen Simulationen von AHPMS-Querschnitten 149
4.9 Gegenüberstellung der gemessenen Verbundfestigkeiten mit numerisch berechneten Spaltmaßen bzw. Druckspannungen in der inneren Verbundfuge von AHPMS-Proben unter Berücksichtigung der gemessenen Querschnittstemperaturen 150
4.10 Ungleichmäßige Betonstruktur in der inneren Verbundfuge des Probekörpers HT-219-80-500-H1 151
4.11 Veränderung der Kontaktmechanismen in AHPMS-Stützen infolge thermischer Einwirkungen und zugehöriger thermischer Dehnungen 153

4.12 3D-Modell eines AHPMS-Probekörpers und Definition der mechanischen Randbedingungen entsprechend der Push-out-Versuche 158
4.13 Übertragung des anhand von 2D-Simulationen ermittelten Zusammenhangs zwischen der gemessenen Verbundfestigkeit und den berechneten Spaltmaßen bzw. Druckspannungen auf eine Kontaktformulierung zur Anwendung in 3D-Modellen 159
4.14 Gegenüberstellung der gemessenen Verbundfestigkeiten mit den in 3D-Modellen berechneten Verbundfestigkeiten von AHPMS-Probekörpern . 162
4.15 Berechnete Entwicklung des Spaltmaßes und der Spannungen in der inneren Verbundfuge (links) und Verteilung der Druckspannungen in den Verbundfugen zu Beginn und Ende des Push-out-Versuchs (rechts) von AHPMS-Probekörpern der Serie I: (a) Bei einer homogenen Temperatur von 300 °C, (b) bei einer homogenen Temperatur von 500 °C, (c) bei einer konstanten Aufheizgeschwindigkeit von 2,5 $\frac{\mathrm{K}}{\mathrm{min}}$ 164
4.16 Thermische Dehnung von Baustahl nach DIN EN 1994-1-2 [158], Kordina und Klingsch [60], Rubert und Schaumann [95] und Neuenschwander [75] 169
4.17 Temperaturabhängige Querkontraktionszahl von Baustahl nach Wohlfahrt et al. [120] 170
4.18 Temperaturabhängige Spannungs-Dehnungsbeziehungen von Normalbeton mit einer Druckfestigkeit von 35 $\frac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm}^2}$ nach (a) Neuenschwander et al. [78] und (b) DIN EN 1994-1-2 [158] 171
4.19 (a) Definition des Materialverhaltens von Beton im Zugbereich nach CEB-FIP Model Code [135] und (b) temperaturabhängige Bruchenergie von Beton nach Zhang und Bicanic [125] 172
4.20 Gegenüberstellung der gemessenen Verbundfestigkeiten mit numerisch berechneten Spaltmaßen bzw. Druckspannungen in der inneren Verbundfuge von AHPMS-Proben auf Grundlage der Materialmodelle nach Abschnitt 4.4.4 und unter Berücksichtigung der gemessenen Querschnittstemperaturen 173
4.21 Gegenüberstellung der gemessenen Verbundfestigkeiten mit den in 3D-Modellen berechneten Verbundfestigkeiten von AHPMS-Probekörpern auf Grundlage der Materialmodelle nach Abschnitt 4.4.4 176
4.22 Beispielhafte Funktionsverläufe der normierten Verbundspannungen im Bereich großer Relativverschiebungen x zur Verwendung in der Subroutine FRIC 181
4.23 Gemessene und berechnete Verbundspannung-Verschiebungskurven von AHPMS-Proben bei hohen Temperaturen unter Verwendung der Subroutine FRIC 182

4.24 Gemessene und berechnete Verbundspannung-Verschiebungskurven von AHPMS-Proben bei Raumtemperaturbedingungen unter Verwendung der Subroutine FRIC 184

5.1 Gemessene Querschnittstemperaturen und korrespondierendes Spaltmaß h_0 des Probekörpers HT-I-Gmax1 bei maximaler Aufheizgeschwindigkeit des Elektroofens sowie berechnete Temperaturen und Spaltmaß desselben Querschnitts unter Einwirkung der ETK bis zum Erreichen derselben Verbundfugentemperatur 194
5.2 Verhältnis der plastischen Tragfähigkeit des Stahlhohlprofils zur Tragfähigkeit der AHPMS-Stütze bei Raumtemperaturbedingungen nach DIN EN 1994-1-1 [153] in Abhängigkeit der Querschnittsabmessungen 198
5.3 Berechnete Stahlkerntemperatur in AHPMS-Stützen nach 90-minütiger thermischer Einwirkung entsprechend der ETK in Abhängigkeit der Querschnittsabmessungen 203
5.4 Berechnete Stahlkerntemperaturen in AHPMS-Stützen bei thermischer Einwirkung entsprechend der ETK nach 30, 60, 90 und 120 Minuten in Abhängigkeit der Querschnittsabmessungen 204
5.5 Reduktion des Lastausnutzungsgrads im Brandfall in Abhängigkeit des Kombinationsbeiwerts $\psi_{2,1}$ und der einwirkenden Lastarten nach DIN EN 1994-1-2 [158] 206
5.6 Verhältnis der Tragfähigkeit der Stahlkernstütze im Brandfall zur Tragfähigkeit der Verbundstütze bei Raumtemperaturbedingungen von 3,40 m langen AHPMS-Stützen bei einer 90-minütigen thermischen Einwirkung entsprechend der ETK 208
5.7 Verhältnis der Tragfähigkeit der Stahlkernstütze im Brandfall zur Tragfähigkeit der Verbundstütze bei Raumtemperaturbedingungen von 3,40 m langen AHPMS-Stützen bei einer thermischen Einwirkung entsprechend der ETK 210
5.8 Verhältnis der Tragfähigkeit der Stahlkernstütze im Brandfall zur Tragfähigkeit der Verbundstütze bei Raumtemperaturbedingungen von 8,40 m langen AHPMS-Stützen bei einer thermischen Einwirkung entsprechend der ETK 211

A.1 Verbundspannung-Verschiebungskurven der Push-out-Versuche an AHPMS-Proben unter Einfluss verschiedener dynamischer Vorbelastungen (Gesamtdarstellung) XLVI
A.2 Gemittelte Temperaturverläufe der Probekörper der Serie HT-I XLVII
A.3 Gemittelte Temperaturverläufe der Probekörper der Serie HT-II XLVIII

A.4 Gemittelte Temperaturverläufe der Probekörper der Serie HT-III XLIX
A.5 Gemittelte Temperaturverläufe der Probekörper der Serie HT-IV L
A.6 Gemittelte Temperaturverläufe der Probekörper der Serie HT-I-G . . . LI
A.7 Gemittelte Temperaturverläufe der Probekörper der Serie HT-V LII
A.8 Charakteristische Verbundspannung-Verschiebungskurven der Push-out-Versuche an AHPMS-Proben bei homogenen Querschnittstemperaturen – differenziert nach dem Temperaturniveau LIII
A.9 Verbundspannung-Verschiebungskurven der Push-out-Versuche an AHPMS-Proben bei hohen Temperaturen ohne Aufbereitung der Messdaten . . LIV

B.1 Gemessene und berechnete Querschnittstemperaturen von Versuchskörpern der Serie HT-I-G LVI

C.1 Berechnete Stahlkerntemperatur in AHPMS-Stützen nach 30-minütiger thermischer Einwirkung entsprechend der ETK in Abhängigkeit der Querschnittsabmessungen LX
C.2 Berechnete Stahlkerntemperatur in AHPMS-Stützen nach 60-minütiger thermischer Einwirkung entsprechend der ETK in Abhängigkeit der Querschnittsabmessungen LXI
C.3 Berechnete Stahlkerntemperatur in AHPMS-Stützen nach 120-minütiger thermischer Einwirkung entsprechend der ETK in Abhängigkeit der Querschnittsabmessungen LXI

Tabellenverzeichnis

2.1 Bemessungswert der Verbundfestigkeit nach DIN EN 1994-1-1 [153] . . 40
2.2 Versuchsprogramm der Traglast- und Brandversuche an AHPMS-Stützen von Schleich [102] 43
2.3 Versuchsprogramm der Traglastversuche an AHPMS-Stützen von Hanswille und Lippes [42] 44
2.4 Versuchsprogramm der Brandversuche an AHMPS-Stützen von Neuenschwander [73] 45
2.5 Versuchsparameter des Brandversuchs an einer AHMPS-Stütze im Rahmen des Forschungsprojekts FRISCC [36] 47

3.1 Querschnittsformen der Versuchsserien an AHPMS-Probekörpern . . . 77
3.2 Variationen der dynamischen Vorbelastung von AHPMS-Probekörpern der Serie I bei Raumtemperaturbedingungen 79
3.3 Dynamische Vorbelastung der AHPMS-Probekörper für die Push-out-Versuche bei Raumtemperaturbedingungen und hohen Temperaturen . 94
3.4 Gemittelte Verbundfestigkeit und -steifigkeit sowie Reibfestigkeit der Push-out-Versuche an AHPMS-Proben bei Raumtemperaturbedingungen 96
3.5 Herstellungsbedingt erreichbare Rauheitswerte nach DIN 4766-1 [138] . 105
3.6 Gemessene Rauheitswerte der massiven Stahlkerne und Stahlhohlprofile 107
3.7 Gemessene Rauheitswerte von zehn Ungänzen an massiven Stahlkernen 108
3.8 Versuchsprogramm der Push-out-Versuche an AHPMS-Probekörpern bei hohen Temperaturen 111
3.9 Gemittelte Verbundfestigkeit und -steifigkeit sowie Reibfestigkeit der Push-out-Versuche an AHPMS-Proben bei hohen Temperaturen 113
3.10 Gemittelte Verbundfestigkeit und -steifigkeit sowie Reibfestigkeit der Push-out-Versuche an AHPRR-Proben bei hohen Temperaturen 122

4.1 Berechnete Spaltmaße bzw. Druckspannungen in den Verbundfugen der untersuchten AHPMS-Querschnitte bei homogenen Querschnittstemperaturen auf Grundlage zweidimensionaler Modelle und *harter* Kontaktbedingungen 147
4.2 Gemittelte gemessene Querschnittstemperaturen der AHPMS-Probekörper zu Beginn der Durchführung des Push-out-Versuchs 149

5.1 Statistische Auswertung der gemessenen Verbundfestigkeiten von AHPMS-Probekörpern bei Raumtemperaturbedingungen 192
5.2 Berücksichtigte Variationen der geometrischen Abmessungen für die Parameterstudien 196
5.3 Tabellarische Auswertung der Parameterstudie für eine Stützenlänge von 3,40 m und eine 90 minütige ETK-Einwirkung 207

B.1 Berechnete Spaltmaße bzw. Druckspannungen in den Verbundfugen der AHPMS-Querschnitte unter Berücksichtigung der gemessenen Querschnittstemperaturen auf Grundlage zweidimensionaler Modelle, Eurocode-basierter Materialkennwerte und *harter* Kontaktbedingungen LVII
B.2 Berechnete Spaltmaße bzw. Druckspannungen in den Verbundfugen der AHPMS-Querschnitte unter Berücksichtigung der gemessenen Querschnittstemperaturen auf Grundlage zweidimensionaler Modelle, modifizierter Materialkennwerte nach Abschnitt 4.4.4 und *harter* Kontaktbedingungen LVIII

C.1 Tabellarische Auswertung der Parameterstudie für eine Stützenlänge von 3,40 m und eine 30 minütige ETK-Einwirkung LXIII
C.2 Tabellarische Auswertung der Parameterstudie für eine Stützenlänge von 3,40 m und eine 60 minütige ETK-Einwirkung LXIV
C.3 Tabellarische Auswertung der Parameterstudie für eine Stützenlänge von 3,40 m und eine 90 minütige ETK-Einwirkung LXV
C.4 Tabellarische Auswertung der Parameterstudie für eine Stützenlänge von 3,40 m und eine 120 minütige ETK-Einwirkung LXVI
C.5 Tabellarische Auswertung der Parameterstudie für eine Stützenlänge von 8,40 m und eine 30 minütige ETK-Einwirkung LXVII
C.6 Tabellarische Auswertung der Parameterstudie für eine Stützenlänge von 8,40 m und eine 60 minütige ETK-Einwirkung LXVIII
C.7 Tabellarische Auswertung der Parameterstudie für eine Stützenlänge von 8,40 m und eine 90 minütige ETK-Einwirkung LXIX
C.8 Tabellarische Auswertung der Parameterstudie für eine Stützenlänge von 8,40 m und eine 120 minütige ETK-Einwirkung LXX

A Ergänzende Darstellungen zu den experimentellen Untersuchungen

A.1 Verbundspannung-Verschiebungskurven der Serie RT-I unter Einfluss verschiedener dynamischer Vorbelastungen

A.2 Temperaturverläufe der Querschnittskomponenten der Serien HT-I bis HT-IV

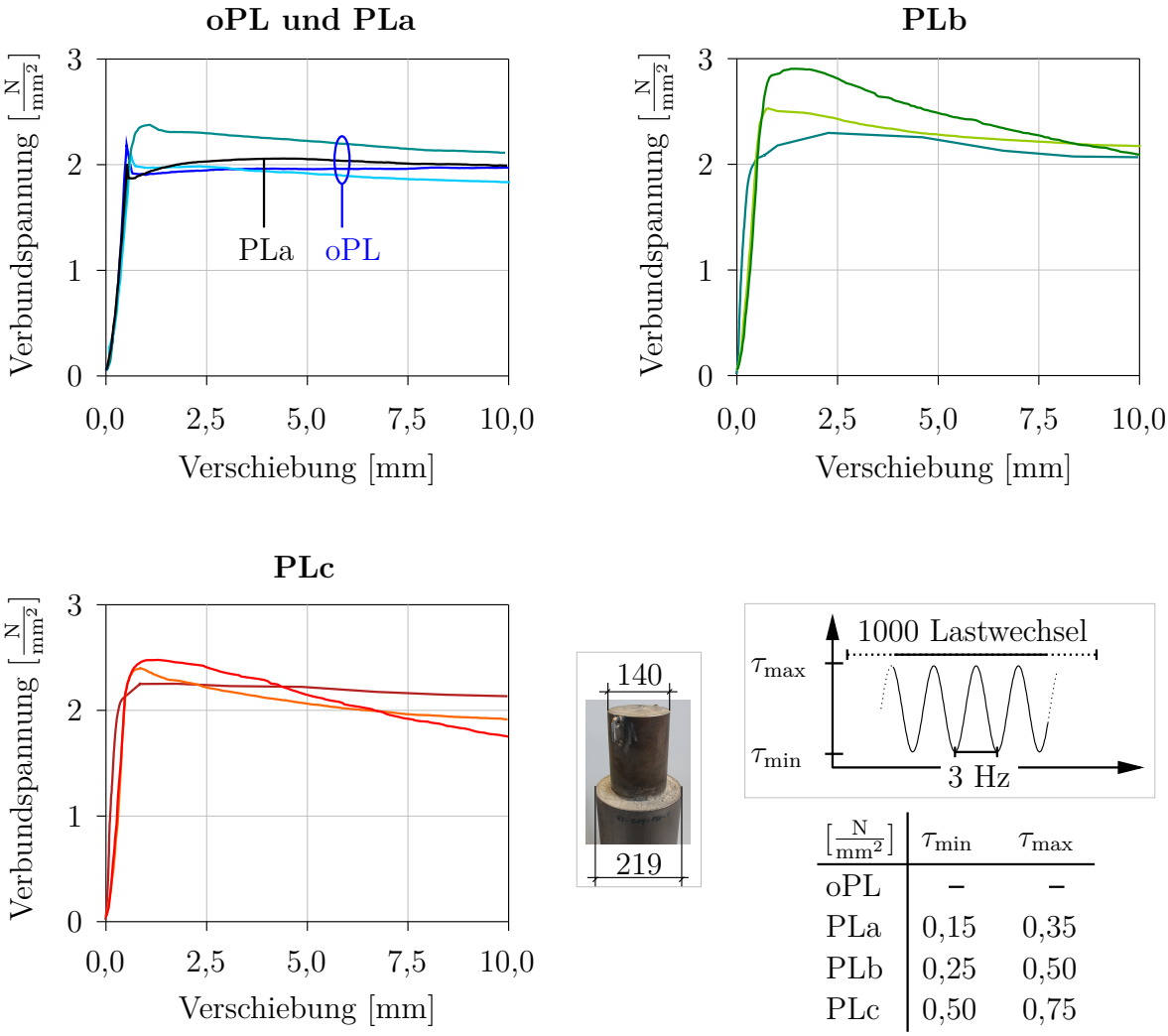
A.3 Temperaturverläufe der Querschnittskomponenten der Serie HT-I-G

A.4 Temperaturverläufe der Querschnittskomponenten der Serie HT-V

A.5 Charakteristische Verbundspannung-Verschiebungskurven der AHPMS-Proben bei hohen Temperaturen

A.6 Verbundspannung-Verschiebungskurven bei hohen Temperaturen ohne Aufbereitung der Messdaten

A.1 Verbundspannung-Verschiebungskurven der Serie RT-I unter Einfluss verschiedener dynamischer Vorbelastungen



[N/mm²]	τ_{min}	τ_{max}
oPL	–	–
PLa	0,15	0,35
PLb	0,25	0,50
PLc	0,50	0,75

Abbildung A.1: Verbundspannung-Verschiebungskurven der Push-out-Versuche an AHPMS-Proben unter Einfluss verschiedener dynamischer Vorbelastungen (Gesamtdarstellung)

A.2 Temperaturverläufe der Querschnittskomponenten der Serien HT-I bis HT-IV

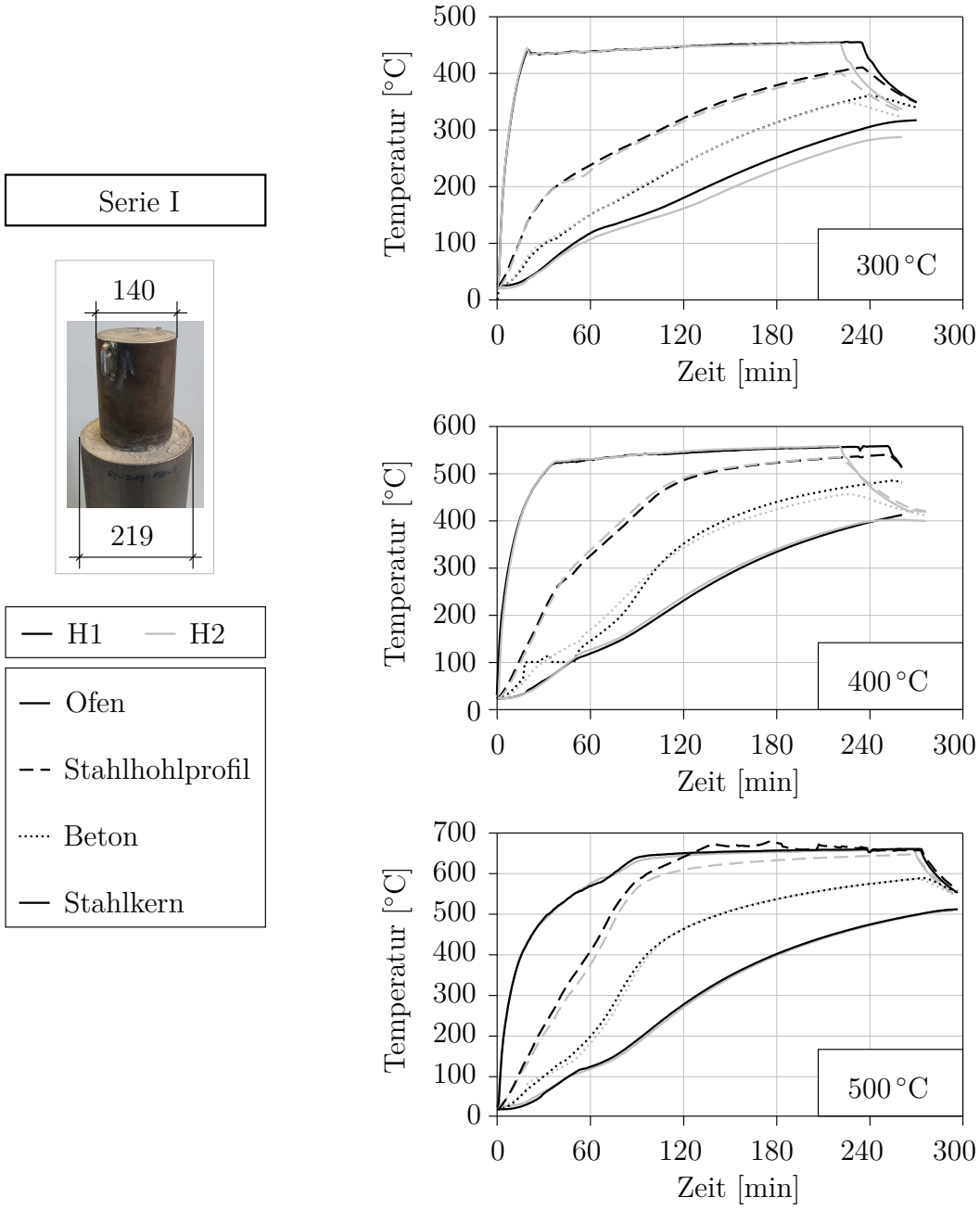


Abbildung A.2: Gemittelte Temperaturverläufe der Probekörper der Serie HT-I

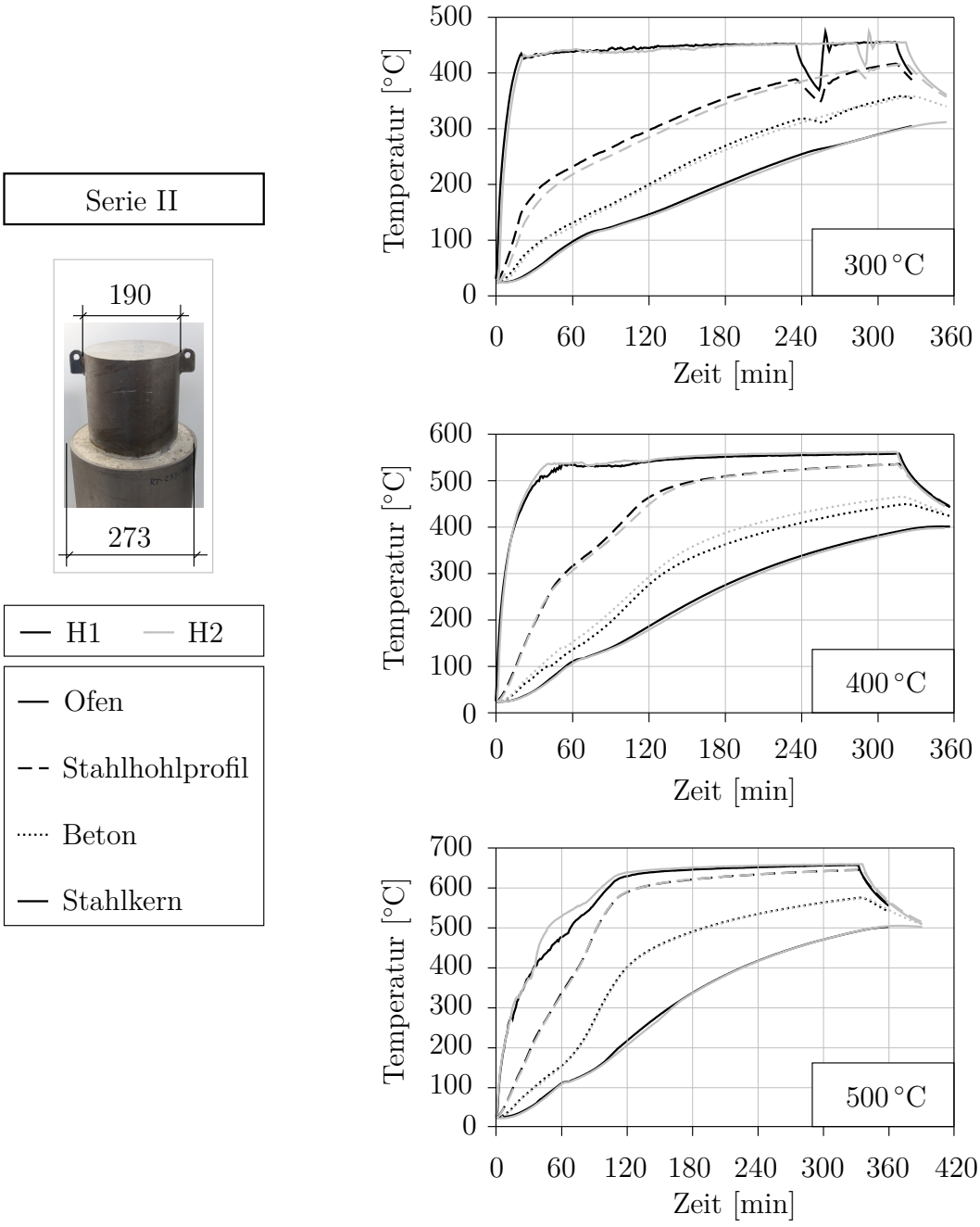


Abbildung A.3: Gemittelte Temperaturverläufe der Probekörper der Serie HT-II

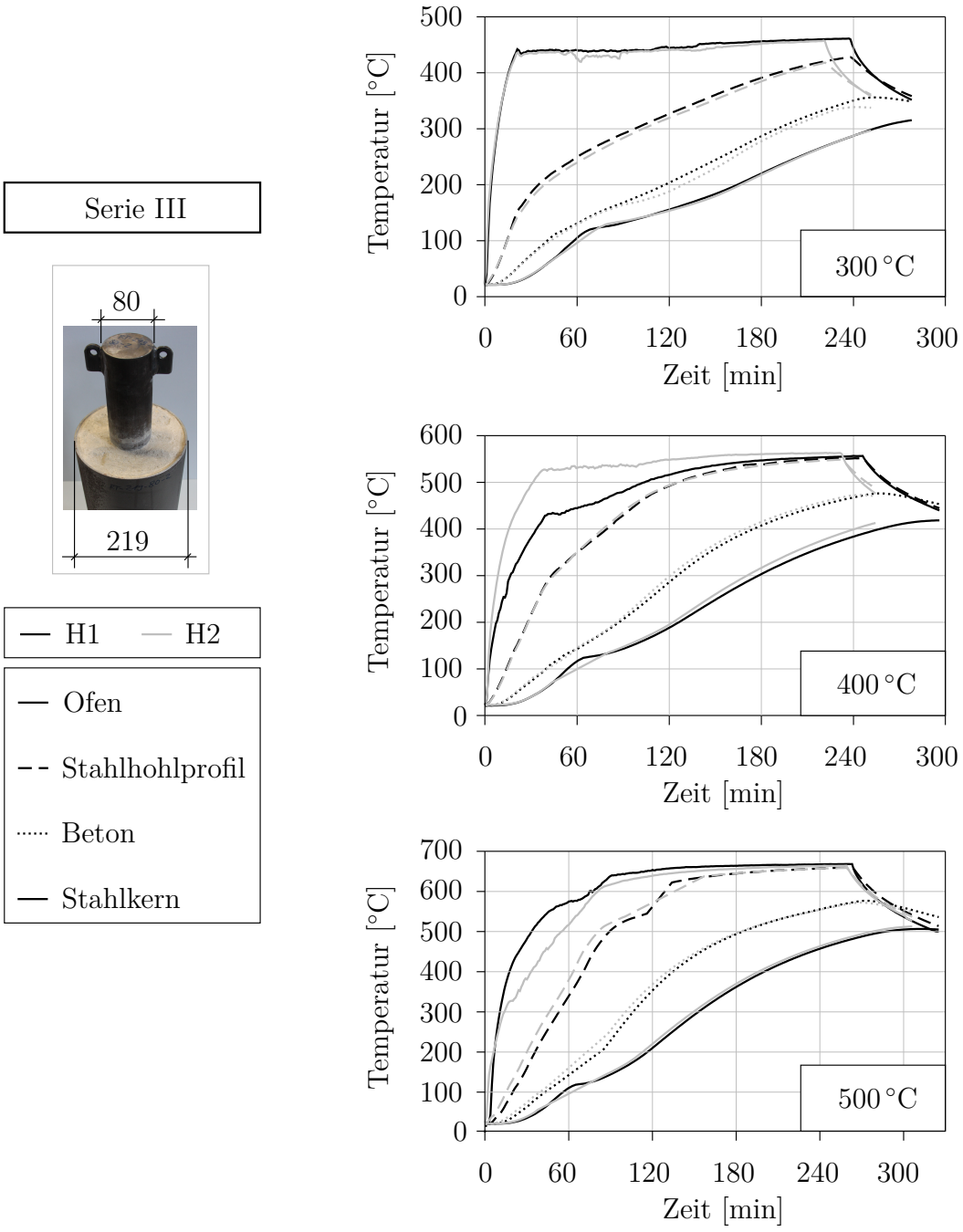


Abbildung A.4: Gemittelte Temperaturverläufe der Probekörper der Serie HT-III

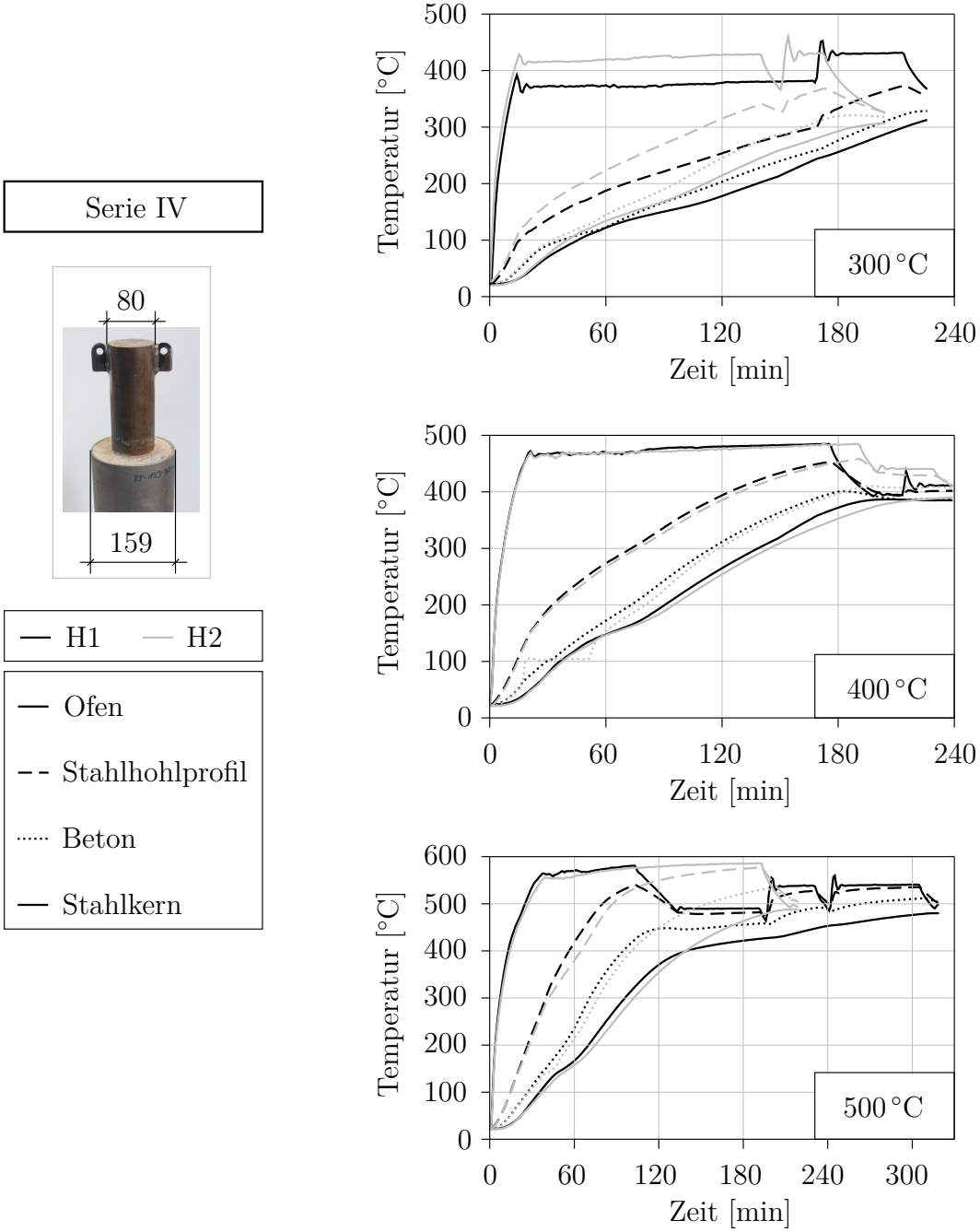


Abbildung A.5: Gemittelte Temperaturverläufe der Probekörper der Serie HT-IV

A.3 Temperaturverläufe der Querschnittskomponenten der Serie HT-I-G

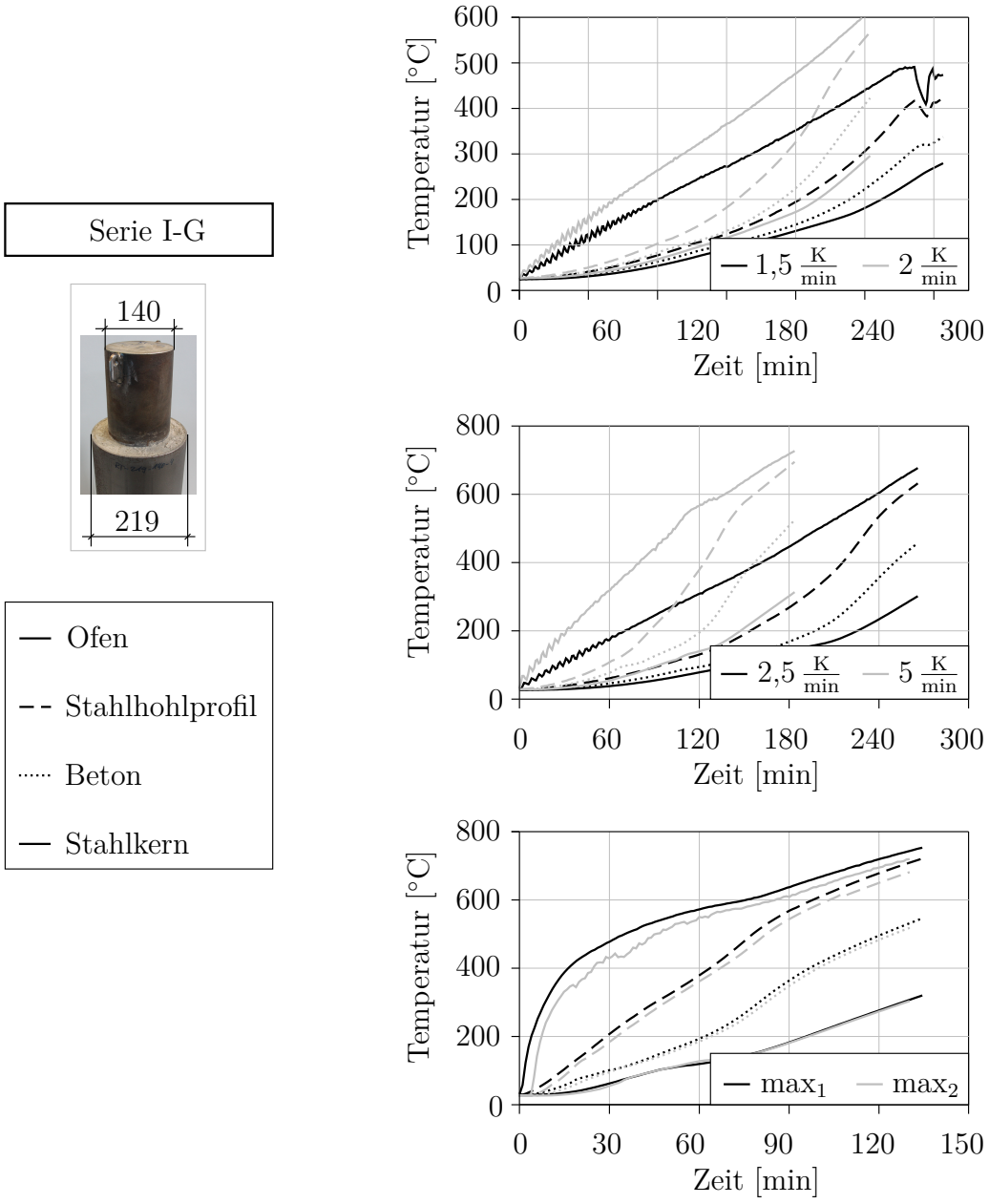


Abbildung A.6: Gemittelte Temperaturverläufe der Probekörper der Serie HT-I-G

A.4 Temperaturverläufe der Querschnittskomponenten der Serie HT-V

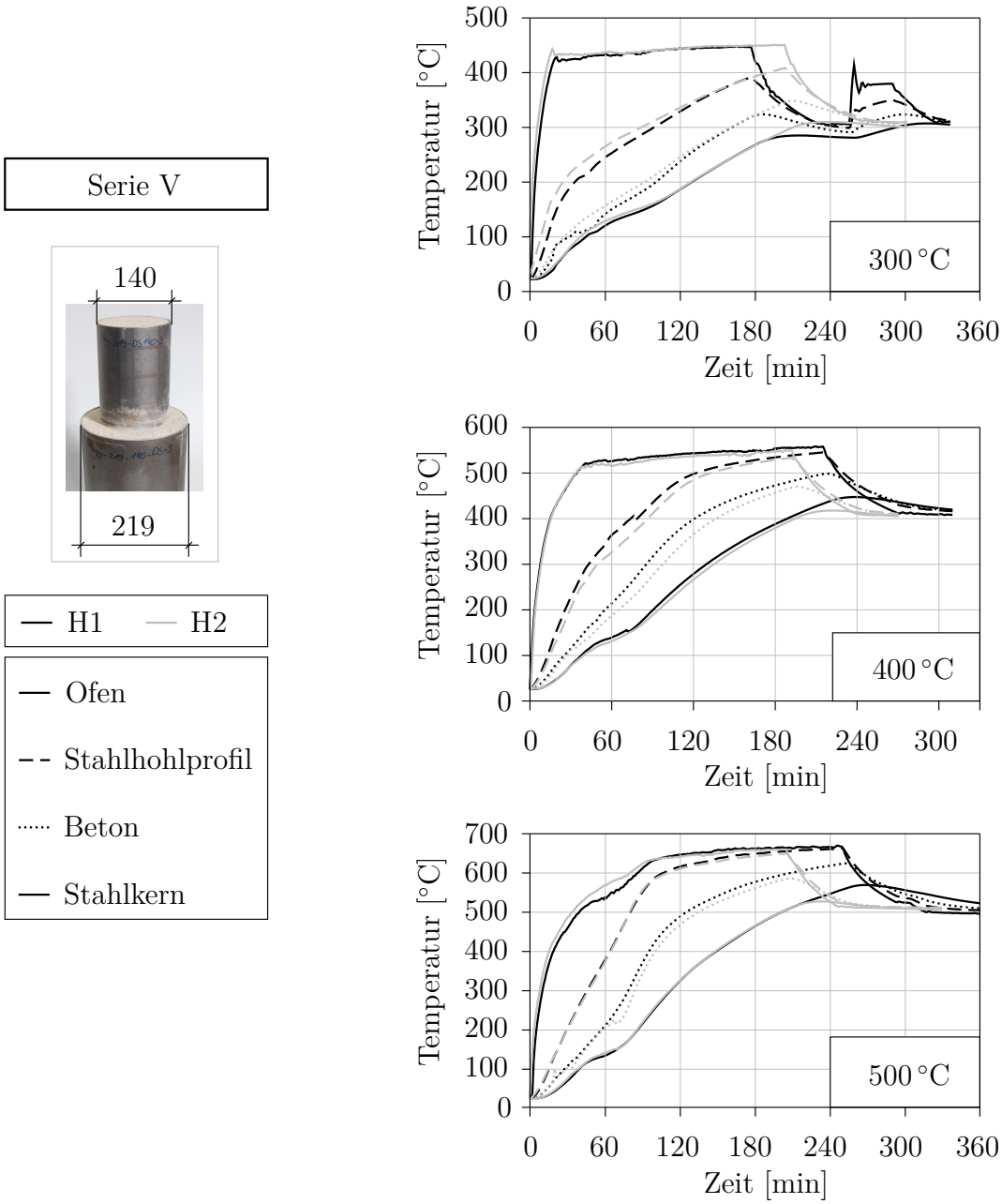


Abbildung A.7: Gemittelte Temperaturverläufe der Probekörper der Serie HT-V

A.5 Charakteristische Verbundspannung-Verschiebungskurven der AHPMS-Proben bei hohen Temperaturen

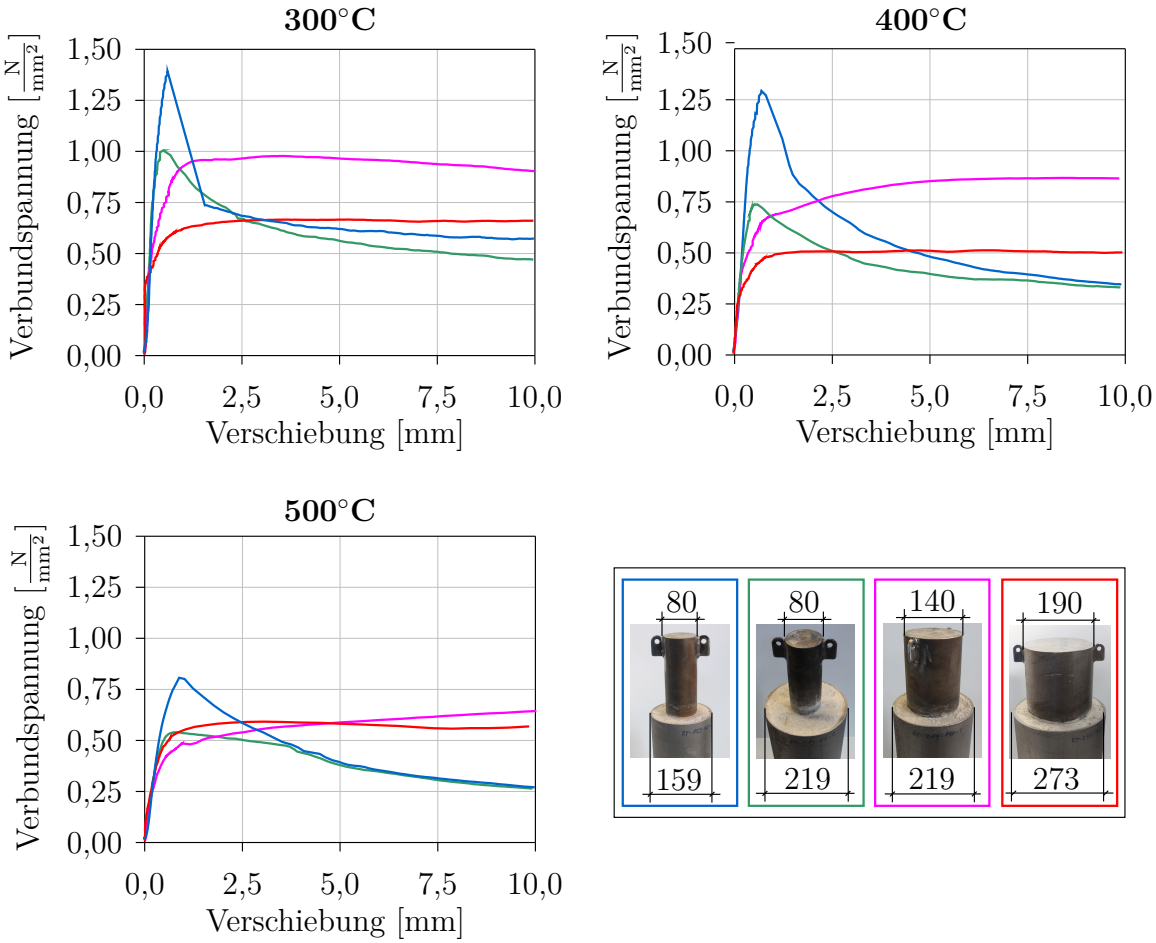


Abbildung A.8: Charakteristische Verbundspannung-Verschiebungskurven der Push-out-Versuche an AHPMS-Proben bei homogenen Querschnittstemperaturen – differenziert nach dem Temperaturniveau

A.6 Verbundspannung-Verschiebungskurven bei hohen Temperaturen ohne Aufbereitung der Messdaten

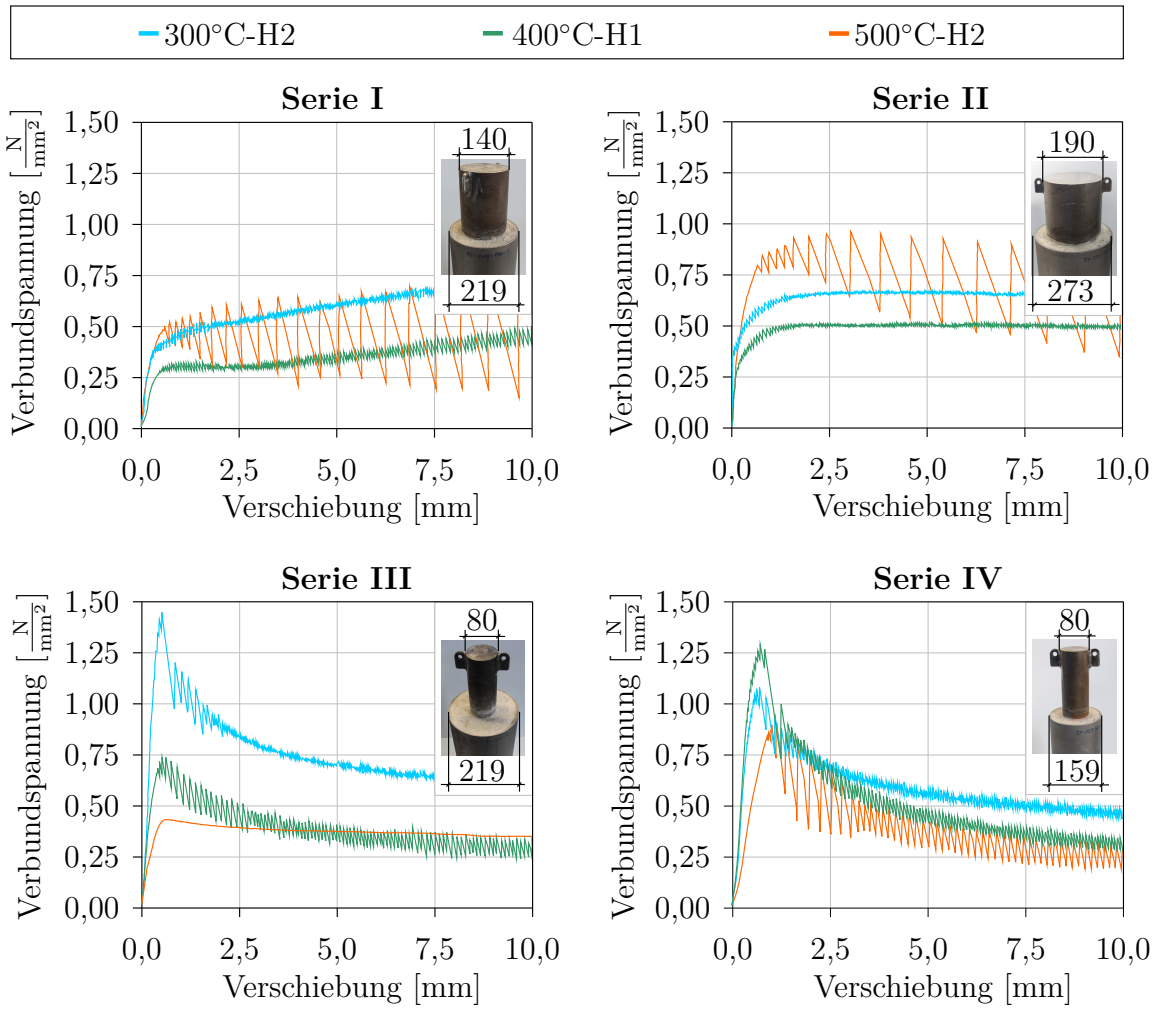


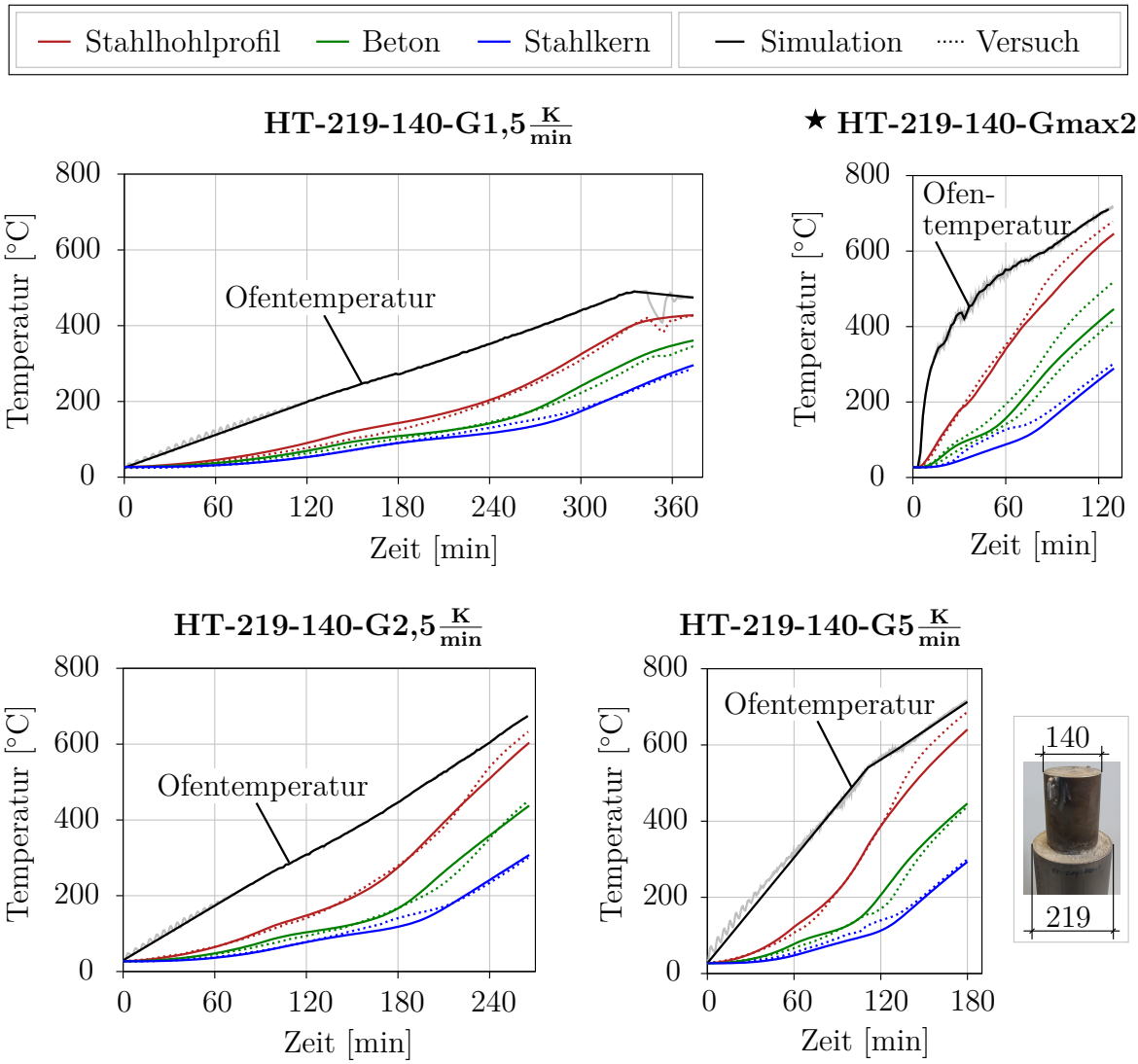
Abbildung A.9: Verbundspannung-Verschiebungskurven der Push-out-Versuche an AHPMS-Proben bei hohen Temperaturen ohne Aufbereitung der Messdaten

B Ergänzende Darstellungen zu den numerischen Untersuchungen

B.1 Berechnete und gemessene Querschnittstemperaturen der Probekörper der Serie HT-I-G

B.2 Berechnete Spaltmaße und Druckspannungen bei hohen Temperaturen

B.1 Berechnete und gemessene Querschnittstemperaturen der Probekörper der Serie HT-I-G



★ Temperaturmessung in den Drittelpunkten der Betondeckung, Simulationsergebnis mittig im Beton

Abbildung B.1: Gemessene und berechnete Querschnittstemperaturen von Versuchskörpern der Serie HT-I-G

B.2 Berechnete Spaltmaße und Druckspannungen bei hohen Temperaturen

Tabelle B.1: Berechnete Spaltmaße bzw. Druckspannungen in den Verbundfugen der AHPMS-Querschnitte unter Berücksichtigung der gemessenen Querschnittstemperaturen auf Grundlage zweidimensionaler Modelle, Eurocode-basierter Materialkennwerte und *harter* Kontaktbedingungen

Serie	Versuchs-körper	Spaltmaß [mm]		Druck in der Verbundfuge $[\frac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm}^2}]$	
		Außenfuge	Innenfuge	Außenfuge	Innenfuge
I	300-H1	0,044	-	-	0,869
	300-H2	0,072	-	-	0,158
	400-H1	0,043	0,061	-	-
	400-H2	0,018	-	-	0,478
	500-H1	-	0,008	0,417	-
	500-H2	-	0,014	0,387	-
II	300-H1	0,130	-	-	0,024
	300-H2	0,073	-	-	0,538
	400-H1	0,053	-	-	0,131
	400-H2	0,054	0,002	-	-
	500-H1	-	0,037	0,242	-
	500-H2	-	-	0,823	0,870
III	300-H1	0,063	-	-	0,931
	300-H2	0,085	-	-	0,519
	400-H1	-	-	0,198	0,249
	400-H2	0,019	0,024	-	-
	500-H1	-	-	1,381	1,316
	500-H2	-	-	1,097	0,285
IV	300-H1	0,050	-	-	1,290
	300-H2	0,025	-	-	0,990
	400-H1	0,022	-	-	1,104
	400-H2	0,021	-	-	0,622
	500-H1	-	-	0,574	0,404
	500-H2	-	-	0,766	0,716
I-G	1,5 $\frac{K}{min}$	0,173	0,014	-	-
	2,0 $\frac{K}{min}$	0,256	0,095	-	-
	2,5 $\frac{K}{min}$	0,297	0,126	-	-
	5,0 $\frac{K}{min}$	0,280	0,186	-	-
	max1	0,277	0,206	-	-
	max2	0,278	0,183	-	-

Tabelle B.2: Berechnete Spaltmaße bzw. Druckspannungen in den Verbundfugen der AHPMS-Querschnitte unter Berücksichtigung der gemessenen Querschnittstemperaturen auf Grundlage zweidimensionaler Modelle, modifizierter Materialkennwerte nach Abschnitt 4.4.4 und *harter* Kontaktbedingungen

Serie	Versuchs-körper	Spaltmaß [mm]		Druck in der Verbundfuge $[\frac{N}{mm^2}]$	
		Außenfuge	Innenfuge	Außenfuge	Innenfuge
I	300-H1	-	0,039	0,629	-
	300-H2	-	0,052	0,465	-
	400-H1	-	0,169	3,185	-
	400-H2	-	0,072	3,152	-
	500-H1	-	0,323	3,125	-
	500-H2	-	0,343	3,879	-
II	300-H1	0,003	0,112	-	-
	300-H2	-	0,067	0,372	-
	400-H1	-	0,119	2,724	-
	400-H2	-	0,128	2,894	-
	500-H1	-	0,361	2,733	-
	500-H2	-	0,284	2,921	-
III	300-H1	-	0,062	1,911	-
	300-H2	-	0,070	1,369	-
	400-H1	-	0,162	4,094	-
	400-H2	-	0,182	4,228	-
	500-H1	-	0,305	4,339	-
	500-H2	-	0,295	4,034	-
IV	300-H1	0,006	0,020	-	-
	300-H2	-	0,012	0,368	-
	400-H1	-	0,021	1,807	-
	400-H2	-	0,026	2,454	-
	500-H1	-	0,075	5,012	-
	500-H2	-	0,078	4,701	-
I-G	1,5 $\frac{K}{min}$	0,058	0,109	-	-
	2,0 $\frac{K}{min}$	0,036	0,296	-	-
	2,5 $\frac{K}{min}$	0,036	0,432	-	-
	5,0 $\frac{K}{min}$	-	0,554	0,920	-
	max1	-	0,603	0,920	-
	max2	-	0,532	1,161	-

C Ergänzende Darstellungen zu den Bemessungsansätzen

C.1 Berechnungsergebnisse der numerischen Parameterstudie zur Stahlkerntemperatur

C.2 Berechnungsergebnisse der Parameterstudie zur Tragfähigkeiten von AHPMS-Stützen und zulässigen Lastausnutzungsgraden

C.1 Berechnungsergebnisse der numerischen Parameterstudie zur Stahlkerntemperatur

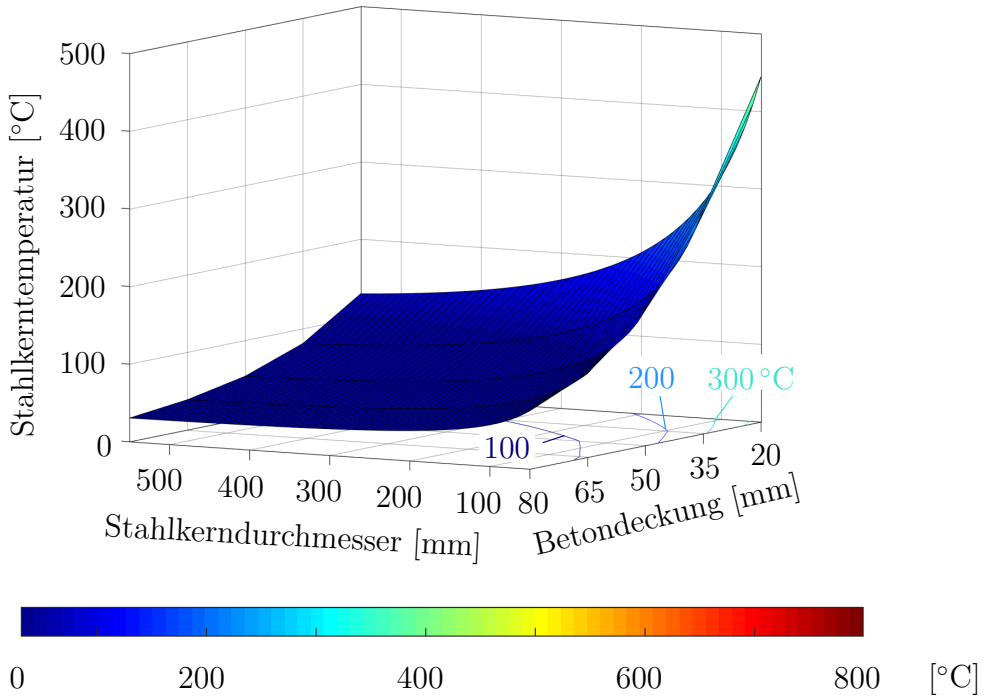


Abbildung C.1: Berechnete Stahlkerntemperatur in AHPMS-Stützen nach 30-minütiger thermischer Einwirkung entsprechend der ETK in Abhängigkeit der Querschnittsabmessungen

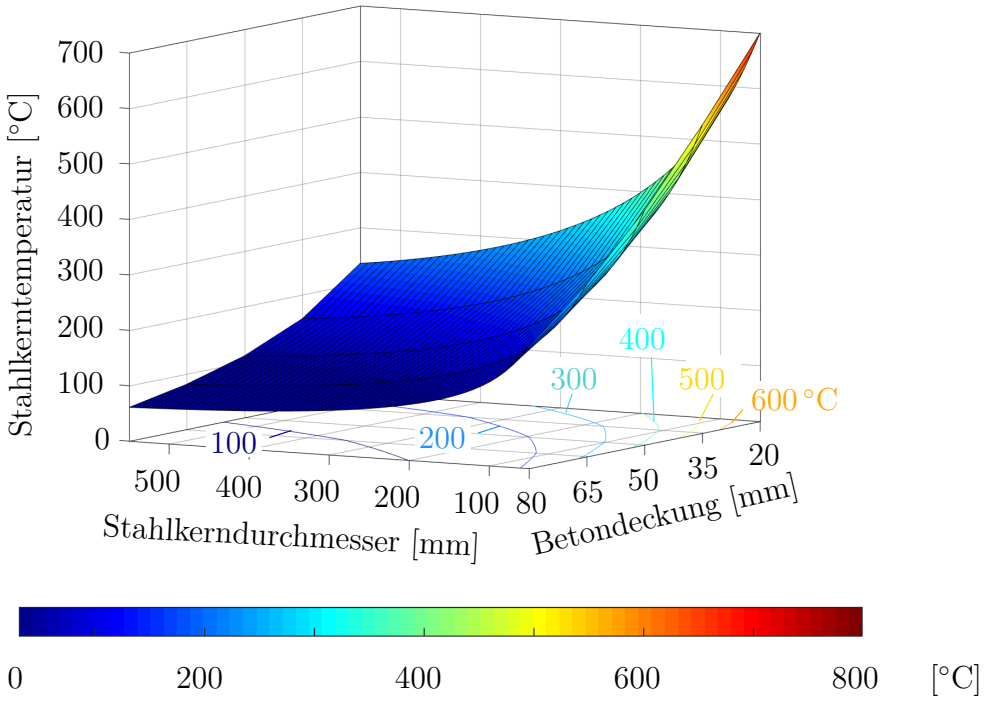


Abbildung C.2: Berechnete Stahlkerntemperatur in AHPMS-Stützen nach 60-minütiger thermischer Einwirkung entsprechend der ETK in Abhängigkeit der Querschnittsabmessungen

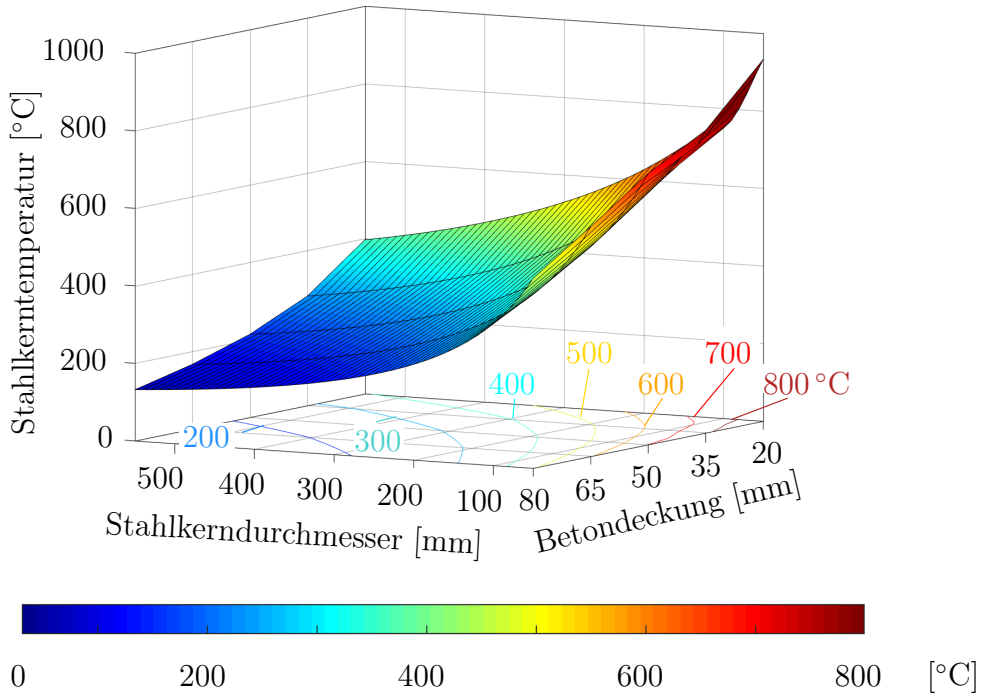


Abbildung C.3: Berechnete Stahlkerntemperatur in AHPMS-Stützen nach 120-minütiger thermischer Einwirkung entsprechend der ETK in Abhängigkeit der Querschnittsabmessungen

C.2 Berechnungsergebnisse der Parameterstudie zur Tragfähigkeiten von AHPMS-Stützen und zulässigen Lastausnutzungsgraden

Tabelle C.1: Tabellarische Auswertung der Parameterstudie für eine Stützenlänge von 3,40 m und eine 30 minütige ETK-Einwirkung

	Betondeckung [mm]																			
	20				35				50				65				80			
d_{Kern} [mm]	$N_{b,Verb,20°C}$ [kN]	θ_{Kern} [°C]	$N_{b,Kern,\theta}$ [kN]	$\eta_{fi,max}$ [-]	$N_{b,Verb,20°C}$ [kN]	θ_{Kern} [°C]	$N_{b,Kern,\theta}$ [kN]	$\eta_{fi,max}$ [-]	$N_{b,Verb,20°C}$ [kN]	θ_{Kern} [°C]	$N_{b,Kern,\theta}$ [kN]	$\eta_{fi,max}$ [-]	$N_{b,Verb,20°C}$ [kN]	θ_{Kern} [°C]	$N_{b,Kern,\theta}$ [kN]	$\eta_{fi,max}$ [-]	$N_{b,Verb,20°C}$ [kN]	θ_{Kern} [°C]	$N_{b,Kern,\theta}$ [kN]	$\eta_{fi,max}$ [-]
80																	< 2MN			
90																	2234	59	1052	0,47
100	< 2MN				< 2MN				< 2MN				2142	76	1419	0,66	2575	55	1419	0,55
110									2011	120	1749	0,87	2433	71	1761	0,72	2878	52	1761	0,61
120									2371	113	2198	0,93	2813	67	2206	0,78	3281	49	2206	0,67
130					2351	179	2643	1,12	2774	107	2694	0,97	3235	62	2698	0,83	3723	47	2698	0,72
140	2401	268	3102	1,29	2783	171	3185	1,14	3221	101	3236	1,00	3700	59	3237	0,87	4206	44	3237	0,77
150	2868	258	3689	1,29	3264	163	3773	1,16	3715	95	3822	1,03	4208	55	3822	0,91	4732	42	3822	0,81
160	3333	248	4204	1,26	3731	156	4284	1,15	4185	91	4327	1,03	4682	52	4327	0,92	5212	41	4327	0,83
170	3889	238	4861	1,25	4296	149	4942	1,15	4760	86	4981	1,05	5269	50	4981	0,95	5812	39	4981	0,86
180	4494	230	5563	1,24	4910	143	5644	1,15	5382	82	5680	1,06	5901	47	5680	0,96	6456	38	5680	0,88
190	5147	221	6309	1,23	5571	137	6391	1,15	6051	78	6423	1,06	6579	45	6423	0,98	7145	37	6423	0,90
⋮	⋮				⋮				⋮				⋮				⋮			

$\eta_{fi,max} \geq 0{,}65$ | $0{,}65 > \eta_{fi,max} \geq 0{,}50$ | $\eta_{fi,max} < 0{,}50$

Tabelle C.2: Tabellarische Auswertung der Parameterstudie für eine Stützenlänge von 3,40 m und eine 60 minütige ETK-Einwirkung

	Betondeckung [mm]															
	20				35				50				65				80			
d_{Kern} [mm]	$N_{b,Verb,20°C}$ [kN]	θ_{Kern} [°C]	$N_{b,Kern,\theta}$ [kN]	$\eta_{fi,max}$ [-]	$N_{b,Verb,20°C}$ [kN]	θ_{Kern} [°C]	$N_{b,Kern,\theta}$ [kN]	$\eta_{fi,max}$ [-]	$N_{b,Verb,20°C}$ [kN]	θ_{Kern} [°C]	$N_{b,Kern,\theta}$ [kN]	$\eta_{fi,max}$ [-]	$N_{b,Verb,20°C}$ [kN]	θ_{Kern} [°C]	$N_{b,Kern,\theta}$ [kN]	$\eta_{fi,max}$ [-]	$N_{b,Verb,20°C}$ [kN]	θ_{Kern} [°C]	$N_{b,Kern,\theta}$ [kN]	$\eta_{fi,max}$ [-]
80	< 2MN				< 2MN				< 2MN				< 2MN				< 2MN			
90																	2234	170	1017	0,46
100													2142	221	1347	0,63	2575	160	1385	0,54
110									2011	293	1634	0,81	2433	209	1694	0,70	2878	151	1731	0,60
120									2371	279	2080	0,88	2813	198	2142	0,76	3281	142	2180	0,66
130					2351	371	2473	1,05	2774	266	2574	0,93	3235	187	2637	0,82	3723	134	2676	0,72
140	2401	483	2470	1,03	2783	356	3013	1,08	3221	254	3115	0,97	3700	177	3180	0,86	4206	126	3218	0,77
150	2868	467	3056	1,07	3264	342	3601	1,10	3715	243	3703	1,00	4208	168	3768	0,90	4732	120	3807	0,80
160	3333	451	3617	1,09	3731	329	4121	1,10	4185	232	4219	1,01	4682	160	4280	0,91	5212	114	4317	0,83
170	3889	436	4330	1,11	4296	317	4779	1,11	4760	222	4877	1,02	5269	153	4939	0,94	5812	108	4975	0,86
180	4494	422	5116	1,14	4910	305	5482	1,12	5382	213	5580	1,04	5901	146	5642	0,96	6456	103	5677	0,88
190	5147	409	5976	1,16	5571	294	6228	1,12	6051	204	6327	1,05	6579	139	6389	0,97	7145	99	6423	0,90
⋮	⋮				⋮				⋮				⋮				⋮			

$\eta_{fi,max} \geq 0{,}65$ | $0{,}65 > \eta_{fi,max} \geq 0{,}50$ | $\eta_{fi,max} < 0{,}50$

Tabelle C.3: Tabellarische Auswertung der Parameterstudie für eine Stützenlänge von 3,40 m und eine 90 minütige ETK-Einwirkung

	Betondeckung [mm]															
	20				35				50				65				80			
d_{Kern} [mm]	$N_{b,Verb,20°C}$ [kN]	θ_{Kern} [°C]	$N_{b,Kern,\theta}$ [kN]	$\eta_{fi,max}$ [-]	$N_{b,Verb,20°C}$ [kN]	θ_{Kern} [°C]	$N_{b,Kern,\theta}$ [kN]	$\eta_{fi,max}$ [-]	$N_{b,Verb,20°C}$ [kN]	θ_{Kern} [°C]	$N_{b,Kern,\theta}$ [kN]	$\eta_{fi,max}$ [-]	$N_{b,Verb,20°C}$ [kN]	θ_{Kern} [°C]	$N_{b,Kern,\theta}$ [kN]	$\eta_{fi,max}$ [-]	$N_{b,Verb,20°C}$ [kN]	θ_{Kern} [°C]	$N_{b,Kern,\theta}$ [kN]	$\eta_{fi,max}$ [-]
80																	< 2MN			
90																	2234	293	947	0,42
100													2142	352	1251	0,58	2575	278	1308	0,51
110									2011	428	1464	0,73	2433	336	1601	0,66	2878	264	1656	0,58
120									2371	411	1928	0,81	2813	320	2044	0,73	3281	250	2103	0,64
130					2351	503	1935	0,82	2774	394	2448	0,88	3235	306	2538	0,78	3723	238	2598	0,70
140	2401	614	1269	0,53	2783	486	2454	0,88	3221	379	2987	0,93	3700	292	3079	0,83	4206	226	3140	0,75
150	2868	596	1678	0,59	3264	470	3032	0,93	3715	365	3574	0,96	4208	280	3667	0,87	4732	215	3728	0,79
160	3333	580	2144	0,64	3731	455	3584	0,96	4185	351	4096	0,98	4682	268	4185	0,89	5212	205	4243	0,81
170	3889	564	2725	0,70	4296	441	4285	1,00	4760	338	4754	1,00	5269	257	4843	0,92	5812	196	4901	0,84
180	4494	550	3382	0,75	4910	427	5058	1,03	5382	326	5456	1,01	5901	246	5546	0,94	6456	187	5604	0,87
190	5147	536	4117	0,80	5571	415	5903	1,06	6051	315	6203	1,03	6579	236	6294	0,96	7145	179	6352	0,89
⋮	⋮				⋮				⋮				⋮				⋮			

< 2MN (80–120 mm)

< 2MN (90–120 mm)

< 2MN (100–120 mm)

$\eta_{fi,max} \geq 0{,}65$

$0{,}65 > \eta_{fi,max} \geq 0{,}50$

$\eta_{fi,max} < 0{,}50$

Tabelle C.4: Tabellarische Auswertung der Parameterstudie für eine Stützenlänge von 3,40 m und eine 120 minütige ETK-Einwirkung

	Betondeckung [mm]																			
	20				35				50				65				80			
d_{Kern} [mm]	$N_{b,Verb,20°C}$ [kN]	θ_{Kern} [°C]	$N_{b,Kern,\theta}$ [kN]	$\eta_{fi,max}$ [-]	$N_{b,Verb,20°C}$ [kN]	θ_{Kern} [°C]	$N_{b,Kern,\theta}$ [kN]	$\eta_{fi,max}$ [-]	$N_{b,Verb,20°C}$ [kN]	θ_{Kern} [°C]	$N_{b,Kern,\theta}$ [kN]	$\eta_{fi,max}$ [-]	$N_{b,Verb,20°C}$ [kN]	θ_{Kern} [°C]	$N_{b,Kern,\theta}$ [kN]	$\eta_{fi,max}$ [-]	$N_{b,Verb,20°C}$ [kN]	θ_{Kern} [°C]	$N_{b,Kern,\theta}$ [kN]	$\eta_{fi,max}$ [-]
80																	< 2MN			
90																	2234	396	879	0,39
100													2142	455	1090	0,51	2575	378	1230	0,48
110									2011	528	1098	0,55	2433	436	1439	0,59	2878	360	1580	0,55
120									2371	510	1522	0,64	2813	418	1898	0,67	3281	344	2023	0,62
130					2351	599	1136	0,48	2774	492	2001	0,72	3235	402	2433	0,75	3723	329	2516	0,68
140	2401	705	624	0,26	2783	581	1560	0,56	3221	475	2522	0,78	3700	386	2979	0,81	4206	314	3057	0,73
150	2868	688	874	0,30	3264	564	2059	0,63	3715	459	3114	0,84	4208	371	3567	0,85	4732	301	3646	0,77
160	3333	671	1167	0,35	3731	548	2566	0,69	4185	444	3679	0,88	4682	357	4089	0,87	5212	288	4164	0,80
170	3889	656	1532	0,39	4296	533	3202	0,75	4760	429	4396	0,92	5269	343	4748	0,90	5812	276	4823	0,83
180	4494	641	1952	0,43	4910	519	3917	0,80	5382	416	5187	0,96	5901	331	5451	0,92	6456	265	5526	0,86
190	5147	627	2425	0,47	5571	506	4712	0,85	6051	403	6052	1,00	6579	319	6198	0,94	7145	255	6274	0,88
200	5849	614	2954	0,51	6280	493	5531	0,88	6768	391	6874	1,02	7304	308	6989	0,96	7880	245	7065	0,90
⋮	⋮				⋮				⋮				⋮				⋮			

$\eta_{fi,max} \geq 0{,}65$ | $0{,}65 > \eta_{fi,max} \geq 0{,}50$ | $\eta_{fi,max} < 0{,}50$

Tabelle C.5: Tabellarische Auswertung der Parameterstudie für eine Stützenlänge von 8,40 m und eine 30 minütige ETK-Einwirkung

	Betondeckung [mm]																			
	20				35				50				65				80			
d_{Kern} [mm]	$N_{b,Verb,20°C}$ [kN]	θ_{Kern} [°C]	$N_{b,Kern,\theta}$ [kN]	$\eta_{fi,max}$ [-]	$N_{b,Verb,20°C}$ [kN]	θ_{Kern} [°C]	$N_{b,Kern,\theta}$ [kN]	$\eta_{fi,max}$ [-]	$N_{b,Verb,20°C}$ [kN]	θ_{Kern} [°C]	$N_{b,Kern,\theta}$ [kN]	$\eta_{fi,max}$ [-]	$N_{b,Verb,20°C}$ [kN]	θ_{Kern} [°C]	$N_{b,Kern,\theta}$ [kN]	$\eta_{fi,max}$ [-]	$N_{b,Verb,20°C}$ [kN]	θ_{Kern} [°C]	$N_{b,Kern,\theta}$ [kN]	$\eta_{fi,max}$ [-]
160	< 2MN				< 2MN				< 2MN				< 2MN				< 2MN			
170																	2271	39	2701	1,19
180													2206	47	3234	1,47	2574	38	3234	1,26
190									2189	78	3820	1,74	2521	45	3820	1,52	2908	37	3820	1,31
200					2228	132	4388	1,97	2521	75	4459	1,77	2870	43	4459	1,55	3275	37	4459	1,36
210	2309	206	4792	2,08	2559	127	4987	1,95	2863	72	5049	1,76	3225	42	5049	1,57	3644	36	5049	1,39
220	2678	200	5512	2,06	2942	123	5714	1,94	3262	70	5769	1,77	3640	41	5769	1,58	4076	36	5769	1,42
230	3086	193	6282	2,04	3364	118	6489	1,93	3699	67	6537	1,77	4093	40	6537	1,60	4546	36	6537	1,44
⋮	⋮				⋮				⋮				⋮				⋮			

$\eta_{fi,max} \geq 0{,}65$ | $0{,}65 > \eta_{fi,max} \geq 0{,}50$ | $\eta_{fi,max} < 0{,}50$

Tabelle C.6: Tabellarische Auswertung der Parameterstudie für eine Stützenlänge von 8,40 m und eine 60 minütige ETK-Einwirkung

	Betondeckung [mm]															
	20				35				50				65				80			
d_{Kern} [mm]	$N_{b,Verb,20°C}$ [kN]	θ_{Kern} [°C]	$N_{b,Kern,\theta}$ [kN]	$\eta_{fi,max}$ [-]	$N_{b,Verb,20°C}$ [kN]	θ_{Kern} [°C]	$N_{b,Kern,\theta}$ [kN]	$\eta_{fi,max}$ [-]	$N_{b,Verb,20°C}$ [kN]	θ_{Kern} [°C]	$N_{b,Kern,\theta}$ [kN]	$\eta_{fi,max}$ [-]	$N_{b,Verb,20°C}$ [kN]	θ_{Kern} [°C]	$N_{b,Kern,\theta}$ [kN]	$\eta_{fi,max}$ [-]	$N_{b,Verb,20°C}$ [kN]	θ_{Kern} [°C]	$N_{b,Kern,\theta}$ [kN]	$\eta_{fi,max}$ [-]
160	< 2MN				< 2MN				< 2MN				< 2MN				< 2MN			
170																	2271	108	2688	1,18
180													2206	146	3150	1,43	2574	103	3228	1,25
190									2189	204	3599	1,64	2521	139	3740	1,48	2908	99	3820	1,31
200					2228	284	4009	1,80	2521	197	4235	1,68	2870	134	4384	1,53	3275	95	4459	1,36
210	2309	385	4268	1,85	2559	275	4606	1,80	2863	189	4836	1,69	3225	128	4984	1,55	3611	92	5049	1,39
220	2678	374	4965	1,85	2942	266	5319	1,81	3262	183	5558	1,70	3640	124	5712	1,57	4076	89	5769	1,42
230	3086	364	5715	1,85	3364	258	6083	1,81	3699	177	6330	1,71	4093	119	6487	1,58	4546	86	6537	1,44
⋮	⋮				⋮				⋮				⋮				⋮			

$\eta_{fi,max} \geq 0{,}65$ | $0{,}65 > \eta_{fi,max} \geq 0{,}50$ | $\eta_{fi,max} < 0{,}50$

Tabelle C.7: Tabellarische Auswertung der Parameterstudie für eine Stützenlänge von 8,40 m und eine 90 minütige ETK-Einwirkung

	Betondeckung [mm]																			
	20				35				50				65				80			
d_{Kern} [mm]	$N_{b,Verb,20°C}$ [kN]	θ_{Kern} [°C]	$N_{b,Kern,\theta}$ [kN]	$\eta_{fi,max}$ [-]	$N_{b,Verb,20°C}$ [kN]	θ_{Kern} [°C]	$N_{b,Kern,\theta}$ [kN]	$\eta_{fi,max}$ [-]	$N_{b,Verb,20°C}$ [kN]	θ_{Kern} [°C]	$N_{b,Kern,\theta}$ [kN]	$\eta_{fi,max}$ [-]	$N_{b,Verb,20°C}$ [kN]	θ_{Kern} [°C]	$N_{b,Kern,\theta}$ [kN]	$\eta_{fi,max}$ [-]	$N_{b,Verb,20°C}$ [kN]	θ_{Kern} [°C]	$N_{b,Kern,\theta}$ [kN]	$\eta_{fi,max}$ [-]
160	< 2MN				< 2MN				< 2MN				< 2MN				< 2MN			
170																	2271	196	2541	1,12
180													2206	246	2950	1,34	2574	187	3070	1,19
190									2189	315	3335	1,52	2521	236	3526	1,40	2908	179	3655	1,26
200					2228	403	3651	1,64	2521	304	3953	1,57	2870	228	4158	1,45	3275	172	4295	1,31
210	2309	510	3309	1,43	2559	392	4246	1,66	2863	295	4549	1,59	3225	219	4758	1,48	3611	165	4895	1,34
220	2678	498	4003	1,49	2942	381	4940	1,68	3262	285	5260	1,61	3640	212	5479	1,51	4076	159	5620	1,38
230	3086	487	4682	1,52	3364	371	5687	1,69	3699	277	6022	1,63	4093	204	6249	1,53	4546	154	6394	1,41
⋮	⋮				⋮				⋮				⋮				⋮			

$\eta_{fi,max} \geq 0{,}65$ | $0{,}65 > \eta_{fi,max} \geq 0{,}50$ | $\eta_{fi,max} < 0{,}50$

Tabelle C.8: Tabellarische Auswertung der Parameterstudie für eine Stützenlänge von 8,40 m und eine 120 minütige ETK-Einwirkung

	Betondeckung [mm]															
	20				35				50				65				80			
d_{Kern} [mm]	$N_{b,Verb,20°C}$ [kN]	θ_{Kern} [°C]	$N_{b,Kern,\theta}$ [kN]	$\eta_{fi,max}$ [-]	$N_{b,Verb,20°C}$ [kN]	θ_{Kern} [°C]	$N_{b,Kern,\theta}$ [kN]	$\eta_{fi,max}$ [-]	$N_{b,Verb,20°C}$ [kN]	θ_{Kern} [°C]	$N_{b,Kern,\theta}$ [kN]	$\eta_{fi,max}$ [-]	$N_{b,Verb,20°C}$ [kN]	θ_{Kern} [°C]	$N_{b,Kern,\theta}$ [kN]	$\eta_{fi,max}$ [-]	$N_{b,Verb,20°C}$ [kN]	θ_{Kern} [°C]	$N_{b,Kern,\theta}$ [kN]	$\eta_{fi,max}$ [-]
160	< 2MN				< 2MN				< 2MN				< 2MN				< 2MN			
170																	2271	276	2394	1,05
180													2206	331	2764	1,25	2574	265	2910	1,13
190									2189	403	3092	1,41	2521	319	3324	1,32	2908	255	3483	1,20
200					2228	493	3071	1,38	2521	391	3697	1,47	2870	308	3942	1,37	3275	245	4113	1,26
210	2309	602	1895	0,82	2559	481	3610	1,41	2863	380	4286	1,50	3225	298	4539	1,41	3611	236	4713	1,29
220	2678	590	2390	0,89	2942	470	4260	1,45	3262	369	4983	1,53	3640	288	5251	1,44	4076	228	5432	1,33
230	3086	579	2962	0,96	3364	459	4976	1,48	3699	359	5733	1,55	4093	280	6014	1,47	4546	221	6201	1,36
⋮	⋮				⋮				⋮				⋮				⋮			

$\eta_{fi,max} \geq 0{,}65$ | $0{,}65 > \eta_{fi,max} \geq 0{,}50$ | $\eta_{fi,max} < 0{,}50$

D Subroutine FRIC

Implementierte Subroutine FRIC zur Berücksichtigung von Verbundspannungen in Abhängigkeit großer Relativverschiebungen
An dieser Stelle ist beispielhaft der Quelltext unter Einbeziehung des funktionalen Zusammenhangs auf Grundlage der Messdaten des Push-out-Versuchs HT-159-80-400-H2 dargestellt. Stellen des Quelltextes, die individuell angepasst werden müssen, sind entsprechend gekennzeichnet.

```
! User subroutine interfaces
      SUBROUTINE FRIC(LM,TAU,DDTDDG,DDTDDP,DSLIP,SED,SFD,
     1     DDTDDT,PNEWDT,STATEV,DGAM,TAULM,PRESS,DPRESS,DDPDDH,
     2     SLIP,KSTEP,KINC,TIME,DTIME,NOEL,CINAME,SLNAME,
     3     MSNAME,NPT,NODE,NPATCH,COORDS,RCOORD,DROT,TEMP,
     4     PREDEF,NFDIR,MCRD,NPRED,NSTATV,CHRLNGTH,PROPS,NPROPS)
      INCLUDE 'ABA_PARAM.INC'
      CHARACTER*80 CINAME,SLNAME,MSNAME
      DIMENSION TAU(NFDIR),DDTDDG(NFDIR,NFDIR),DDTDDP(NFDIR),
     1     DSLIP(NFDIR),DDTDDT(NFDIR,2),STATEV(*),
     2     DGAM(NFDIR),TAULM(NFDIR),SLIP(NFDIR),
     3     COORDS(MCRD),RCOORD(MCRD),DROT(2,2),TEMP(2),
     4     PREDEF(2,*),TIME(2),PROPS(NPROPS)
! ------------------------------------------------------------------
! Verwendete Variablen:
!     XMU = Reibkoeffizient (COEFFICIENT OF FRICTION)
!     GCRIT = Kritische elastische Verformung (CRITICAL ELASTIC SLIP)
!     STIFF = Kuenstliche Steifigkeit (ARTIFICIAL STIFFNESS)
!     GAMMA(1:2) = Gesamtverformung (TOTAL SLIP)
!     STATEV(1:2) = Elastische Verformung (ELASTIC SLIP)
!     TAUCRIT = Kritische Schubspannung (CRITICAL FRICTIONAL STRESS)
      DIMENSION GAMMA(2)
      PARAMETER(ZERO=0.0D0,ASMALL=1.0D-27,PRECIS=1.D-14,XKS=1.D6)
      GCRIT = 0.005*CHRLNGTH
! ------------------------------------------------------------------
! Steptime-abhaengigen) Definition des Reibkoeffizienten XMU
!
! Waehrend des Erwaermungs-Steps wird der Reibkoeffizient konstant zu 0,3
! gesetzt. Abfrage, ob Gesamtzeit kleiner gleich Dauer des Erwaermungs-
! Steps (hier 14440 Sekunden) ist - letztere ist individuell anzupassen!
```

```
      IF (TIME(2) .LE. 14440) THEN
                        XMU = 0.3
! Im folgenden Push-out-Step wird der Reibungsbeiwert in Anhaengigkeit der Steptime
! veraendert. Bis zum Erreichen der Verbundfestigkeit (hier: nach 0,85 Sekunden,
! individuell anzupassen!) betraegt der Reibungsbeiwert 0,3.
! Er wird danach entsprechend eines (aus den Messdaten abgeleiteten)
! funktionalen Verlaufs Steptime-abhaengig veraendert - letzterer Verlauf
! ist individuell anzupassen!
      ELSE
            IF (TIME(1) .LE. 0.85) THEN
                  XMU = 0.3
            ELSE
                  XMU = 0.3 * 0.94 * (TIME(1))**(-0.328)
            ENDIF
      ENDIF
! ----------------------------------------------------------------
! Definition der Schubspannungsinterkation
!
! Wenn die Kontaktfuge zu Beginn des Inkrements offen ist (LM = 2), wird
! kein Schub uebertragen
      IF (LM .EQ. 2) THEN
        IF (XMU .LE. PRECIS) RETURN
      END IF
! Wenn die Kontaktpaare interagieren (LM = 0), kann Schub uebertragen werden
      LM   = 0
! Bei negativem Druck (also Kontaktpaare in Kontakt) kann Schub uebertragen werden
      IF (PRESS .LE. ZERO) THEN
        STATEV(1) = ZERO
        STATEV(2) = ZERO
        GAMMA(1) = DGAM(1)
        GAMMA(2) = DGAM(2)
! Wenn der Reibungsbeiwert Null ist, wird kein Schub uebertragen
        IF (XMU .LE. PRECIS) THEN
          DDTDDG(1,1) = ZERO
          DDTDDG(1,2) = ZERO
          DDTDDG(2,1) = ZERO
          DDTDDG(2,2) = ZERO
          DDTDDP(1) = XMU*GAMMA(1)/GCRIT
          DDTDDP(2) = XMU*GAMMA(2)/GCRIT
! Wenn der Reibungsbeiwert groesser Null ist, wird Schub uebertragen. Dies wird
! isotrop, aber entkoppelt definiert
        ELSE
          DDTDDG(1,1) = XKS
          DDTDDG(1,2) = ZERO
          DDTDDG(2,1) = ZERO
          DDTDDG(2,2) = XKS
```

```
            DDTDDP(1) = ZERO
            DDTDDP(2) = ZERO
          END IF
          TAU(1)    = ZERO
          TAU(2)    = ZERO
          DSLIP(1)  = ZERO
          DSLIP(2)  = ZERO
          RETURN
        ELSE
! ----------------------------------------------------------------
! Berechnung der kritischen Schubspannung und kuenstlichen Steifigkeit
          TAUCRIT = XMU*PRESS
          STIFF  = TAUCRIT/GCRIT
        ENDIF
! Berechnung der Gesamtverformung, Schubspannungskomponenten und der
! aequivalenten Schubspannung
        GAMMA(1) = STATEV(1) + DGAM(1)
        GAMMA(2) = STATEV(2) + DGAM(2)
        TAU(1) = STIFF*GAMMA(1)
        TAU(2) = STIFF*GAMMA(2)
        TAUEQV = SQRT(TAU(1)**2 + TAU(2)**2)
! Wenn die aequivalente Schubspannug kleiner der kritischen Schubspannung ist,
! bleibt das Verhalten elastisch
        IF (TAUEQV .LT. TAUCRIT) THEN
! Update der Ergebnis-abhaengigen Statusvariablen
                  STATEV(1) = GAMMA(1)
          STATEV(2) = GAMMA(2)
          DDTDDG(1,1) = STIFF
          DDTDDG(1,2) = ZERO
          DDTDDG(2,1) = ZERO
          DDTDDG(2,2) = STIFF
          DDTDDP(1) = XMU*GAMMA(1)/GCRIT
          DDTDDP(2) = XMU*GAMMA(2)/GCRIT
! Keine plastische Relativverschiebung am Ende des Inkrements
          DSLIP(1)  = ZERO
          DSLIP(2)  = ZERO
! Wenn die aequivalente Schubspannung groesser als die kritische Schubspannung ist,
! treten plastische Relativverschiebungen auf
        ELSE
          GAMEQV = SQRT(GAMMA(1)**2 + GAMMA(2)**2)
! Update der Ergebnis-abhaengigen Statusvariablen
          TAU(1) = GAMMA(1)*TAUCRIT/GAMEQV
          TAU(2) = GAMMA(2)*TAUCRIT/GAMEQV
          DDTDDG(1,1) = TAUCRIT/GAMEQV*(1-(GAMMA(1)/GAMEQV)**2)
          DDTDDG(1,2) = -TAUCRIT/GAMEQV*(GAMMA(1)/GAMEQV)*(GAMMA(2)/
              GAMEQV)
```

```
        DDTDDG(2,1) = DDTDDG(1,2)
        DDTDDG(2,2) = TAUCRIT/GAMEQV*(1-(GAMMA(2)/GAMEQV)**2)
        DDTDDP(1) = XMU*GAMMA(1)/GAMEQV
        DDTDDP(2) = XMU*GAMMA(2)/GAMEQV
! Elastische und plastische Relativverschiebung am Ende des Inkrements
        STATEV(1) = GAMMA(1)*GCRIT/GAMEQV
        STATEV(2) = GAMMA(2)*GCRIT/GAMEQV
        DGSLEQ    = GAMEQV - GCRIT
        DSLIP(1) = GAMMA(1)*DGSLEQ/GAMEQV
        DSLIP(2) = GAMMA(2)*DGSLEQ/GAMEQV
    ENDIF
! ------------------------------------------------------------------
! Ende der User-Subroutine mit vorgegebenem User subroutine interface:
    RETURN
    END
```