ZUKUNFT BAU
FORSCHUNGSFÖRDERUNG

Bundesinstitut
für Bau-, Stadt- und
Raumforschung
im Bundesamt für Bauwesen
und Raumordnung

BBSR-
Online-Publikation
19/2023

Systemverhalten hochleistungsfähiger Betontragstrukturen im Lastfall Brand

von

Prof. Dr.-Ing. Oliver Fischer
Michael Fleischhauer

Systemverhalten hochleistungsfähiger Betontragstrukturen im Lastfall Brand

Gefördert durch:

Bundesministerium
für Wohnen, Stadtentwicklung
und Bauwesen

aufgrund eines Beschlusses
des Deutschen Bundestages

ZUKUNFT BAU
FORSCHUNGSFÖRDERUNG

Dieses Projekt wurde gefördert vom Bundesinstitut für Bau-, Stadt- und Raumforschung (BBSR) im Auftrag des Bundesministeriums für Wohnen, Stadtentwicklung und Bauwesen (BMWSB) aus Mitteln des Innovationsprogramms Zukunft Bau.
Aktenzeichen: 10.08.18.7-16.47
Projektlaufzeit: 10.2016 bis 03.2023

IMPRESSUM

Herausgeber
Bundesinstitut für Bau-, Stadt- und Raumforschung (BBSR)
im Bundesamt für Bauwesen und Raumordnung (BBR)
Deichmanns Aue 31–37
53179 Bonn

Fachbetreuer
Dr. Michael Brüggemann, Brüggemann Kisseler Ingenieure
im Auftrag des BBSR, Referat WB 3 „Forschung und Innovation im Bauwesen“
zb@bbr.bund.de

Autoren
TUM School of Engineering and Design, München
Lehrstuhl für Massivbau
Univ.-Prof. Dr.-Ing. Dipl.-Wirt.-Ing. Oliver Fischer (Projektleitung)
oliver.fischer@tum.de

Michael Fleischhauer, M. Sc.
michael.fleischhauer@tum.de

Redaktion
TUM School of Engineering and Design, München
Lehrstuhl für Massivbau
Michael Fleischhauer

Stand
April 2023

Gestaltung
TUM School of Engineering and Design, München
Lehrstuhl für Massivbau
Michael Fleischhauer

Bildnachweis
Titelbild: Michael Fleischhauer
Alle weiteren Abbildungen und Fotos (sofern nicht anders angegeben): Michael Fleischhauer

Vervielfältigung
Alle Rechte vorbehalten

Der Herausgeber übernimmt keine Gewähr für die Richtigkeit, die Genauigkeit und Vollständigkeit der Angaben sowie für die Beachtung privater Rechte Dritter. Die geäußerten Ansichten und Meinungen müssen nicht mit denen des Herausgebers übereinstimmen.

Zitierweise
Fischer, Oliver; Fleischhauer, Michael, 2023: Systemverhalten hochleistungsfähiger Betontragstrukturen im Lastfall Brand. BBSR-Online-Publikation 19/2023, Bonn.

ISSN 1868-0097 Bonn 2023

Inhaltsverzeichnis

1 Kurzfassung **6**

2 Abstract **7**

3 Einleitung **8**
3.1 Problemstellung 8
3.2 Forschungsziele, Methodik und Aufbau 9

4 Stand des Wissens **11**
4.1 Materialverhalten von Hochleistungsbeton unter Hochtemperatur 11
4.2 Bisherige experimentelle Untersuchungen zum Tragverhalten unter Brandbeanspruchung . 12
4.2.1 An Normalbetonen 12
4.2.2 An hochfesten und ultrahochfesten Betonen 13
4.3 Bemessungsansätze nach DIN EN 1992-1-2 15
4.3.1 Vereinfachte Bemessungsverfahren 16
4.3.2 Allgemeines Bemessungsverfahren 22
4.3.3 Betonabplatzungen 22

5 Systemtragverhalten von Stützen im Brandfall **23**
5.1 Beschreibung der Systembetrachtungsebenen für Stützen im Brandfall 23
5.2 Interaktionen und Lastumlagerungen 25

6 Untersuchung der Interaktion verschiedener Systemebenen **27**
6.1 Bauteilinteraktion mit dem Gesamtbauwerk 27
6.1.1 Identifikation der Lastumlagerungsmechanismen 27
6.1.2 Horizontale Lastumlagerung 28
6.1.3 Allgemeines Gebäudegesamtmodell 29
6.1.4 Vereinfachtes rheologisches Gebäudegesamtmodell 32
6.1.5 Kalibrierung des rheologischen Gebäudegesamtmodells 33
6.1.6 Auswertung verschiedener Systemtragmodelle 38
6.1.7 Anwendungsbezug der Ergebnisse 41
6.2 Interaktion innerhalb des Querschnitts 41
6.2.1 Querschnittsabhängige Durchwärmung 42
6.2.2 Spannungsumlagerungen über den Querschnitt 46
6.2.3 Durchwärmungsoptimiertes Dimensionieren 51

7 Erweiterung des materialtechnologischen Wissens **53**
7.1 Optimierung des temperaturabhängigen Materialverhaltens von Hochleistungsbeton . . . 53
7.1.1 Aus der Literatur bekannte UHPC Rezepturen 53
7.1.2 Entwurf zweier thermomechanisch optimierter UHPC Rezepturen 54
7.2 Einfluss der Ermittlung experimenteller Materialparameter 56
7.2.1 Experimenteller Aufbau zur Ermittlung materieller Parameter 56
7.2.2 Einfluss der Systeminteraktion auf die materiellen Parameter 65

8 Zusammenfassung und Anwendungsbezug **86**

Mitwirkende **90**

Abbildungsverzeichnis **91**

Tabellenverzeichnis **103**

Literatur **104**

A Anhang **110**
A.1 Ergebnisse der Parameterstudie zur Lastumlagerung 111
A.2 Nomogramme zur Ermittlung der Stützen-Gebäude-Interaktion 117
A.3 Ergebnisse der Versuche HPC_B 130
A.3.1 Einzelergebnisse: HPC_B 130
A.3.2 Zusammenfassung: HPC_B 141
A.4 Ergebnisse der Versuche TUM_BQ1 142
A.4.1 Einzelergebnisse: TUM_BQ1 142
A.4.2 Zusammenfassung: TUM_BQ1 210

1 Kurzfassung

Im Rahmen dieses Forschungsvorhabens wurden materielle und systembedingte Lastumlagerungspotentiale von Stützen aus Ultrahochleistungsbetonen im Brandfall untersucht.
Im ersten, theoretischen Arbeitsteil wurden dafür die globalen Lastumlagerungsmechanismen numerisch analysiert. Die Auswertung einer Vielzahl verschiedener Gebäudemodelle zeigte, dass mit steigender Geschosszahl und mit zunehmendem Grad der statischen Unbestimmtheit globale Lastumlagerungsmechanismen im Brandfall für die Feuerwiderstandsdauer entscheidende Tragfähigkeitsreserven aktivieren können. Dabei werden die Lasten von der durch Brand beanspruchten Stütze über die horizontalen Tragwerke, der nicht brandbeanspruchten Geschosse, in die weniger vom Brand beanspruchten Bereichen transportiert. Aufbauend auf diesen Erkenntnissen wurde ein vereinfachtes, nichtlineares Rechenverfahren auf Basis von Nomogrammen erarbeitet und im Rahmen dieses Berichts vorgestellt, das die globalen Lastumlagerungsmechanismen unkompliziert für eine Vielzahl möglicher Gebäude auflöst und damit für die Bemessung von Stützen im Hochbau praxisnah nutzbar macht. Neben den Globalen, wurden auch die lokalen Lastumlagerungsmechanismen, die innerhalb des Stützenquerschnitts im Brandfall auftreten, betrachtet. Auf Basis numerischer Studien konnte aufgezeigt werden, dass die bisherigen Materialversuche zur Ermittlung thermomechanischer Parameter keineswegs auf die realen, kombinierten Temperatur-Spannungs-Historien innerhalb eines Stützenquerschnitts eingehen. Dass trotzdem der Nachweis der Tragfähigkeit zuverlässig für normal- und hochfesten Beton zuverlässig geführt werden kann, ist auf die üblichen Querschnittsgrößen dieser Materialien zurückzuführen. Auf diesen Erkenntnissen basierend wurde der Bemessungsansatz der durchwärmungsoptimierten Dimensionierung von Hochleistungsbetonen erarbeitet, bei dem die Relevanz von Hochtemperaturmaterialeigenschaften im Brandfall durch Mindestquerschnittsabmessungen der Stütze relativiert und eine wirklichkeitsnahe Beschreibung der temperaturabhängigen Parameter in den Hintergrund der Bemessung gerückt werden kann.
Im zweiten, experimentellen Arbeitsteil wurde ein Verfahren zur Optimierung von Ultrahochleistungsbetonen hinsichtlich der Brandeigenschaften vorgestellt und unter dessen Anwendung mehrere neuartige Rezepturen mit deutlich gesteigerten Hochtemperaturmaterialeigenschaften erarbeitet. Anschließend wurden mit einem am Lehrstuhl für Massivbau der Technischen Universität München neu entwickelten, universellen Hochtemperaturversuchsstand hybride Materialversuche durchgeführt. Ziel der Materialversuche war es die Tragfähigkeitseinflüsse, die durch die Berücksichtigung globale oder lokale Lastumlagerungseffekte im Materialverhalten entstehen oder durch Versuchsrandbedingungen verursacht werden, im Wesentlichen herauszuarbeiten. Die hierfür erstmalig für thermomechanische Materialeigenschaften angewendete Substrukturtechnik untersuchte den Teilausschnitt einer Stütze, aus dem zuvor entwickelten Material "TUM_BQ1". Es zeigte sich, dass bis weit über 710 Grad Celsius hohe Tragfähigkeitsreserven im gewählten Teilausschnitt vorliegen, die je nach Versuchsrandbedingung mit herkömmlichen Materialversuchen deutlich unterschätzt werden. Darüber hinaus konnte durch eine gezielte Variation verschiedener, experimenteller thermomechanischer Randbedingungen bei gleicher Zieltemperatur gezeigt werden, dass langsame Durchwärmungen und unberücksichtigte temperaturabhängige Spannungshistorien deutlich reduzierte Materialparameter im Hochtemperaturbereich zur Folgen haben. Die Erkenntnisse lassen den Schluss zu, dass die Tragfähigkeit von Stützen aus Ultrahochleistungsbetonen unter Verwendung vereinfacht ermittelter Parameter nur unzureichend genau abgebildet werden kann. Umfangreichere Untersuchungen auf Basis der im theoretischen und experimentellen Teil vorgestellten neuartigen, hybriden Versuchsmethodiken im Rahmen folgender Projekte wären deshalb nötig, um Ultrahochfesten Beton in schlanken Stützen aber auch anderen Bauteilen im Brandfall wirtschaftlich einsetzen zu können.

2 Abstract

Within the scope of this research project, material and system-related load redistribution potentials of columns made of ultra-high performance concretes were investigated in case of fire.
In the first, theoretical part of the work, the global load redistribution mechanisms were analysed numerically. The evaluation of a large number of different building models showed that with increasing number of storeys and increasing degree of structural indeterminacy, global load redistribution mechanisms can activate decisive load-bearing capacity reserves for the fire resistance duration in case of fire. In this case, the loads are transported from the support exposed to fire via the horizontal supporting structures of the floors not exposed to fire to the areas less exposed to fire. Based on these findings, a simplified, non-linear calculation method was developed on the basis of nomograms and presented in the context of this report, which resolves the global load redistribution mechanisms in an uncomplicated manner for a large number of possible buildings and thus makes them practically usable for the design of columns in building construction. In addition to the global load redistribution mechanisms, the local load redistribution mechanisms that occur within the column cross-section in case of fire were also considered. On the basis of numerical studies, it could be shown that the previous material tests for determining thermomechanical parameters do not at all address the real, combined temperature-stress histories within a column cross-section. The fact that the verification of the load-bearing capacity can nevertheless be carried out reliably for normal and high-strength concrete is due to the usual cross-sectional sizes of these materials. Based on these findings, the design approach of through-heating-optimised dimensioning of high-performance concretes was developed, in which the relevance of high-temperature material properties in the case of fire can be relativised by minimum cross-sectional dimensions of the column and a realistic description of the temperature-dependent parameters can be moved into the background of the design.
In the second, experimental part of the work, a method for the optimisation of ultra-high performance concretes with regard to the fire properties was presented and several novel formulations with significantly increased high-temperature material properties were developed using this method. Subsequently, hybrid material tests were carried out with a newly developed, high-temperature universal test facility at the Chair of Concrete Structures at the Technical University of Munich. The aim of the material tests was to essentially work out the load-bearing capacity influences that result from the consideration of global or local load redistribution effects in the material behaviour or are caused by test boundary conditions. The substructure technique used for this purpose for the first time for thermomechanical material properties examined the partial section of a column made of the previously developed material "TUM_BQ1". It was shown that there are high load-bearing capacity reserves in the selected partial section up to well over 710 degrees Celsius, which, depending on the test boundary condition, are significantly underestimated with conventional material tests. In addition, it could be shown through a targeted variation of different, experimental thermomechanical boundary conditions at the same target temperature that slow heat runs and unconsidered temperature-dependent stress histories result in significantly reduced material parameters in the high-temperature range. The findings lead to the conclusion that the load-bearing capacity of columns made of ultra-high performance concretes can only be represented insufficiently accurately using simplified determined parameters. More extensive investigations based on the novel, hybrid test methods presented in the theoretical and experimental part would therefore be necessary within the framework of the following projects in order to be able to use ultra-high performance concrete economically in slender columns but also in other structural components in case of fire.

3 Einleitung

In der Materialentwicklung im Stahlbetonbau konnten in den letzten Jahrzehnten große Fortschritte erzielt werden. Gerade durch die Optimierung der Packungsdichte und Zementfestigkeit in hydraulisch gebundenen Hochleistungsbetonen ließen sich die Festigkeit, Dauerhaftigkeit und Verarbeitbarkeit erheblich steigern (vgl. [33, 63, 77]). Mit diesen neuartigen Materialien ist es nun möglich, architektonisch anspruchsvolle und gleichzeitig ressourcenschonende Strukturen aus Beton zu entwerfen. Gerade vor dem Hintergrund hoher Druck- und Biegezugfestigkeiten der neuartigen z.T. mikrostahlfaser- oder carbonfaserverstärkten Betone bietet eine Verwendung für Stützen im Hochbau großes wirtschaftliches aber auch ökologisches Potential. Da Betone höherer Festigkeitsklassen und gerade ultrahochfeste Betone bisher stark in der normativen Brandbemessung eingeschränkt sind, ist eine Ausnutzung der mit den neuen Materialien aufkommenden Möglichkeiten im Hochbau derzeit nur sehr eingeschränkt möglich.

3.1 Problemstellung

Besonders hinsichtlich explosiver Abplatzung, aber auch der Degradation der Materialmatrix, unterscheidet sich das Material- und Bauteilverhalten von Hochleistungsbetonen von dem konventioneller Betone (vgl. [40]). Eine Anwendung der bisher für normal- und hochfesten Beton verwendeten Rechenverfahren ist deshalb für Hochleistungsbeton nicht ohne Weiteres möglich. Mit dem Ziel die normativen Ansätze zu erweitern, wurde das Tragverhalten von Stützen aus Hochleistungsbeton unter Brandbeanspruchung bisher in verschiedenen Forschungsprojekten untersucht. Auf Basis der erforschten Materialkennzahlen kann unter Anwendung aktueller, numerischer Methoden eine Abschätzung der Tragfähigkeit vergleichbar mit einem experimentellen Stützenbrandversuch erfolgen. Die Verfahren scheitern jedoch für Hochleistungsbetone daran, die gemessenen Verformungen des experimentellen Stützenbrands in der numerischen Berechnung ausreichend genau abzubilden (vgl. [73, 95]). Ein Grund für die Diskrepanz zwischen Rechnung und Versuch ist darin zu sehen, dass sich Spannungsveränderungen, auf Basis von Lastumlagerungen innerhalb des Querschnitts, im Stützenbrandversuch nicht allein auf die Schnittgrößen, sondern zugleich auch auf die Materialeigenschaften auswirken können. Untersuchungen des Materialverhaltens von Normalbeton zeigen, dass Lastumlagerungsprozesse, die zeitgleich zu einer thermischen Beanspruchung auf Normalbeton einwirken, deutlichen Einfluss auf das Verformungsverhalten, aber auch die Festigkeit im Materialversuch nehmen können (vgl. [72, 73, 81]). Bleiben die Umlagerungen bei der Ermittlung der materiellen Parameter unberücksichtigt oder können nicht der Wirklichkeit entsprechend abgebildet werden, verhindert dies eine zutreffende Beschreibung mit numerischen Verfahren. Da bisher nur eine geringe Anzahl realer Bauteilversuche zur Verfügung steht, reicht die Datenbasis darüber hinaus nicht aus, um die allgemeine Anwendung der Materialkennzahlen zu bestätigen. Erschwerend kommt hinzu, dass wegen der unzureichenden Abbildung der Verformungen im Brandfall, die Lastumlagerungen, die durch kinematische Interaktionen entstehen können, nicht zutreffend numerisch vorhergesagt werden. Gerade um Lastumlagerungen, die aus kinematischen Interaktionen im integralen Gesamtbauwerk resultieren, als Tragreserve im Bauteil nutzen zu können, spielen die Verformungen eine entscheidende Rolle. Nur wenn günstige sowie ungünstige Lastumlagerungsprozesse und deren Auswirkung auf das Bauteil- und Materialverhalten in die Analyse mit einfließen, kann eine ressourcenschonende und gleichzeitig sichere Bemessung von Stützen im Brandfall gewährleistet werden. Derzeit fehlt es jedoch an Untersuchungen und Methoden, die die Materialeigenschaften unter Berücksichtigung des Systemtragverhaltens mit vertretbarem wirtschaftlichen Aufwand ermitteln.

Forschungsfrage Um die beschriebenen Wissenslücken zu schließen, beschäftigt sich dieses Vorhaben mit der "Erweiterung der Anwendbarkeit innovativer Hochleistungsbaustoffe (hochfester Beton, UHFB) für den Lastfall Brand unter Berücksichtigung des Systemtragverhaltens" . In dem vom Bundesinstitut für Bau-, Stadt- und Raumforschung (BBSR) im Rahmen der Innovationsprogramms Zukunft Bau geförderten Projekt stehen Stützen im Hochbau, dem für Hochleistungsbeton mit seinen hohen Druckfestigkeiten optimalen Anwendungsfall, im Fokus der Forschung.

3.2 Forschungsziele, Methodik und Aufbau

Forschungsziele Anhand von Stützen sollen im Rahmen dieses Projekts die Einflüsse systembedingter Umlagerungsprozesse im Lastfall Brand auf das Materialverhalten untersucht werden. Durch das bessere Verständnis der Potentiale und Reserven soll eine breite und flächendeckende Anwendung von ressourcenschonenden und effizienten Hochleistungsbetonen im Hochbau ermöglicht werden. Dafür soll das materialtechnologische Wissen zum Hochtemperaturverhalten durch die Entwicklung neuer Materialien, experimenteller Methoden und Anwendung numerischer Verfahren im Rahmen dieses Forschungsvorhabens erweitert werden. In einem ersten Schritt soll dafür das Interaktionsverhalten von Stützen in verschiedenen Ebenen untersucht und für die Anwendung in Bemessungsverfahren nutzbar gemacht werden. Darauf aufbauend sollen ausgewählte Aspekte des Materialverhaltens in experimentellen Untersuchungen näher betrachtet werden. Rezepturoptimierungen sollen dabei die materiellen Potentiale von Hochleistungsbeton im Brandfall aufzeigen. Darüber hinaus soll eine experimentelle Methodik entwickelt werden, die mit einer Kombination aus Substrukturtechnik und hybrider Versuchssteuerung das Materialverhalten im Kleinversuch wesentlich realitätsnäher als herkömmliche Verfahren abbilden kann. Durch die Umsetzung der neuen, experimentellen Methodik und Gewinnung erster Ergebnisse, soll im Rahmen dieses Forschungsvorhabens der Grundstein für ein besseres Verständnis der vielschichtigen Auswirkungen von Systeminteraktionen im Brandfall und möglicher Tragfähigkeitspotentiale gelegt werden. Damit soll dieses Forschungsvorhaben Modellbeispiel für zukünftige, statistisch evidente Studien zum Materialverhalten sein. Diese stellen die Grundlage praxisgerechter, normativer Ansätze zur Berücksichtigung des Systemtragverhaltens dar.

Methodik und Aufbau Um die zuvor beschriebenen Forschungsziele zu erreichen, wird zu Beginn der Forschung im Rahmen einer Literaturrecherche der Stand des Wissens zum Hochtemperaturverhalten von Hochleistungsbeton erarbeitet. Dabei wird auf das Materialverhalten, bisherige experimentelle Methoden und Ergebnisse sowie die Brandbemessung von Stahlbetonstützen aus Hochleistungsbeton eingegangen.

Im nächsten Schritt wird im Rahmen einer Systemanalyse ein Gebäude schematisch in mechanische Substrukturen (Systemebenen) zerlegt. Darauf aufbauend werden die Interaktionen zwischen den Substrukturen bei einem Stützenbrand analysiert und aufbereitet.

Im anschließenden Arbeitsteil der Forschung werden erst theoretische und dann darauf aufbauende, experimentelle Methoden verwendet, um die vorhandene Wissensbasis zum Einfluss der Systeminteraktion auf die Materialeigenschaften zu erweitern. Im theoretischen Teil führen umfangreiche, numerische Studien zur Gebäude-Stützen-Interaktion zu praxisnahen Vorschlägen wie die Interaktionswirkungen in der Brandbemessung eingebunden werden kann. Es wird zu diesem Zweck ein vereinfachter Ansatz erarbeitet und validiert, mit dem die Wirkung des Gebäudetragverhaltens in ingenieurmäßigen Handrechenverfahren abgeschätzt werden kann. Letztlich stellt eine Parameterstudie die gewonnenen Erkenntnisse in Form von Nomogrammen für die Praxis zur Verfügung. Neben der Gebäude-Stützen-Interaktion werden auch die Interaktionen auf Querschnittsebene im theoretischen Teil betrachtet. Der Fokus liegt dabei auf der wechselseitigen Abhängigkeit von Querschnitts- und Materialbeanspruchung im Brandfall. Diese wird auf der Basis numerischer Berechnungen am Querschnitt untersucht und Abhängigkeiten von Material, Abmessung, Form des Querschnitts auf die Interaktionen analysiert. Den Auswertungen folgen praxisnahe Vorschläge zur Handhabung der aufgezeigten Interaktionen auf Querschnittsebene. Den Abschluss bilden Hinweise zur Anwendung der Erkenntnisse auf die einschlägigen, normativen Bemessungsverfahren.

Im experimentellen Teil der Forschung wird ein Verfahren aufgezeigt, mit dem Hochleistungsbeton, im speziellen ultrahochfester Beton hinsichtlich seines Hochtemperaturverhaltens optimiert und damit für den Brandfall widerstandsfähiger gestaltet werden kann. Der Entwurf zweier für das Brandverhalten optimierter sowie anderer, für dieses Vorhaben verwendeter Rezepturen stellt den Abschluss der Materialweiterentwicklung dar. Im Anschluss werden die Erkenntnisse aus dem theoretischen, ersten Arbeitsteil genutzt, um die Substrukturen (Ausschnitte) eines Stützenquerschnitts zu identifizieren, die in einem experimentellen Kleinversuch das kombinierte Temperatur-Spannungs-Tragverhalten realitätsnah wiedergeben können. In Kombination mit der Erarbeitung eines experimentellen Versuchsprogramms, ergibt sich darauf aufbauend eine Methodik, die in Substrukturen die wechselseitige Beeinflussung des Gebäude- und Bauteiltragverhaltens (hybrider Versuch) auf das Materialverhalten untersuchen kann. Das Programm dieser Forschung wird darauf aufbauend eine experimentelle Variationen dieser Methodik enthalten, um das bisherige materielle Wissen zu Hochleistungsbeton um den Einfluss der Systeminteraktion auf die Materialeigenschaften herausarbeiten. Dabei steht neben dem Entwurf des Prüfregimes, vor allem die Planung, Umsetzung und Inbetriebnahme der neuartigen und komplexen Versuchstechnik im Mittelpunkt der Arbeiten. Die Umsetzung des erarbeiteten Versuchsprogramms und damit die Bereitstellung erster Erkenntnisse zu Einflussfaktoren und Parametern, hinsichtlich der Auswirkung des Systemtragverhaltens auf die Materialeigenschaften, stellt den Abschluss des experimentellen Teils dieser Forschung dar.

Am Ende des Projekts wird ein Fazit erarbeitet, das die Erkenntnisse der durchgeführten Untersuchungen zusammenfasst, einen Anwendungsbezug der Ergebnisse herstellt und einen Ausblick auf noch offene Fragestellungen gibt.

4 Stand des Wissens

4.1 Materialverhalten von Hochleistungsbeton unter Hochtemperatur

Das Hochtemperaturverhalten von Hochleistungsbeton (hochfester und ultrahochfester Beton) wird maßgeblich durch Wassertransportvorgänge und verschiedene chemische Umwandlungen der festigkeitsbildenden Bestandteile des Betons bestimmt (vgl. Abbildung 4.1). Der Umwandlungsprozess ist neben den festigkeits-

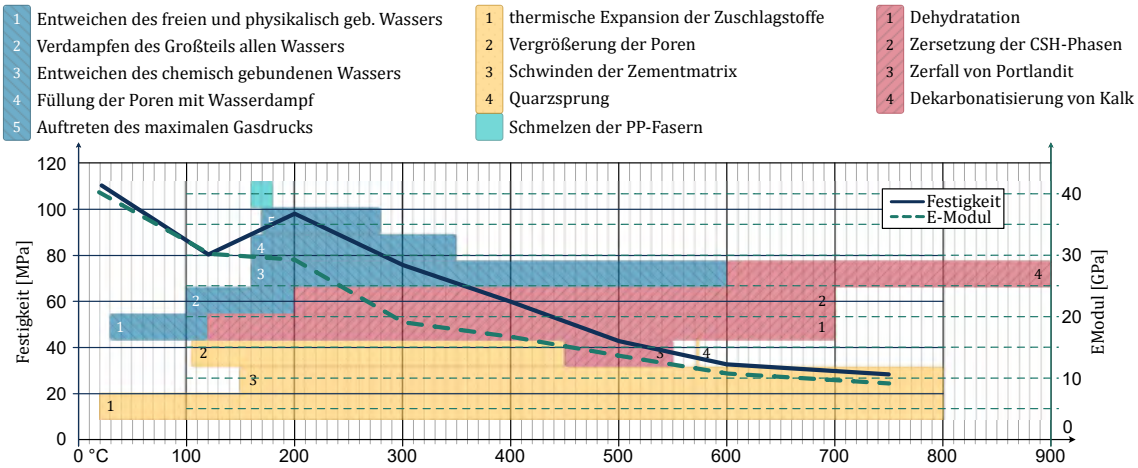


Abbildung 4.1 Darstellung der verschiedenen thermisch induzierten materiellen Veränderungen und deren Auswirkung auf die Heißdruckfestigkeit und den Elastizitätsmodul in Abhängigkeit der Temperatur für hochfesten Beton (entnommen aus [68])

bildenden Phasen, maßgeblich von den Eigenschaften der inerten Zuschläge und dem Wasserzementwert abhängig (vgl. Abbildung 4.2, [40, 45]). Mit der gesteigerten Druckfestigkeit von Hochleistungsbeton geht

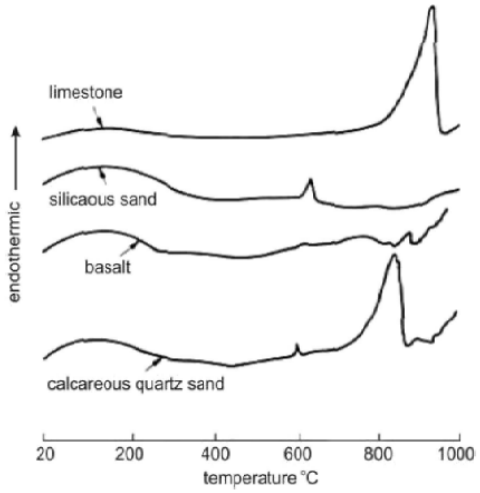


Abbildung 4.2 Thermogravimetrische Analyse TGA verschiedener Gesteine mit einer Aufheizrate von $\frac{10\,°C}{min}$ (vgl. [40])

auch eine Reduktion der Permeabilität einher. Dadurch kommt es bei der Verdampfung von freiem und physikalisch gebundenem Wasser ab 105 °C zu erheblichen Zwangsspannungen im Betongefüge, da der frei werdende Dampf nicht so gut wie in normalfesten Betonen entweichen kann (vgl. [13, 40, 50]). Die

Neigung zum explosiven Abplatzen dem sog. *explosive spalling* steigt mit zunehmender Gefügedichtigkeit bei Hochleistungsbetonen an. Aus diesem Grund werden Polypropylenfasern dem Beton zugegeben, die die Gefügedichtigkeit ab ihrer Schmelztemperatur von ca. 160 °C reduzieren (vgl. [5, 6, 40, 54]). Mit einem PP-Fasergehalt von 1,5 bis 2,5 $\frac{kg}{m^3}$ konnten Abplatzungen weitestgehend vermieden werden, wobei eine Zugabe über 2,0 $\frac{kg}{m^3}$ zu einer Reduzierung der Druckfestigkeit im Kaltzustand führt (vgl. Abbildung 4.3, [12, 40, 41, 44, 54]). Gleichzeitig beginnt mit der Verdunstung des Wassers, eine Dehydratation der Zementma-

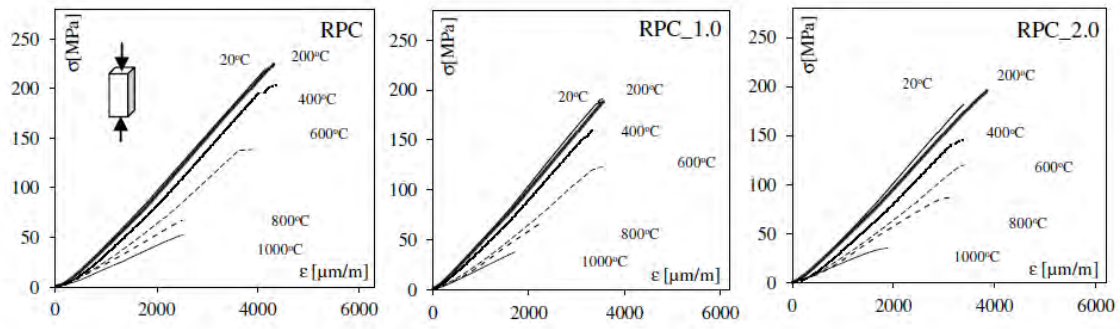


Abbildung 4.3 Veränderung der Festigkeit von *rapid powder concrete* RPC (entspricht Feinkorn UHPC) mit zunehmenden PP-Fasergehalten (vgl. [40])

trix, respektive der festigkeitsbildenden CSH-Phasen, was kurzzeitig zu einer Festigkeitssteigerung führt. Bei höheren Temperaturen treten Schwindverformungen und der Abfall der Festigkeit überlagert auf. Durch unterschiedliche Temperaturdehnungen bilden sich Zwangsspannungen zwischen der Zementmatrix und den Zuschlägen aus. Zugleich zersetzten sich Ettringit (ab 60 °C) und Magnesiumhydroxid (ab 371 °) (vgl. [7]). Ab 450 °C beginnt die Umwandlung des Portlandits in Calciumoxid und gasförmiges Wasser wobei das Porenvolumen stark zunimmt. Ab Temperaturen von 600 °C zersetzen sich schließlich die CSH-Phasen, was zu einem rapiden Abfall der Festigkeiten führt (vgl. [40, 50]).

4.2 Bisherige experimentelle Untersuchungen zum Tragverhalten unter Brandbeanspruchung

4.2.1 An Normalbetonen

Mitte bis Ende des letzten Jahrhunderts, wurden an unterschiedlichen Instituten in Deutschland, Belgien, Kanada und Schweden, Brandversuche an Stahlbetonstützen aus Normalbeton durchgeführt. Die daraus gewonnen Erkenntnisse wurden zur Validierung der Bemessungsverfahren der DIN EN 1992-1-2 herangezogen (vgl. [22–26]). Hierzu zählen die in Berlin im Jahr 1962 (vgl. [84]), in Braunschweig von SFB1481977 bis SFB1481987 (vgl. [42, 43, 85, 86]), in Borås um 1982 (vgl. [2]), in Ottawa um 1984 (vgl. [59]) sowie in Liege beziehungsweise Gent um 1996 (vgl. [27]) durchgeführten Untersuchungen. Für die Warmkriechversuche wurden die Stützen vor der Beflammung bis zu einem bestimmten Lastniveau belastet und anschließend unter dieser konstanten Last bis zum Versagen erhitzt (vgl. [27, 42, 58, 84]). Eine Ausnahme stellen die Versuche in Belgien dar, da hier die Last nach Erreichen der errechneten Feuerwiderstandsdauer kontinuierlich bis zum Versagen hin gesteigert wurden (vgl. [27]). Das statische System der Stützen beschränkt sich auf die Eulerfälle zwei, drei und vier. Aus diesem Grund liegen bisher nur sehr vereinzelte Ergebnisse zu Kragstützen vor. Die Querschnitte der getesteten Stützen waren außer vier Rundstützen rechteckig und wurden mit geringer oder ohne Lastausmitte belastet (vgl. [2, 27, 43, 59, 84–86]). Exemplarisch für die der Norm zugrunde liegenden Warmkriechversuche ist, dass die Stützen bisher nicht über ihre vollständige Länge beflammt (Lagerung im Kalten) oder mit von realen Bauteilen abweichenden Randbedingungen (Rollenlager, zu geringe Maximallast) untersucht wurden (vgl. [42, 84, 85]).

4.2.2 An hochfesten und ultrahochfesten Betonen

Untersuchungen an der Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung, der Technischen Universität Braunschweig und der ETH Zürich zeigen, dass das Hochtemperaturverhalten hochfester und ultrahochfester Betone nicht dem normalfester Betone entspricht (vgl. Abbildung 4.4). Vor allem im Bereich Materialpa-

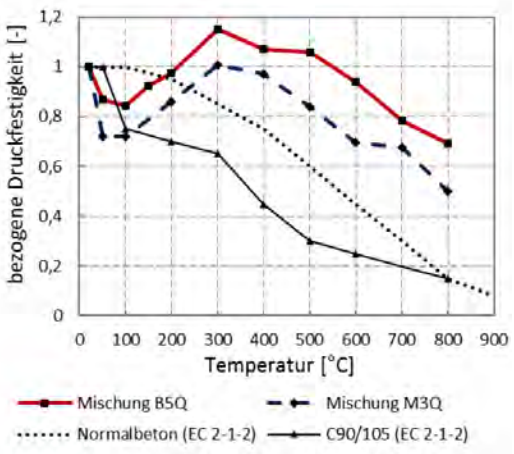


Abbildung 4.4 Relative temperaturabhängige Festigkeit verglichen von normalen, hochfesten und ultrahochfesten Betonen ("B5Q" Basalt Grobkorn-UHPC-Rezeptur mit Quarzsand, "M3Q" Quarzsand Feinkorn-UHPC-Rezeptur, vgl. [87])

rameter wurden deshalb in den letzten 20 Jahren in Kassel, Braunschweig, Karlsruhe, Borås und China, Studien zum Hochtemperaturtragverhalten von Hochleistungsbetonen durchgeführt (vgl. [4, 8, 15, 29, 46, 49, 50, 52, 55, 65, 66, 75, 76, 87]). Dabei wurden die drei bisher etablierten Prüfmethoden aus dem Bereich des Normalbeton übernommen.

- stationärer Temperaturversuch
- Brandversuch mit anschließender Bestimmung der Resttragfähigkeit im abgekühlten Zustand
- instationärer Temperaturversuch (Warmkriechversuch)

Stationärer Temperaturversuch mit Druckfestigkeitsprüfung im heißen Zustand

Eine "unbelastete" Probe wird kontinuierlich mit vergleichsweise geringen Temperaturgradienten bis zu einem bestimmten Temperaturlastniveau (definiert über ein gleichmäßig temperierten Prüfkörper) erwärmt und anschließend auf Druck geprüft. Ein Prüfaufbau, der hierzu verwendet wurde, ist in Abbildung 4.5 exemplarisch dargestellt. Hierbei werden in der Regel PP-Fasergehalte von bis zu $\frac{2{,}50\,\mathrm{kg}}{\mathrm{m}^3}$ verwendet, um ein Abplatzen der Betonoberfläche während des Aufheizvorgangs zu verhindern. Die Prüfkörperdimensionen entsprechen in aller Regel Kleinstprüfkörpern, die Schlankheiten λ zwischen 3 und 12 nicht überschreiten. Der so ermittelte Materialparameter wird einer *temperaturabhängigen Festigkeit* gleichgesetzt, vernachlässigt jedoch die im Bauteil vorliegenden Randbedingungen. In die *temperaturabhängige Festigkeit* fließen damit weder der Einfluss größerer Temperaturgradienten, noch die Auswirkungen zeitgleich zur Erwärmung vorhandener, mechanischer Spannungen mit ein (vgl. [46, 65]).

Temperaturversuch mit Druckfestigkeitsprüfung im abgekühlten Zustand

Der Unterschied zum im heißen Zustand geprüften Körper besteht darin, dass die Probe bei diesem Verfahren nach der Temperaturbeanspruchung für eine definierte Zeit abgekühlt und anschließend auf ihre Druckfestigkeit hin geprüft wird. Der ermittelte Wert entspricht demnach einer Resttragfähigkeit nach der Temperaturbelastung einer unbelasteten Probe (vgl. [29, 40, 76, 92]). Im Gegensatz zu den stationären

1 Belastungseinrichtung
2 Verformungs-messeinrichtung
3 Erwärmungsvorrichtung
4 Messsystem für die SEA und US-Messungen
5 Probekörper

Abbildung 4.5 Thermomechanischer Prüfstand BAM (vgl. [50])

Versuchen, sind diese Versuche zum Teil auch mit der für Brandlasten im Hochbau typischen Einheitstemperaturzeitkurve ETK durchgeführt worden (vgl. [76]). Den Untersuchungen von [40] kann entnommen werden, dass die *Resttragfähigkeit* im kalten Zustand durchaus unter der im heißen Zustand liegen kann (vgl. Abbildung 4.6).

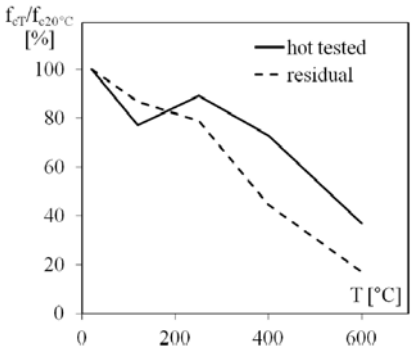


Abbildung 4.6 Relative Druckfestigkeit als Funktion der Temperatur für heiß („hot tested“) und kalt („residual“) untersuchte Proben (HPC mit $\frac{0{,}9\,\text{kg}}{\text{m}^3}$ PP-Fasern und $f_{c20\,°C}$ = 91 MPa, vgl. [40])

Instationärer Temperaturversuch (Warmkriechversuch)

Eine belastete Probe wird entweder der ETK (realmaßstäbliche Dimensionen λ größer 40, vgl. [46, 50]) oder einem sehr viel kleineren, konstanten Temperaturgradienten (Kleinstprüfkörper λ zwischen 3 und 12, vgl. [15, 57, 93]) ausgesetzt. Die Temperaturbeanspruchung wird so lange gehalten, bis entweder die gewünschte Prüfdauer erreicht ist oder die Probe vor Erreichen der Prüfdauer bei der *kritischen Temperatur* versagt. Insofern handelt es sich hierbei, verglichen mit den zuvor beschriebenen anderen beiden Verfahren, um einen weitaus realitätsnäheren Fall. Aufgrund der komplexeren Aufgabestellung, gleichzeitig Last- und Temperatureinwirkung (vor allem die ETK) aufzubringen, sind diese Art von Versuchen bisher nur vereinzelt durchgeführt worden. Für normalfeste Betone ist dokumentiert, dass sich eine mechanische Belastung

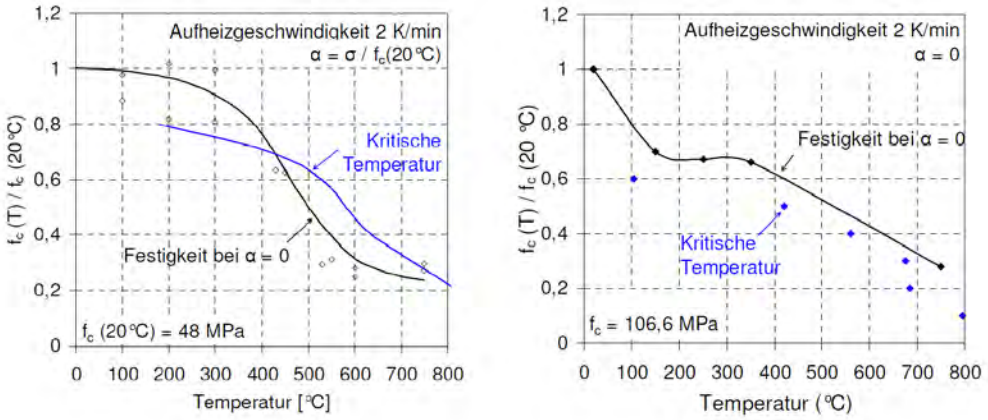


Abbildung 4.7 Vergleich der *kritischen Temperatur* mit der *temperaturabhängigen Festigkeit* eines normalfesten Betons (links) und eines hochfesten Betons (rechts) (vgl. [14, 50])

im Warmkriechversuch positiv auf die Festigkeit auswirkt (vgl. [85]). Huismann hingegen zeigt auch auf, dass eine mechanische Belastung eine nachteilige Wirkung auf die Festigkeit von hochfesten Betonen haben kann (vgl. Abbildung 4.7, [50]). Daraus lässt sich schließen, dass weder der instationäre, noch der stationäre Versuche allein, aussagekräftig genug sind, um als das Tragverhalten von Beton unter Hochtemperatureinfluss ausreichend beschreiben zu können.

Allen bisherigen Untersuchungen ist gemein, dass die Verwendung von PP-Fasern (Fasergehalt und Ausbildung), Temperatur (Temperaturgradient und Maximaltemperatur) und die Belastung (Prüfverfahren und Größe und Art der mechanischen Belastung) einen entscheidenden Einfluss auf das temperaturabhängige Abplatz- und Tragverhalten von Hochleistungsbeton haben (vgl. [4, 31, 40, 56, 67, 92]). Im Folgenden Abschnitt werden die genannten Einflussparameter näher erläutert.

4.3 Bemessungsansätze nach DIN EN 1992-1-2

Auf die Kaltbemessung von Stahlbetonstützen wird im Rahmen dieses Forschungsberichts nicht weiter eingegangen. Für weitere Informationen zur Anwendung der DIN EN 1992-1-1 bei der Kaltbemessung wird auf die umfangreichen Studien von Holzmeier verwiesen (vgl. [10]). Im folgenden Abschnitt werden darum ausschließlich die verschiedenen Verfahren der Heißbemessung von Stahlbetonstützen nach DIN EN 1992-1-2 aufgezeigt. Die nachfolgend aufgeführten Bemessungsnachweise sind nur in Auszügen dargestellt und ersetzen nicht die eigentlichen Ausführungen der DIN EN 1992 sowie die zugehörige, weiterführende Literatur.

Um die Tragfähigkeit im Brandfall beurteilen zu können, dürfen nach DIN EN 1992-1-2 in Deutschland folgende fünf Bemessungsansätze zur Heißbemessung von Stützen aus Normalbeton angewendet werden (vgl. [22–26]):

- DIN EN 1992-1-2 Abschnitt B.2, Zonenmethode
- DIN EN 1992-1-2 Abschnitt 5.3.2, Methode A
- DIN EN 1992-1-2 Anhang C, tabellarisches Bemessungsverfahren
- DIN EN 1992-1-2/NA Abschnitt AA, Kragstützen
- DIN EN 1992-1-2 Abschnitt 4.3, allgemeines Bemessungsverfahren

4.3.1 Vereinfachte Bemessungsverfahren

In der DIN EN 1992-1-2 werden verschiedene, vereinfachte Nachweisformate für den brandbeanspruchte Bauteile gegeben. Für die Brandbemessung von Stützen sind die Verfahren historisch gewachsen und daher ursprünglich auf Betone der Festigkeitsklassen C $\leq$ 50/60 ausgelegt worden (vgl. [18, 23, 47, 50]). Für hochfeste Betone besteht die Möglichkeit der teilweisen Nutzung dieser Verfahren unter Einhaltung gewisser Anpassungen und ergänzender Regeln die unter DIN EN 1992-1-2 Abschnitt 6 beschrieben werden. Für ultrahochfeste Betone existieren derzeit keine entsprechenden Anpassungen, weshalb ein vereinfachter Bauteilnachweis für diese Betone nicht geführt werden kann. Im Folgenden werden die vereinfachten Verfahren zur Heißbemessung von Stahlbetonstützen im Hochbau konzeptionell beschrieben und auf deren Anwendung für Hochleistungsbeton eingegangen. Für detailliertere Beschreibungen wird an dieser Stelle neben den Ausführungen des Eurocode 2 [22–26] auf weiterführende Arbeiten und Artikel zu diesem Thema verwiesen (vgl. [3, 9, 28, 35, 50, 94]).

DIN EN 1992-1-2 Abschnitt B.2

Nach dem nationalen Anwendungsdokument zur DIN EN 1992-1-2 darf in Deutschland von den Nachweisverfahren Anhang B nur Methode B.2 (Zonenmethode) für Bauteile, die auf Biegung mit oder ohne Normalkraft beansprucht werden, angewendet werden (vgl. [9, 22–26, 96]). Das Verfahren B.2 basiert auf der Annahme, dass durch die Brandbeanspruchung die Randbereiche des Bauteils derart geschädigt werden, dass sie an der Lastübertragung nicht mehr beteiligt sind. Die Tiefe dieser Randbereiche (geschädigten Zonen) wird im Gegensatz zur 500 °C-Isothermen-Methode, deren Anwendung in Deutschland nicht zugelassen ist, indirekt über die rechnerische Ermittlung einer Schädigungstiefe $a_{z,Th.\,II}$ abhängig der Feuerwiderstandsdauer einer äquivalenten Wand ermittelt.

$$a_{z,Th.\,II} = w \cdot \left[1 - \left(\frac{k_{c,m}}{k_c(\theta_M)}\right)^{1,3}\right] \tag{4.1}$$

w	halbe Gesamtbreite
θ_m	Temperatur im Mittelpunkt der Zone "m"
$k_c(\theta_M)$	Reduktionskoeffizient der Druckfestigkeit am Punkt M, wobei M ein Punkt auf der zentralen Linie der äquivalenten Wand ist

$$k_c(\theta_m) = \frac{1 - \frac{0,2}{n}}{n} \cdot \sum_{i=1}^{n} k_{c,m}(\theta_i) \tag{4.2}$$

$k_c(\theta_m)$	Reduktionskoeffizient der Druckfestigkeit am Punkt m (Mittelpunkt der Zone)
$n \geq 3$	Anzahl der Zonen. Es gilt "w" wird in "n" paralleler Zonen gleicher Dicke unterteilt
m	Nummer der Zone

Der Nachweis wird für die gewählte Feuerwiderstandsdauer am reduzierten Querschnitt mit den temperaturabhängigen Materialkennlinien für Stahl ($k(\theta_{s,M,t})$ und ϵ_{spr}) und Beton ($k(\theta_{s,M,t})$ und $\epsilon_{c1}(\theta_{s,M,t})$) der DIN EN 1992-1-2 geführt. Weitere Beschreibungen können der DIN EN 1992-1-2 sowie ergänzender Literatur entnommen werden (vgl. [9, 22–26, 96]).

Methode B.2 bei Hochleistungsbeton Ist prinzipiell durch die DIN EN 1992-1-2 Abschnitt 6.4.2 (1) für hochfesten Beton zugelassen. Die Tabellenwerte im Anhang beziehen sich jedoch nur auf die temperaturabhängigen Eigenschaften von Normalbeton C $\leq$ 50/60, weshalb eine Anwendung dieser Werte auf hochfesten bzw. ultrahochfesten Beton nicht ohne Weiteres möglich ist (vgl. [18–26]).

DIN EN 1992-1-2 Methode A

Die Verfahren der Methode A (Abschnitt 5.3.2) bieten Bemessungstabellen (5.2a) oder die Gleichung 5.7 zur vereinfachten Bemessung von Stahlbetonstützen im Lastfall Brand. Es handelt sich um ein empirisch abgeleitetes Nachweiskonzept, weshalb die Verfahren nur in gewissen Grenzen angewendet werden dürfen (vgl. [22–26]).

Randbedingung:	ausgesteifte Systeme nach 1992-1-1 Abschnitt 5.8.3.3 Gleichung 5.18 (vgl. [18, 21]). Der zu bemessende Brand muss auf ein Stockwerk begrenzt sein (kalte Anschlussbauteile)
Maximale Stützenlänge:	$\begin{cases} l_{col,\square} \leq 6,00\,\text{m} \\ l_{col,\circ} \leq 5,00\,\text{m} \end{cases}$
Maximale Ersatzlänge:	$l_{0,fi} \leq 0,7 \cdot l$
Ausnutzungsgrad:	$\mu_{fi} = \frac{N_{Ed,fi}}{N_{Rd}} \leq 0,70$
Bewehrungsgrad:	$A_s \leq 0,04 \cdot A_c$
Feuerwiderstandsklasse:	R30 bis R240
Statisches System:	keine Kragstützen
Andere:	Einhaltung der allgemeinen Konstruktionsregeln für Stahlbetonbauteile (vgl. [18, 21]). Unter Beachtung weiterer Anwendungsgrenzen der Tabellen 5.2a oder der Gleichung 5.7 (vgl. [18–26])

Bemessungstabellen 5.2a Die Tabellen stellen die Stützstellen für die Mindestabmessungen der Stützenbreite "b_{min}" Achsabstand der Längsbewehrung "a" sowie der Anzahl der brandbeanspruchten Seiten zur Verfügung. Zwischenwerte dürfen linear interpoliert werden. Den Eingangsparameter für den tabellarischen Nachweis bilden die nachzuweisende Feuerwiderstandsdauer "R" und der statische Ausnutzungsgrad "μ_{fi}" nach Formel 4.3.

$$\mu_{fi} = \frac{N_{Ed} \cdot \eta_{fi}}{N_{Rd}} = \frac{N_{Ed,fi}}{N_{Rd}} \tag{4.3}$$

$N_{Ed,fi}$	Bemessungswert der einwirkenden Normalkraft im Brandfall
$N_{Ed,fi}$	Bemessungswert der Normalkrafttragfähigkeit bei Normaltemperatur unter Berücksichtigung der Effekte Theorie II. Ordnung
$\eta_{fi} = \frac{E_{d,fi}}{E_d}$	Reduktionsfaktor der Beanspruchung η_{fi}, darf vereinfachend $\eta_{fi} = 0,70$ angenommen werden
$e_{0,fi} = e_0$	Exzentrizität Theorie I. Ordnung im Heißfall $e_{0,fi} = \frac{N_{Ed,fi}}{M_{Ed,fi,Th.\,I}}$. Vereinfachend darf die Exzentrizität im Kaltfall e_0 angenommen werden.

In die Bemessung fließt zusätzlich die Ersatzlänge "$l_{0,fi}$" der Stütze im Heißfall ein. Es darf für die Berechnung die Ersatzlänge im Kaltfall "l_0" angenommen werden. Bei einer Feuerwiderstandsdauer größer R30 und einem rotationsbehinderten Anschluss der Stütze, darf abweichend eine reduzierte Ersatzlänge verwendet werden:

$$l_{0,fi} = \begin{cases} l_{0,fi,\square} \leq 3,00\,m \\ l_{0,fi,\circ} \leq 2,50\,m \\ \text{Dachgeschoss } 0,5 \cdot l \leq l_{0,fi} \leq 0,7 \cdot l \\ \text{Regelgeschoss } l_{0,fi} = 0,5 \cdot l \end{cases}$$

Gleichung 5.7 Diese Methode stellt eine Erweiterung zu den Tabellen 5.2a der DIN EN 1992-1-2 dar. Die Gleichung wurde auf der gleichen Versuchsbasis durch Regressionsrechnungen entwickelt und bietet einen erweiterten Parameterbereich für die vereinfachte Bemessung (vgl. [35]). Vor allem bei kleinen Lastausnutzungsgraden und wenn die Mindestquerschnittabmessungen bzw. Anwendungsgrenzen nach DIN EN 1992-1-2 Tabelle 5.2a nicht eingehalten werden können, kann Gleichung 5.7 (siehe 4.4) zu einer wirtschaftlicheren Bemessung führen (vgl. [34, 71]).

$$R = 120 \cdot \left(\frac{R_{\eta,fi} + R_a + R_l + R_b + R_n}{120} \right)^{1,8} \leq 240\,[\text{Min}] \tag{4.4}$$

$R_{\eta,fi}$	Branddauer [min] $R_{\eta,fi} = 83 \cdot \left[1 - \mu_{fi} \cdot \frac{1+\omega}{\frac{0,85}{\alpha_{cc}} + \omega} \right]$
R_a	$R_a = 1,6 \cdot (a - 30\,mm)$
R_l	$R_l = 9,6 \cdot (5 - l_{0,fi})$
R_b	$R_b = 0,09 \cdot b'$
R_n	$\begin{cases} 0, \text{für } n = 4 \\ 12, \text{für } n > 4 \end{cases}$
ω	$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}$

Eine Anwendung ist nur unter Einhaltung der Anwendungsgrenzen für Methode A und der folgenden für Gleichung 5.7 (siehe 4.4) vorgegebenen weiteren Grenzen zulässig.

Ersatzbreite b':	$\begin{cases} b'_{\square} = 4 \cdot \frac{A_c}{u} = \frac{2 \cdot A_c}{(b+h)} \text{ mit } h \leq 1,5 \cdot b \\ b'_{\circ} = \varnothing \\ 200mm \leq b' \leq 450mm \end{cases}$
Achsabstand:	$25mm \leq a \leq 80mm$
Ersatzlänge:	$2,0\,m \leq l_{0,fi} \leq 6,0\,m$
Stützenlänge:	$\begin{cases} 2,0\,m \leq l_{col,\square} \leq 6,00\,m \\ 2,0\,m \leq l_{col,\circ} \leq 5,00\,m \end{cases}$
Bewehrungsgrad:	$A_s \leq 0,04 \cdot A_c$
Feuerwiderstandsklasse:	$R \leq 240$

Methode A bei Hochleistungsbeton Gemäß DIN EN 1992-1-2 Abschnitt 6.4.2.1 (3) dürfen die Tabellenwerte für Normalbeton auch für höherfesten Beton der Festigkeitsklasse 55/67 < C ≤ 80/95 unter Berücksichtigung des Wertes "k" zur Reduzierung der vorhandenen Querschnittsabmessung "b_{gew}" und des gewählten Achsabstands "a_{gew}" verwendet werden. Die für den Nachweis vorgeschriebene Reduzierung der gewählten geometrischen Größen stellt ein "zusätzliches Vorhaltemaß" dar, um aufgrund der erhöhten Festigkeitskennwerte und anderen Durchwärmungseigenschaften höherfester Betone die Tragfähigkeit nicht zu überschätzen. Dabei muss der Anteil an Silikastaub unter 6 % des Zementgewichts liegen, sonst sind neben den in DIN EN 1992-1-2 Abschnitt 5 für Normalbeton angegebenen Vorgaben, die Maßnahmen der Betonfestigkeitsklassen 80/95 < C ≤ 90/105 zu beachten (vgl. [18–26]). Eine Anwendung des Verfahrens bei ultrahochfesten Betonen ist derzeit nicht zulässig.

$$a_{red} = \frac{a_{gew}}{k} \tag{4.5}$$

$$b = b_{gew} - [2 \cdot (k - 1) \cdot a] \tag{4.6}$$

a	der nach DIN EN 1992-1-2 Abschnitt 5 erforderliche Achsabstand
a_{red}	der für den Nachweis anzusetzende, reduzierte Achsabstand

$$k = \frac{a_z}{a_{500}} \tag{4.7}$$

k = 1, 1	für Betone der Klasse 1 (55/67 ≤ C ≤ 60/75)
k = 1, 3	für Betone der Klasse 2 (70/85 ≤ C ≤ 80/95)
k	für Betone der Klasse 3 (80/95 < C ≤ 90/105) werden in DIN EN 1992-1-2 zur Ermittlung von "k" genauere Methoden empfohlen
a_z	reduzierte Betondicke
a_{500}	Lage der 500 °C-Isotherme

DIN EN 1992-1-2 Anhang C

Dieses Verfahren wurde erst mit der Einführung der Änderung A2 des nationalen Anhangs der DIN EN 1992-1-2/A1 in Deutschland zur Anwendung zugelassen (vgl. [26]). Vergleichende Untersuchungen mit in Deutschland eingeführten Verfahren zeigten, dass die Bemessungsergebnisse, die mit den ursprünglichen Tabellenwerte Anhang C ermittelt wurden, stark auf der unsicheren Seite lagen. Weshalb der ursprüngliche Anhang C vor der Anwendung in Deutschland einer Überarbeitung bedurfte (vgl. [28, 94]). Mit den überarbeiteten, neuen Tabellenwerten in [23] darf der Anhang C nach der bauaufsichtlichen Einführung durch die Länder auch in Deutschland zum Nachweis von Stützen im Brandfall unter Einhaltung verschiedener Grenzen verwendet werden. Wie neben der normativen Ausführungen auch in [94] beschrieben, dürfen die Tabellen für die Feuerwiderstandsdauern R30, R60, R90, R120, R180 und R240 unter folgenden Randbedingungen zum Nachweis von Stützen im Brandfall angewendet werden:

Stützenbreite:	200 mm ≤ b ≤ 600 mm
Lastniveau:	$\mu_{fi} \leq 0,6$ mit C ≤ 50/60
Schlankheit:	$\lambda_{fi,max} \leq 55$

Ausmitte:	$20\,\text{mm} \leq e_N \leq 100\,\text{mm}$
Achsabstand:	$25\,\text{mm} \leq a \leq 85\,\text{mm}$
Bewehrungsgrad:	$0,1 \leq \omega \leq 1,0$
Festigkeitsklasse:	$C \leq 50/60$

Das Verfahren Anhang C basiert auf einer vereinfachten Ermittlung der Bauteilkenngrößen am reduzierten Querschnitt. Dafür wird der Ausnutzungsgrade "n_{fi}" in Abhängigkeit vom modifizierten mechanischen Bewehrungsgrad "ω" , der modifizierten Gesamtausmitte "e_N" und den Achsenabständen "a" der Bewehrung ermittelt. Unter anschließender Anwendung der Tabellen DIN EN 1992-1-2/A1 Anhang C geht die zum Erreichen der Brandeinwirkungsdauer zu unterschreitende Grenzschlankheit "$\lambda_{fi,max}$" hervor.

$$\lambda_{fi,vorh} = \begin{cases} l_{0,fi} \cdot \frac{b}{12} \leq \lambda_{fi,max,z} \\ l_{0,fi} \cdot \frac{h}{12} \leq \lambda_{fi,max,y} \end{cases} \tag{4.8}$$

Die temperaturinduzierten Dehnungen werden bei diesem Verfahren pauschal, die thermischen Materialeigenschaften dagegen über die temperaturabhängigen Spannungs-Dehnungs-Beziehungen und die mittleren Beton- und Stahltemperaturen abgebildet.

$$n_{fi} = \frac{N_{Ed,fi}}{\frac{A_c \cdot f_{cd}}{\alpha_{cc}} + 2 \cdot \text{Min}\left[A_{sc,e}; A_{st,e}\right] \cdot f_{yd}} \tag{4.9}$$

$N_{Ed,fi}$	Bemessungswert der Längsdruckkraft im Brandfall
$A_c = b \cdot h$	Querschnittsfläche der Stütze (es gilt $h \geq b$)
$A_{sc,e}$	Querschnittsfläche der Bewehrung mit Achsabstand "a " von der am meisten druck-beanspruchten Seite der Stütze
$A_{st,e}$	Querschnittsfläche der Bewehrung mit Achsabstand "a" von der am wenigsten druck-beanspruchten Seite der Stütze

$$\omega = \frac{2 \cdot \text{Min}\left[A_{sc,e}; A_{st,e}\right] \cdot f_{yd}}{\frac{A_c \cdot f_{cd}}{\alpha_{cc}}} \tag{4.10}$$

ω	Bemessungswert der Längsdruckkraft im Brandfall

$$e_0 \leq e_N = \begin{cases} e_{N,y} = \frac{M_{0,Ed,z,fi}}{N_{N,Ed,fi}} \geq 20\,\text{mm} \\ e_{N,z} = \frac{b}{h} \cdot \frac{M_{0,Ed,y,fi}}{N_{N,Ed,fi}} \geq 0,5 \cdot \frac{M_{0,Ed,y,fi}}{N_{N,Ed,fi}} \geq 20\,\text{mm} \end{cases} \tag{4.11}$$

e_N	modifizierte Gesamtausmitte der Normalkraft Th. I. Ordnung
e_0	Ausmitte Th. I. Ordnung siehe DIN EN 1992-1-1 Abschnitt 6.4 (4) (vgl. [18, 21])
$M_{0,Ed,z,fi}$, $M_{0,Ed,y,fi}$	Bemessungswerte der Biegemomente Th. I. Ordnung um die z- bzw. y-Achse

Anhang C für Hochleistungsbeton Durch die Begrenzung des Verfahrens auf normalfeste Betone und rechteckige Stützenquerschnitte, ist eine Anwendung für hochfeste bzw. ultrahochfeste Betone nicht möglich.

DIN EN 1992-1-2/NA Anhang AA

Das Verfahren Anhang AA gilt für Stahlbeton-Kragstützen mit ein-, drei- oder vierseitiger Brandbeanspruchung nach der Einheitstemperaturzeitkurve. Es weist die Traglast $N_{Rd,fi,R90}$ nach einer Beanspruchungsdauer von R90 durch den Vergleich von Normalkrafteinwirkung und Widerstand mittels Diagrammen für eine vierseitige Beanspruchung mit der Einheitstemperaturzeitkurve nach (vgl. [18–26]). Wie in den normativen Ausführungen beschrieben, dürfen die Diagramme für die Feuerwiderstandsdauern R90 unter folgenden Randbedingungen zum Nachweis von Stützen im Brandfall angewendet werden:

Stützenbreite:	$300\,\text{mm} \leq h_{min} \leq 800\,\text{mm}$
bez. Knicklänge:	$10 \leq \frac{l_0}{h} \leq 50$
bez. Lastausmitte:	$0 \leq \frac{e_1}{h} \leq 1,5$ ($\text{mite}_1 = e_0 + e_i$)
bez. Achsabstand:	$0,05 \leq \frac{a}{h} \leq 0,15$
Bewehrungsgrad:	$1\% \leq \rho \leq 8\%$ einlagige Bewehrung aus warmgewalzten Betonstabstahl B500 (Klasse N)
Festigkeitsklasse:	$20 \leq C \leq 50/60$ mit überwiegend quarzhaltiger Gesteinskörnung

$$N_{Ed,fi} \leq N_{Rd,fi,R90} = \frac{\nu_{Rd,fi,R90}}{f_{cd} \cdot A_c} \tag{4.12}$$

Für den Nachweis der Einspannung am Stützenfuß im Grenzzustand der Tragfähigkeit, kann aus Diagrammen das bezogene Gesamtmoment $\mu_{tot,fi,d,R90}$ entnommen werden.

$$\mu_{tot,fi,d,R90} = \frac{M_{tot,fi,d,R90}}{f_{cd} \cdot A_c \cdot h} \tag{4.13}$$

f_{cd}	Bemessungswert der Druckfestigkeit bei Normaltemperatur
A_c	Gesamtfläche des Betonquerschnitts
h	Gesamthöhe des Betonquerschnitts

Für 1- und 3-seitige Brandbeanspruchung, für Zwischenwerte des bezogenen Achsabstandes der Längsbewehrung, der Betonfestigkeitsklasse und des geometrischen Bewehrungsverhältnisses, werden in DIN EN 1992-1-2/NA AA.3 Formeln zur Umrechnung der Diagramme gegeben. Die in der DIN EN 1992-1-2/NA AA.4 gegebenen Diagramme, können darüber hinaus auch für horizontal ausgesteifte Gebäuden mit unterschiedlichen Einspannungen des Stützenkopfs angewendet werden. Dabei wird die bezogene Knicklänge l_0 der DIN EN 1992-1-1 5.8.3.2 zu $l_{0,fi}$ mit festen Werten für (vgl. [18–26]):

$$l_{0,fi} = \begin{cases} 10 \leq \frac{l_{0,fi}}{h} \leq 50 \\ 0,7 \cdot l \text{ bei rotationsbehinderter Lagerung beider Stützenenden} \\ 0,5 \cdot l \text{ bei rotationsbehinderter Lagerung eines Stützenendes} \end{cases} \tag{4.14}$$

Methode AA für Hochleistungsbeton Durch die Begrenzung des Verfahrens auf normalfeste Betone und rechteckige Stützenquerschnitte, ist eine Anwendung für hochfeste bzw. ultrahochfeste Betone nicht möglich.

4.3.2 Allgemeines Bemessungsverfahren

Im Rahmen allgemeiner Bemessungsansätze aus der DIN EN 1992-1-2 Abschnitt 4.3 (Allgemeine Bemessungsverfahren) gliedert sich die Schnittgrößenermittlung in zwei Schritte. Zuerst wird eine instationäre, thermische Analyse des Bauteils- bzw. Querschnitts unter den gegebenen Temperaturrandbedingungen (z.B. einem Bemessungs- oder Naturbrandszenarios) durchgeführt. Das Ergebnis sind Temperaturverteilungen über Querschnitt- oder Bauteil zu definierten Zeitpunkten.

Im zweiten Schritt werden die stationären Temperaturverteilungen verwendet, um das Hochtemperaturverhalten von Bauteil- und Querschnitt zu ermitteln. Dafür wird das Gleichgewicht aus Einwirkung (Temperatur und äußere Kräfte) und Widerstand in Kombination mit den für das Material anzusetzenden thermischen, mechanischen und thermomechanischen Kennwerten ermittelt (vgl. [22, 44, 50, 61]). Eine detaillierte Beschreibung zur Anwendung der allgemeinen Rechenverfahren, mit Hinweisen zur speziellen Anwendung für UHPC kann den Ausführungen von Richter entnommen werden (vgl. [73]). Eine ausführlichere Beschreibung wie die allgemeinen Rechenverfahren zur Untersuchung des Lastumlagerungsverhaltens im Querschnitt genutzt werden können, findet sich in Abschnitt 6.2 dieses Berichts.

4.3.3 Betonabplatzungen

Wie in Abschnitt 4.1 beschrieben, neigen Betone mit zunehmender Permeabilität und Feuchtegehalt zum sogenannten "explosive Abplatzen" (*engl. explosive spalling*). Um diesem wirksam zu begegnen, schreibt die DIN EN 1992-1-2 einige Maßnahmen vor, die für Normalbeton C $\leq$ 50/60 gemäß DIN EN 1992-1-2 Abschnitt 4.5 einzuhalten sind. Darüber hinaus werden zusätzliche Maßnahmen für höherfeste Betone unter DIN EN 1992-1-2 Abschnitt 6.2 aufgezählt, die der mit steigender Festigkeit zunehmenden Abplatzneigung entgegenwirken sollen (vgl. [22–26]):

Punkt	**Bereich**	**Maßnahme**
C $\leq$ 80/95	k $\leq$ 4% oder X0, XC1	keine genauere Beurteilung des Materialverhaltens nötig, sofern a < 70 mm und bei C > 50/60 Silikastaub unter 6 % des Zementgewichts
Tabelle	C $\leq$ 80/95	keine weitere Überprüfung, sofern a < 70 mm und bei C > 50/60 Silikastaub unter 6 % des Zementgewichts
Abfallen von Betonschichten	a $\geq$ 70 mm	Oberflächenbewehrung erforderlich
Abplatzen	50/60 $\leq$ C $\leq$ 80/95	Mind. eine der Methoden A-D DIN EN 1992-1-2 Abschnitt 6.2 (2), wenn Silikastaub größer oder gleich 6 % des Zementgewichts
Abplatzen	C > 80/95	Mind. eine der Methoden A-D DIN EN 1992-1-2 Abschnitt 6.2 (2)

5 Systemtragverhalten von Stützen im Brandfall

5.1 Beschreibung der Systembetrachtungsebenen für Stützen im Brandfall

Die in Deutschland eingeführten Berechnungsverfahren nach DIN EN 1992-1-2 sind in unterschiedlichen Anwendungsgrenzen zur Bemessung von Stahlbetonstützen unter Brandbeanspruchung zulässig. Der Nachweis der Tragfähigkeit wird in allen Verfahren durch eine semiprobabilistische Gegenüberstellung von Bauteileinwirkungen (z.B. im außergewöhnlichen Lastfall Brand) und Bauteilwiderstand unter Berücksichtigung von Querschnitts- und Bauteilversagen geführt. Die Verfahren selbst unterscheiden sich jedoch in der für den Nachweis genutzten Systemebene, die teilweise oder vollständig verwendet wird. Um das komplexe Systemtragverhalten für den theoretischen Teil dieser Forschung besser beurteilen zu können, werden im Folgenden die verschiedenen Systemebenen definiert und anschließend deren Interaktionen dargestellt.

System Gebäude Ein Gebäude besteht aus vielen, unterschiedlich kleinen Teilsystemen (Bauteile, Querschnitte und Elemente). Es verteilt äußere Einwirkungen (z.B. Verkehrslasten) durch z.B. Zwangsbeanspruchungen und Kopplungskräfte auf die einzelnen Teilsystem. Durch die individuelle Gestaltung von Gebäuden basierend auf Nutzerprofilen, architektonischem Design und zulässigen Bebauungsrandbedingungen können sie nur zum Teil in ähnliche statische Tragstrukturen (z.B. die Skelettbauweise) gruppiert und gemäß der Häufigkeit und Gestaltung dieser Strukturen beschrieben werden (vgl. [30, 64]). Einen Tragwiderstand für ein Gebäude als einziges Tragsystem zu ermitteln, ist ohne Betrachtung der Teilsysteme nicht möglich.

> **Das Gebäude** beschreibt somit die Interaktion kleinerer Systemebenen und bietet die Möglichkeit, günstige wie ungünstige Wechselwirkungen zwischen den einzelnen Teilsystemen wirklichkeitsnah abzubilden.

System Bauteil Bauteile werden innerhalb eines Gebäudes durch Einwirkungen z.B. Kräfte, Momente und/oder Temperaturbeanspruchungen belastet. Im Rahmen dieses Vorhabens werden Stützen als Bauteile untersucht. Die Einwirkungen können aus Kopplungen mit anderen Bauteilen, respektive Lasteinleitungen (z.B. Decken in Stützen) oder physikalischen Einwirkungen direkt auf das Bauteil (z.B. Temperatur oder Anprall) entstehen. Durch die im Gebäude häufig vorkommenden, statisch unbestimmten Bauteilrandbedingungen lösen Verformungen im Bauteil Interaktionen, an den Verbindungsstellen mit anderen Bauteilen, aus. Diese Interaktionen wirken auf die äußeren Kräfte der verbundenen Bauteile und damit indirekt auch auf die Kräfte anderer im Gebäude vorhandener Bauteile ein.

> Gerade weil die **Systemebene Bauteil** in vielen Fällen auch experimentell und realmaßstäblich auf ihre Tragfähigkeit geprüft werden kann, eignet sie sich sehr gut für die vereinfachte Nachweisführung bei der Heißbemessung in Form von z.B. Tabellen oder empirisch abgeleiteten Formeln, wie sie in der DIN EN 1992-1-2 zu finden sind. Exemplarisch sind hier Methode A, Anhang C und Anhang AA als Bauteilverfahren zu nennen. Alle drei Verfahren wurden an Bauteilversuchen kalibriert und bieten die Möglichkeit, Bauteilnachweise vereinfacht durchzuführen. Wenn bei der Bemessung experimentell begründeten Grenzen eingehalten werden, können diese Nachweise schnelle und zuverlässige Bemessungsergebnisse auf Bauteilebene liefern. Innere Lastumlagerungen und thermische Zwänge werden jedoch lediglich integral im experimentell ermittelten Tragverhalten abgebildet. Weichen die tatsächlichen Bauteilrandbedingungen in Einwirkung oder geometrischer Abmessung von den experimentell untersuchten Bauteilen ab, können die darauf basierenden Nachweisverfahren nur noch bedingt oder gar nicht angewendet werden.

System Querschnitt Der Querschnitt bildet das Bindeglied zwischen dem Bauteil und den Elementen. Im vorliegenden Forschungsvorhaben bezieht sich diese Ebene auf einen Stützenquerschnitt. Er beschreibt den Aufbau einer Bauteilschicht und die Verteilung der Materialien (Bewehrung, Dämmung, etc.) innerhalb dieser Schicht. Der Querschnitt kann dabei je nach Ansatz verschieden fein beschrieben werden. Sofern die Bauteilbeanspruchung über die Bauteillänge konstant bleibt, können die äußeren Einwirkungen auf das Bauteil direkt in die inneren Schnittgrößen des Querschnitts überführt werden. Für die Bemessung wird angenommen, dass die Dehnungsverteilung über den Querschnitt eben verläuft (Hypothese nach Bernoulli). Durch iterative Annahme der Dehnungsebene kann aus der thermischen Verteilung die Elementbeanspruchung im Querschnitt ermittelt werden. Bauteilbedingte Stabilitätseffekte lassen sich auf Querschnittsebene nicht direkt abbilden. Sie werden in der Regel über Anwendungsgrenzen des Verfahrens, die Berücksichtigung Effekte größerer Verformung (Theorie II. Ordnung) oder auch durch Stabilitätsnachweise auf Bauteilebene in querschnittbezogenen Verfahren umgesetzt. Am Querschnitt direkt, können im Vergleich zum Nachweis auf Bauteilebene, Durchwärmung numerisch prognostiziert und damit instationäre Tragfähigkeitsanalysen durchgeführt werden.

Mit der **Systemebene Querschnitt** können sowohl mit vereinfachten Verfahren, als auch einer genauen numerischen Rechnung die temperaturabhängigen Tragfähigkeiten abgebildet werden. Um vom Querschnitt auf das Bauteilverhalten schließen zu können, wird bei den vereinfachten Verfahren das Materialverhalten des gesamten Querschnitts ermittelt und auf das Bauteil extrapoliert. Je nach Ansatz können so kontinuierliche Durchwärmungszustände in die Bauteilbemessung mit einfließen. Auch die sich über den Querschnitt instationär einstellende Spannungsumlagerung kann mit abgebildet werden (vgl. [50, 73]). Als vereinfachte Nachweisverfahren bietet der Anhang B.2. die Möglichkeit, einen Nachweis auf Querschnittsebene zu führen. Durch die Veränderung der Querschnittsgeometrie und der eigentlichen Nachweisführung auf Bauteilebene im Kaltfall, werden in diesem Verfahren auch Stabilitätseffekte mit berücksichtigt. Auch via allgemeine Rechenverfahren lässt sich die Querschnittsebene instationär auf ihre Tragfähigkeit hin analysieren, wobei im Vergleich zu vereinfachten Verfahren, nur eine computergestützte Rechnung möglich ist (vgl. [18–26]). Bei Temperatureinwirkung besteht nach DIN EN 1992-1-2 die Möglichkeit, an Stelle von Bemessungsbrandkurven, ein zutreffendes Naturbrandszenario anzusetzen. Im Gegensatz zum Bemessungsbrand muss dabei die Tragfähigkeit des Bauteils über die gesamte Branddauer inklusive der Abkühlphase nachgewiesen werden [22, 61].

System Element Das Element beschreibt einen beliebig kleinen Volumenausschnitt aus einem Querschnitt (2D-Element) bzw. Bauteil (3D-Element). Dieser Ausschnitt interagiert über definierte physikalische Gesetze mit den ihn umgebenden, anderen Elementen. Die Systemebene Element kann in experimentellen Verfahren für Betone, derzeit nur sehr vereinfacht untersucht werden. Maßstabseffekte, die von der Materialuntersuchung hin zum damit beschriebenen Element (reales Bauteil) entstehen, wirken sich im Fall temperaturabhängiger Materialparameter deutlich auf die Zuverlässigkeit der elementbasierten Rechnungen aus. Im Gegensatz zu Materialuntersuchungen bei Raumtemperatur, spielen nicht nur die Schlankheit der Probe, die Randdehnungsbehinderung und die statistische Verteilung der Festigkeitsparameter eine Rolle. Darüber hinaus wirken sich auch die Durchwärmungs- und Lasthistorie im Materialversuch, auf die Güte der Materialkennwerte und damit die Interpretation der Ergebnisse in der Rechnung ganzer Querschnitte oder Bauteile aus. Das Element allein ist nicht aussagekräftig für einen Nachweis. Erst durch die Verbindung in einem numerischen FE-Netz können die Elemente genutzt werden, um die temperaturabhängige Tragfähigkeit des Querschnitts zu beurteilen.

Die **Elementbetrachtungsweise** ist direkt mit einer Anwendung der Allgemeinen Rechenverfahren der DIN EN 1992-1-2 vergleichbar. Die Untergliederung des Querschnitts oder Bauteils in eine Vielzahl von Elemente mit einer physikalisch richtigen Materialbeschreibung bietet das Potential einer bauteil- und geometrieunabhängigen und gleichzeitig wirtschaftlichen Bemessung. Durch die feinteilige Beschreibung wirken sich jedoch kleinere Modell- oder Formulierungsfehler, sowie Randbedingungen bei der experimentellen Bestimmung der Materialkennzahlen progressiv auf die Zuverlässigkeit der Ergebnisse aus (vgl. [73, 95]).

5.2 Interaktionen und Lastumlagerungen

Die verschiedenen Systemebenen wirken, im Sinne eines integralen Gebäudes, nicht alleine, sondern immer im Gesamtkontext. Um den Gesamtkontext besser zu veranschaulichen, werden im folgenden Abschnitt die verschiedenen Schnittpunkte der Systemebenen auf ihre Interaktionsmöglichkeiten hin analysiert und beschrieben.

Interaktion zwischen Gebäude und Stütze Das Gebäude führt die Einwirkungen auf die Stütze und alle anderen Bauteile. Durch die kinematische Kopplung der Stütze mit dem Gebäude, interagieren diese zwei Systemebenen miteinander. Dabei können beide Systemebenen sowohl mit kinematischen und statischen Kopplungen interagieren. Statische Interaktionen treten in der Stütze auf, wenn z.B. Lastveränderungen von angrenzenden Bauteilen eingetragen werden. Kinematisch kommuniziert die Stütze, wenn sie beispielsweise im Lastfall Brand durch Längenänderungen mit dem Gebäude interagiert und dadurch Last in das Gebäude überträgt, oder aus dem Gebäude übernimmt.

Interaktion zwischen Bauteil und Querschnitt Auf das Bauteil Stütze wirken äußere Kräfte (Normalkraft, Moment) aus dem Gebäude, die damit im Gleichgewicht stehende innere Schnittgrößen im Querschnitt auslösen. Die Stütze besteht gedanklich aus vielen Querschnitten in denen entweder immer die gleichen, inneren Kräfte (Moment, Normalkraft) vorliegen oder sich eine veränderter Kraftzustand über die Bauteil-Länge einstellt. Die allgemein als zulässig erachtete Vereinfachung, dass sich alle Elemente eines Querschnitts, abhängig ihrer Steifigkeit (Stahl, Beton) die statischen Einwirkungen des Bauteils in einer ebenen Dehnungsverteilung aufteilen, wird in der Regel auch im Brandfall zur Berechnung angewendet (Ebenbleiben der Querschnitte). Verändert sich durch eine Temperatureinwirkung der initiale Zustand, beginnen die Elemente im Querschnitt ihr Volumen und ihre Eigenschaften (Steifigkeit, Festigkeit, plastisch eingeprägte Dehnung, Dichte) ebenfalls zu verändern. Dies führt zu zeitabhängigen Dehnungen und Spannungsumlagerungen im Querschnitt und damit auch integral zu Verformungen im Bauteil.

Interaktion über den Querschnitt Der Wirkmechanismus, der diese Spannungs-Temperatur-Historie auslöst, ist die im Brandfall über den Querschnitt und die Zeit veränderliche Elementtemperatur. Durch die inhomogene Durchwärmung des Querschnitts entsteht eine instationäre Temperaturverteilung über Ort und Zeit, was neben materieller Veränderungen, zusätzliche Spannungsumlagerungen mit sich bringt. Die Temperaturverteilung ist von den temperaturabhängigen Materialeigenschaften der Elemente, der Temperatureinwirkung auf den Querschnitt, als auch der Querschnittsabmessung abhängig. Bei der Durchwärmung wirkt die Temperatur nicht allein chemisch verändernd auf das Material ein. Im Element entstehen, zugleich aus den im Querschnitt behinderten, thermischen Dehnungen, zusätzliche temperatur- und lastabhängige Spannungen, die inhomogen über den Querschnitt verteilt sind.

Auswirkung der verschiedenen Interaktionen Abbildung 5.1 veranschaulicht, wie sich die instationäre Temperatureinwirkung ($T_{fi}(t)$) eines Bauteils unter konstanter (F(t)) oder gebäudeabhäniger Last ($F_{Geb.}(t)$) in verschiedenen Systemebenen verhält. Die Stütze in Abbildung 5.1 auf Bauteilebene betrachtet, gleicht auf der Widerstandsseite einer "Blackbox ". Durch eine Mindestanzahl an Versuchen, kann jedoch das Trag-Verfomungs-Verhalten für definierte Randbedingungen (u.a. Material, Querschnitt, Einwirkung) Ergebnisse liefern.

Im "Querschnitt a-a" aus Abbildung 5.1 zeigt sich ein komplexeres Bild. Abhängig von der Betrachtungsebene und der Zeit (betrachtet wird z.B. die Verteilung entlang der Koordinaten im "Schnitt b-b") treten inhomogene Spannungs- und Temperaturverteilungen auf, die sich instationär mit der Temperatureinwirkung ändern. In der Systemebene Querschnitt ("Schnitt a-a") lagern sich dabei zunächst die Spannung von der kalten mittleren Zone in die wärmeren Außenbereiche um. Wenn die Außenbereiche jedoch langsam mit steigender Temperatur an Steifigkeit verlieren, bzw. die transienten Dehnungen zunehmen, lagern sich

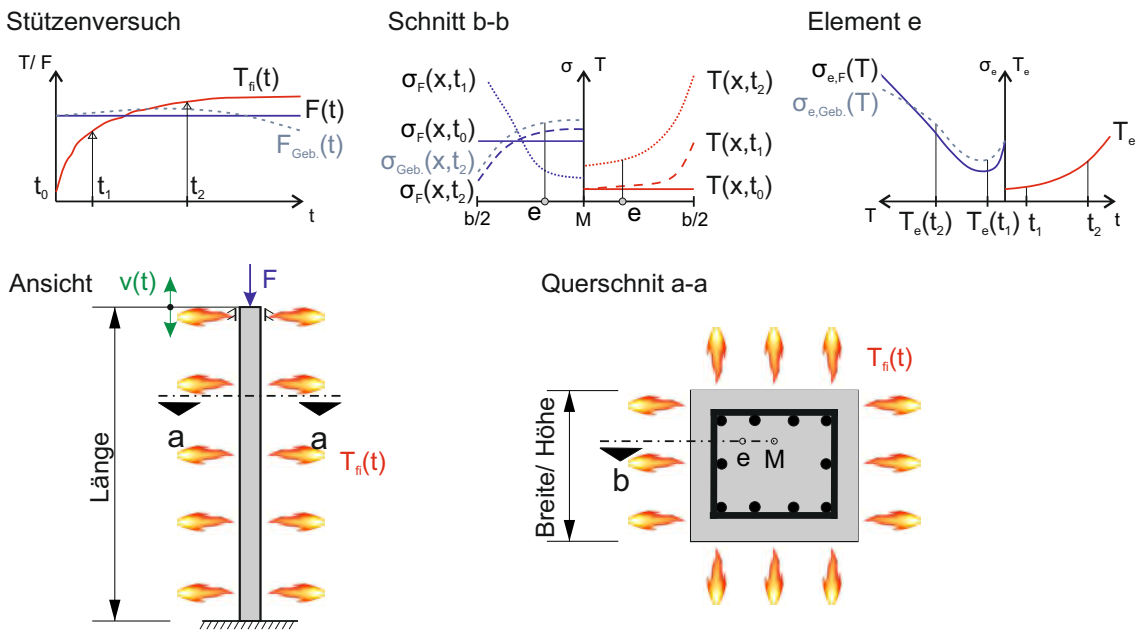


Abbildung 5.1 Darstellung der Systemumlagerungsprozesse während eines Stützenbrands in verschiedenen Systemebenen

die Lasten wieder auf das sehr viel langsamer wärmer werdende Zentrum des Querschnitts um. Um dies vereinfacht abbilden zu können, kann ein kondensierender Ansatz eine Abschätzung der Tragfähigkeit nach einer definierten Brandeinwirkungsdauer bieten. Möglich ist dies, indem der vereinfachende Ansatz (z.B. DIN EN 1992-1-2 Anhang B.2.) auch an bauteilähnlichen Prüfkörpern und damit einem globalen Lastniveau kalibriert wird.

Ein wesentlich allgemeinerer Ansatz ist es, die Querschnittverformung möglichst detailliert materiell zu beschreiben. Dafür wird der Querschnitt in Elemente aufgeteilt (in Abbildung 5.1 exemplarisch durch "e" repräsentiert). Je nach Güte der Aufteilung lässt sich, unter Annahme eines bekannten Materialverhaltens, das Systemtragverhalten des Querschnitts, unabhängig von den geometrischen und thermischen Randbedingungen, simulieren, da diese direkt in der Berechnung mit einfließen. Aus Abbildung 5.1 lässt sich erkennen, das auch mit der Änderung des globalen Lastniveaus, ausgelöst z.B. durch Lastumlagerungen durch Berücksichtigung einer Gebäudeinteraktion, im Element eine Änderung des materialabhängiges Temperatur-Last-Zeit-Tragverhalten auftritt. Mit derzeitigen Verfahren ist dieses Verhalten nur stark vereinfacht bestimmbar. Wie in Abbildung 5.1 dargestellt, entsprechen gerade die üblicherweise für die Materialversuche angenommen Vereinfachungen (konstante Spannung und gleichmäßige, langsame Temperatureinwirkung) nicht den tatsächlichen auf "e" einwirkenden Beanspruchungen. Diese Unschärfen führen zur Notwenigkeit von bauteilgroßen Versuchen, die das tatsächliche Verhalten auf der Bauteilebene ermitteln und damit die Unschärfen im Materialverhalten rückwirkend und bauteilabhängig kalibrieren können. Mit bauteilgroßen Versuchen können wirtschaftlich jedoch nur eine begrenzte Zahl verschiedener Querschnittsabmessungen und keine Bauteil-Gebäude-Interaktionen untersucht werden.

6 Untersuchung der Interaktion verschiedener Systemebenen

Die in Abschnitt 4.3 aufgeführten Nachweise der DIN EN 1992-1-2, verwenden zur Aussage über die Tragfähigkeit eine semiprobabilistisch maßgebende Lasteinwirkung (Maximalwerte), die sie dem Widerstand in Abhängigkeit der Branddauer gegenüberstellen. Bei stationären Bauteileigenschaften liegt eine Verwendung semiprobabilistischer Maximalwerte auf der sicheren Seite. Ändert sich das Materialverhalten instationär unter gleichzeitiger statischer Belastung, tritt eine Last-Verformungs-Kopplung der beteiligten Systemebenen in Kraft, wodurch Einwirkung und Widerstand wechselwirken. Wie in Kapitel 5 veranschaulicht, ist die Reaktion einer Systemebene direkt mit den anliegenden Ebenen verbunden. Dieses Verhalten kann nur solange vernachlässigt werden, wie die Interaktion Tragreserven mobilisiert (sichere Seite) und nicht abbaut (unsichere Seite). Liegt die Interaktion jedoch erheblich auf der sicheren Seite, bleiben bei der Bemessung Tragfähigkeitspotentiale (die mit modernen Methoden ermittelt werden könnten) unberücksichtigt. Im Folgenden Abschnitt sollen deshalb Interaktionen hinsichtlich ihrer Auswirkung auf die Bemessung relevanter Systemebenen näher untersucht werden.

6.1 Bauteilinteraktion mit dem Gesamtbauwerk

Die Wechselwirkung zwischen Bauteil und Gesamtbauwerk ist stark von der Art und Komplexität des Gebäudegesamtmodells, das zur Abbildung des Gesamtbauwerks verwendet wird, abhängig. Prinzipiell liegt der Fokus des Anwendungsbereichs von hochfesten und ultrahochfesten Stahlbetonstützen, vor allem in Wohn- und Geschäftsgebäuden, Parkhäusern sowie Tiefgaragen. Deshalb liegt der Schwerpunkt der folgenden Untersuchungen auf den Bauweisen und Tragsystemen, die in den genannten Anwendungsbereichen in der Regel zum Einsatz kommen. Grundlage für die Untersuchungen, sind Abmessungen und Tragsysteme von Wohn- und Geschäftsgebäuden aus den Studien von Müllers und Eisinger (vgl. [30, 64]), die praxisübliche Dimensionen im Hochbau statistisch erfassen und auswerten, berücksichtigt. Darüber hinaus orientieren sich die Gebäudedimensionen an den branchenüblichen Systemabmessungen für Parkhäuser, die Jungwirth näher beschreibt (vgl. [53]).

6.1.1 Identifikation der Lastumlagerungsmechanismen

Die Kopplung einer Stütze mit dem umgebenden Gebäude löst verschiedene Lastumlagerungsmechanismen aus. Zur Abschätzung der Tragweite der Lastumlagerungen, wird eine vereinfachte Betrachtung des Lastfalls "*Stützenausfall*" verwendet. Durch die Auswertung der erforderlichen, zusätzlichen Bewehrungsmenge, ergeben sich die Zonen größerer bzw. geringerer Beanspruchung. Im Rahmen dieses Vorhabens, wird ein Gebäudegesamtmodell eines Hochhauses in Stahlbeton-Skelettbauweise mit 16 Stockwerken, mit dem Programm InfoGraph der Firma InfoGraph GmbH simuliert (vgl. [51]). Das Gebäude setzt sich aus Stützen, inklusive einer "*ausfallenden Stütze*" und Stahlbetondecken (Platten) zusammen und wird geometrisch und materiell nichtlinear, im Grenzzustand der Tragfähigkeit modelliert und nach DIN EN 1992-1-1 im Grenzzustand der Tragfähigkeit bemessen (vgl. [18, 21]). Die Auswertung der im numerischen Gebäudegesamtmodells ermittelten Bewehrungsmengen zeigt, dass ohne die "*ausfallenden Stütze*" Bewehrungszulagen in verschiedenen Systemebenen (obere bzw. untere Lage) erforderlich werden (vgl. Abbildung 6.1). Durch diese ließe sich rechnerisch der Ausfall der Stützentragfähigkeit kompensieren. Im Umkehrschluss zeigt diese Betrachtung auch, an welchen Stellen eine Stützenhebung die Ausnutzung der

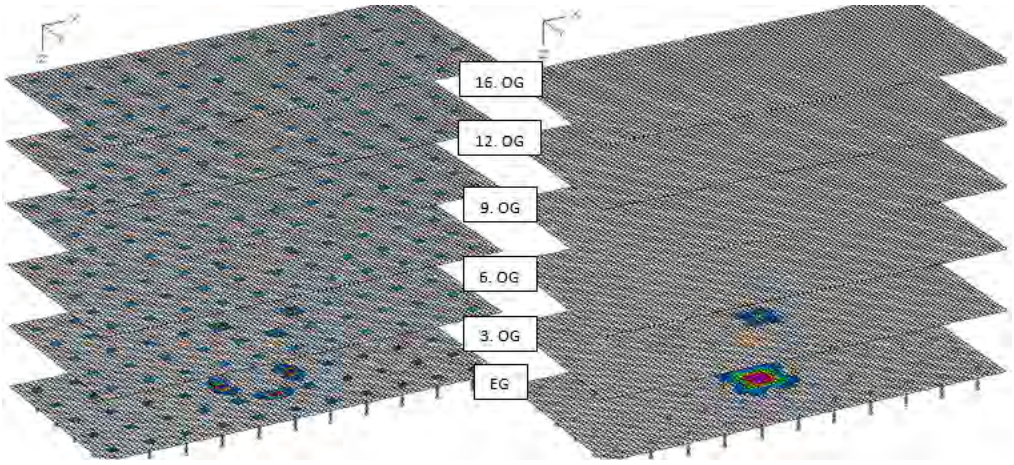


Abbildung 6.1 erforderliche Zusatzbewehrung obere Lage (links) und untere Lage (rechts) – Darstellung jeder 3. Platte (Ausdruck InfoGraph)

Bewehrung reduziert. Prinzipiell lassen sich aus dem gezeigten Verhalten, zwei wesentliche Interaktionen einer Stütze mit dem Gesamtgebäude extrapolieren:

- direkt mit dem horizontalen Tragwerk am Stützenkopf
- indirekt über die Kopfpunktverschiebung mit den darüberliegenden Stützen

Beiden Interaktionsmechanismen ist gemein, dass sie das lokale Verhalten der horizontalen Tragwerke am Stützenkopf nutzen, um Lastumlagerungen auszubilden. Die Tragweite der Kopfpunktverschiebung ist jedoch abhängig von der Anzahl der darüberliegenden Geschosse, und vielfach statisch unbestimmt. Um die Interaktionsmechanismen besser quantifizieren zu können, werden deshalb im Folgenden, zunächst die horizontalen Lastumlagerungsmechanismen innerhalb eines Stockwerks näher untersucht. Darauf aufbauend, werden dann die Interaktion der Kopfpunktverschiebung mit den darüberliegenden Geschossen, in Gebäuden des Hochbaus, näher untersucht. Die Überführung der gewonnenen Erkenntnisse in einen praxisnahen Ansatz zur Beschreibung der zwischen Gebäude und Bauteil bestehenden Interaktionswirkung bildet den Abschluss dieses Kapitels.

6.1.2 Horizontale Lastumlagerung

Um die Tragweite horizontaler Lastumlagerungsmechanismen beurteilen zu können, wird in einem ersten Schritt die Auswirkung der Steifigkeitsreduktion einer Stütze auf deren Stützennormalkraft untersucht. Die betrachtete Stütze wird im Folgetext, auch als *zentrale Stütze* bezeichnet. Es werden verschiedene Deckenkonstruktionen untersucht, um den Einfluss der am Stützenkopf anschließenden, horizontalen Tragwerke auf die Lastumlagerung beurteilen zu können. Als Deckenkonstruktionen werden drei, verstärkt im Hochbau vorkommende Tragwerke variiert:

- Balken (B, b x h, L [m])
- Trägerrost (T, b x h, L_1 [m], $\frac{L_1}{L_2}$)
- Platte (P, h, L_1 [m], $\frac{L_1}{L_2}$)

Die drei horizontalen Tragwerke werden darüber hinaus, noch in zwei verschiedene Systeme untergliedert. Es wird ein "*System 1*" verwendet, das nur die zentrale Stütze zur Analyse der Umlagerung schwächt. Ein weiteres "*System 2*" berücksichtigt die mit einer Erwärmung der stützennahen Deckenbereiche verbundene Steifigkeitsreduktion des horizontalen Tragwerks. Das vollständige Versagen der an die Stütze anschließenden, horizontalen Bauteile wird nicht näher betrachtet, da in diesem Fall keine Interaktion der Stütze und damit auch keine horizontale Lastumlagerungen mehr möglich wäre. Die Stützensenkung

wird in allen Fällen durch eine Reduktion der Steifigkeit der zentralen Stütze um den Faktor θ vereinfacht abgebildet. Zur Darstellung der Deckenschädigung wird in *System 2*, zusätzlich auch die Steifigkeit des horizontalen Tragwerks bis Feldmitte um $0,5 \cdot \theta$ reduziert (vgl. Abbildung 6.2). Alle Modelle werden linear elastisch gerechnet. Auszugsweise sind einige Ergebnisse der Untersuchungen in Abbildung 6.3 dargestellt.

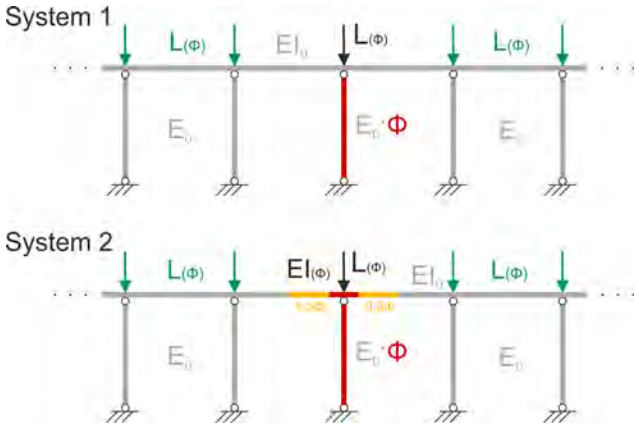


Abbildung 6.2 statisches System zur Abschätzung der Lastumlagerungsmechanismen ohne (*System 1*) und mit (*System 2*) geschwächtem, horizontalen Tragwerk

Die Ergebnisse zeigen, dass die Auswirkung einer Steifigkeitsänderungen auf die Belastung einer Stütze unter Berücksichtigung der horizontalen Lastübertragungsmechanismen erst bei größeren Verformungen auftreten kann. Die Abbildung verdeutlicht, dass mit steiferen Deckensystemen eine höhere Lastübertragung möglich ist. Eine Schwächung des horizontalen Tragwerks (*System 2*) reduziert wie erwartet die Lastumlagerungsmechanismen. Eine Steifigkeitsveränderung von 80 – 85 % bewirkt bei den meisten der betrachteten Deckentragwerke eine Lastveränderung größer 10 %. Das größte Interaktionspotential bieten Deckentragwerke, die als Platten ausgebildet werden. Hervorzuheben ist, dass sowohl Feld als auch Stützmomente von der Umlagerung zwischen der zentralen Stütze und den benachbarten Feldern der horizontalen Tragwerke betroffen sind (vgl. [91]).

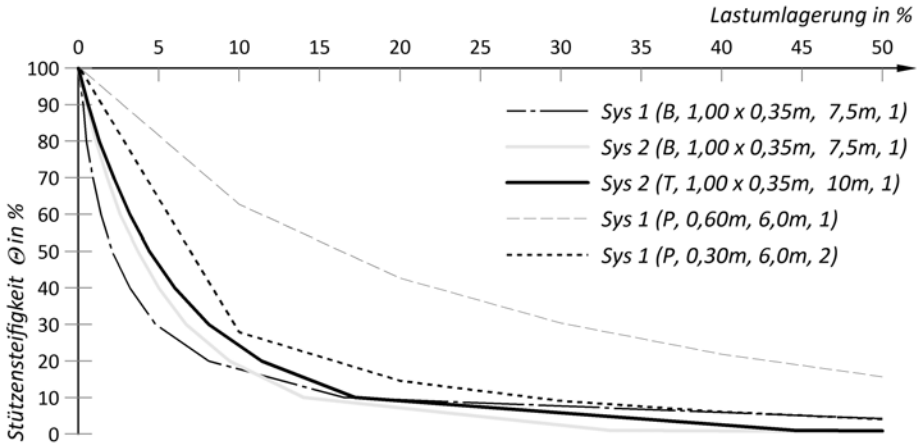


Abbildung 6.3 Entlastung einer Stütze in Abhängigkeit der Bauteilsteifigkeit für verschiedene Tragsysteme

6.1.3 Allgemeines Gebäudegesamtmodell

Wie eingangs dieses Kapitels beschrieben, interagiert eine *zentrale Stütze* nicht allein mit dem am Kopfpunkt angeschlossenen Deckentragwerk. Vielmehr löst ihre Verformung eine Reaktion des kompletten Tragwerks, weit über den Kopfpunkt der Stütze hinaus aus (vgl. Abbildung 6.1). Dabei werden im statischen System

eines Gebäudegesamtmodells alle vorhandenen Stützen und horizontalen Bauteile gekoppelt und interagieren über die in Unterabschnitt 6.1.2 beschriebenen Mechanismen mit der zentralen Stütze. Vergleichbar ist die über mehrere Stockwerke mit Stützen gekoppelte, horizontale Tragwirkung mit der Bildung eines Zug- oder Druckbogens in einer mittig belasteten, an den Rändern gelagerten, Betonwandscheibe. Um dieses Verhalten näher zu untersuchen, wird ein parametrisches Gebäudegesamtmodell in der FE-Software SOFiSTiK 2018 der SOFiSTiK AG erstellt und geometrisch und materiell nichtlineare Berechnungen durchgeführt (vgl. [88]. Das Modell wurde anhand von Vergleichsrechnungen mit der Software RFEM der Dlubal Software GmbH validiert (vgl. [11, 70]). Der Aufbau des n-stöckigen Gebäudegesamtmodells ist schematisch in Abbildung 6.4 dargestellt. Untersucht werden Gebäude, die als Stockwerksrahmen ausgeführt sind und den

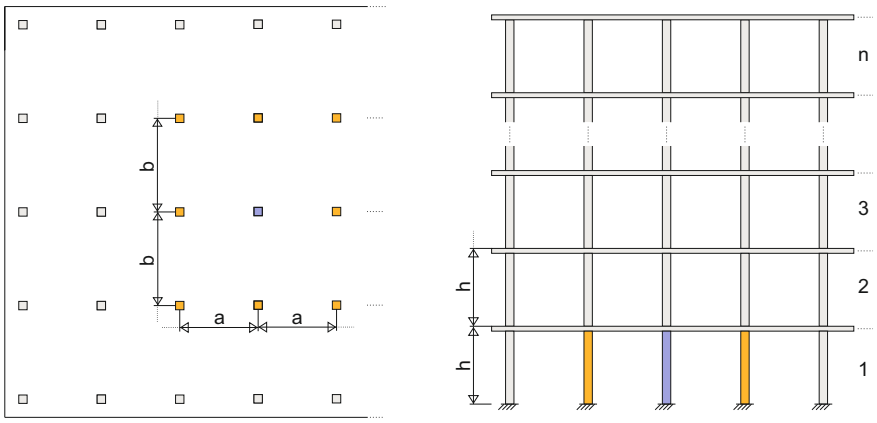


Abbildung 6.4 Schema des parametrischen Gebäudegesamtmodells eines Hochhauses. Darstellung Grundriss EG (links) und Schnitt (rechts). Die *zentrale Stütze* ist blau und die direkt umliegenden Stützen orange gekennzeichnet.

allgemeinen Bemessungsgrundsätze für Gebäude des Hochbaus entsprechen (vgl. [1]). Zur Einschränkung der unbegrenzten Vielfalt möglicher Bauwerkskonstellationen, werden die Studien auf im Hochbau am häufigsten vorkommenden Abmessungen fokussiert. Die in Tabelle 6.1 dargestellten Grenzen der numerischen Studien basieren deshalb auf Auswertungen zur statistischen Verteilung von Gebäudeabmessungen im Hochbau (vgl. [30, 64]). Die Simulation ist auf Platten als horizontale Tragsysteme beschränkt, da diese

Tabelle 6.1 Grenzen der Parametervariation zum Gebäudetragverhalten

Gebäude	**Stützen**			**Decken**			
Stockwerke	**Material**	**Querschnitt**	**Höhe**	**Material**	**Stützweite u. Verhältnis**		**Stärke**
n		$b_{st} = h_{st}$ [mm]	h [m]		a, b [m]	a / b	d
4 - 16	C40/50	0,75d - 1,3d	3 - 4	C30/37	6,0 - 9,0	1,0 - 1,5	a/23,5 - a/20,0
4 - 16	C90/105	0,75d - 1,3d	3 - 4	C30/37	6,0 - 9,0	1,0 - 1,5	a/23,5 - a/20,0
4 - 16	UHPC (C150)	0,75d - 1,3d	3 - 4	C30/37	6,0 - 9,0	1,0 - 1,5	a/23,5 - a/20,0

Systeme durch ihre räumliche Tragwirkung die potentiell größten Lastumlagerungsmechanismen bieten (vgl. Unterabschnitt 6.1.2 oder auch [91]). Es werden zur Berechnung die in Tabelle 6.2 beschriebenen Lastansätze für Eigengewicht und Nutzlasten verwendet (vgl. [1]). Um die nichtlinearen Tragwirkung der Decken abzubilden, ist der Gebäudeanalyse eine automatische, programminterne Stahlbetonbemessung nach DIN EN 1992-1-1 vorgeschaltet. Stabilitätsnachweise und Aussteifungsnachweise werden im Rahmen der Modellierung nicht geführt, auch wenn sie durch eine Berechnung Theorie II. Ordnung im numerischen Modell indirekt mit aufgegriffen werden. Diese Vernachlässigung ist zulässig, weil die Modellierung nicht zur Bemessung der Stütze (Widerstandsseite), sondern zur Beurteilung der Normalkraft, in Abhängig-

Tabelle 6.2 Ansatz der Einwirkungen für die Untersuchung der Lastumlagerungen

Eigengewicht	EG = γ · Volumen	$\gamma = 25\,\frac{kN}{m^3}$	EG + $1,25\,\frac{kN}{m^2}$
	Bodenaufbau	$1,25\,\frac{kN}{m^2}$	
Nutzlast	Büro Kat. B1	$2,00\,\frac{kN}{m^2}$	$2,80\,\frac{kN}{m^2}$
	Trennwandzuschlag	$0,80\,\frac{kN}{m^2}$	

keit des angeschlossenen Gebäudesystems (Einwirkungsseite), dient. Die Lastumlagerung wird durch eine Kopfpunktverschiebung des Stützenkopfs der *zentralen Stütze* ausgelöst, und die damit verbundene Lastveränderung in Abhängigkeit zur Kopfpunktverschiebung und der Stockwerkshöhe ermittelt. Dabei werden bei der Beurteilung, die von Holzmeier näher untersuchten Randeinflüsse der Baugeschichte auf die Schnittgrößenermittlung bei der Kalibrierung des Systems mit einbezogen (vgl. [10]). Eine exemplarische Auswertung der Last-Verformungs-Beziehung ist auszugsweise in Abbildung 6.5 dargestellt. Abbildung 6.5

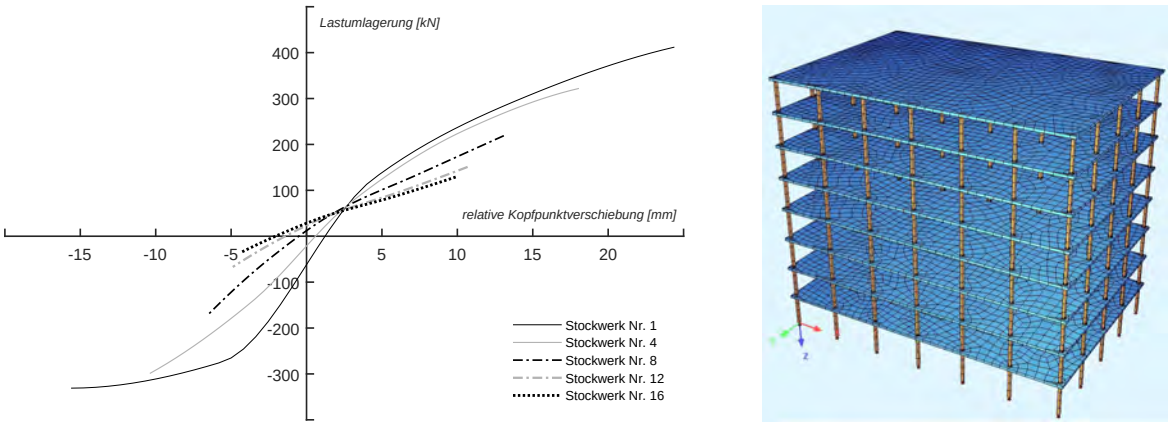


Abbildung 6.5 Lastumlagerung bei einer relativen Stützenkopfverschiebung in Abhängigkeit des betrachteten Geschosses für ein Gebäude mit 16 Stockwerken (links). Grafik des parametrischen FE-Gebäudegesamtmodells (rechts) (vgl. [11, 88])

zeigt, dass mit zunehmender Stockwerkshöhe, die Interaktionen der Stütze mit den horizontalen Tragwerken, bezogen auf die betrachtete Stockwerksebene, abnehmen. Die Gesamtlastumlagerung ergibt sich aus der Summe der Lastumlagerungen der Einzelstockwerke. Mit zunehmender Höhe des betrachteten Stockwerks ändert sich aber nicht das horizontale Tragwerk. Daraus folgt, dass die Lastumlagerung der *zentrale Stütze* direkt mit der Anzahl der darüberliegenden Stockwerke abhängt. Um nun die tatsächlichen Lastumlagerungen einer Stütze unter Brandlasten abschätzen zu können, wird ein Gebäude entsprechend der Stützengeometrie eines Brandversuchs modelliert und die Interaktionskurve angewandt. Verwendet werden die Daten von vier Versuchen einer unter ETK und statischer Last stehenden UHPC-Stütze, die der Literatur entnommen werden konnten (vgl. Abbildung 6.6). Nähere Informationen zu den Versuchen können den Veröffentlichungen von Hosser, Richter und Zehfuß entnommen werden (vgl. [46, 73, 95]). Bei dem beschriebenen Verfahren, der Verknüpfung der Gebäudeinteraktionsbeziehung mit bestehenden Versuchsdaten, handelt es sich um eine Abschätzung zur Größe der tatsächlichen Lastumlagerung von Stützen im Brandfall. Es zeigt sich, dass deutliche Lastumlagerungen zwischen Gebäude und Stütze entstehen können. Die Verformungen des Stützenkopfpunkts sind stark von der aufgebrachten Belastung/ Ausnutzung der Stütze abhängig. Die Versuchskurven zeigen eine konstante Krümmungsrichtung, weshalb zwischen Anfang und Ende der Versuche ein Lastwechsel von 10 % bis 30 % stattfindet. Das Verhalten aller Versuche ist von einer anfänglichen, durch die thermische Dehnung ausgelösten, Verlängerung und damit verbundenen Lastzunahme gekennzeichnet. Ab einem Umkehrzeitpunkt zeigen fast alle Versuchskörper ein

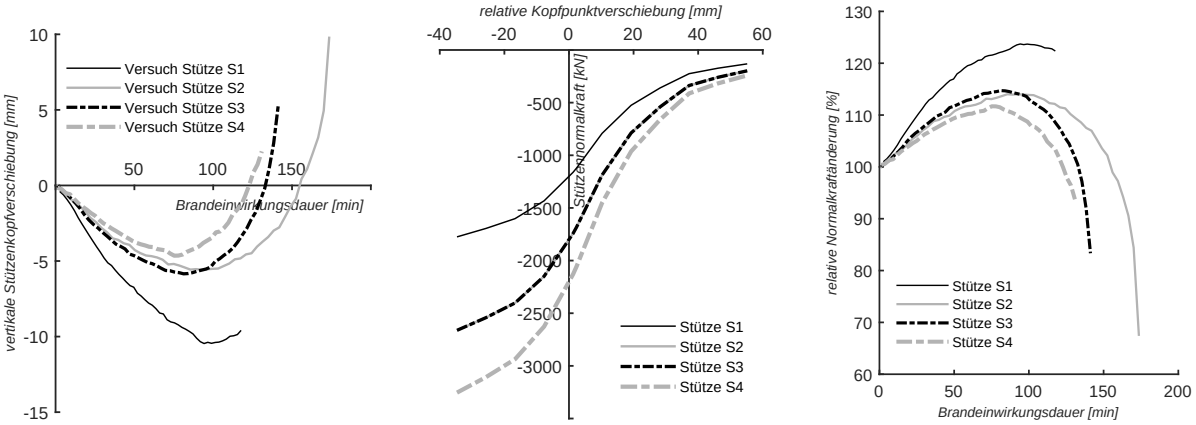


Abbildung 6.6 Darstellung der Messwerte einiger Stützenbrandversuchen mit Stützen aus UHPC (entnommen aus [73]) (links), Gebäudekennlinie für ein 16-stöckiges Gebäude (mittig), überschlägige Abschätzung potentieller Lastumlagerungsmechanismen durch die Verbindung von Versuchsdaten und Gebäudekennlinie (rechts)

entlastendes Verhalten, das die Trag- respektive Umlagerungsmechanismen des Gebäudes aktivieren und die statische Last der Stütze im Vergleich zum Anfangswert reduzieren würde. Die in Abbildung 6.6 dargestellten Wechselwirkungen von Gebäude und Stütze sind im Versuch nicht berücksichtigt worden, weshalb sich die tatsächlichen, innerhalb einer komplexen Tragstruktur (Gebäude) stattfindenden Lastumlagerungen nur qualitativ abschätzen lassen.

6.1.4 Vereinfachtes rheologisches Gebäudegesamtmodell

Um das in Unterabschnitt 6.1.3 gezeigte Verhalten in der Bemessung von Stützen mit aufnehmen zu können, müssen die verschiedenen Abhängigkeiten der Einwirkung für die Praxis zugänglich gemacht werden. Die Nutzung von FE-Programmen bietet hierfür ein großes Set an Einstellungen und Parametern. Die Übersichtlichkeit zu Einflussparametern und Auswirkung ist so kaum gegeben und Unschärfen oder Fehler bei der Prognose der Interaktionsbeziehung kaum vermeidbar. Darüber hinaus benötigen 3D Tragwerksprogramme sehr viel Rechenleistung und Rechenzeit, um Lastumlagerungen über ein ganzes, mehrstöckiges Gebäude berechnen und Parameter variieren zu können. Um die Belastung einer Stütze im Gesamtsystem, wie in Abbildung 6.5 veranschaulicht, trotzdem ermitteln zu können, wird folgend ein abstrahiertes, rheologisches Gebäude-Gesamt-Modell vorgestellt. Mit einem Vergleich des mit diesem Modell ermittelten Trag- und Verformungsverhaltens mit den Ergebnissen des zugehörigen Gebäudegesamtmodells aus Unterabschnitt 6.1.3 wird die Eignung zur Simulation der Bauteil-Gebäudeinteraktion validiert. Die unter Unterabschnitt 6.1.2 horizontalen Lastumlagerungen sind durch eine Interaktion von Stütz- und Feldbereich um die *zentrale Stütze* hin gekennzeichnet. Die Tragfähigkeit von Stütz- wie Feldbereichen findet zunächst elastisch im Zustand I, dann elastisch im Zustand II und anschließend plastisch statt. Das Tragverhalten wird darum über die Kombination elastischer und plastischer rheologischer Elemente wie in Abbildung 6.7 gezeigt abstrahiert. Um auch die Mitwirkung von n-Geschossen vereinfacht analysieren zu können, werden die in Abbildung 6.7 dargestellten rheologischen Elemente aneinandergereiht und so zu einem rheologischen Gebäudegesamtmodel erweitert (vgl. Abbildung 6.7). Die Diskretisierung erfolgt ausschließlich in Form der statischen Einwirkung auf die Stütze und ist deshalb unabhängig von der thermischen Einwirkung verwendbar. Im Modell sind auch die maximal möglichen Lastzuwächse benachbarter Stützen durch die Reibelemente mit den Parametern "p" und "s" abgebildet. Hierdurch lässt sich die Lastumlagerung in horizontaler Richtung begrenzen. Das in Abbildung 6.2 dargestellte, im Brandfall nur bedingt mitwirkende, horizontale Tragwerk im EG, wird durch eine im Vergleich zu den restlichen Geschossen veränderte Federsteifigkeit ("q, r, s") abgebildet.

Die statische Kondensation auf wenige wesentliche Parameter ermöglicht es, neben der besseren Anwendbarkeit für die Praxis, dieses Modell auch für echtzeitfähige hybride Versuchssteuerungen zu verwenden.

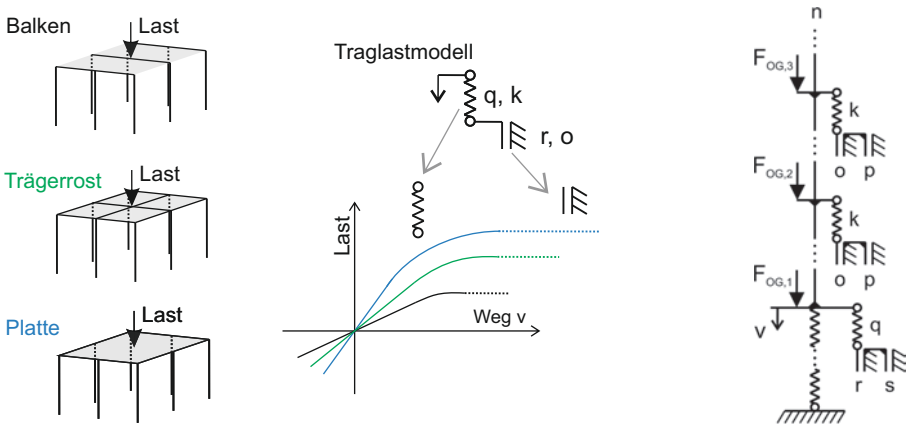


Abbildung 6.7 Abstraktion des horizontales Tragverhalten eines Stützen-Decken-Knotens durch die Kombination rheologischer Elemente (links, mittig). Rheologisches Gebäudegesamtmodell zur Beschreibung der Lastumlagerungsmechanismen während der Brandbelastung einer Stütze (rechts)

Damit ist es möglich, in Realbrandversuchen ein identisches Systemtragmodell einzubinden, das für einen späteren, vereinfachten Lastansatz in der Bemessung verwendet werden kann.

6.1.5 Kalibrierung des rheologischen Gebäudegesamtmodells

Das in Unterabschnitt 6.1.4 beschriebene, vereinfachte Gebäudegesamtmodell nutzt Federn zur Diskretisierung des komplexen Trag- und Verformungsverhaltens horizontaler, am Stützenkopf angeschlossener Bauteile. Zur Kalibrierung der Federcharakteristik im rheologischen Gebäudegesamtmodell, lässt sich das mehrdimensionale Tragverhalten der horizontalen Stahlbetonbauteile, in charakteristische Last-Verformungs-Bereiche einteilen (vgl. Abbildung 6.8). Im Folgenden wird beispielhaft für Plattentragwerke ein Verfahren

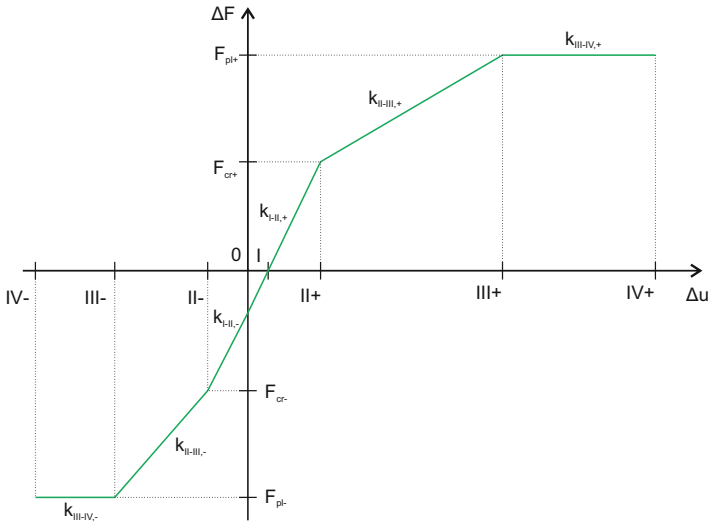


Abbildung 6.8 Kraft-Verformungsbeziehung für die rheologische Abbildung einer nichtlinearen Beziehung der Stütze mit dem anschließenden, horizontalen Tragwerk (vgl. [11])

beschrieben, mit dem die in Abbildung 6.8 dargestellte Steifigkeitskennlinie für diesen Tragwerkstyp ermittelt werden kann. Das Verfahren kann auch für andere horizontalen Tragwerke angewendet werden, indem die Ermittlung der Stützstellen dem geänderten Tragverhalten der horizontalen Bauteile angepasst wird (vgl. auch [11, 91]). Hervorzuheben ist an dieser Stelle, dass die mehrdimensionalen Abhängigkeiten des räumlichen, horizontalen Tragwerks *Platte* in einem rheologischen Element mit verschiedenen, vereinfachenden Annahmen verbunden ist. Die Vereinfachungen orientieren sich an anerkannten Rechenansätzen der Bemessungspraxis (siehe z.B. [34]), sodass das vorgestellte Verfahren praxisnah Anwendung

finden kann. Die Eignung zur Abbildung des räumlichen Tragverhaltens wird durch einen Vergleich der Ergebnisse des Rheologischen, mit dem nichtlinear modellierten Gebäudegesamtmodell validiert. Die in Abbildung 6.8 gezeigte Federkennlinie stellt Hebungen und Senkungen des horizontalen Tragwerks und deren multilinear angenäherte Auswirkung, auf die Stützennormalkraft dar. Für Stützenhebungen werden die Steifigkeitskonstanten $\frac{\Delta F}{\Delta u_{rel.}}$ mit $k_{I-II,+}$, $k_{II-III,+}$ und $k_{III-IV,+}$ bezeichnet. Für Stützensenkungen mit $k_{I-II,-}$, $k_{II-III,-}$ und $k_{III-IV,-}$. Dabei ist der Nullzustand, der durch die Kalibrierung ermittelt wird, durch den Punkt I gekennzeichnet. Der elastische Bereich (Zustand I) wird im Bereich I-II angenommen. Zwischen II und III wird in der Zugzone der Beton als gerissen (Zustand II) und der Bewehrungsstahl als im elastischen Bereich angenommen. Im Bereich III-IV wird der Bewehrungsstahl auf dem Fließplateau angenommen, die zulässige Grenzdehnung wird jedoch als nicht überschritten angesehen. Überschreitet eine der Federn des n-geschossigen Gebäudes den Punkt IV, so wird das System als instabil, d.h. nicht mehr tragfähig bewertet. Nachfolgend wird die Ermittlung der Steifigkeitskonstanten exemplarisch für eine Stützensenkung beschrieben. Die Ermittlung der Konstanten für die Stützenhebungen kann unter Anwendung der gezeigten Methoden analog dazu erfolgen.

Verformungsverhalten im Bereich I-II

Im elastischen Fall ist die sich zu den umgebenden Tragwerken einstellende, relative Änderung der Stützenkopfverformung $\Delta u_{rel.}$ direkt proportional zur Lastumlagerung (vgl. Gleichung 6.1). Absolute Verformungen haben in diesem Zusammenhang keine Aussagekraft, da nur Verformungen im Verhältnis zu den Nachbarstützen zu Traglastveränderungen führen. Um diesem Umstand Rechnung zu tragen, wird die Steifigkeitskennlinie aller, durch rheologische Elemente abgebildeten Geschosse, auf den initialen Zustand der relativen Verformungen kalibriert, d.h. die Kennlinie entsprechend verschoben.

$$\Delta F = k_{el.} \cdot \Delta u_{rel.} \tag{6.1}$$

Die Steifigkeit der elastischen Federanteile in Feld- und Stützbereichen, ist hauptsächlich vom gewählten horizontalen Tragwerk, dem Stützweitenverhältnis und dem verwendeten Beton abhängig. Die Federkonstante k_{I-II} lässt sich in einem räumlichen FE-Modell eines einstöckigen Tragwerks, durch die Auswertung der Auswirkung einer virtuellen Stützenersatzlast auf die Stützenkopfverschiebung ermitteln (vgl. Abbildung 6.9). Bei der Ermittlung der Steifigkeit kann alternativ auch auf Tafelwerke zur Verformungsfähigkeit horizontaler

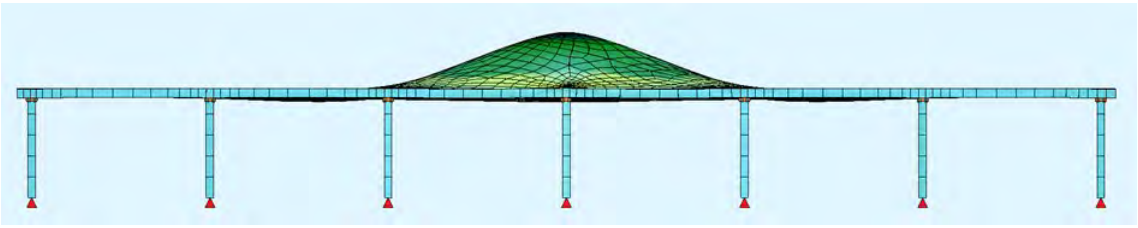


Abbildung 6.9 Auswertung eines FE-Modells zur Ermittlung der elastischen Verformung eines Plattentragwerks für eine virtuelle Stützennormalkraft von -1000kN (vgl. [11])

Tragwerke oder mechanischer Berechnung zurückgegriffen werden (vgl. [1, 11])). Die elastischen Verformungsbeziehungen stehen im direkten Zusammenhang mit den Lasteinwirkungen der umliegenden Feld- und Stützbereiche. Daraus lässt sich im Bereich I-II eine Beziehung zwischen Moment und Stützendifferenzkraft bzw. Stützenverformung für den Nachweisschnitt i der Decke ableiten (vgl. Gleichung 6.2 und Gleichung 6.3).

$$k_{u,\,Decke,\,i} = \frac{M_i}{u} \tag{6.2}$$

$$k_{F,\,Decke,\,i} = \frac{M_i}{F} \tag{6.3}$$

Verformungsverhalten im Bereich II-III

Mit dem Erreichen der Betonzugspannung reißt der Querschnitt auf und geht in Zustand II über. Damit geht eine deutliche Steifigkeitsreduktion einher, die direkten Einfluss auf die Lastumlagerungsfähigkeit im betrachteten System nimmt. Die Federkennlinie im Zustand II des Deckentragwerks könnte, durch beispielsweise eine materielle nichtlineare FE-Rechnung, wie im zuvor gezeigten Ansatz ermittelt werden. Aber auch ohne FE-Rechnung ist es möglich, eine Näherungslösung zu berechnen. Hierfür werden die Biegesteifigkeiten des räumlichen Plattentragwerks, für Feld- und Stützbereiche getrennt, mit einem 1 m breiten Plattenstreifen angenähert. Die Berechnung der Steifigkeit im Zustand II kann dann mit dem für Rechteckquerschnitte hergeleiteten Verfahren nach Fingerloos zur vereinfachenden Abschätzung der Steifigkeit im Zustand II ermittelt werden (vgl. Abbildung 6.10, [34]). Mit dem in Abbildung 6.10 dargestellten

Tab. Z.2.1 **Zusammenstellung der geometrischen Größen *x*, *I* und *S* für die Zustände I und II in biegebeanspruchten Bauteilen mit Rechteckquerschnitt**

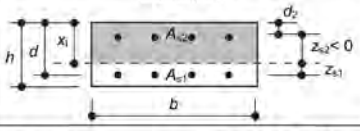
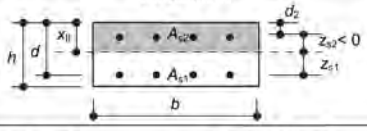
	1	2	3
		Zustand I	**Zustand II**
	Größe		
1	***x***	$x_I = k_{xI} \cdot h$ $\quad \rho_I = A_{s1} / (b \cdot h)$ $k_{xI} = (0{,}5 + A_I) / (1 + B_I)$ $A_I = \alpha_e \cdot \rho_I \cdot d / h \cdot [1 + A_{s2} \cdot d_2 / (A_{s1} \cdot d)]$ $B_I = \alpha_e \cdot \rho_I \cdot (1 + A_{s2} / A_{s1})$	$x_{II} = k_{xII} \cdot d$ $\quad \rho_{II} = A_{s1} / (b \cdot d)$ $k_{xII} = -B_{II} + \sqrt{B_{II}^2 + 2 \cdot A_{II}}$ $A_{II} = \alpha_e \cdot \rho_{II} \cdot [1 + A_{s2} \cdot d_2 / (A_{s1} \cdot d)]$ $B_{II} = \alpha_e \cdot \rho_{II} \cdot (1 + A_{s2} / A_{s1})$
2	***I***	$I_I = k_I \cdot b \cdot h^3 / 12$ $k_I = 1 + 12 \cdot (0{,}5 - k_{xI})^2 +$ $+ 12 \cdot \alpha_e \cdot \rho_I \cdot (d / h - k_{xI})^2 +$ $+ 12 \cdot \alpha_e \cdot \rho_I \cdot A_{s2} / A_{s1} \cdot (k_{xI} - d_2 / h)^2$	$I_{II} = k_{II} \cdot b \cdot d^3 / 12$ $k_{II} = 4 \cdot k_{xII}^3 +$ $+ 12 \cdot \alpha_e \cdot \rho_{II} \cdot (1 - k_{xII})^2 +$ $+ 12 \cdot \alpha_e \cdot \rho_{II} \cdot A_{s2} / A_{s1} \cdot (k_{xII} - d_2 / d)^2$
3	***S***	$S_I = A_{s1} \cdot z_{s1} + A_{s2} \cdot z_{s2}$ $\quad z_{s2} < 0$	$S_{II} = A_{s1} \cdot z_{s1} + A_{s2} \cdot z_{s2}$ $\quad z_{s2} < 0$

Abbildung 6.10 Geometrische Kenngrößen für den Rechteckquerschnitt im Zustand I und II (vgl. [34])

Verfahren kann die Reduktion der Steifigkeit für die Feld- und Stützbereiche, aus dem Verhältnis der Flächenträgheitsmomente in Zustand I und II, berechnet werden (vgl. Gleichung 6.4).

$$k_{I–II} = \alpha_k \cdot k_{II–III} \tag{6.4}$$

Das Eintreten der rheologischen Feder in den Zustand II folgt, aufgrund der räumlichen Charakteristik der Decke, jedoch einem sukzessiven Reißen verschiedener Deckenbereiche. Das nacheinander beginnende Aufreißen verschiedener Deckenbereiche verhindert eine klare Zuordnung zu einem Eintrittspunkt F_{cr} bzw. u_{II} der Feder. Um dennoch eine Abschätzung der Steifigkeitsreduktion α_k mit einem Handrechenansatz vornehmen zu können, werden die Verhältnisse der elastischen Tragfähigkeitsreserven im Stütz- und Feldbereiche im Zustand I zur Berechnung der Eintrittspunkte in Zustand II verwendet (vgl. [91]). Dafür werden die lokale Momentenmaxima im Deckentragwerk, in Hinblick auf deren Differenz zwischen elastischem Moment im außergewöhnlichen Lastfall Brand und dem Grenzmoment bis zum Eintreten in den Zustand II M_{cr}, ermittelt. Aus dem mittleren Verhältnis der Tragreserven im Zustand I können mit Gleichung 6.2 die Verformungen am Punkt u_{II} und mit Gleichung 6.3 die zugehörige Lastumlagerung F_{cr} abgeschätzt werden. An dieser Stelle löst eine Kopfpunktverschiebung der zentralen Stütze einen vereinfachten, "globalen" Zustand II des horizontalen Tragwerks aus und kennzeichnet den Beginn einer reduzierten Lastumlagerungsfähigkeit $k_{II–III}$ in der Steifigkeitskennlinie des horizontalen Tragwerks (vgl. Abbildung 6.8). Der Eintrittspunkt in den "globalen" Zustand II ist dabei für Stützensenkungen und Stützenhebungen aufgrund der unterschiedlichen Mitwirkung der Bewehrung gesondert zu berechnen und ist auf eine Abschätzung der mittleren Umlagerungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit begrenzt. Für die Berechnung der Verformungen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit sollten die in Zustand II auftretenden irreversible Steifigkeitsänderungen in die Beschreibung der Federkennlinie mit einfließen.

Verformungsverhalten im Bereich III-IV

Die Verformung am Punkt k_{III} bzw. der Beginn der plastischen Stahlspannung für die Stützenkraftänderung $F_{pl.}$ kann durch Erreichen der maximalen, elastischen Traglast im Zustand II bestimmt werden (vgl. Abbildung 6.8). Das Deckentragwerk wird über der zentralen Stütze für Feld und Stützbereich getrennt betrachtet (vgl. Abbildung 6.7) betrachtet. Analysiert wird die Tragfähigkeit in Anlehnung an das Verfahren der Plastizitätstheorie zur nichtlinearen Schnittgrößenermittlung, in Kombination mit den direkten Verformungsberechnungen der DIN EN 1992-1-1 (vgl. [18, 21]).
Die Berechnung erfolgt auch hier an einem, für Stütz- und Feldbereiche getrennten 1m-Plattenstreifen. Wobei nach Kapitel 5.6 (3) der DIN EN 1992-1-1 die mittleren Eigenschaften der Baustoffe verwendet werden kann (vgl. [18, 21]). Im Plattenstreifen kann mit Überschreiten des Rissmoments M_{cr} die Momenten-Krümmungs-Beziehung nur noch iterativ ermittelt werden. Der innere Hebelarm verändert sich während der Iterationen, abhängig vom Dehnungszustand und wird als Startwert vereinfacht mit $z = 0,9 \cdot d$ angenommen. Die erste Stützstelle erreicht die Iteration mit Eintreten des Gleichgewichtszustands $F_{cd} = F_{s,cr2}$ am Querschnitt. Die ermittelte Krümmung ergibt den Eintrittspunkt III in den plastischen Fließbereich der Federkennlinie.

Anmerkung: Nur durch eine große Verformungsfähigkeit der unteren Geschossdecken, ist eine Interaktion der Stütze mit den oberen Geschossdecken möglich. Daher wird über den Punkt III hinaus auch eine begrenzte, plastische Verformung der horizontalen Tragwerke, ohne weitere Lastumlagerung für die Geschossfedern zugelassen. Eine plastische Bemessung führt bei statisch unbestimmten Systemen dabei nicht zwangsläufig zu einer gleichzeitigen Abnahme der Sicherheit. Die Fließgelenktheorie findet in der Berechnung statisch unbestimmter Systeme häufiger Anwendung, da durch Nutzung aller Tragreserven wirtschaftliche Bemessungsergebnisse möglich sind. Allerdings müssen Konsequenzen, die sich aus den zugehörigen, irreversiblen plastischen Dehnungen ergeben, mit betrachtet werden. Aus den zusätzlichen Verformungen, die eine brandbeanspruchte Stütze in den Deckentragwerken darüber auslöst, bedeutet dies, dass unter Umständen eine Sanierung dieser Deckentragwerke im Nachhinein notwendig werden könnte. Da eine umfangreiche Sanierung nach einem Brand in vielen Fällen ohnehin nötig und die Tragsicherheit auch nach Erreichen der zugelassenen Fließdehnung weiterhin gegeben wäre, steht die Nutzung plastischer Verformungspotentiale nicht im Widerspruch zur allgemeinen Bemessungspraxis.

Da die Verschiebung u_{ref} direkt proportional zur Krümmung κ_M ist, lässt sich der Eintrittspunkt in den plastischen Bereich, über Gleichung 6.5 mit Gleichung 6.6 und Gleichung 6.7 ermitteln.

$$u_{rel} \sim \kappa_M = k \cdot l^2 \cdot \kappa_M = k \cdot l^2 \cdot [(1-\zeta) \cdot \kappa_I + \zeta \cdot \kappa_{II}] \tag{6.5}$$

$$\zeta = 1 - \beta \cdot \left(\frac{M_{cr}}{M_{iter}}\right)^2 \tag{6.6}$$

$$\kappa_i = \frac{M_{iter}}{E_{c,\,eff} \cdot I_i} \tag{6.7}$$

u_{rel}	Verschiebung des Stützenkopfs
k	Beiwert zur Berücksichtigung des Momentenverlaufs abhängig von Lagerung und Belastungsart
l	Spannweite des Bauteils
M_{cr}	Rissmoment des Querschnitts
M_{iter}	Einwirkungsmoment der Lastschrittiteration
$M_{c,\,eff}$	Beton-EModul, der unter Vernachlässigung der Kriechverformung für Kurzzeitbelastungen zu $M_{c,\,eff} = M_{c,\,m}$ angenommen werden kann

I_i	Flächenträgheitsmoment des Querschnitts für i = Zustand I, Zustand II
ζ	Verteilungsbeiwert zur Berücksichtigung der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen
κ_i	Krümmung für i = Zustand I, Zustand II bzw. M, der Mittelwert nach DIN EN 1992-1-1 Gleichung 7.18 (vgl. [18, 21])

Wird die iterative Berechnung bis zum Erreichen der zugelassenen Grenzdehnung des Stahls fortgesetzt, so lässt sich die Krümmung und damit die Verformung u_{IV} der Steifigkeitskennlinie im Fließplateau ermitteln. Die Grenzdehnung kann dabei entsprechend der Ausfallsicherheit der Tragwerke ausgelegt werden. Im Falle der folgenden Ausführungen werden die Grenzdehnung des Betonstahls zu $\epsilon_{sy} = 2,75\,‰$ und die mittlere Stahldehnung zu $\epsilon_{smy} = 2,25\,‰$ gesetzt. Die Lastumlagerung von Punkt III nach IV bleibt bei 0 kN, da mit einer Fließdehnung nur Verformungen, nicht aber zusätzliche Kräfte verbunden sind. Der Vergleich von rheologischer Feder und Federkennlinie des Gesamtmodells für vier verschiedene einstöckige Gebäudegeometrien ist in Abbildung 6.11 (links) gegeben.

Berücksichtigung des Initialzustands

Mit dem Aufbringen der Lasteinwirkung aus dem Grenzzustand der Tragfähigkeit gibt die in Abbildung 6.7 dargestellte, rheologische Formulierung eine Lastumlagerung aus. Auf Bemessungslastniveau, dem Initialzustand der Betrachtungen, darf jedoch keine Umlagerung angenommen werden. Dafür muss das rheologische Modell berücksichtigen, dass die im Grenzzustand der Tragfähigkeit ermittelten Lasteinwirkungen keine Federkräfte in die Deckentragwerke der n-Geschosse einbringen. Um die Verschiebung "0" geschossweise zu ermitteln, wird die Gesamtlast im außergewöhnlichen Bemessungslastfall auf das System aufgebracht. Die sich einstellenden Verformungen werden auf die Federkennlinie summiert, damit nur die vom Ausgangszustand abweichende Kopfpunktverschiebung eine Lastumlagerung auslöst. Ein nach diesem Verfahren (folgend mit "Ansatz 1" bezeichnet) kalibriertes, rheologisches Modell (RM) kann, abhängig von der Kopfpunktverschiebung bezüglich seines Lastumlagerungsverhaltens, mit einem Gebäudegesamtmodell (GG) verglichen werden (vgl. Abbildung 6.11 (rechts)).

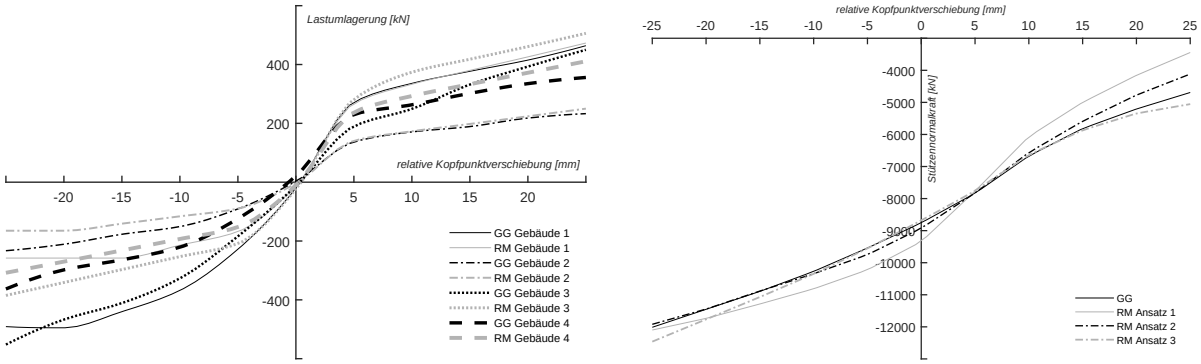


Abbildung 6.11 Auswertung der Federkennlinie für verschiedene Gebäudegeometrien 1-4 mit einem Stockwerk. Vergleich der Ergebnisse eines nichtlinearen Gebäudegesamtmodells (GG) und eines rheologischen Modells (RM) (links). Vergleich der Stützennormalkraft der zentralen Stütze, in Abhängigkeit von der Kopfpunktverschiebung in einem GG mit 16 Stockwerken mit den eines RM unter Variation der Ansätze zur Berechnung der Geschossfedern (rechts)

Berücksichtigung räumlicher Kopplungseffekte auf die Steifigkeit

Abbildung 6.11 zeigt, dass das RM bereits gute Ergebnisse zur Prognose des Lastumlagerungsverhaltens zeigt. Gerade mit Variation der Gebäudegeometrien kann jedoch auch die Abweichung zwischen GG und RM steigen. Dies ist zum einen mit den sehr vereinfachten Annahmen des RM begründet. Zum anderen

fließen in die nach "Ansatz 1" kalibrierte RM-Modelle keine Rückkopplungen der Lastumlagerungen benachbarter Stützen mit ein. Diese Rückkopplungen entstehen, da mit zunehmender Lastumlagerung, ausgelöst von der zentralen Stütze und bedingt durch die Laständerung, auch Verformungen in den benachbarten Stützen entstehen. Diese reduzieren die Relativverschiebung der zentralen Stütze zu den Nachbarstützen und wirken damit abschwächend auf das Lastumlagerungsverhalten. Mit zunehmender Stockwerkshöhe vergrößert sich dieser Effekt in der Stockwerksfeder, da die absoluten Verschiebungen der umliegenden Stützen von unten nach oben, bei einer Laständerung zunehmen. Wie in Abbildung 6.5 links veranschaulicht, verringert sich die Federsteifigkeit mit steigender Stockwerkshöhe. Studien von Dankesreiter zeigen, dass diese Rückkopplung, die von der Gebäudegeometrie abhängt, in den Federkennlinien des RM, bezogen auf das Stützweitenverhältnis, berücksichtigt werden kann (vgl. [11]). Ein Modell, in dem dieser Effekt neben der zuvor beschriebenen Nullpunktsverschiebung der Verformung ("Ansatz 1") miteinbezogen ist, wird in Abbildung 6.11, rechts als "Ansatz 2" vergleichend zum GG dargestellt. Die unter dem Begriff "Ansatz 3" ebenfalls in Abbildung 6.11, rechts dargestellten Ergebnisse zeigen, welche Last-Verformungs-Beziehung ein RM liefert, dessen Federn initial mit einer nichtlinearen FE-Rechnung eines GG kalibriert wurden. Aufgrund der geringen Abweichungen werden zur weiteren Untersuchung der Einflüsse auf das Lastumlagerungsverhalten rheologische Modelle, die nach "Ansatz 3" kalibriert wurden, verwendet.

6.1.6 Auswertung verschiedener Systemtragmodelle

Im Folgenden werden Untersuchungen an einem nach "Ansatz 3" für verschiedene Gebäudegeometrien und horizontale Tragwerke kalibrierten, rheologischen Gebäudemodells durchgeführt. Zur Berechnung werden die Programmen RSTAB 8 der Dlubal Software GmbH und der FE-Software SOFiSTiK 2018 der SOFiSTiK AG verwendet (vgl. [74, 88]). Die zugrunde liegenden Abmessungen orientieren sich dabei an Studien zu praxisüblichen Dimensionen im Hochbau (vgl. [30, 64]). Die Querschnittswerte und Systemabmessungen, die zur Bemessung nach DIN EN 1992-1-1 verwendet wurden, können Tabelle 6.1 entnommen werden. Die Auswertung orientiert sich dabei an den Arbeiten von Weber und Dankesreiter, die umfangreiche Untersuchungen zu diesem Thema durchgeführt haben (vgl. [11, 91]).

Lastumlagerung abhängig vom horizontalen Tragsystem

Zum Vergleich verschiedener Tragsysteme wird auf der sicheren Seite liegend davon ausgegangen, dass die im außergewöhnlichen Lastfall vorhandenen Verkehrslasten zu Lastumlagerungen in den horizontalen Bauteilen führen (vgl. Abbildung 6.12 links, aufgebrachte Stützenstauchung im EG 0, 00 %). Die Steifigkeitskennlinien aus Abbildung 6.11 zeigen, dass zum Vergleich der verschiedenen Tragsysteme eine reine Betrachtung positiver Stützenkopfverschiebungen (= Stützenstauchung) der zentralen Stütze auch das Verhalten negativer Stützenkopfverschiebungen (= Stützendehnung) in guter Näherung wiedergeben kann. Abbildung 6.12 (rechts) stellt den Verlauf der Stützennormalkraft im Erdgeschoss N_{EG} im Bezug zur „kalten“ Bemessungsnormalkraft $N_{GZT,EG}$ für verschiedene Stützenstauchungen (0, 00 bis 1, 8 %) dar. Verglichen werden die Ergebnisse zweier unterschiedlicher Stockwerksanzahlen (n = 8 und n = 16, Stockwerke EG bis n - 1) unter Variation der nach DIN EN 1992-1-1 bemessenen, horizontalen Tragwerksysteme. In Abbildung 6.12 (links) ist das Verhältnis der vorhandenen, zur maximal möglichen Traglast, für ein Gebäude mit mehraxial gespannten Deckenplatten und n = 16 für verschiedene Stützensenkungen stockwerksweise ausgewertet. Die Ergebnisse bei einer Stützenstauchung von 10 ‰ (entspricht 3, 25 mm bei einer Stützenlänge von 3, 25 m) zeigen, dass sich die Lastumlagerungen bereits bis zum obersten Stockwerk auswirken. Für zunehmende Stützenstauchung kann auch die Auswirkung der nichtlinearen Federkennlinien über die Bauteilhöhe identifiziert werden. Im Gegensatz zu Verkehrslasten, die gleichmäßig wirken, lagert sich die Last, ausgelöst durch eine Stützenkopfverschiebung, von unten nach oben mit sinkender Amplitude um.

Zum einen bestätigen die Ergebnisse, dass für eine mögliche Umlagerung der Stützennormalkraft das Gesamttragsystem von großer Bedeutung ist. Biegesteifere und räumlich mehraxiale, horizontale Tragsysteme (z.B. 2-achsig gespannte Platte) können wesentlich größere Lastumlagerungen auslösen, als

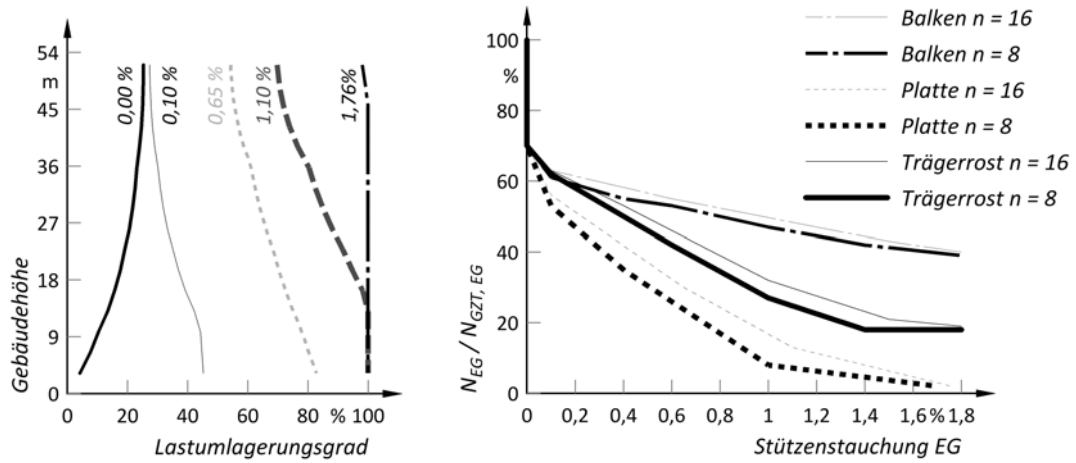


Abbildung 6.12 Auswertung rheologisches Gesamtmodell, links für ein System über die Gebäudehöhe (Stockwerksweise). Rechts für verschiedene Systeme in Abhängigkeit der Stützenstauchung und des Tragsystems

eindimensionale oder weichere Tragwerke (z.B. Balken). Zum anderen ist zu erkennen, dass die Stockwerksanzahl n erheblichen Einfluss auf den Verlauf der Lastumlagerung nimmt. Dieses Verhalten wird durch die Möglichkeit der Nutzung plastischer Rotationen unterstützt.

Lastumlagerung unter Variation verschiedener Parameter

Da Plattentragwerke, aufgrund ihrer räumlichen Tragwirkung, das größte Lastumlagerungspotential bieten und häufig verwendet werden, wird eine Parameterstudie zur Auswertung der Gebäudeabmessungen auf die Lastumlagerungspotentiale durchgeführt. Die Variationsbreite der am rheologischen Modell "Ansatz 3" untersuchten Parameterkombinationen ist in Tabelle 6.1 ausgewiesen. Die Erkenntnisse der Studie werden im Folgenden beschrieben. Die einzelnen Auswertungen können dem Anhang Abschnitt A.1 "Ergebnisse der Parameterstudie zur Lastumlagerung" dieses Berichts entnommen werden.

Hauptstützweite a: Mit steigender Stützweite "a" sinkt bei gleichbleibenden Stützweitenverhältnis "a/b" (b entspricht der Stützweite, senkrecht zu " a") die räumliche Steifigkeit des horizontalen Tragsystems. Demnach sind mit steigender Stützweite "a" kleinere Lastumlagerungen für Stützendehnungen bzw. Stützenstauchungen möglich. Mit zunehmender Stockwerksanzahl sinkt die relative Auswirkung der Stützweite auf die potentiellen Lastumlagerungen ab.

Stützweitenverhältnis a/b: Mit steigendem Stützweitenverhältnis "a/b" verändert sich die Spannrichtung der horizontalen Platten. Je einseitiger die Spannrichtung, desto mehr hängt die Steifigkeit des Tragwerks von der Größe der kürzeren Spannrichtung ab. Im Allgemeinen ist zu erkennen, dass mit einer Zunahme des Stützweitenverhältnisses, auch eine Zunahme möglicher Lastumlagerungen verbunden ist. Mit zunehmender Stockwerksanzahl sinkt auch hier die relative Auswirkung dieser Abhängigkeit auf die potentiellen Lastumlagerungen.

Deckenstärke d: Steigt die Deckenstärke "d" erhöhen sich auch die Lasten aus dem Konstruktionseigengewicht. Darum sind mit größeren Deckenstärken immer auch größere Stützendicke "b_st" verbunden. Da mit zunehmender Deckenstärke "d" auch eine Zunahme der Steifigkeitskennlinie der rheologischen Elemente verbunden ist, erhöht sich das Lastumlagerungspotential unabhängig von der Stockwerksanzahl.

Stützenbreite b_st: Eine Vergrößerung der Stützenbreite "b_st" führt stets zu einer Vergrößerung der Dehnsteifigkeit der Stütze. Damit reduzieren sich die mit den Lastumlagerungen verbundenen Dehnungen der umliegenden Stützen. Dies führt dazu, dass sich, mit zunehmender Stockwerksanzahl "n" und mit zunehmender Stützenbreite "b_st" das Lastumlagerungspotential vergrößert.

Geschosshöhe h: Mit vergrößerter Geschosshöhe "h" sinkt auch die Dehnsteifigkeit der Stützen. Demnach verhält sich der Einfluss der Geschosshöhe auf das Lastumlagerungspotential umgekehrt proportional zum Einfluss der Stützendicke "b_st"˙

Materialwahl: Das Material der Stütze nimmt nur wenig Einfluss auf die Lastumlagerungsfähigkeit. Werden ein Beton C40, C90 und ein UHPC C150 miteinander verglichen, lassen sich für Stützendehnungen kaum Differenzen feststellen. Bei Stützenstauchungen wirkt die, mit zunehmender Festigkeit steigende, Materialsteifigkeit verstärkend auf das Potential möglicher Lastumlagerungen.

Darstellung der Bauteil-Gebäude-Interaktion für verschiedene Parameter

In den vorangegangenen Abschnitten wurde auf die Interaktionswirkung zwischen Stütze und Gebäude für verschiedene Gebäudegeometrien eingegangen. Zur Berechnung des Umlagerungspotentials, wurde immer ein kalibriertes rheologisches Gebäudegesamtmodell verwendet. Um die Effekte im Bauteilnachweis berücksichtigen zu können, eignet sich die z.T. sehr aufwändige Ermittlung der Umlagerungen jedoch nur bedingt. Darum werden im Folgenden Nomogramme vorgestellt, die einen ersten Ansatz zur vereinfachten Berücksichtigung der Interaktionswirkungen abbilden. Die Nomogramme wurden von Dankesreiter für die in Tabelle 6.3 ausgewiesenen Grenzen ermittelt (vgl. [11]). Da im Fokus dieses Vorhabens moderner Hochleistungsbeton steht, wurden die Nomogramme für einen Beton der Festigkeitsklasse C150 entwickelt. Der

Tabelle 6.3 Grenzen der entwickelten, vereinfachten Nomogramme

Gebäude	**Stützen**			**Decken**			
Stockwerke	**Material**	**Querschnitt**	**Höhe**	**Material**	**Stützweite u. Verhältnis**		**Stärke**
n		$b_{st} = h_{st}$ [mm]	h [m]		a, b [m]	a / b	d
4 - 16	UHPC (C150)	0,75d - 1,3d	3 - 4	C30/37	6,0 - 9,0	1,0 - 1,5	a/23,5 - a/20,0

Zusammenhang, der die Stützennormalkraft $N_{Stütze,\,\theta(u,\,a)}$ unter Berücksichtigung der Interaktion der Stütze mit dem Gebäude und in Abhängigkeit der Verschiebung des Stützenkopfs beschreibt, ist in Gleichung 6.8 dargestellt.

$$N_{Stütze,\,\theta(u,\,a)} = (1 - \theta(u,\,a)) \cdot N_{Stütze} = (100\,\% - m(u) \cdot a + t(u)) \cdot N_{Stütze} \tag{6.8}$$

$N_{Stütze,\,\theta(u)}$	Stützennormalkraft unter Berücksichtigung der Interaktion mit dem Gebäude
$N_{Stütze}$	Stützennormalkraft ohne Berücksichtigung einer Interaktion mit dem Gebäude
$\theta(u, a)$	Normalkraft-Umlagerungsfaktor für eine definierte Gebäudegeometrie
u	Verschiebung des Stützenkopfs [mm]
m(u)	Steigung der Interaktion hier $[\frac{\%}{m}]$ aus Nomogrammen z.B. Abbildung 6.13
t(u)	Startwert der Interaktion hier in [%] aus Nomogrammen z.B. Abbildung 6.13

a Hauptstützweite [m]

Der Gleichung 6.8 sind die in Abbildung 6.13 dargestellten Nomogramme zugeordnet. Je nach mathematischer Abhängigkeit und Variation, können diese für eine Gebäudegeometrie (Abbildung 6.13, links) oder zusammengefasst für verschiedene Gebäudegeometrien (Abbildung 6.13, rechts) erstellt werden. Alle weiteren, für die in Tabelle 6.3 genannten Grenzen, ermittelten Nomogramme können dem Anhang Abschnitt A.2 "Nomogramme zur Ermittlung der Stützen-Gebäude-Interaktion" dieses Berichts entnommen werden.

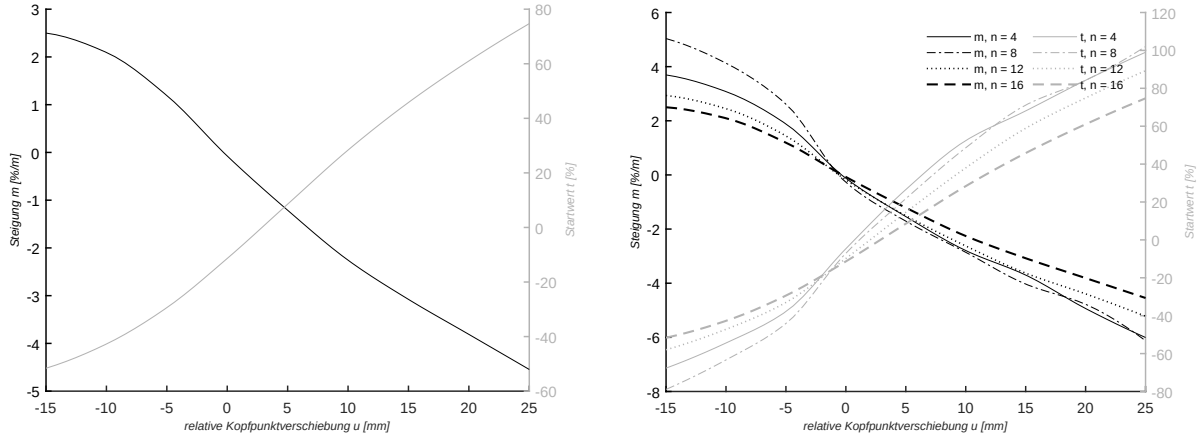


Abbildung 6.13 Nomogramm für die Federkennlinie der Gebäudeinteraktion nach Gleichung 6.8 (links) und unter Variation der Geschossanzahlen n (rechts)

6.1.7 Anwendungsbezug der Ergebnisse

Die im vorhergehenden Abschnitt gezeigten Interaktionswirkungen zwischen Stütze und Gebäude, können von nicht zu vernachlässigender Größe sein. Je nach Gebäude und Bauteilabmessungen stellen sich andere Last-Verformungs-Kennlinien ein. Neben einer bei Stützen günstig wirkenden Entlastung, können auch zusätzliche Lasten durch die Kopfpunktverschiebung aus dem Gebäude in die Stütze eingetragen werden. Die Versuchsergebnisse von Stützenbrandversuchen zeigen, dass sowohl eine Stützenverlängerung (Dehnung), als auch eine Stützenverkürzung (Stauchung), abhängig vom Lastzustand und der Brandeinwirkungsdauer in der Stütze auftreten. Gerade vor dem Zeitpunkt des üblicherweise als "Versagen" der Stütze klassifizierten Zustands, treten in der Regel erhebliche Stützensenkungen auf, woraus sich die Tatsache ableitet, dass noch vor dem eigentlichen Stützenversagen z.T. deutlichen Lastumlagerungen im Gebäude stattfinden können. Aus dem in Kapitel 4 beschriebenen materialtechnologischen Verhalten von Beton lässt sich schließen, dass höhere Ausnutzungsgrade, d.h. eine wirtschaftlichere Bemessung die größere Stützenstauchungen erzeugen würden und damit günstig auf das Lastumlagerungspotential einwirken könnten. Im Umkehrschluss könnte ein verringerter Ausnutzungsgrad, der große Stützendehnungen zulässt, sogar zu einer Zunahme der Stützennormalkraft und damit zu einem vermutlich früheren Versagen führen. Um dieses Verhalten abschließend zu klären, sind weitere Untersuchungen notwendig, die auch die Interaktion von Bauteil und Gebäude direkt berücksichtigen. Alternativ könnten numerische Methoden, die die Traglast basierend auf einer verbesserten Materialbeschreibung unter Berücksichtigung der Interaktion abschätzen, verwendet werden (vgl. Kapitel 7).

6.2 Interaktion innerhalb des Querschnitts

Die Abmessungen eines Querschnitts haben direkten Einfluss auf das Tragverhalten im Brandfall. Je größer der Querschnitt, desto größer die Traglast im Brandfall. Die in Abschnitt 4.3 dargestellten Bemessungsansätze berücksichtigen dies vor allem bei der Anwendung der vereinfachten Bemessungsverfahren

über Mindestquerschnittsabmessungen oder die Vernachlässigung nicht tragfähiger Randbereiche. Für Hochleistungsbeton, und vor allem für die Anwendung der allgemeinen Bemessungsverfahren, ist dieser Zusammenhang jedoch bisher nur unzureichend dokumentiert. Im folgenden Abschnitt werden deshalb die Interaktionen zwischen den einzelnen Elementen auf Querschnittsebene für Hochleistungsbeton untersucht.

6.2.1 Querschnittsabhängige Durchwärmung

Beim Brand von Stützen wird in der Regel davon ausgegangen, dass die Durchwärmung entlang der Stützenlänge konstant ist. Diese Annahme stellt für den Bemessungsbrand nach Einheitstemperaturzeitkurve eine ausreichend gute Näherung des Bauteilverhaltens dar. Die meisten, der in Abschnitt 4.3 dargestellten Bemessungsansätze nach DIN EN 1992-1-2 nutzen diese Vereinfachung, um die Tragfähigkeit abhängig der Durchwärmung des Querschnitts zu beurteilen. Die Durchwärmung kann dabei über Diagramme (Isotherme), Versuche oder eine numerische Berechnung des Wärmeleitproblems abgeschätzt werden. Maßgebende Einflussparameter auf die Durchwärmung sind:

- Rohdichte ρ $\frac{kg}{m^3}$
- spezifische Wärmekapazität c $\frac{J}{kg \cdot K}$
- Wärmestromdichte $\dot{q}$ $\frac{W}{m^2}$
- Querschnittsgeometrie

Das Wärmeleitproblem kann für Stahlbeton auf Querschnittsebene mit der Methode der Finiten Elemente gelöst werden. Für die Beschreibung der Durchwärmung eines Querschnitts ergibt sich die in Gleichung 6.9 dargestellte Differentialgleichung der Wärmeleitung (vgl. [69]).

$$\rho(\vartheta) \cdot c(\vartheta) = \lambda(\vartheta) \cdot \nabla^2 \vartheta + \frac{d\lambda}{d\vartheta} \cdot (\nabla \vartheta)^2 + \dot{W}(\vartheta, x, t) \tag{6.9}$$

Huismann und Zehfuß zeigen in ihren Untersuchungen, dass das thermische Durchwärmungsverhalten im FEM-Querschnitt für Stützen aus Hochleistungsbeton zutreffend ermittelt werden kann. Zur Berücksichtigung der thermischen Eigenschaften des Materials dienen den Autoren verschiedene thermische Kenngrößen (unter Anderem ρ $\frac{kg}{m^3}$, c $\frac{J}{kg \cdot K}$, $\dot{q}$ $\frac{W}{m^2}$), die ihnen für unterschiedliche Betonmischungen als Ergebnis von Begleituntersuchungen zur Verfügung stehen (vgl. [50, 95]). Aufbauend auf diesen Materialparametern wird im Rahmen dieser Forschung zur thermischen Analyse ein eigens entwickelter FE-Code in der Softwareumgebung MATLAB der Firma The MathWorks, Inc. verwendet (vgl. [62]). Die Eignung der MATLAB-internen PDE-Toolbox zur Lösung der instationären Wärmeleitungsgleichung, wird von Pöschl für normal bis ultrahochfesten Beton erarbeitet und validiert (vgl. [69]). Dazu vergleicht Pöschl seine Ergebnisse mit den Isothermen der DIN EN 1992-1-2 und den Ergebnissen der FE-Software SOFiSTiK 2018 der SOFiSTiK AG (vgl. [88]). Aus den Untersuchungen geht hervor, dass die entwickelte MATLAB-Routine für verschiedenste Parametervariationen eine sehr gute Übereinstimmung mit den Vergleichswerten liefert (vgl. Abbildung 6.14 sowie [69]). Für die thermischen Berechnungen, die im Rahmen dieser Forschung durchgeführt werden, können die thermischen Kenngrößen, ausgehend von der Veröffentlichung von Hosser und eigenen experimentellen Untersuchungen, zum Durchwärmungsverhalten angenommen werden (vgl. [38, 46]). Die thermische Beanspruchung findet dabei immer an allseitig, mit der Einheitstemperaturzeitkurve beflammten Querschnitten statt. Aufbauend auf dem zuvor beschriebenen Modell werden umfangreiche numerische Studien durchgeführt. Die Ergebnisse werden in den folgenden Abschnitten vorgestellt. Sofern nicht weiter angegeben, beziehen sich die durchgeführten Studien auf den ultrahochfesten Beton M3Q (vgl. Abschnitt 7.2).

Sensitivität des Durchwärmungsverhaltens

Aus Gleichung 6.9 lassen sich die Abhängigkeiten des Durchwärmungsverhaltens ableiten. Die tatsächliche Auswirkung auf die Bemessung kann jedoch aus der Formel aufgrund der mehrdimensionalen und integralen

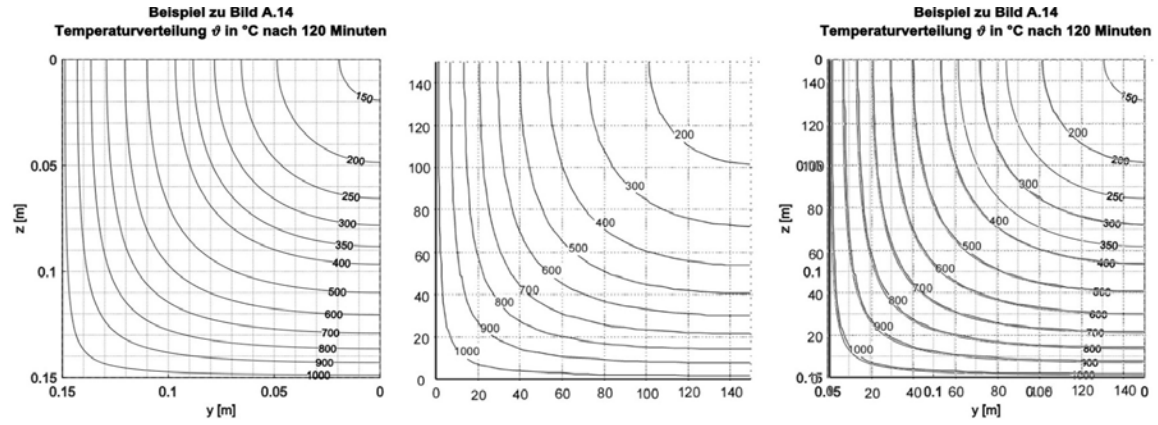


Abbildung 6.14 Isothermen der Durchwärmung eines quadratischen Querschnitts nach 120 Minuten thermischer Beanspruchung durch die Einheitstemperaturzeitkurve, für eine Bauteilabmessung von 300 mm (Darstellung am Viertelquerschnitt). Mit MATLAB berechnet (links), Bild A.14 der DIN EN 1992-1-2 (mittig) und beide Isothermen maßstäblich übereinander dargestellt (rechts) (Abbildung entnommen aus [69], vgl. auch [22–26])

Zusammenhänge nicht direkt abgeleitet werden. Daher werden im Folgenden unterschiedliche Einflüsse untersucht, um die Sensitivität der Durchwärmung eines Querschnitts zu beschreiben:

- Einfluss verschiedener Materialeigenschaften
- Einfluss der Querschnittsabmessungen

Einfluss verschiedener Materialeigenschaften Aus den Studien von Pöschl können die verschiedenen Abhängigkeiten der Materialeigenschaften auf die Durchwärmung für normal und hochfeste Betone entnommen werden. Auszugsweise sind dazu die maßgebenden Parametervariationen und deren Einfluss auf das Durchwärmungsverhalten in Abbildung 6.15 dargestellt. Des Weiteren folgt aus den Untersuchungen, dass eine Berücksichtigung des Bewehrungsstahls in der thermischen Simulation zwar einen Einfluss auf die Durchwärmung nimmt, dieser jedoch als vernachlässigbar gering für die Durchwärmung des Betons angesehen werden kann. Auch der Wärmeübergangskoeffizient nimmt keinen wesentlichen Einfluss auf die Temperaturverteilung im Querschnitt. Der Emissionsgrad wirkt sich hingegen hauptsächlich in den äußeren Schichten des Bauteils und zu Beginn der Durchwärmung deutlicher aus. Die Rohdichte und der Feuchtegehalt nehmen dagegen vor allem auf die Temperaturen im Kern des Querschnitts Einfluss (vgl. [69]).

Einfluss der Querschnittsabmessungen Durch die Verwendung hochleistungsfähiger Betone ist es möglich, erhebliche Querschnittsreduzierungen bei gleicher Normalkrafttragfähigkeit umzusetzen. Kleinere Abmessungen verändern jedoch die Durchwärmung der Bauteile und damit auch deren Auswirkungen auf das Bauteil deutlich. Daraus lassen sich drei prinzipielle Fragestellungen für die dimensionsabhängige Durchwärmung des Querschnitts ableiten:

- Entwicklung der Temperatur über den Ort
- Entwicklung der Temperatur über die Zeit
- Absolute Temperaturen am Ort

Es werden zur weiteren Untersuchung zwei runde und zwei quadratische Querschnitte mit flächengleichen Abmessungen nach einer Brandeinwirkungsdauer der Einheitstemperaturzeitkurve von 120 Minuten betrachtet. Die Temperaturverteilung, die sich bei allen Querschnitten nach der angegebenen Zeit einstellt, ist in Abbildung 6.16 dargestellt. Aus Abbildung 6.16 lässt sich folgern, dass die Bereiche hoher Temperaturen, mit zunehmender Dicke des Querschnitts tendenziell nur im randnahen Querschnittsbereich auftreten und

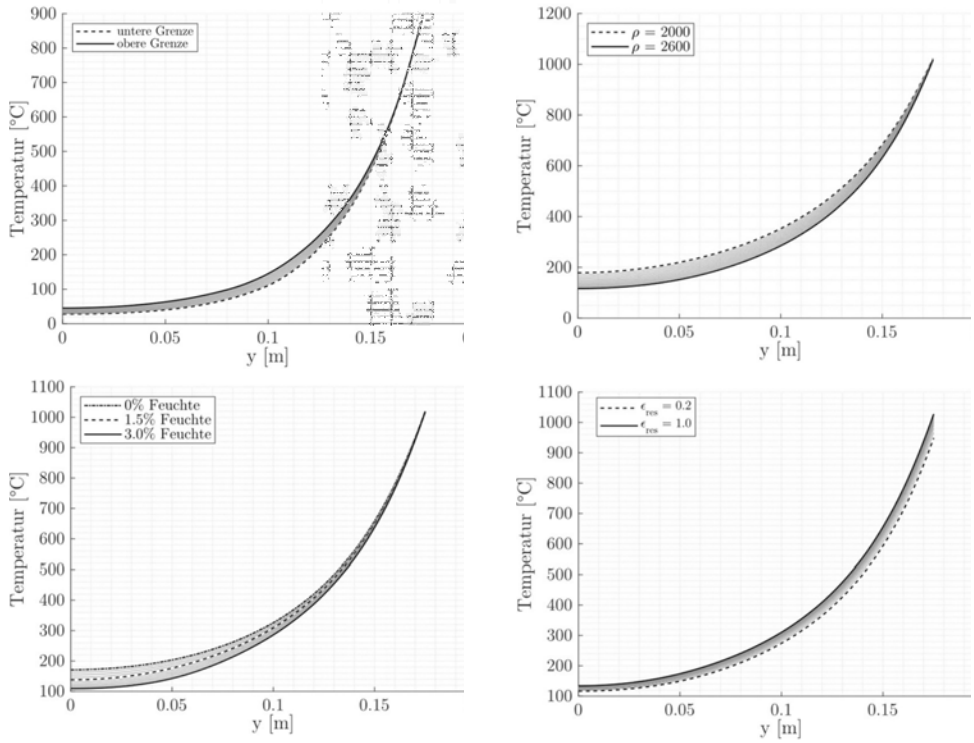


Abbildung 6.15 Sensitivität der thermischen Durchwärmung an einem quadratischen Betonquerschnitt (dargestellt die halbe Bauteilabmessung d.h. vom Mittelpunkt zum Rand) nach 120 Minuten (ETK) unter Variation der Wärmeleitfähigkeit λ in den Grenzen zwischen oberer und unterer Grenzkurve (links oben), der Rohdichte $2000\frac{kg}{m^3} \leq \rho 2600 \leq \frac{kg}{m^3}$ (rechts oben), der Betonfeuchte (links unten) und des Emissionsgrads ϵ (rechts unten) (vgl. [69])

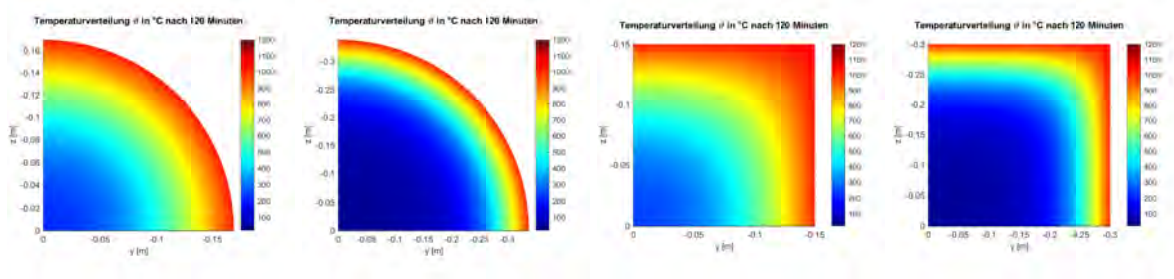


Abbildung 6.16 Durchwärmung verschiedener Querschnittsabmessungen nach 120 Minuten Einwirkung durch die Einheitstemperaturzeitkurve (dargestellt ist jeweils ein Querschnittsviertel): am quadratischen Querschnitt b = h = 30 cm (links) bzw. b = h = 60 cm (mittig links) und runden Querschnitt Durchmesser $d = h_{\square} \cdot \frac{2}{\sqrt{\pi}} = 34$ cm (mittig rechts) bzw. d = 68 cm (rechts)

im Verhältnis zum Gesamtquerschnitt kleiner werden. Gleichzeitig steigt der Unterschied der Temperaturen von Querschnittmitte zum Querschnittrand. Bei runden Querschnitten verlaufen die Isothermen der Durchwärmung rotationssymmetrisch. Bei quadratischen Querschnitten ist eine rotationssymmetrische Isothermenverteilung näherungsweise nur im Zentrum der Stütze zu erkennen. Für verschiedene Zeitpunkte und Schnittebenen lässt sich dieses Durchwärmungsverhalten auch anders darstellen (vgl. Abbildung 6.17). Werden in geometrisch festen Punkten ("P1" - "P3") im Querschnitt die Temperaturen über die Zeit und unter Variation von Querschnittsform und Abmessung ausgewertet, ergibt sich die in Abbildung 6.17 dargestellte Variation von Temperaturprofilen über die Brandeinwirkungsdauer. Daraus lässt sich erkennen, dass zu definierten Zeitpunkten, unabhängig von der gewählten Form (rund, quadratisch), bei ähnlichen Abmessungen auch eine zeitlich ähnliche Durchwärmung im zentralen Punkt "P1" sowie auf der Oberfläche des Querschnitts ("P3") stattfindet. Nur der Punkt "P2" zeigt, bezogen auf die Querschnittsform, bei größer werdenden Querschnitten eine deutlichere Abweichung im Temperaturprofil. Die Abweichung

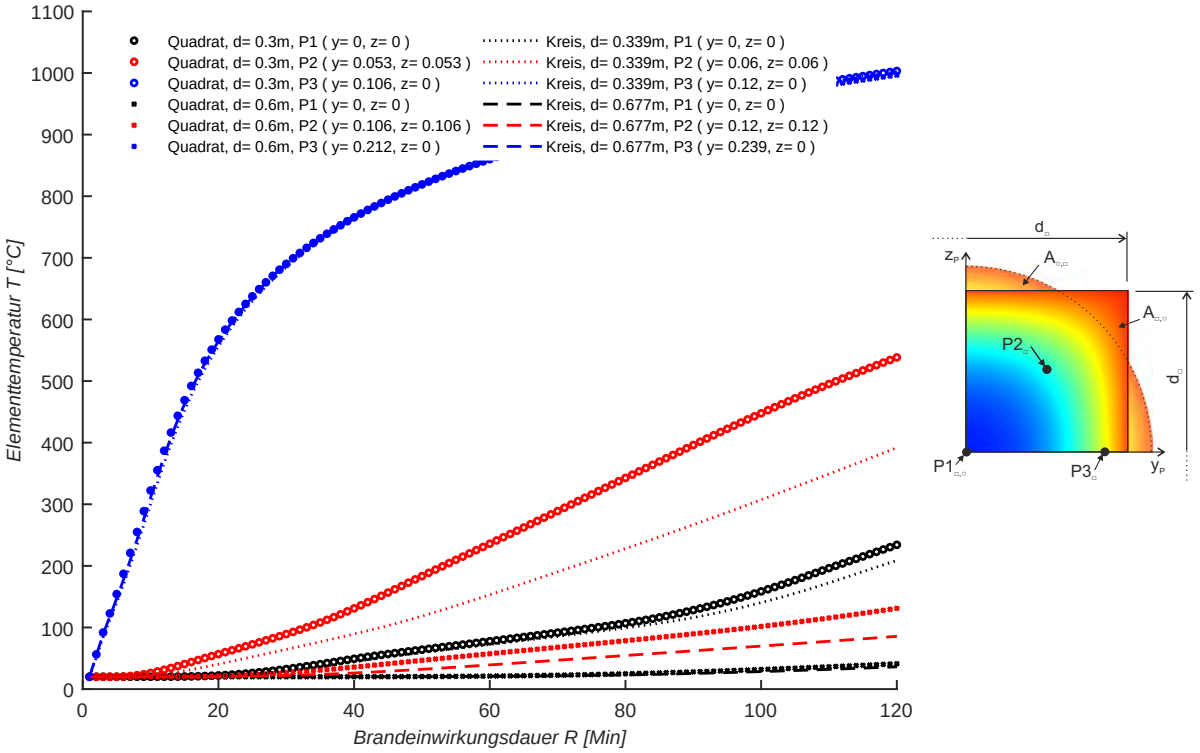


Abbildung 6.17 Temperatur in Abhängigkeit der Brandeinwirkungsdauer, ausgewertet an drei Punkten im Querschnitt unter kombinierter Variation der Querschnittsform (Quadrat, Kreis) und der Querschnittsabmessung (links). Erläuterung der Punktposition für beide Querschnittsformen (rechts)

könnte maßgeblich durch die Wahl einer anderen geometrische Lage von "P2" beeinflusst werden. Dies unterstreicht den Einfluss der Form des Querschnitts, der sich vor allem bei größeren Querschnitten, wegen dem anderen Einwirkungsumfang auf die Verteilung in vereinzelten Punkten auswirkt. Die Abmessung des Querschnitts wirkt sich hingegen gerade bei kleinen Querschnitten maßgeblich auf den zeitlichen Verlauf der Temperaturen in "P1", "P2" aus. Um die Durchwärmung, unabhängig der Punktposition und zu definierten Zeitschritten, besser beurteilen zu können, werden in Abbildung 6.18 die Temperaturen entlang einer Linie des Querschnitts für zwei Querschnittsabmessungen und verschiedene Zeitpunkte eines runden Querschnitts aufgetragen. Abbildung 6.18 zeigt, dass sich das Verhältnis von Dicke, der von einer

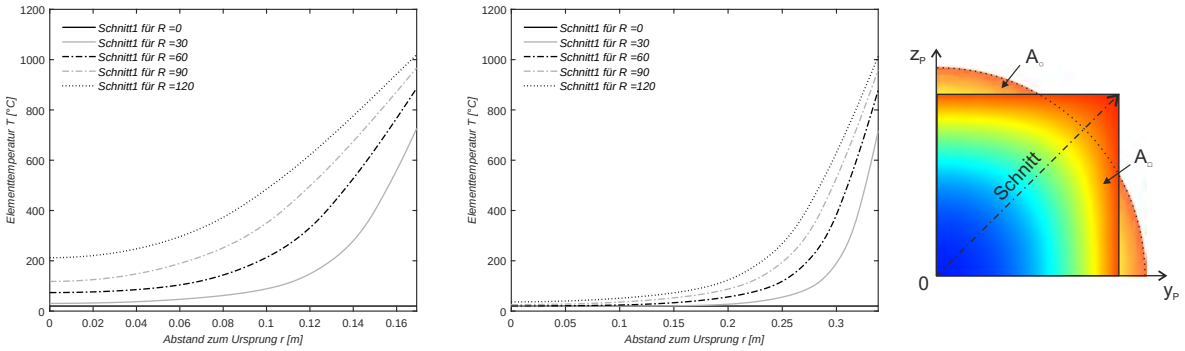


Abbildung 6.18 Temperatur in Abhängigkeit der Brandeinwirkungsdauer, ausgewertet entlang einer Schnittgeraden im Viertelquerschnitt zu verschiedenen Brandeinwirkungsdauern und für runde Querschnitte mit d = 34 cm (links) und d = 68 cm (mittig). Erläuterung der Schnittgeraden für beide Querschnittsformen (rechts)

Durchwärmung am stärksten betroffenen Zone zum Durchmesser indirekt proportional zum Durchmesser des betrachteten Querschnitts verhält. Dies unterstreicht, dass hauptsächlich die Querschnittsabmessung die Verteilung der Temperaturen in Abhängigkeit der Zeit beeinflusst.

6.2.2 Spannungsumlagerungen über den Querschnitt

Durch die Einführung mechanischer Gleichgewichtsbedingungen, in Kombination mit vereinfachten (nach DIN EN 1992-1-2, allgemeines Verfahren [18–26]) oder genaueren Materialparametern (nach [73]), lässt sich die instationäre Spannungsverteilung über den Querschnitt eines Bauteils im Brandfall aus den Temperaturverteilungen bestimmen. Zur Ermittlung des Gleichgewichts wird dabei die vereinfachte Annahme getroffen, dass die Dehnungen über den betrachteten Querschnitt eben verlaufen (Hypothese nach Bernoulli). Als Erweiterung des MATLAB-Moduls zur Berechnung der thermischen Durchwärmung aus Unterabschnitt 6.2.1, können mit der Implementierung mechanischer Gleichgewichtsbeziehungen und materieller Parameter die Spannungen über den Querschnitt berechnet werden. Die Spannungsverteilung ist dadurch direkt abhängig von der Durchwärmung des Querschnitts. Wie von Richter beschrieben, können die von Hosser eingeführten, für den normativen Nachweis entwickelten, vereinfachten Materialparameter, zur Berechnung der Spannungsverteilungen verwendet werden (vgl. [48, 73]). Die folgend vorgestellten numerischen Untersuchungen wurden deshalb mit den zur Verfügung stehenden, vereinfachten thermomechanischen Materialgesetzen für die Mischung M3Q bzw. für hochfeste Beton nach den normativen Parametern durchgeführt (vgl. [48, 50, 73, 94]). Die Berechnung der Bemessungslasten im Kaltfall folgt für hochfeste Betone der DIN EN 1992-1-1, für ultrahochfeste Betone werden diese in Anlehnung an den Entwurf der DAfStB-Richtlinie 561 ermittelt (vgl. [18–21, 79, 80]). Die Spannungsverteilung innerhalb des Querschnitts ergibt aus der ebenen Dehnungsverteilung der verschiedenen Dehnungsanteile, in kombinierter Anwendung mit der temperaturabhängigen Spannung-Dehnungs-Beziehungen des Materials. Nach derzeitigem Stand der Forschung, setzt sich die Gesamtdehnung ϵ_{ges} in den Elementen des Querschnitts aus folgenden Bestandteilen zusammen (vgl. [50, 73]):

- thermische Dehnung: ϵ_{th}
- elastische Dehnung ϵ_{el}
- plastische Dehnung ϵ_{pl}
- instationäre Kriechdehnung ϵ_{k}

Die thermischen Dehnungen ϵ_{th} und die Schwinddehnungen ϵ_{s} können unter Abwesenheit von mechanischen Spannungen an Probekörpern gemessen werden. Die Dehnungen ϵ_{el}, ϵ_{pl}, ϵ_{k} treten nur unter mechanischen Spannungen auf und werden deshalb im Allgemeinen als mechanische Dehnungen $\epsilon_{m}(\theta)$ zusammengefasst. Sie können bisher nur integral in instationären Kriechversuchen unter kombinierter thermischer und mechanischer Beanspruchung ermittelt werden. Eine direkte Messung der mechanischen Dehnungen im Versuch ist nicht möglich, da sie immer überlagert mit den thermischen Dehnungen auftreten. Es ist aber möglich, sie als Differenz zwischen belasteten und unbelasteten Warmkriechversuch zu ermitteln, da im unbelasteten Warmkriechversuch annähernd nur thermische Dehnungen auftreten (vgl. Gleichung 6.10 und [50, 73]).

$$\epsilon_{m} = \epsilon_{ges} - \epsilon_{th} \tag{6.10}$$

Für die Gleichung 6.10 können nun verschiedene Materialbeschreibungen eingesetzt werden, um die Dehnungsbeziehung in ein Kräftegleichgewicht zu überführen. Mittels FEM kann darauf bezogen das Gleichgewicht dann für den Querschnitt gelöst und die Elementspannungen ermittelt werden. Wie die für den normativen Ansatz vereinfachten Spannungs-Dehnungs-Beziehungen ermittelt und darauf bezogen, die Spannungen im Rahmen dieses Projekts errechnet werden, wird im folgenden Abschnitt aufgegriffen.

Spannungs-Dehungs-Beziehung Die Spannungs-Dehnungs-Beziehung, zur Ermittlung der mechanischen Spannungen, wird über zwei Parameter beschrieben. Zum einen die Heißdruckfestigkeit $f_{ck,\theta}$ und die zugehörige Materialdehnung $\epsilon_{c1,\theta}$. Beide Werte werden temperaturabhängig aus stationären Heißdruckversuchen gewonnen. Beim stationären Heißdruckversuch wird die Druckfestigkeit einer unbelastet erhitzten und stationär durchwärmten Probe ermittelt. Zum anderen werden die temperaturabhängigen

Spannungs-Dehnungs-Werte zum Temperaturwert T_i aus instationären Warmkriechversuchen für die Prognose der temperaturabhängigen, mechanischen Materialbeschreibung verwendet (vgl. Abbildung 6.19). Genauere Erläuterungen zu den einzelnen Versuchsmodi können Abschnitt 4.2 dieses Berichts entnommen

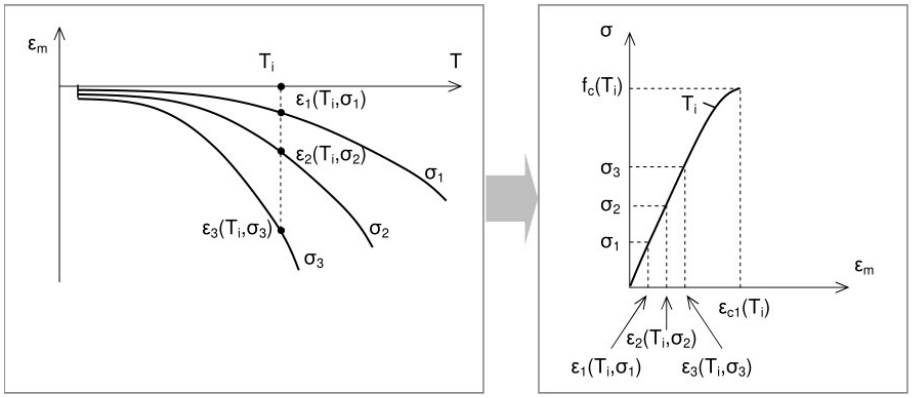


Abbildung 6.19 Darstellung des Verfahrens zur Ermittlung der temperaturabhängigen Stützstellen, der Spannungs-Dehnungs-Beziehung (vgl. [50])

werden. Die für Beton ermittelte diskrete Spannungs-Dehnungs-Beziehung kann über die von Thorenfeldt vorgestellte Gleichung 6.11 angenähert und kontinuierlich ausgewertet werden (vgl. [90]).

$$\sigma_\theta = \frac{n \cdot \epsilon \cdot f_{c,\theta}}{\epsilon_{c1,\theta} \cdot \left[(n-1) + \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_{c1,\theta}}\right)^n\right]} \tag{6.11}$$

Die Annahme von Schneider, für Normalbeton den Faktor $n = 3$ zu setzen, wurde von Huismann und Richter für hochfesten bzw. ultrahochfesten Beton ebenfalls als zulässig erachtet (vgl. [50, 73]).

Thermische Dehnung Die Funktion der thermischen Ausdehnung wird direkt aus den Warmkriechversuchen ohne mechanische Belastung ermittelt. Sie wird von Hosser für ultrahochfesten und in der DIN EN 1992-1-2 für hochfesten Beton gegeben (vgl. [22–26, 49]).

Gleichgewichtsbedingung Zur Lösung des Gleichgewichts, wird die Dehnungsbeziehung Gleichung 6.10 für den Querschnitt ermittelt. Dabei werden die Dehnungen über den Querschnitt vereinfachend als eben verteilt iterativ angenommen. Die aus der Dehnungsverteilung folgenden Elementspannungen, gewichtet mit der zugehörigen Elementfläche, ergeben die Element-Kraftvektoren. Diese müssen integral mit den äußeren Einwirkungen Normalkraft und Moment im Gleichgewicht stehen. Durch die Iteration der Dehnungsebene, abhängig von der zuvor genannten Gleichgewichtsbeziehung ergibt sich, unter Berücksichtigung der Materialgesetze und Temperaturverteilung, die Spannungsverteilung im Querschnitt zu einem bestimmten Zeitpunkt. Mit dieser ist es möglich, Umlagerungseffekte abzuschätzen und bei der Bemessung auf das instationäre Tragverhalten Rücksicht zu nehmen.

Spannungsumlagerung Zur Untersuchung der Spannungsumlagerungen, werden auf Basis des zuvor beschriebenen Verfahrens, numerische Studien an unbewehrten Stützenquerschnitten mit einer Länge von $3,7$ m und unter rein zentrischer Druckbelastung durchgeführt. Da Spannungsumlagerungen abhängig der Stützennormalkraft auftreten, wird die Normalkraft für die Berechnungen in Anlehnung an die DIN EN 1992-1-2 mit 70 % der Bemessungsnormalkraft im Kaltfall angesetzt. Die in Abbildung 6.20 dargestellter Spannungsverteilung hängt durch die Gleichung 6.10 sowohl von der Temperaturverteilung (Abbildung 6.18), als auch von den zugehörigen mechanischen Materialeigenschaften (Gleichung 6.11) sowie dem thermischen Ausdehnungskoeffizienten ab. Deutlich zu erkennen ist, dass unabhängig der Größe des Querschnitts, im betrachteten Fall beide Querschnitte im Heißzonenbereich am äußeren Rand

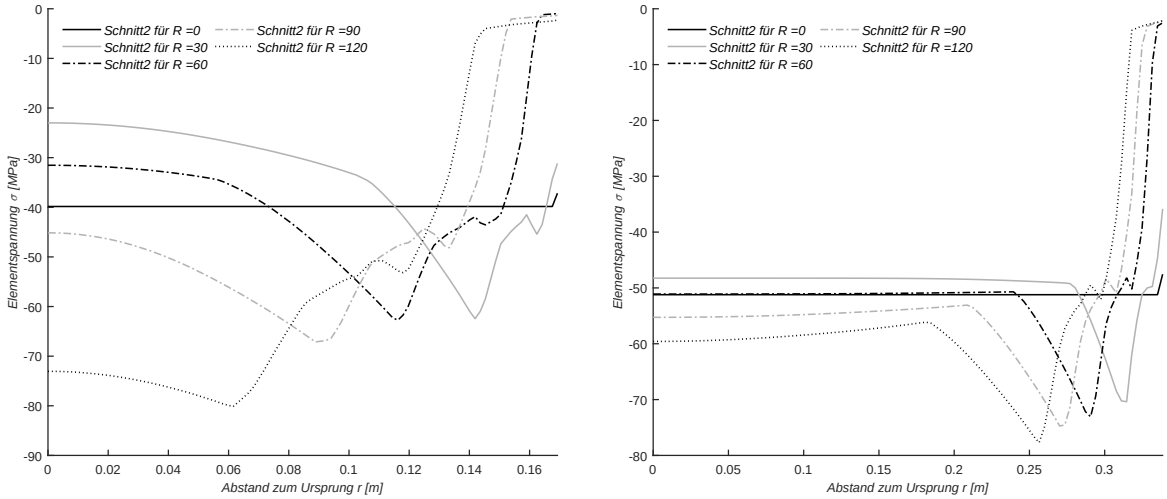


Abbildung 6.20 Elementspannung in Abhängigkeit der Brandeinwirkungsdauer, ausgewertet entlang einer Schnittgeraden im Viertelquerschnitt zu verschiedenen Brandeinwirkungsdauern und für runde Querschnitte mit d = 34 cm (links) und d = 68 cm (rechts)

des Querschnitts erst Spannung aufnehmen, um sie dann zu einem späteren Zeitpunkt wieder abzugeben. Diese Zone der Spannungsspitze wandert mit zunehmender Brandeinwirkungsdauer in Richtung der Querschnittsmitte und nimmt an absolutem Wert zu. Im kleineren Querschnitt sind die Spannungsveränderungen mit der Brandeinwirkungsdauer wesentlich ausgeprägter als im größeren Querschnitt. Bezugnehmend auf die zuvor beschriebenen Gesetzmäßigkeiten lässt sich das gezeigte Verhalten wie folgt begründen:

- die starke Temperaturdifferenz von Querschnittsmitte (kalt) zu Querschnittsrand (heiß) führt unter der Annahme ebener Dehnungsverteilung und unter Einhaltung des Kräftegleichgewichts zu einer Spannungsumlagerung von der Mitte zum Rand des Querschnitts.
- mit zunehmender Spannungsumlagerung in die Heißzonen steigt deren Beanspruchung. Da gleichzeitig mit zunehmender Temperatur, abhängig von den temperaturabhängigen Materialparametern, die Materialsteifigkeit und Festigkeit nach Gleichung 6.11 sinkt, wandert die Spannungsspitze aus Temperaturzwang von der Heißtemperaturzonen (Querschnittsrand) sukzessive in Richtung der Querschnittsmitte (innen). Die Spannungsspitze steigt dabei mit zunehmender Verlagerung nach innen an, da die Bezugsfläche (zur Aufnahme der Normalkraft) gleichzeitig abnimmt.
- Es ist auch zu erkennen, dass das Spannungsniveau der inneren Zonen insgesamt durch die "Verschiebung" der Heißzone in Richtung Querschnittsmitte angehoben wird. Da die Fläche, der durch Spannungsspitzen beeinflussten Bereiche (Heißzonen), überproportional mit zunehmender Querschnittabmessung abnimmt, wirken sich auch die Spannungsspitzen mit zunehmender Abmessung deutlich weniger auf die inneren Zonen aus.

Das bedeutet, je größer die Querschnittabmessung, desto weniger ausgeprägt wird die Temperatureinwirkung für die Spannungsumlagerungen weiter Teile des Querschnitts. Der Querschnitt zeigt damit ortsabhängig eine kombinierte Beanspruchung aus zeitlicher, thermischer und mechanischer Einwirkung. Gut zu erkennen ist diese kombinierte Beanspruchung in Abbildung 6.21, in der die Temperatur bzw. Elementspannung in verschiedenen Elementen über den Querschnitt aufgetragen ist. Deutlich in Abbildung 6.21 (links) zu erkennen ist, dass die verschiedenen Punktpositionen im Querschnitt ein vollständig unterschiedliches zeitabhängiges Durchwärmungsverhalten in Geschwindigkeit und Höhe der Temperatureinwirkung durchlaufen. Trotzdem folgen die Elementspannungen in Abhängigkeit der Elementtemperatur einem qualitativ ähnlichen Verlauf (vgl. Abbildung 6.21). Es zeigt sich hier, das zuvor in Abbildung 6.20 beschriebene Verschieben der Spannungsspitze in Richtung der Querschnittsmitte. Die Spannungsspitzen treten in den randnahen Elementen immer bei etwa 350°C, aufgrund der behinderten Temperaturdehnung bzw. der Temperaturdifferenz zum Bauteilinneren, auf. Da die Spannungen jedoch zeitlich hintereinander

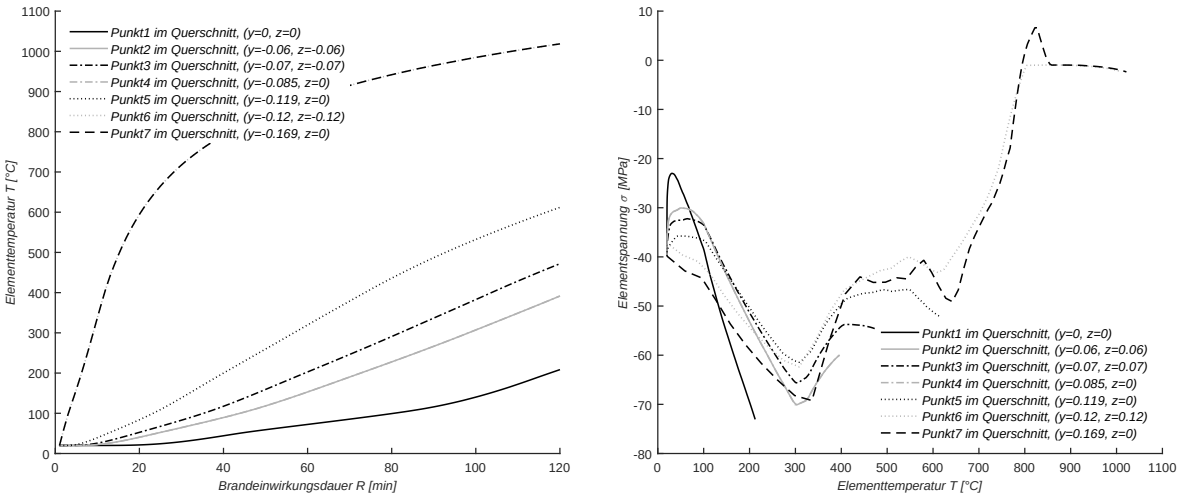


Abbildung 6.21 Elementtemperatur als Einwirkung über die Brandeinwirkungsdauer (links) bzw. Elementspannung als Einwirkung über die Elementtemperatur (rechts) ausgewertet an verschiedenen Punkten im runden Viertelquerschnitt mit d = 34 cm (vgl. Abbildung 6.17)

versetzt auftreten und wandern, erfahren z.B. die äußeren Elemente geringere Spannungsspitzen bei gleichen Temperaturen wie die weiter innen liegenden Elemente. Zurückzuführen ist dies darauf, dass zu späteren Zeitpunkten, die weiter außen von der Spannungsspitze liegenden Elemente nicht mehr an der Kraftaufteilung beteiligt sind. Da die Elementtemperatur wesentlich langsamer in Abhängigkeit zur Brandeinwirkungsdauer bei weiter innen liegenden Punkten steigt, wird ein weiterer Unterschied in der Elementbeanspruchung deutlich. Für eine weitere Beurteilung soll nun auch die Größe und Form des Querschnitts hinsichtlich des Einflusses auf die Elementeinwirkung berücksichtigt werden. Dafür werden zwei quadratische und zwei runde, flächengleiche Querschnitte für die in Abbildung 6.17 rechts veranschaulichten Punktpositionen, in Abhängigkeit der Temperatur-Zeit-Beziehung ausgewertet (vgl. Abbildung 6.22). Abbildung 6.22 verdeutlicht, dass die Dauer und das Auftreten der Spannungsspitze hauptsächlich von der Querschnittsabmessung und nicht der Querschnittsform abhängt. Dies ist auf die zuvor bereits erwähnte, unterschiedliche Durchwärmung verschiedener Querschnittsabmessungen zurückzuführen. Bezogen auf die Elementtemperatur, wird deutlich, dass unabhängig von Form und Größe des Querschnitts, sehr ähnliche Temperatur-Spannungs-Veränderungen in allen Punkten auftreten. Gerade die Verläufe der randnahen Punkte sind dabei scheinbar unabhängig vom Anfangsspannungsniveau und der Querschnittsform, zeit- und temperaturabhängig affin zueinander.Gerade für kleinere Querschnitte zeigt sich hier, die Auswirkung der etwas anderen Durchwärmung und damit etwas anderen Spannungsumlagerung abhängig des Querschnitts.

Aus den beschriebenen Last- und Temperaturhistorien auf Elementebene geht hervor, dass die Annahme konstanter temperaturunabhängiger Spannungen in Warmkriechversuchen bzw. temperaturabhängiger Festigkeiten in Heißdruckversuchen deutlich von dem abweicht, was temperaturabhängig im Querschnitt mit bisherigen Verfahren prognostizierbar ist. Dabei gilt zu beachten, dass die bisherigen Verfahren zur Prognose der Interaktionen über den Querschnitt auch auf diesen Versuchsergebnissen basieren. Experimentelle Untersuchungen von Schneider und Richter haben ergeben, dass aus den genannten Gründen die experimentell ermittelten materiellen Parameter nur unter der Einschränkung der Erwärmungsgeschwindigkeit, des Niveaus der Lasthistorie und der Mindestbauteilabmessung das tatsächliche Bauteilverhalten in guter Näherung abbilden können (vgl. [72, 73, 81, 82]). Gerade für kleinere Bauteilgeometrien, wie sie für hochleistungsfähige Betone wünschenswert und umsetzbar wären, treten jedoch verstärkt Interaktionen der einzelnen Elemente über den Querschnitt, höhere Erwärmungsgeschwindigkeiten und Temperaturen im Querschnitt auf. Die Umlagerungen innerhalb des Querschnitts werden dann maßgeblich durch die Tragfähigkeit und Verformungen der Elemente beeinträchtigt. Dies wiederum wirkt sich auf das Tragverhalten des Bauteils, und damit wie in Abschnitt 6.1 beschrieben, auf die Interaktion mit dem Gebäude aus. Vor

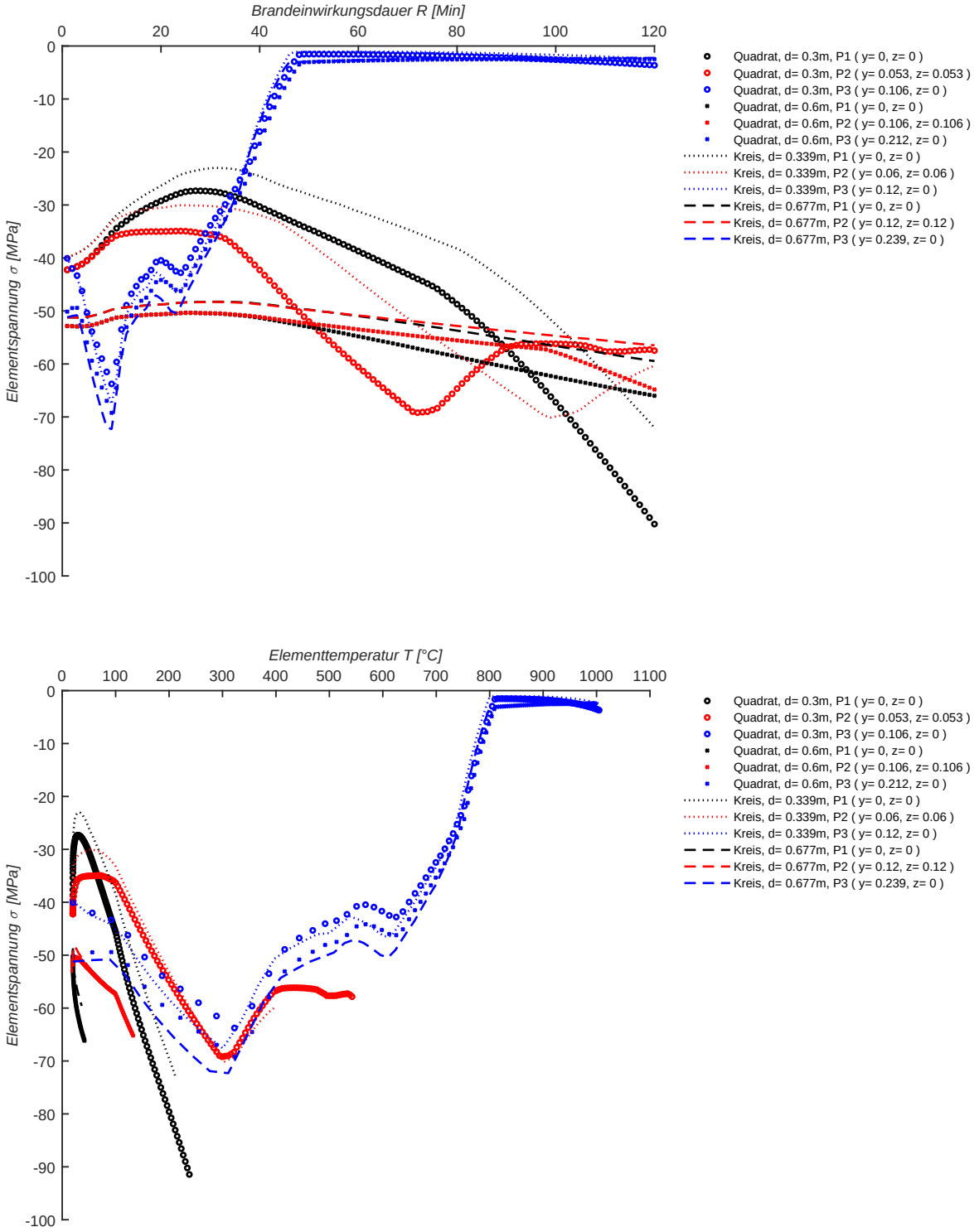


Abbildung 6.22 Elementspannung in Abhängigkeit der Brandeinwirkungsdauer (oben) bzw. Elementtemperatur (unten), ausgewertet an drei Punkten im Querschnitt unter kombinierter Variation der Querschnittsform (Quadrat, Kreis) und der Querschnittsabmessung. Erläuterung der Punktposition sowie Elementtemperatur über die Brandeinwirkungsdauer in Abbildung 6.17

dem Hintergrund der Anwendung hochleistungsfähiger schlanker Tragstrukturen werden im Rahmen dieser Forschung deshalb im experimentellen Teil, die Auswirkung der Interaktionen innerhalb des Querschnitts auf das Elementtragverhalten untersucht (vgl. Abschnitt 7.2).

6.2.3 Durchwärmungsoptimiertes Dimensionieren

Aus den im vorangegangenen Abschnitt gewonnenen Erkenntnissen zur Interaktion innerhalb des Querschnitts lässt sich (mit Blick auf das Materialverhalten) ein Zusammenhang zwischen Elementbeanspruchungen, unter Berücksichtigung der Spannungsumlagerungen und der Querschnittsabmessung, feststellen:

- Abhängig von der Temperatur im Element, zeigen sich für eine variierende Abmessung und Form des Querschnitts qualitativ affine Temperatur-Spannungs-Verläufe an ähnlichen Punkten des Querschnitts
- Gerade mit zunehmender Querschnittsabmessung nimmt sowohl die relative Größe der Spannungsumlagerungen als auch deren Flächenanteil bezogen auf den Gesamtquerschnitt deutlich ab

Die Untersuchungen lassen daher den Schluss zu, dass mit größeren Querschnittsabmessungen sowohl die im vorangegangen Kapitel beschriebenen Spannungsumlagerungen, als auch eine vermutete Unschärfe in der Materialbeschreibung in den Hintergrund der Tragfähigkeitsanalyse gerückt werden können. Um dies näher zu quantifizieren, sind Rückschlüsse aus der Temperaturverteilung auf die Auswirkung der beschriebenen Effekte nötig. Aus den vorhandenen, experimentellen Untersuchungen zum Materialverhalten geht hervor, dass der Bereich zwischen 350°C und 700°C mit zunehmender Temperatur am deutlichsten von einer Degradation des Materials betroffen ist (vgl. Abschnitt 4.2). Ab einer Temperatur von 700°C nähern sich die Kurven verschiedener Spannungslevel im Warmkriechversuch einander an und die Heißdruckfestigkeit fällt, für alle konstanten Spannungshistorien, im Versuch deutlich ab. Die im vorherigen Abschnitt beschriebenen Unschärfen in der Materialbeschreibung, die aufgrund der Interaktion über den Querschnitt entstehen, wirken sich damit vor allem im Bereich zwischen 350°C und 700°C aus. Um die Bedeutung dieses Bereichs für die Tragfähigkeit zu beurteilen, wird in Abbildung 6.23 (links) die Fläche noch tragfähiger und von unscharfer Materialbeschreibung und Degradation kaum betroffener Querschnittsbereiche mit Temperaturen unter 350°C $A_{T\leq 350°C}$ zur Gesamtfläche A_{ges} betrachtet. Berücksichtigt wird dabei, dass die Durchwärmung hauptsächlich vom Material und der Bauteilabmessung abhängt, indem der Flächenanteil abhängig dieser beiden Parameter nach Brandeinwirkungsdauer von 120 Minuten ausgewertet wird. Es

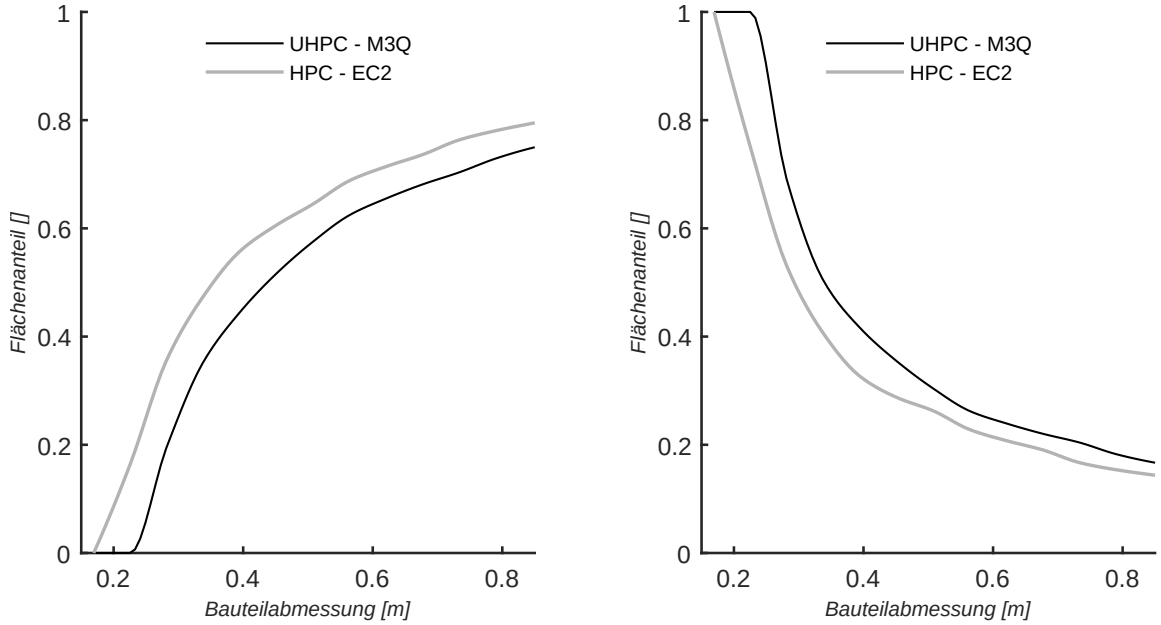


Abbildung 6.23 Vergleich des Flächenanteile $A_{T\leq 350°C}$ zu A_{ges} (links) und $A_{350°C\leq T\leq 700°C}$ zu $A_{T\leq 700°C}$ (rechts) abhängig der Bauteilabmessung für UHPC und HPC nach einer Brandeinwirkungsdauer von 120 Minuten.

zeigt sich, dass bei zunehmender Bauteilabmessung, der Flächenanteil $A_{T\leq 350°C}$ stark zunimmt und ein asymptotisches Verhalten andeutet. Bedingt durch seine höhere Wärmeleitfähigkeit, zeigt UHPC im Vergleich zum HPC einen etwa um 5 % – 10 % niedrigeren Anteil der geringer erwärmten Flächen.

In Abbildung 6.23 (rechts) wird dagegen die Fläche vermuteter, unscharfer Materialbeschreibung mit Temperaturen zwischen 350°C und 700°C $A_{350°C \leq T \leq 700°C}$ im Verhältnis zur Fläche mit Temperaturen unter 700°C $A_{T \leq 700°C}$ gesetzt. Es zeigt sich, dass mit zunehmender Abmessung der Traganteil, der derzeit vermutlich unscharf materiell beschrieben wird, deutlich im Vergleich zum gut beschriebenen und tragfähigen Bereich unter 350°C abnimmt. Auch hier sorgt die schnellere Durchwärmung des UHPC für einen Unterschied der Entwicklung der Kurve im Vergleich zum HPC.

Für die Bemessung folgt aus den zuvor gezeigten Darstellungen, dass eine Anwendung der normativen, vereinfachten Verfahren zur Bemessung von Druckgliedern aus Hochleistungsbeton durchaus auch ohne weitere, umfangreiche experimentelle Untersuchungen denkbar ist. Jedoch muss dafür die Einhaltung gewisser Mindestquerschnittabmessungen zur Sicherstellung einer ausreichend großen Querschnittszone, deren maximale Temperaturen 350°C nicht übersteigt, neben den anderen konstruktiven und statischen Anforderungen, gewährleistet sein. Ein möglicher Bemessungsansatz, der einen ähnlichen Punkt bereits aufgreift, ist die unter 4.3.1 dieses Berichts beschriebene Methode B.2 (Zonenmethode) der DIN EN 1992-1-2 (vgl. [22–26]). Der Parameter $k_c(\theta_m)$ ließe sich unter Einhaltung einer Mindestabmessung, abhängig von der Wärmleitfähigkeit und der Bauteilgeometrie und ggf. auch unter Berücksichtigung der ungünstig wirkenden Umlagerungseffekte auch für Hochleistungsbetone ermitteln. Auch bei der Anwendung des in Unterabschnitt 4.3.2 beschriebenen, allgemeinen Bemessungsverfahrens könnte eine Bauteilmindestabmessung zusätzliche Sicherheit bezüglich Unschärfen in den materiellen Parametern schaffen. Ein Nachteil dieses Ansatzes ist, dass die architektonisch wertvolle und ökologische Anwendung der Hochleistungsbetone, durch die Vergrößerung der Querschnittsabmessung auf wenige Anwendungsfälle eingeschränkt bleiben wird.

7 Erweiterung des materialtechnologischen Wissens

7.1 Optimierung des temperaturabhängigen Materialverhaltens von Hochleistungsbeton

Das Versuchsprogramm dieses Vorhabens konnte aus Zeit- und Kostengründen nur einen begrenzten Umfang abdecken. Für die Vergleichbarkeit mit den Untersuchungen anderer Institute ist es daher zielführend, sich an bereits unter Hochtemperatureinfluss untersuchten Hochleistungsbetonen der Literatur zu orientieren. Dabei ist darauf zu achten, dass die Betoneigenschaften vergleichbar und über das gesamte Vorhaben stabil sind. Im Gegensatz zu normalfesten Betonen sind hochfeste und ultrahochfeste Betone jedoch sehr empfindlich in Bezug auf die Verarbeitbarkeit und Festigkeit. Vor allem bei ultrahochfesten Betonen sind Parameter wie die verwendete Mischanlage, die herstellerabhängigen Materialeigenschaften der Ausgangsstoffe, die verwendeten Fließmittel und die Granulometrie der einzelnen Bestandteile im Mischprozess ausschlaggebend für die Herstellbarkeit und Güte einer Betonrezeptur (vgl. [33, 39, 60, 63]). Darüber hinaus wirken sich die dargestellten Einflussfaktoren mitunter auch maßgeblich auf die Hochtemperatureigenschaften aus. Um materielle Potentiale bei den Betrachtungen der Systemumlagerungprozesse mit einfließen lassen zu können, werden im Rahmen dieses Vorhaben auch Untersuchungen zur thermomechanischen Optimierung von ultrahochfestem Beton durchgeführt.

7.1.1 Aus der Literatur bekannte UHPC Rezepturen

Im Rahmen der Zusammenarbeit mit dem Drittmittelgeber und Lieferanten SCHWENK Zement KG wurden die aus der Literatur bekannten, ultrahochfesten Betonrezepturen mit den am Lehrstuhl vorhandenen Mischanlagen und Materialien hergestellt und auf ihre Verarbeitbarkeit und Festbetoneigenschaften hin untersucht.

In einem ersten Schritt wurden die aus aus der Literatur (u.a. DFG Schwerpunktprogramm 1182) entnommenen Betonrezepturen M3Q, B4B, B4Q, B5Q, B7Q sowie unterschiedliche, darauf basierende Mischungen in Vorversuchen an der Materialprüfanstalt für das Bauwesen der Technischen Universität München mit den zur Verfügung stehenden Materialien hergestellt (vgl. [33, 36]). Es zeigte sich, dass beim Austausch des Portlandzements *CEM I 52,5 R-SR3 (na) Holcim Sulfo 5R* durch den gleichwertigen, zu Forschungszwecken zur Verfügung gestellten Zement *CEM I 52,5 R* der Firma SCHWENK in ultrahochfesten Rezepturen eine sehr hohe Wärmeentwicklung in den ersten 3 Minuten nach Wasserzugabe auftrat. Zurückzuführen ist dies auf den hohen C_3A-Gehalt im Zement CEM I 52,5R der Firma SCHWENK. Dies hat zur Folge, dass der im Zement enthaltene Erstarrungsregler (Sulfat) seine Wirksamkeit verliert und deshalb unmittelbar nach Wasserzugabe die Hydratation der Zementphasen unter weiterer Wärmeentwicklung einsetzt. Trotz Variation verschiedenster Parameter war es nicht möglich, die mit dem Zement CEM I der Firma SCHWENK hergestellten UHPC-Rezepturen praxisnah zu verarbeiten.

In einem zweiten Schritt wurden die originalen Rezepturen auch mit anderen Produkten der Firma SCHWENK getestet. Dabei konnten in Zusammenarbeit mit den Betontechnologen und dem Zementlabor der Firma SCHWENK die in Tabelle 7.1 aufgeführten Mischungen am Lehrstuhl erfolgreich und gut verarbeitbar hergestellt werden. Die verwendeten Rezepte konnten, trotz der Zugabe von $2,0\ \frac{kg}{m^3}$ PP-Fasern und 2,5 Vol.% Stahlfasern, als annähernd selbstverdichtende Betone hergestellt werden. Un-

ter anderem konnten auch Rezepturen 1 und 2 mit einem bisher noch nicht so häufig verwendeten, für Temperatureinwirkungen aber günstig wirkenden Gesteinsmehl hergestellt werden.

Tabelle 7.1 Betonrezepturen und mittlere Prismendruckfestigkeit $f_{Pc,\,m,\,56d}$

Nr.	Grobkorn kg/m³	Sand kg/m³	Gesteinsmehl kg/m³	Mikrosilika kg/m³	Zement kg/m³		FM/Z %	W/Z %	$f_{Pc,\,m,\,56d}$ MPa
SCHWENK									
1	715	340	366	-	724	CEM II 52,5 N	3,4	22,5	167
2	601	601	240	106	601	CEM II 52,5 N	6,3	21,5	186
3	-	905	186	162	767	CEM III A 52,5 N	4,2	21,7	200
Holcim									
4	597	354	456	160	673	CEM I 52,5 R	4,2	24,3	205
5	540	319	410	160	673	CEM I 52,5 R	4,2	24,9	225

7.1.2 Entwurf zweier thermomechanisch optimierter UHPC Rezepturen

Die in Unterabschnitt 7.1.1 dargestellten, am Lehrstuhl für Massivbau angepassten UHPC-Rezepturen stellen die Grundlage der experimentellen Untersuchungen dieses Vorhabens dar. Um jedoch auch materielle Potentiale in die Bewertung des Systemtragverhaltens mit einfließen lassen zu können, werden im Rahmen dieser Forschung auch Optimierungen des Hochtemperaturtragverhaltens durchgeführt. Durch die vorgestellte Methodik zur thermomechanischen Optimierung und die Bereitstellung verbesserter Rezepturen soll aufgezeigt werden, welche und wie materielle Potentiale von ultrahochfestem Beton für den Einsatz von Stahlbetonstützen im Brandfall nutzbar gemacht werden können. Zu Beginn der Entwicklung wurde die

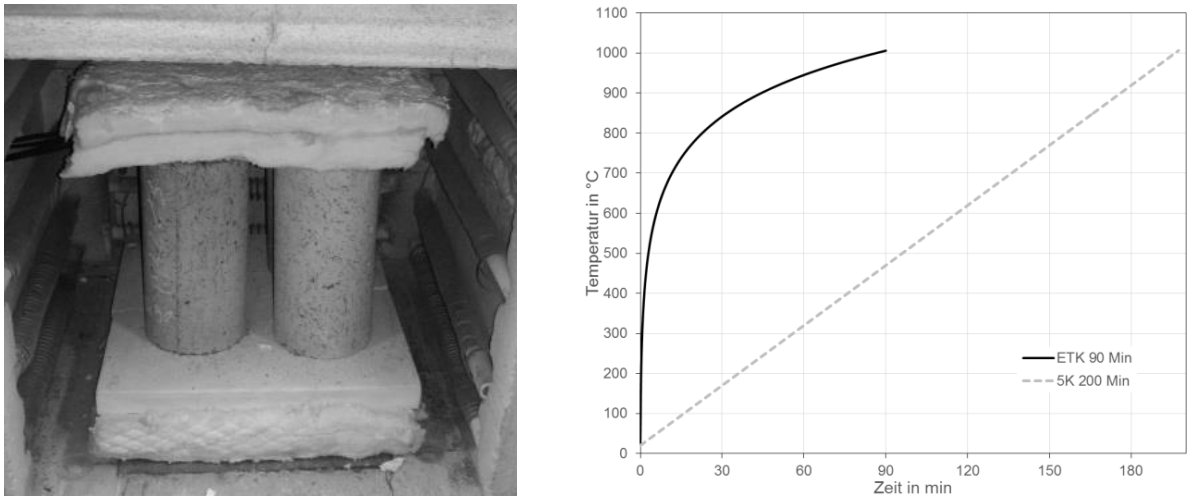


Abbildung 7.1 Versuchsaufbau (links) und Temperatureinwirkung (rechts) der durchgeführten Rezepturentwicklung

thermische Belastbarkeit von bekannten UHPC-Rezepturen (M3Q, B7Q) unter den am MPA BAU der Technischen Universität München gegebenen Randbedingungen untersucht (vgl. [32, 36]). Notwendig wurde dies, da aufgrund einer Reihe auf das Temperaturverhalten einflussnehmender Parameter (Mischanlage, Rohstoffe, Nachbehandlung, Probenalter, thermische Prüfeinrichtungen etc.) zunächst eine Vergleichsbasis für eine spätere Optimierung geschaffen werden musste. Aufbauend auf diesen Untersuchungen wurden zwei eigene Mischungen entwickelt. Das genaue Verfahren zur Rezepturentwicklung, sowie die Abhängigkeiten der verschiedenen Variationen kann der Arbeit von Fröse entnommen werden (vgl. [37]). Die Validierung der verschiedenen Rezepturansätze erfolgte unter den folgenden Randbedingungen:

- Aus zeitlichen Gründen wurden alle Proben wärmebehandelt und nach 20 ± 5 Tagen geprüft
- Zur Beurteilung der Temperaturbeanspruchbarkeit einer Mischung wurde das Verhältnis von Kaltdruckfestigkeit zu Druckfestigkeit nach Temperaturbeanspruchung (in %), nachfolgend als Restdruckfestigkeit bezeichnet, verglichen
- Die abschließende Validierung wurde an Prüfzylindern ø100 mm x 200 mm (je zwei pro Untersuchung) vorgenommen. Die Untersuchungen umfassten zwei unterschiedliche Aufheizgradienten (ähnlich ETK oder 5 $\frac{K}{Min}$) und drei verschiedenen Temperaturendstufen (840 °C, 945 °C, 1006 °C). Nach Erhitzung wurde der Prüfkörper langsam im Ofen abgekühlt. Es wurden keine Haltezeiten eingeplant

Vorgehen

Das Ergebnis der Optimierung sollen zwei UHPC-Mischungen sein, die gut verarbeitbar sind und hohe Restdruckfestigkeiten erreichen. Die Kaltdruckfestigkeit am Zylinder ø100 x 200 mm sollte dabei über 150 MPa liegen. Verschiedene Autoren haben bereits Einflüsse auf das Hochtemperaturverhalten von Betonen publiziert (vgl. Abschnitt 4.1). Die Untersuchungen zeigen, dass es nicht ohne Weiteres möglich ist, die Erkenntnisse auf andere Mischungen und Prüfbedingungen zu übertragen. Aus diesem Grund wurde für die Entwicklung schrittweise vorgegangen:

1. Überprüfung der aus der Literatur entnommenen, thermomechanischen Optimierungsparameter unter den zuvor beschriebenen Randbedingungen an zwei Grundrezepturen (Mörtel- und Grobkornmischung)
   Ziel: Identifikation einer vermeintlich optimalen Basisrezeptur (Kompromiss aus Verarbeitbarkeit, Druckfestigkeit und Restdruckfestigkeit, verglichen wurde eine Temperaturbeanspruchung von 5 $\frac{K}{Min}$ bis Tmax = 1006 °C an Mörtelprismen 40 x 40 x 160 mm^3)
2. Gezielte Variation verschiedener Parameter der Basisrezeptur zur Ermittlung der Sensitivität
   Ziel: Festlegung zweier vermeintlich optimaler Rezepturen aus allen bisher untersuchten Mischungen
3. Durchführen des Versuchsprogramms zur Validierung der Restdruckfestigkeit an Prüfzylindern ø100 mm x 200 mm mit zwei unterschiedlichen Aufheizgradienten (ähnlich ETK oder 5 $\frac{K}{Min}$) und für drei verschiedene Temperaturendstufen (840 °C, 945 °C, 1006 °C, vgl. Abbildung 7.2, links und Mitte)

Abbildung 7.2 (Mitte) zeigt, dass die in Tabelle 7.2 angegebenen UHPC-Mischungen (TUM BQ 1, TUM DQ II) bei langsamer Aufheizung von 5 $\frac{K}{Min}$ untereinander vergleichbare Restdruckfestigkeit von über 60 % erzielen. Beide Mischungen erreichen bei einer Aufheizrate von 5 $\frac{K}{Min}$ deutlich höhere Restdruckfestigkeit als die ebenfalls untersuchten Rezepturen M3Q und B7Q (vgl. Abbildung 7.2, rechts). Für ergänzende Ergebnisse zu den beschriebenen Untersuchungen wird auf die Arbeiten von Fleischmann und Fröse verwiesen (vgl. [36, 37]).

Tabelle 7.2 Zusammensetzung temperaturoptimierter Betonrezepturen unter Angabe der Zylinderdruckfestigkeit $f_{Z,c,56}$

Nr.		Compound kg/m³	PP-Faser kg/m³	Stahlfaser kg/m³		FM/Z %	W/Z %	$f_{Z,c,56}$ MPa
	SCHWENK							
6	TUM DQ II	1244	2,0	197	CEM II 52,5 N	8,5	29,5	156
	Holcim							
7	TUM BQ I	1108	2,0	197	CEM I 52,5 R	8,2	28,4	161

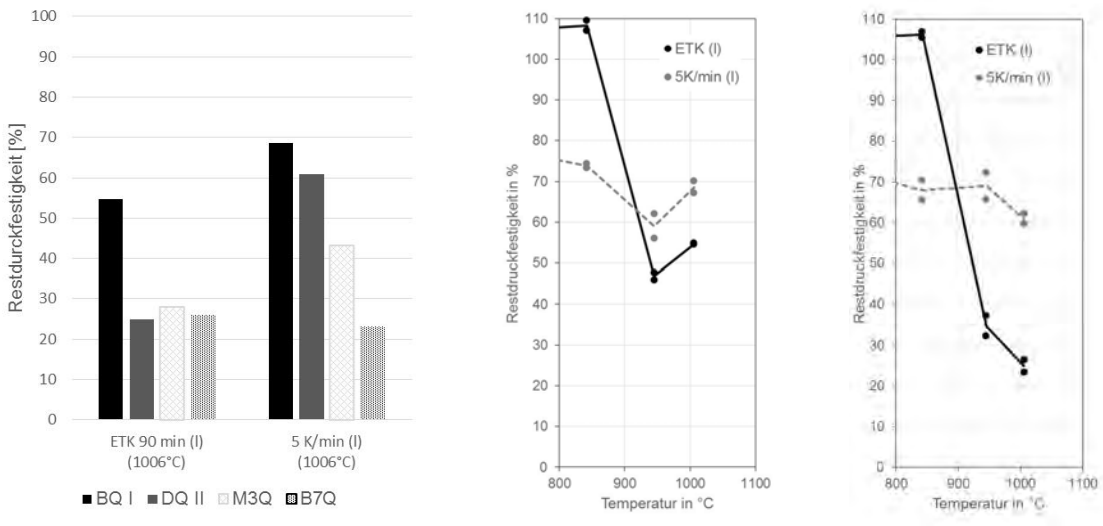


Abbildung 7.2 Auswertung der Restdruckfestigkeit, (links) für Mischungen M3Q, B7Q im Vergleich zur an der TUM entwickelten Mischungen BQ1 und DQII, in Abhängigkeit der Zieltemperatur und Erwärmung für BQ1 (Mitte) und DQ II (rechts)

7.2 Einfluss der Ermittlung experimenteller Materialparameter

7.2.1 Experimenteller Aufbau zur Ermittlung materieller Parameter

Zur Ermittlung der materiellen Parameter werden derzeit nur die in Abschnitt 4.2 beschriebenen, experimentellen Verfahren verwendet. Wegen der komplexen, in Kapitel 5 beschriebenen Überlagerungen verschiedener Einwirkungen auf das Material, werden mit den bisherigen materiellen Parametern die von Richter und Lyzwa geschilderten, instationäre Temperatur-Spannung-Historien im Materialversuch nur unzureichend abgebildet (vgl. [61, 73]). Durch einen realitätsnahen Substrukturversuch sollte im Rahmen dieses Forschungsvorhabens das vorhandene, materialtechnologische Wissen um die Auswirkung der Systeminteraktionen auf das Materialverhalten erweitert werden. Ziel war es, durch die Entwicklung einer neuen, experimentelle Methodik, die Einflüsse der in Abschnitt 4.2 beschriebenen Einwirkungskombinationen zu untersuchen und mit bisherigen Materialparametern vergleichen zu können. Um dies zu erreichen, wurde am Lehrstuhl für Massivbau der Technischen Universität München eine neue Prüfmaschine konzipiert und errichtet, mit der die hybriden Systeminteraktionen einer thermomechanisch belasteten Substruktur (Stützenausschnitt) im Materialversuch untersucht werden können.

Prüfmaschine

Da die Prüfung der Materialproben nicht in zur Verfügung stehenden, konventionellen Prüfmaschinen mit den gegebenen Anforderungen durchgeführt werden konnte, wird speziell für die Untersuchungen der Materialproben im Rahmen des Projekts eine neuartige Prüfmaschine konzipiert und errichtet (vgl. Abbildung 7.3). Der Versuchsaufbau mit dem Namen *HUni1000* besteht aus einer Vielzahl funktionaler Komponenten, die elektrisch, mechanisch oder hydraulisch interagieren und trotzdem thermisch und elektrisch entkoppelt sein müssen. Um die für die Materialkennwerte wesentlichen Temperaturbereiche erforschen zu können, müssen im Prüfraum Temperaturen bis 1.100 °C langsam oder schnell aufgebracht werden. Gleichzeitig muss der Aufbau statische Normalkräfte von bis zu 2.000 kN auf den Prüfkörper aufbringen können. Unter diesen Randbedingungen ist nicht nur der Betonprüfkörper, sondern die gesamte Prüftechnik extrem hohen Belastungen ausgesetzt. Wobei die Prüftechnik, im Gegensatz zum Prüfkörper, der kombinierte Beanspruchung möglichst verschleißfrei und für eine Vielzahl von Prüfzyklen widerstehen sollte. Diese Anforderungen machen ein sehr individuelles Design aller Komponenten erforderlich. Im

Abbildung 7.3 Darstellung der Prüfmaschine *HUni1000* in Frontalansicht auf den Hauptsteuerstand (links), Kühlungsschaltschrank und elektrische Schalteinheiten (mittig), Rückansicht mit Kühlleitungen (rechts)

Rahmen dieses Berichts werden die wesentlichen Komponenten der Maschine und besondere Aspekte der Entwicklung zu den folgenden Baugruppen näher erläutert:

- Widerlagerrahmen
- Prüfofen
- Kraftdurchleitung innerhalb des Widerlagers
- Systemkühlung
- Messtechnik
- Hybride Versuchssteuerung

Widerlagerrahmen

Für die in diesem Projekt angestrebten Materialversuche musste vorab mit Normalkräften von bis zu 2.000 kN gerechnet werden. Bei dem an der TUM entwickelten Versuchsaufbau werden diese Normalkräfte von einem servohydraulischen Zylinder erzeugt und über einen Widerlagerrahmen kurzgeschlossen. Der Widerlagerrahmen besteht aus jeweils zwei Stützen und Riegeln, die über hochfeste, vorgespannte Schrauben verbunden sind (vgl. Abbildung 7.5, mittig). Die beiden Stützen wurden von der Firma Max Bögl Bauservice GmbH und Co. KG gefertigt und im Rahmen dieses Vorhabens als Spende zur Unterstützung der Forschung eingebracht. Neben der statischen Auslegung spielten auch andere konstruktive Überlegungen bei der Gestaltung des Widerlagerrahmens eine Rolle. Dazu zählen unter anderem die Ein- und Umbauzustände, Materialverfügbarkeit und Kosten. Auch die Steifigkeit der späteren Maschine ist für eine erfolgreiche Materialprüfung von Bedeutung. Im Fall der Hochtemperaturprüfmaschine war gerade die Größe der erforderlichen Ofenkonstruktion eine schwierige Randbedingung. Um hohe Temperaturen und große Temperaturgradienten zu ermöglichen, sind viele Heizelemente, als auch eine ausreichend große Dämmschichtdicke erforderlich. Gleichzeitig muss der Abstand der Heizelemente zum Prüfkörper groß genug gehalten werden, um eine gleichmäßige Temperaturverteilung an der Prüfkörperoberfläche zu gewährleisten. Der sich aus diesen Anforderungen ergebende Ofendurchmesser vergrößert den erforderlichen Abstand der Stützen im Widerlagerrahmen, im Vergleich zu einem Aufbau ohne Ofen, erheblich. Mit steigendem Abstand der Stützen steigen jedoch auch die Biege- und Stützmomente im Rahmentragwerk bei gleicher Normalkraft. Sofern nur die Tragfähigkeit in der Bemessung berücksichtigt würde, wären an dieser Stelle trotzdem verhältnismäßig kleine Stahlquerschnitte ausreichend. Die folgend dargestellten Untersuchungen zeigten, dass auch die Maschinensteifigkeit bei der Materialprüfung eine wesentliche Rolle spielt. Um die Auswirkung der Steifigkeit des Widerlagers (Widerlagerrahmen inkl. Ausbauten) auf das Materialverhalten im Vorhinein zu untersuchen, werden Vorversuche mit verschiedenen künstlichen

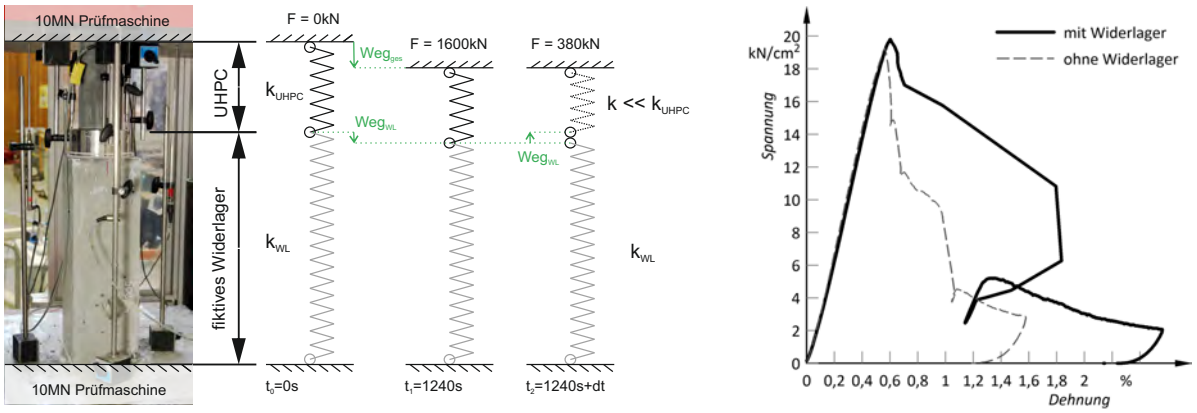


Abbildung 7.4 Foto des Versuchs zur Ermittlung der Auswirkung der Widerlagersteifigkeit k auf das Versagen von UHPC-Zylindern mit 2,5Vol.-% Mikrostahlfaserbewehrung (links). Mechanischen Zusammenhang im Versuch (mittig) und zugehörige Versuchsmesswerte (rechts)

Widerlagern in einer 10MN Prüfmaschine der Firma TONI TECHNIK GmbH am MPA Bau der Technischen Universität München durchgeführt. Die Widerlagersteifigkeit wird aus dem akkumulierten Verformungsverhalten aller Bauteile, das hauptsächlich mit der Materialmenge und der Material- bzw. Bauteilsteifigkeit zusammenhängt, im Verhältnis zur Krafteinwirkung ermittelt. Besonders zu betonen ist, dass beim Steifigkeitsvergleich $n = \frac{k_{UHPC}}{k_{WL}}$ die Dehnsteifigkeit einer verhältnismäßig kurzen Probe k_{UHPC} mit der kombinierten Dehn- und Biegesteifigkeit eines Rahmens großer Länge und Stützweite sowie der Dehnsteifigkeit aller Einbauten innerhalb des Rahmens k_{WL} verglichen wird. Die in Abbildung 7.4 (links) dargestellten Untersuchungen wurden mit verschiedenen "fiktiven" Widerlagern, die ein Verhältnis von $n = \frac{k_{UHPC}}{k_{WL}}$ zur elastischen Prüfkörpersteifigkeit erzeugen, durchgeführt. Die "fiktiven" Widerlager entsprachen Dehnstäben, die die Steifigkeit verschiedener Widerlagerkonstruktionen simulieren sollten. Es wurde eine zylindrische Probe mit einem Durchmesser von 100 mm und einer Länge von 200 mm aus UHPC (M3Q vgl. Tabelle 7.4), die mit Mikrostahlfasern bewehrt und weggeregelt mit einer konstanten Geschwindigkeit von ca. $0,01 \frac{mm}{s}$ bis zum Bruch und im anschließenden Nachbruchbereich belastet. Die Untersuchungen erfolgten in der vorgenannten Prüfmaschine, die als unendlich steifer Rahmen angenommen werden konnte. Es zeigte sich, dass die unterschiedlichen Dehnsteifigkeiten der "fiktiven" Widerlager keine messbare Auswirkung auf die maximale Traglast oder den am Prüfkörper gemessenen Elastizitätsmodul haben. Jedoch ging mit einer Verringerung der Dehn- respektive Widerlagersteifigkeit des "fiktiven" Widerlagers, ein spröderes Prüfkörperversagen einher. Deshalb weicht der Nachbruchbereich des Prüfkörpers mit "fiktivem" Widerlager deutlich von den Versuchen ohne ab (vgl. Abbildung 7.4, rechts). Interpretieren lassen sich die unterschiedlichen Nachbruchverhalten durch die in Abbildung 7.4 (mittig) gezeigten, mechanischen Zusammenhänge. Im Bruchzustand verliert ein schlagartig versagender Probekörper in kurzer Zeit stark an Steifigkeit und weicht zurück. Je deutlicher das Zurückweichen, desto spröder das Verhalten bei Bruch. Die im "fiktiven" Widerlager gespeicherte, elastische Energie, die sich aus der Kräftedifferenz von vor zu nach dem Bruch ergibt, wird frei und abhängig der Massenträgheit verformt sich das "fiktive" Widerlager. Je weicher das Widerlager, desto mehr Verformung ist notwendig, um die frei gewordene Energie zu dissipieren. Dieser, oft auch als "snap-back"-Effekt bezeichnete Vorgang kann dabei kurzzeitig als zusätzliche Einwirkung auf die bereits gebrochene Probe wirken. Mit sinkender Steifigkeit des "fiktiven" Widerlagers steigen dabei der Schaden und die Deformationen, die durch diesen Wirkmechanismus in der Probe ausgelöst werden. Wie in Abbildung 7.4 (rechts) zu sehen, ist die Spannungs-Verformungs-Beziehung im Nachbruchbereich nicht mehr mit der ohne Widerlager vergleichbar. Darüber hinaus tritt das Versagen wesentlich schlagartiger auf. Konstruktiv ließ sich daraus folgendes Fazit für den Versuchsaufbau ableiten:

1. Das Verhältnis $n = \frac{k_{UHPC}}{k_{WL}}$ ist möglichst klein zu halten
2. Im Fall eines Prüfkörperversagens sind zusätzliche Schutzmaßnahmen trotz Stahlfasern zu treffen

3. Die Anwendung einer Wegregelung schützt nicht vor schlagartigem Versagen. Eine deeskalierende Regelstrategie ist für den Bruchbereich notwendig

Weil mit steigender Temperaturbeständigkeit das Material und dessen Bearbeitung schnell das 30 bis 50 Fache (je kg) verglichen mit Bauteilen ohne Temperaturbeständigkeit kosten, liegt das wirtschaftlichste Steifigkeitspotential im Kaltbereich der Maschine. Darum wird der in Abbildung 7.5 dargestellte Widerlagerrahmen mit hohen Biegesteifigkeiten in den Riegeln und hohe Dehnsteifigkeiten in den Stützen umgesetzt.

Abbildung 7.5 Darstellung Animation des Versuchsaufbaus (links), Foto Widerlager (mittig), vollständiger Aufbau *HUni1000* an der TUM (rechts)

Prüfofen

Der Prüfofen wurde von der Firma Schneider GmbH nach den Vorgaben der TUM speziell für die Anforderungen an die Materialprüfung gebaut. Der Ofen besteht aus 12 Siliciumcarbid-Heizelementen mit insgesamt 44KW elektrischer Anschlussleistung. Die Dämmung wurde mit Vakuumformteilen, die besonders leicht und damit energiesparend und zugleich formstabil sind, ausgeführt. Der Ofen ist im nicht eingebauten Zustand in Abbildung 7.6 dargestellt. Durch die verschiedenen Temperaturrandbedingungen, die in den

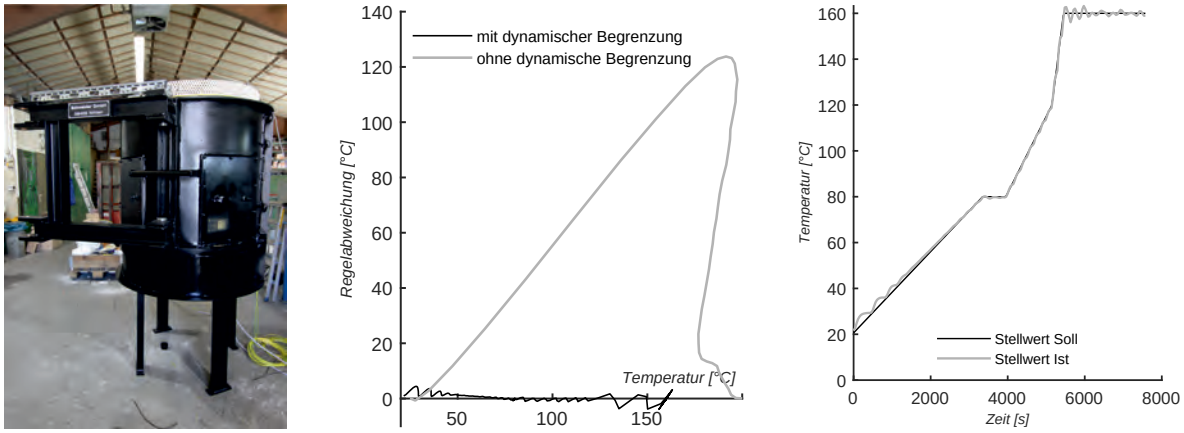


Abbildung 7.6 Darstellung Prüfofen in Frontalansicht (*Foto: Firma Schneider GmbH*, links), Vergleich Regeldifferenz mit und ohne Heizleistungskompensation gemessen in der Heizzone (mittig), Vergleich Temperatur Soll und Ist mit Heizleistungskompensation gemessen in der Heizzone (rechts)

Substrukturen eines Bauteils auftreten können, muss der Ofen in der Lage sein, Temperaturgradienten von bis zu 400 °C in 5 Minuten zu erreichen. Damit dies möglich wird, sind sehr große Wärmemengen und damit Heizleistungen, bei gleichzeitig geringen Wärmeverlusten erforderlich. Die PID-Temperatur-Regelkreise (PID-Regler: Bezeichnung eines Regelkreises mit kombinierten engl. *proportional-integral-derivative*-Soll-Ist-Vergleichsalgorithmen) eines Elektroofens verhalten sich jedoch im Vergleich zu hydraulischen Regelkreisen extrem träge. Noch stärker als in der Hydraulik müssen deshalb bei der Temperaturregelung die

PID-Parameter an den gewünschten Temperatur-Regelbereich angepasst werden. Je größer der Temperatureinsatzbereich, desto schwieriger können alle Temperaturen des Einsatzbereichs präzise angesteuert werden. Gerade die schnell erwärmende Siliciumcarbid-Heizelemente sorgen im Temperaturregelkreis für Schwierigkeiten bis 350 °C. Sind die Regeleinstellungen für diesen Bereich passend gewählt, werden bei höheren Temperaturen die Zielwerte nicht mehr erreicht und umgekehrt. Um eine präzise Ansteuerung des kompletten Temperatureinsatzbereichs des Prüfofens zu erreichen, wurde deshalb am Lehrstuhl für Massivbau ein PID-Regelmodifikationsbaustein zur dynamischen Begrenzung der Heizleistung entwickelt. Mit diesem Baustein ist nach erfolgreicher Kalibrierung, eine Ansteuerung beliebiger Temperaturkurve (z.B. ETK, Naturbrand oder 1K/Minute) ohne weitere Einstellungen möglich. Der Baustein begrenzt dafür die vom PID-Regler vorgegebenen Stellwertsignale je nach aktuellem Temperaturniveau und dem angestrebtem Regelsollwert, wodurch die Trägheitseffekte der Erwärmung dynamisch kompensiert werden (vgl. Gleichung 7.1).

$$S_{t+\delta t} = S_t \cdot \gamma(T,\ \nu) = S_t \cdot \frac{\alpha(T)}{\beta(T,\ \nu)} \tag{7.1}$$

$S_{t+\delta t}$	Stellsignal zum Thyristor-Leistungssteller
S_t	Stellsignal aus PID-Regelung
$\alpha_{min} \leq \gamma(T,\ \nu) \leq 1,0$	Dynamischer Faktor zur Angleichung des Regelsignals
$\alpha_{min} \leq \alpha(T) \leq 1,0$	Formeltherm zur Reduktion der Leistung
$\beta(T,\ \nu)$	Formeltherm zur Freigabe der Leistung
T	Ist-Temperatur im Ofen
ν	Gewichtete Geschwindigkeit der Erwärmung im Zeitintervall $n \cdot \delta t$

Durch den Einsatz des Bausteins ist es möglich, die Temperaturen in vier unabhängigen Zonen auf wenige Grad genau und im kompletten Anwendungsbereich von 20 – 1.100 °C zu regeln und damit eine präzise und gleichmäßige thermische Einwirkung auf den Prüfkörper aufzubringen (vgl. Abbildung 7.6).

Kraftdurchleitung innerhalb des Widerlagers

Innerhalb des Widerlagerrahmens befindet sich der Ausbau, der mit dem in der Mitte liegenden Prüfkörper einen Kraftschluss herstellt (vgl. Abbildung 7.7, links). Der Ausbau besteht aus verschieden Bauteilen,

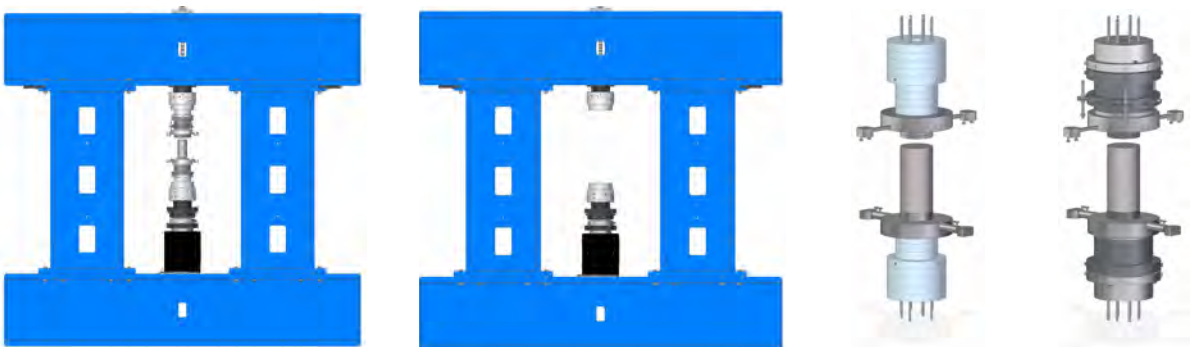


Abbildung 7.7 Animation der Konstruktion zur Kraftdurchleitung als vollständiger Aufbau (links) und Aufbau bis zum wechselbaren Ausbau in der Hochtemperaturzone (mittig links). Animation zweier Ausbauvarianten. Variante 1, kombinierte Keramik-Stahlkonstruktion (mittig rechts) und Variante 2, Stahl-Stahlkonstruktion (rechts)

die gemäß ihrer planmäßigen Exposition in einen Normal- und Hochtemperaturbereich aufgeteilt werden können (vgl. Tabelle 7.3). Die im Normaltemperaturbereich liegenden Bauteile müssen in der Regel le-

Tabelle 7.3 Auflistung der verschiedenen Bauteile zu Lastübertragung innerhalb des Widerlagers unter Angabe der Lage im Widerlager (oben bzw. unten)

Normaltemperatur	Hochtemperatur
• Doppelwirkender Hydraulikkolben (u.) • Kraftmessdose bis 2.000 kN und Adapter zur Einpassung (u.) • Kalotte zur Optimierung der Kraftmessung (u.) • Distanzscheiben für den Anschluss der Kühlleitungen an die Kühlplatte (o. & u.)	• Kühlplatte mit 6 Vor- und Rückläufen (o. & u.) • Prellplatte zum Schutz der Kühlplatte vor Überlastung (o. & u.) • variabler Innenausbau der Hochtemperaturzone (o. & u.)

diglich mechanische Randbedingungen bei Raumtemperatur einhalten. Die im Hochtemperaturbereich liegenden Bauteile sind hingegen, unter Berücksichtigung der Kalt- wie Hochtemperatureigenschaften sowie des Alterungsverhaltens, kombiniert auf mechanische und thermische Einwirkungen auszulegen. Es kommen darum in diesem Bereich spezielle Stahl-Superlegierungen zum Einsatz, die auch bei hohen Temperaturen und einer großen Anzahl Temperaturwechseln duktil und tragfähig bleiben. Neben dem Einsatz besonderer Materialien werden zusätzliche, konstruktive Maßnahmen zum Schutz der Konstruktion ergriffen. Eine zusätzlich eingefügte Komponente, die sogenannte "Prellplatte", vergrößert die Kontaktfläche des Hochtemperaturinnenausbaus und verringert mit ihrer Konstruktion die Spannungskonzentrationen in der Kühlplatte. Dadurch wird eine Reduktion der mechanischen Beanspruchung in der zusätzlich durch Temperaturzwang belasteten Kühlplatte erzielt und gleichzeitig die Dehnsteifigkeit des Ausbaus vergrößert. Von der Prellplatte aus kann der Innenausbau der Hochtemperaturzone sehr flexibel gestaltet und auf die erforderlichen Versuchsrandbedingungen angepasst werden (vgl. Abbildung 7.7, mittig links). Der zur Verfügung stehende, beheizte Teil des Prüfraums besitzt einen Durchmesser von ca. 240 mm und eine Höhe von maximal ca. 550 mm. Die Kühlplatten sind dabei so konstruiert, dass sie auch bei 1.000 °C noch die gesamte Druckkraft von 2.000 kN übertragen können. Für die in diesem Vorhaben angestrebten, experimentellen Untersuchungen wird ein Innenausbau benötigt, der verhältnismäßig kleine Materialproben aus hochleistungsfähigen Betonen unter großen Temperaturgradienten und bis zu Temperaturen von über 800 °C statisch belasten kann. Gerade wegen der spröden Brucheigenschaften und hohen Hochtemperaturfestigkeiten von Hochleistungsbetonen, sind besonders temperaturbeständige Materialien mit hoher Steifigkeit notwendig. Darum ist die erste, für dieses Vorhaben konstruierte Innenausbauvariante vollständig aus Hochleistungskeramik gefertigt worden. Die Materialeigenschaften von Keramiken erreichen Druckfestigkeiten bei 1.000 °C von über 2.000 MPa, Biegezugfestigkeiten von über 700 MPa, besitzen gleichzeitig hohe Steifigkeiten von 300.000 MPa und ein besonders gutes Thermoschockverhalten. Damit sind sind Keramiken im Hochtemperaturbereich wesentlich belastbarer als jede bekannte Stahl-Superlegierung. Auch hinsichtlich der Kosten, ist Keramik verglichen mit den Stahl-Superlegierungen konkurrenzfähig. Da es sich hierbei jedoch um eine bisher in diesem Anwendungsbereich (instationäre, sehr hohe Temperaturen bei gleichzeitig hoher Druckbeanspruchung) nur wenig erforschte Materialkombination handelt, konnten, trotz enger Abstimmung mit den Herstellern, nicht alle Zwangsstellen vorhergesehen werden. Mit dem keramischen Hochtemperatur-Innenausbau der ersten Generation (Kombination von Hochtemperaturstahl mit Keramik), konnten erste Versuche bis 1.000 °C erfolgreich durchführt werden (vgl. Abbildung 7.7, mittig rechts). Bedingt durch verschiedene Zwangspunkte, zeigte das Design der ersten Generation des Hochtemperatur-Innenausbaus (Kombination von Hochtemperaturstahl mit Keramik) vereinzelte, konstruktive Schwachstellen, weshalb ein dauerhafter Betrieb nicht sichergestellt werden konnte. Um im Rahmen dieses Forschungsvorhabens ohne weitere Verzögerungen mit den Prüfungen fortfahren zu können, wurde

deshalb die Nutzung und Weiterentwicklung des keramischen Ausbaus auf zukünftige Projekte verschoben. Als finale Ausbauvariante wurde deshalb ein Innenausbau, der vollständig aus Stahl-Superlegierungen besteht, konstruiert und verwendet worden (vgl. Abbildung 7.7, rechts).

Es gilt hervorzuheben, dass technische Hochtemperaturkeramik durchaus als Konstruktionsmaterial für die kombinierte Last-Hochtemperaturprüfung großes Potential bietet, das auch nutzbar gemacht werden sollte. Da es bisher jedoch an vergleichbaren Projekten fehlt, müssen zunächst auf Basis der gewonnenen Erkenntnisse Lösungen gefunden werden, die die aufgetretenen Schwachstellen konstruktiv umgehen. Verschiedene Ansätze haben im aktuellen Vorhaben bereits vielversprechende Ergebnisse geliefert, konnten jedoch aufgrund der zeitlichen Dimension nicht weiterverfolgt werden.

Systemkühlung

Im Versuchsaufbau werden Kräfte und Temperaturen zeitgleich und für einen sehr langen Zeitraum auf eine Materialprobe aufgebracht. Komponenten wie Hydraulik, Mess- und Regeltechnik, aber auch andere Bauteile sind nicht für hohe Temperaturen geeignet. Darum wurde für den Versuchsaufbau eine Kombination aus Flüssigkeits- und Luftkühlungssystemen zum Schutz der nicht für Hochtemperatur geeigneten Bauteile, umgesetzt (vgl. Abbildung 7.8). Von besonderer Relevanz ist, im Fall eines Versuchsaufbaus mit

Abbildung 7.8 Fotos von verschiedenen, an der Kühlung beteiligte Komponenten (von links nach rechts) Kühlplatte mit Anschlussleitungen oben (links), Kühlungsschaltschrank zur Einstellung der Kühlwasserwege, Luftkühlung für die Kompensatoren unten, Hauptsteuerschaltschrank zur Überwachung und Regelung der Kühltechnik

Hochtemperaturofen, die Redundanz der verwendeten Kühlsysteme. Notwendig wird dies, da die Abkühlung des Aufbaus im Betriebszustand und nach Abschalten der Heizelemente nur durch Wärmeabfuhr (aktive oder passive Kühlung) erfolgen kann. Weil einige Bauteile im Ofen als Wärmespeicher mit hoher Kapazität fungieren, ist die Anlage erst vor zu hohen Temperaturen geschützt, wenn alle Bauteile vollständig abgekühlt sind. Um die Temperatur kontrolliert abführen zu können, wird eine Flüssigkeitskühlung (Gemisch aus Ethylen-Glycol und destilliertem Wasser) sowie eine Luftkühlung (verschiedene, speziell entworfene Ventilatorpanels) ausgeführt. Die Kühlung ist redundant und wird von den zugehörigen speicherprogrammierbaren Steuerungen (SPS) 24/7 halbautomatisch geregelt. Darüber hinaus kann die Kühlleistung bei Bedarf variiert und die Versorgung im Störfall durch verschiedene Ersatzsysteme betrieben werden. Der Benutzer wird dabei über ein sogenanntes "Human-Machine Interface" (HMI) und verschiedene Leuchtmelder während und nach dem Versuch über den Zustand (Temperaturen, Volumenströme und Schaltzustände) der Gesamtanlage informiert und kann Einstellungen an verschiedenen Parametern vornehmen. Die Haupt-SPS kommuniziert dabei mit den anderen, am Versuchsprozess beteiligten Steuerungen (SPS des Ofens, SPS des Hydraulikaggregats, National Instruments Echtzeitregler) über analoge, digitale oder Profinet-Schnittstellen. Die Kommunikation erfolgt dabei zwischen Haupt-SPS und Echtzeitregler über ein eigens für dieses Projekt entwickeltes, digitales Modbus-RTU-Protokoll. Damit wird eine bidirektionale Verbindung zwischen Sicherheitstechnik und Echtzeitregler hergestellt. Ein ausführliches Sicherheitsprotokoll schützt durch diese Verknüpfung den*die Bediener*in und die Maschine vor Störfällen und Fehlbedienungen.

Dadurch ist es nicht nur möglich, über ein Display Maschinenzustände der Kühlung einzustellen und abzurufen, sondern auch automatisch im Regelprozess der Gesamtanlage etwaige Störfallszenarien direkt zu berücksichtigen.

Messtechnik

Um die im Hochtemperaturversuch überlagerte Spannungs- und Temperaturlast bewerten zu können, sind eine Vielzahl von Messsensoren notwendig. Zur Bestimmung der Materialparameter werden in dem Versuchsaufbau *HUni1000* drei verschiedene Messsysteme verwendet:

- Kraft- bzw. Spannungsmessung
- Temperaturmessungen am Prüfkörper und verschiedenen Stellen des Aufbaus
- Wegmessungen am Hydraulikkolben und in der Hochtemperaturzone

Die in der Hochtemperaturzone bei den Versuchen durchgeführten Messungen werden in Abbildung 7.9 (rechts) näher erläutert. Vereinzelt werden die in Abbildung 7.9 dargestellten Messungen noch durch

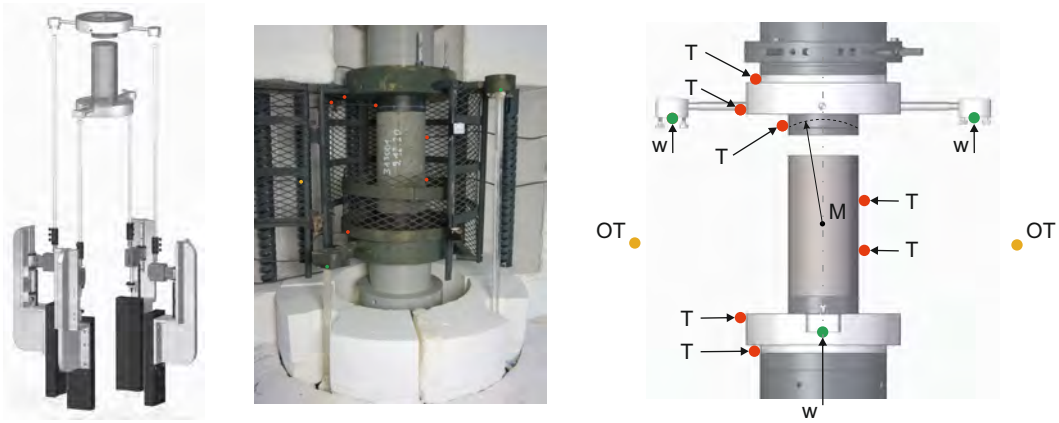


Abbildung 7.9 Animation der Konstruktion zur Wegmessung (links) und Aufbau der Messtechnik im fertigen Versuchsstand (mittig). Animation zur Beschreibung der verschiedenen, standardmäßig um den Prüfkörper angeordneten Messstellen (rechts, T = Temperatur, OT = Temperatur Ofenzone, w = Wegmesssystem, M = Drehpunkt der Kalotte)

Temperaturmessungen in verschiedenen Tiefen des Prüfkörpers ergänzt. Die verwendeten Messverfahren werden im Folgenden näher beschrieben.

Kraft Die Messung der Kraft- bzw. Spannung erfolgt außerhalb der Hochtemperaturzone zum einen durch eine, oberhalb des servohydraulischen, doppelwirkenden Zylinders angeordnete 2.000 kN Kraftmessdose. Zum anderen wird die Messung der Kraftmessdose mit zwei digitalen Druckmesssensoren in Kammer A und B des Hydraulikzylinders überlagert. Durch den kombinierten Betrieb sind hochpräzise Messungen über den gesamten Kraftbereich der Anlage möglich. Zur Überprüfung der Qualität respektive der Genauigkeit wurde die Kraftmessung in der Prüfmaschine von einem unabhängigen Prüflabor überprüft und klassifiziert.

Temperatur Zur Erfassung der Durchwärmungszustände in Ofen und Prüfkörper werden Temperaturen mit verschiedenen Thermoelementen vom Typ K gemessen. Bei der Messung von Thermoelementen werden die temperaturabhängigen (elektrischen) Kriechspannungen einer Metallkombination an der Elementspitze des Thermoelements erfasst (vgl. Abbildung 7.9). Die Messung dieser Kriechspannungen erfolgt am Ende des Thermoelements mittels hochpräzisem, potenzialgetrennten Messverstärker. Im Fall der Anlage der TUM über sogenannte digitale CANBUS-Verstärker, die die exakten Messwerte über eine Kommunikationsschnittstelle im OPEN-CAN-Standard dem Echtzeitregler zur Verfügung stellen. Die gesendeten Messwerte

werden im Echzeitregler gelesen, weiterverarbeitet und gespeichert. Über das gleiche Kommunikationsprotokoll werden auch die Soll- und Ist-Temperaturen der vier Ofenzonen an den Schnittstellen mit der SPS des Ofens ausgetauscht (vgl. Abbildung 7.9, "OT "). Durch die zentrale Verarbeitung im Echtzeitregler, können Ofen und Hydraulik im gesamten Versuchsprozess auf Millisekunden genau abgestimmt und geregelt werden.

Weg Die Wegmessung findet zum einen über ein induktives Messsystem direkt am Hydraulikzylinder im Normaltemperaturbereich des Prüfaufbaus statt. Zum anderen kommt ein speziell für den Versuchsaufbau an der TUM entwickeltes Messsystem zur Aufnahme der Prüfkörperverformungen in der Hochtemperaturzone zum Einsatz. Das System ist in Abbildung 7.9 bzw. Abbildung 7.10 dargestellt und wird nachfolgend näher erläutert. Zur Aufnahme der Wege befinden sich jeweils an den gegenüberliegenden Flanken der oberen und unteren Belastungsplatte zwei Auflagefahnen, von denen aus der Weg mit Quarzglasstäben aus der Heißzone, dem Inneren des Ofens durch temperaturkompensierende Hülsen auf Wegsensoren (die sich in der Normaltemperaturzone befinden) übertragen wird. Die Quarzglasstäbe besitzen nur sehr geringe Temperaturausdehnungskoeffizienten, weshalb in Kombination mit einer rechnerischen Berücksichtigung der Temperaturausdehnung, vernachlässigbar kleine parasitäre Dehnungen bei der Erwärmung der Stäbe entstehen. Mittels eines lineargeführten und justierbarem Mechanismus wird der Weg vom Auflagerpunkt der Stäbe bis zum eigentlichen, potentiometrischen Wegaufnehmer im Normaltemperaturbereich der Maschine umgelenkt. Die Konstruktion ist an der Mantelfläche des Belastungszylinders befestigt, so dass sowohl die Wege der oberen, als auch die der unteren Belastungsplatte auf die gleiche Referenz bezogen erfasst werden. Die Konstruktion direkt an den Belastungsplatten bringt den Vorteil mit sich, dass es möglich ist, Materialproben unterschiedlichster Höhe und Querschnitt zu untersuchen, ohne dabei das Messsystem wesentlich verändern zu müssen. Weil dieses System die Prüfkörperverformungen indirekt über verschiedene Umlenkmechanismen und bei verschiedenen Temperatureinwirkungen auf die Belastungsplatten misst, werden zwei unterschiedliche Kalibrierversuche durchgeführt, um die Auflösung und damit die Zuverlässigkeit der Ergebnisse bestimmen.

- In einem ersten Schritt wird das Wegmesssystem in einem in Abbildung 7.10 (mittig rechts) dargestellten Kalibrieraufbau über den kompletten Messbereich mit einer als exakt anzunehmenden Referenz auf 3 µm genau verglichen. Da die in der Kaltzone des Systems sitzenden potentiometrischen Wegaufnehmer inkl. der zugehörigen Verstärkermodule lediglich einen Teil der Messkette im Messsystem darstellen, wurden nicht allein die Wegaufnehmer, sondern der vollständige Aufbau der Messstrecke bis zum Messpunkt im Referenzaufbau zur Kalibrierung eingerichtet (vgl. Abbildung 7.10, mittig rechts). Im Referenzaufbau positioniert dafür eine Präzisionslinearführung die Messarme, die an der Belastungsplatte der Hochtemperaturzone angeschlossen werden, mit einer absoluten Genauigkeit von $0,01$ mm und simuliert damit eine tatsächliche Bewegung der Belastungsplatte. Die Auswertung zeigt, dass alle vier Wegmesssysteme eine Genauigkeit von unter $\pm 0,01$ mm erzielen können (vgl. Abbildung 7.10, rechts).
- In einem zweiten Schritt wird ein Stahlreferenzkörper, dessen Materialeigenschaften mittels Referenzversuchen ermittelt und aus der Literatur weitestgehend bekannt sind, anstelle eines Betonprüfkörpers in der Maschine eingebaut. Der Stahlkörper besitzt dabei die gleichen Maße wie die zur Prüfung verwendeten Betonprüfkörper. Er ist darüber hinaus mit Messstellen für Dehnung und Temperatur entlang seines Umfangs versehen, die bis 800 °C verwendet werden können. Ein Vergleich zwischen gemessener und tatsächlicher Dehnung bildet die Referenz der parasitären Dehnungen im indirekten Messsystem für eine definierte Temperatureinwirkungskurve.

Hybride Versuchs-Steuerung

Um instationäre, integrale Versuche zum thermomechanischen Verhalten von Hochleistungsbeton durchführen zu können, müssen Temperatur, Weg- bzw. Kraftregelung während des kompletten Versuchs aufeinander abgestimmt sein. Das Regelsystem muss für die Berücksichtigung der Material-Gebäude-Interaktion ständig mit einem Rechenkern kommunizieren, der während des Versuchs basierend auf den Materialwerten, die

Abbildung 7.10 Animation der Konstruktion zur Wegmessung (links) und Aufbau der Messtechnik im fertigen Versuchsstand (mittig links). Aufbau zur Kalibrierung des Wegmesssystems vergleichbar zur Einbaulage (mittig rechts) und beispielhafte Darstellung eines Kalibrierprotokolls für ein Wegmesssystem (rechts, zum Aufbau siehe auch [89])

Versuchsrandbedingungen auf das größere Rechenmodell abstimmt (hybrider Versuchsaufbau). Dabei sind sowohl Hydraulikdruck, als auch die elektrische Heizung basierend auf den Sollwertvorgaben aus der numerischen Berechnung, während eines Versuchs gleichzeitig zu regeln. Auch die Messwertaufzeichnung aus den verschiedenen Messsystemen muss durch die Versuchssteuerung erfolgen. Um die sehr speziellen Anforderungen umsetzen zu können, wurde am Lehrstuhl für Massivbau die in Abbildung 7.11 von der Bedieneransicht dargestellte Versuchssteuerung entwickelt. Die selbst entwickelte Steuerung erfüllt wäh-

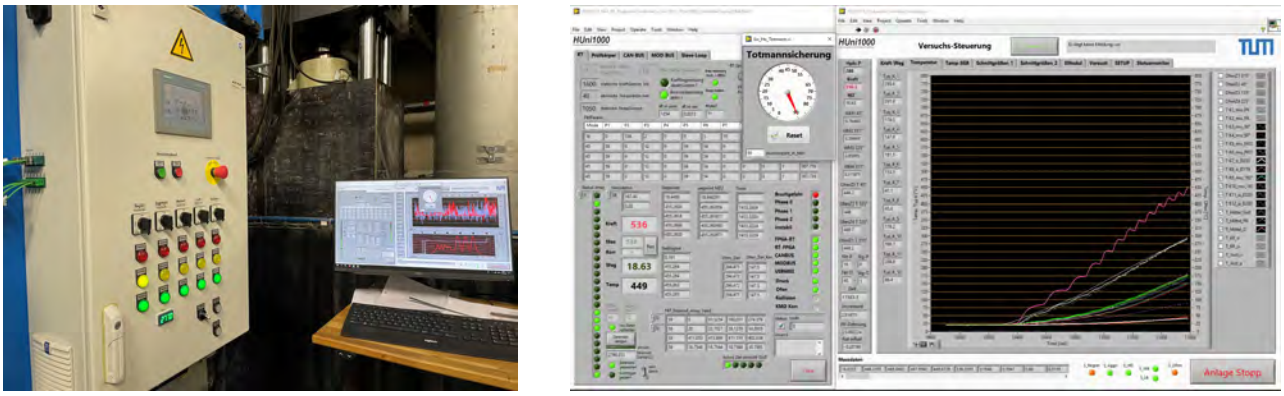


Abbildung 7.11 Steuerstand während eines kombinierten Versuchs aus Last und Temperatur (links). Steueroberfläche in der Detaildarstellung (rechts)

rend des Versuchs eine Vielzahl essentieller Aufgaben, die ein Bediener ohne integrale, programmatische Umsetzung in eine Zentralsteuerung während des Versuchs nicht bewältigen könnte.

7.2.2 Einfluss der Systeminteraktion auf die materiellen Parameter

Im experimentellen Teil dieses Vorhabens sollte eine Methode entwickelt werden, die die im theoretischen Teil erarbeiten Systeminteraktionen im Lastfall Brand bei der Ermittlung der Materialeigenschaften berücksichtigen kann. Der hierfür notwendige Aufbau, der an der Technischen Universität München entwickelt wurde, ist in Unterabschnitt 7.2.1 dieses Berichts beschrieben. Im Folgenden wird das dazugehörige experimentelle Vorgehen, respektive das Prüfprogramm zur Ermittlung der materiellen Parameter vorgestellt. Aufbau, (Sub)Strukturanalyse und Versuchsprogramm ergeben zusammen eine Methodik, die auch für andere Materialien und Problemstellungen zur Ermittlung realitätsnaher materieller Parameter verwendet werden kann. In diesem Vorhaben wurde diese Methodik angewendet, um Anhaltswerte zur Auswirkung der Systeminteraktionen auf die materiellen Parameter an Stützen im Lastfall Brandfall zu ermitteln. Aus dem theoretischen Teil dieses Vorhabens ergaben sich als Grundlage folgende Fragestellungen, auf die das experimentelle Programm fokussiert wurde:

- Einfluss der Temperaturhistorie

- Einfluss der Spannungshistorie
- Einfluss einer kombinierten Temperatur-Spannungshistorie abhängig der Systeminteraktion im hybriden Versuch

Untersuchungskonzept

Um die verschiedenen Problemkomplexe herauszuarbeiten, müssen die in Abschnitt 6.1 beschriebenen Interaktionen im experimentellen Kleinversuch auf den Prüfkörper aufgebracht und die Auswirkungen der Interaktionen mit einer Variation der Versuche ermittelt werden. Um dies umzusetzen, werden im Versuchsprogramm die bekannten, für Materialversuche üblichen Versuchsrandbedingungen (langsame Erwärmung, konstante Spannung) sukzessive durch komplexere, realitätsnahe Temperatur- und Lastrandbedingungen eines exemplarischen Stützenausschnitts (Substruktur) ersetzt. Durch die Auswertung der unterschiedlichen Versuchsergebnisse, können die verschiedenen Einflüsse der Systeminteraktionen auf die materiellen Parameter bestimmt werden. Um die Auswirkung der entsprechenden der Versuchseinwirkungskombination zu beurteilen, sind folgende Vergleichswerte nötig:

- die Kriechdehnung während der Durchwärmung
- die Last-Verformungs-Beziehung vor und am Ende der Durchwärmung
- die Bruchlast am Ende der Durchwärmung
- die Bruchverformung am Ende der Durchwärmung

Die in Abschnitt 6.1 beschriebenen Systeminteraktionen von Bauteil und Gebäude, werden im Versuchsprogramm implizit mit betrachtet. Numerische Untersuchungen haben ergeben, dass sich eine auf Bauteilebene stattfindende, interaktionsbedingte Veränderung der Stützennormalkraft ausschließlich in Form einer Variation der Last-Historie auf der Elementebene manifestiert. Dieses Verhalten wird gleichsam, aber in wesentlich deutlicher Ausprägung durch die Umlagerungen im Querschnitt abgebildet (vgl. Kapitel 5). Eine gesonderte Betrachtung der Auswirkung einer interaktionsbedingten Veränderung der Stützennormalkraft auf das Elementtragverhalten ist deshalb nicht notwendig.

Probekörper

Untersucht werden zylindrische Materialproben mit einem Durchmesser von 100 mm und eine Höhe von 200 mm, da diese auch für die Klassifizierung von Hochleistungsbeton im Kaltfall geeignet sind (vgl. [78]). Zur Homogenisierung der Lastzustände und Durchwärmungen an der Ober- und Unterseite der Probekörper wird auf der Unterseite des Probekörpers eine geschliffene Stahlscheibe und auf der Oberseite eine hochtemperaturbeständige Kugelkalotte mit jeweils einen Durchmesser von 100 mm aufgesetzt (vgl. Abbildung 7.9). Untersucht die am Lehrstuhl für Massivbau entwickelte ultrahochfeste, faserbewehrte und bezüglich Materialeigenschaften im Brandfall von Fröse optimierte Betonmischung "TUM_BQ1" sowie eine hochfeste Betonmischung mit Basalt-Zuschlag "HPC_B" (vgl. [37]). Thermische und thermomechanische Eigenschaften wurden, sofern sie nicht selbst bestimmt werden konnten, aus den umfangreichen Untersuchungen und darauf basierenden Normungsvorschlägen zum thermomechanischen Materialverhalten von UHPC von Hosser abgeleitet (vgl. [44, 46]). Die verwendeten Rezepturen sind in Tabelle 7.4 dargestellt. Beiden Rezepturen enthalten $2,0\,\frac{kg}{m^3}$ PP-Fasern zur Vermeidung explosiver Abplatzungen. Die Probekörper werden nach der Betonage 48 Stunden in der Schalung und anschließend für 48 Stunden bei 90 °C in einem speziellen Ofen wärmebehandelt. Es wird davon ausgegangen, dass die Proben aufgrund der Wärmebehandlung zum Zeitpunkt der Prüfung die 56 Tage Festigkeit überschritten haben und das Probenalter vernachlässigbar für die Prüfung ist. Alle Probekörper werden an den Belastungsflächen plangeschliffen und bis zur Prüfung trocken bei Raumtemperatur gelagert.

Tabelle 7.4 Betonrezeptur TUM_BQ1 (vgl. [37]) und HPC_B

Rezeptur	**TUM_BQ1**	**HPC_B**
Bestandteil	Masse $[\frac{kg}{m^3}]$	Masse $[\frac{kg}{m^3}]$
Quarzmehl	459	
Basalt 0/2mm	906	723
Basalt 2/5mm		683
Basalt 5/8mm		352
CEM I 52,5 R-SR3 (na)	564	489
Wasser	160	169
Microsilica Typ I	155	29
Flugasche		98
PP-Fasern 6/0,018mm	2,0	2,0
Stahlfasern 9/0,175mm	188	
Fließmittel Typ I	18,9	
Fließmittel Typ II	27,4	
Fließmittel Typ III		6
Eigenschaft		
$\rho_{20°C,\,56d,\,m}$	2.501 $\frac{kg}{m^3}$	2.515 $\frac{kg}{m^3}$
$f_{c,\,20°C,\,56d,\,m}$	164 MPa	110 MPa
$f_{c,\,20°C,\,480d,\,m}$	171 MPa	–
$E_{20°C,\,56d,\,m}$	44.000 MPa	41.200 MPa

Substrukturanalyse

Die Substruktur, die im Versuch untersucht wird, stellt einen exemplarischen Stützenausschnitt im realen Querschnitt so dar, dass die Erwärmung der Substruktur von außen nach innen affin zur Erwärmung über den Prüfkörperdurchmesser im experimentellen Materialversuch verläuft. Die Modellvorstellung, die zur Untersuchungen dieses bauteilähnlichen Verhaltens angewendet wird, ist in Abbildung 7.12 für runde und rechteckige Bauteilquerschnitte veranschaulicht. Die gewählte Dicke des Ausschnitts "dr" nimmt in der Stütze von außen nach innen zu und wird von der thermischen Durchwärmung des Prüfkörpers im experimentellen Materialversuch bestimmt. Mit dem Ausschnittwinkel "β" werden die unterschiedlichen Flächenzuwächse von Prüfkörper zum Vergleichsausschnitt der Stütze (Substruktur) berücksichtigt. Für eine Simulation des Kerns der Stütze entspricht "dr" dem Durchmesser des Prüfzylinders, wobei der Winkel "β" beliebig gewählt werden kann. Mit größeren Abständen zum Mittelpunkt der Stütze, müssen gleiche Flächenzuwächse vom Zentrum zum Rand (vgl. beispielhaft die in Abbildung 7.12 gewählten Zonen 1 – 4) der Substruktur bzw. des Prüfkörpers, zur Sicherstellung einer gleichförmigen Durchwärmung und Lastumlagerung eingehalten werden. "β" verläuft deshalb avers zum Verlauf von "dr". Hier unterscheidet sich der Ansatz dieser neuartige Methode von den bisherigen Verfahren. Damit der Prüfkörper ähnlich zum Bauteil (Stütze) erwärmt wird, wird hier die Probengeometrie oder Temperatureinwirkung bzw. die Durchwärmung nicht auf einem feste Bauteilschicht und Zieltemperatur ausgerichtet. Vielmehr wird die Einwirkung auf der stärker erwärmten Seite des Stützenausschnitts (Substruktur der Stütze) errechnet und im experimentellen

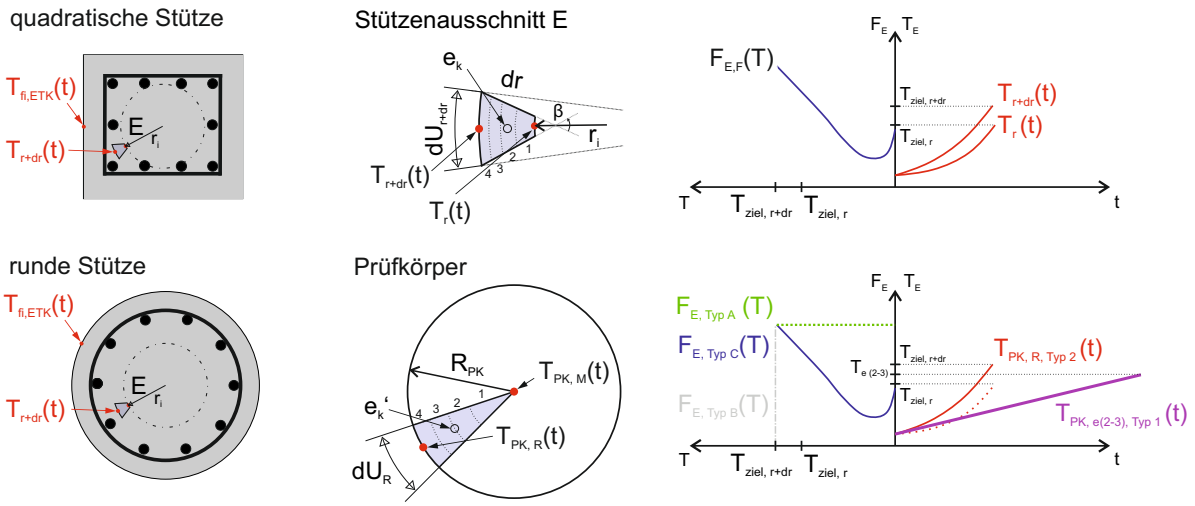


Abbildung 7.12 Darstellung des Stützenausschnitts "E" im quadratischem bzw. rundem Stützenquerschnitt (links). Darstellung des Stützenausschnitts "E" im Stützenbauteil und übertragen auf den Prüfkörper mit dem Radius "R" (mittig). Darstellung der tatsächlichen (rechts, oben) und im Versuch aufgebrachten statischen und thermischen Einwirkungen (rechts, unten)

Substrukturversuch auf den Prüfkörper aufgebracht. Die Geometrie des Stützenausschnitts (Substruktur) wird dabei so gewählt, dass die Durchwärmung von Prüfkörper und Stützenausschnitt affin zueinander verlaufen. Die einzige, aus dem Bauteil abgeleitete Restriktion ist dabei die Temperatur auf der Außenseite des Prüfkörpers. Durch die nahezu identische Durchwärmung im runden Prüfkörper, findet im experimentellen Substrukturversuch eine zum Stützenausschnitt ähnliche, temperaturabhängige Durchwärmung und damit über den Querschnitt vergleichbare Last-Temperatur-Historie statt. Durch die Transformation der experimentellen Messergebnisse auf die ursprüngliche Geometrie des Stützenausschnitts kann das Materialverhalten für diesen Bauteilbereich mit dem experimentellen Kleinversuch beschrieben werden. In Kombination mit einer Variation der Erwärmungs- und Lasthistorien, sowie der Ermittlung konventioneller Materialkennwerte, kann die Abweichung und damit der Einfluss der verschiedenen Parameter für diese, aber auch andere Zonen im Bauteil aufgezeigt werden.

Im Rahmen dieses Vorhabens wurden die Lasthistorien und Temperatureinwirkungen, die auf die experimentellen Probekörper zeitgleich aufgebracht werden, auf Basis der in Kapitel 6 vorgestellten Verfahren ermittelt. Die hierfür eingangs verwendeten, wesentlichen Berechnungsparameter sind in Tabelle 7.5 dargestellt. Die verwendeten Parameter stellen dabei eine Abschätzung realitätsnaher thermischer und mechanischer Randbedingungen für die experimentelle Untersuchung des Verhaltens der in Abbildung 7.13 dargestellten, experimentellen Substruktur dar. Die bei Raumtemperatur erfassten materiellen Eigenschaften der untersuchten Mischung (vgl. Tabelle 7.4) werden in den Berechnungen mit den thermischen und thermomechanischen Eigenschaften der in [44, 46] beschriebenen Rezeptur M3Q verknüpft. Die Festlegung der Versuchsrandbedingungen zur Ermittlung der Sensitivität des Materials in einer definierten Substruktur des Bauteils, erfolgt in den in Abbildung 7.13 dargestellten Einzelschritten. Nach der numerischen, thermomechanischen Berechnung der Stütze (Schritt 0) wird die zu untersuchende Temperaturzone / neuralgische Zone anhand ihrer Einwirkungstemperaturkurve $T_a(t)$ festgelegt. Ausgehend von $T_a(t)$ und der Wahl einer geeigneten Prüfkörpergeometrie und Abmessung lässt sich im Schritt 2 die Geometrie einer passenden Substruktur im Bauteil ermitteln. Dabei werden die Abwägungen folgender Randbedingungen bei die Festlegung der Substruktur respektive dem Prüfkörper berücksichtigt:

mechanische Randbedingungen Da im Fokus der Forschung die Evaluierung des Einflusses einer veränderlichen Druckbeanspruchung zu einer zeitgleich stattfindenden Temperatureinwirkung steht, wurde bei der Berechnung auf die Berücksichtigung von Momentenbeanspruchungen verzichtet und eine homo-

Tabelle 7.5 Wesentliche Parameter zur numerischen Berechnung und dem experimentellen Programm

Parameter	Wert	Einheit
Querschnittsabmessung Stütze	300	mm
Querschnittsform Stütze	rund	
Länge Stütze	1000	mm
Material	M3Q	
thermische Einwirkung	ETK 90 Minuten	
stat. Lastniveau	70	$10^{-2} \cdot f_d$
$\mathbf{f_{c,m}}$	171	$\frac{N}{mm^2}$
$\mathbf{E_m}$	44.000	$\frac{N}{mm^2}$
$\boldsymbol{\rho_m}$	2.501	$\frac{kg}{m^3}$
$\boldsymbol{\epsilon_{res,\,Stütze}}$	0, 81	–
$\boldsymbol{\alpha_{c,\,Stütze}}$	25	$\frac{W}{m^2 \cdot K}$
Substruktur $\mathbf{R_{ring,\,a}}$	129	mm
Substruktur $\mathbf{R_{ring,\,i}}$	115	mm
Querschnittsabmessung Prüfkörper	100	mm
Querschnittsform Prüfkörper	rund	
Länge Prüfkörper	200	mm
Material	TUM_BQ1	
Alter Prüfkörper	> 480	Tage
thermische Einwirkung	verschieden	
stat. Lastniveau	verschieden	
$\mathbf{f_{c,m}}$	171	$\frac{N}{mm^2}$
$\mathbf{E_m}$	44.000	$\frac{N}{mm^2}$
$\boldsymbol{\rho_m}$	2.501	$\frac{kg}{m^3}$
$\boldsymbol{\epsilon_{res,\,cyl}}$	0, 90	–
$\boldsymbol{\alpha_{c,\,cyl}}$	105	$\frac{W}{m^2 \cdot K}$

gen unter Druckspannung beanspruchte Stütze angenommen. Aus der Annahme des außergewöhnlichen Lastfall Brand resultieren reduzierte Teilsicherheitsbeiwerte, wodurch sich ein entsprechendes Bemessungsspannungsniveau der Traglast errechnet. Dieses errechnete Bemessungsspannungsniveau des Materials stellt im Folgenden die Grundlage für den Startwert aller Variationen des Spannungsniveaus dar.

thermische Randbedingungen Ziel der Untersuchungen ist es, den Effekt realer Lasthistorien unter gleichzeitig realer Temperatureinwirkung abzuschätzen. Dafür wird experimentell eine Substruktur, also ein kleiner Teilbereich einer realen Stütze untersucht. Sofern sich das globale Spannungsniveau im Probekörper am globalen Spannungsnivau der Substrukur der Stütze orientiert, wird vergleichbar mit dem realen Querschnitt auch im Probekörper eine Spannungsumlagerung affin zur thermischen Durchwärmung stattfinden. Um diesbezüglich eine möglichst gute Übereinstimmung von Versuch zu Realität zu erhalten, wurden darum die zwei folgenden Parameter von Substruktur und Versuch abgeglichen.

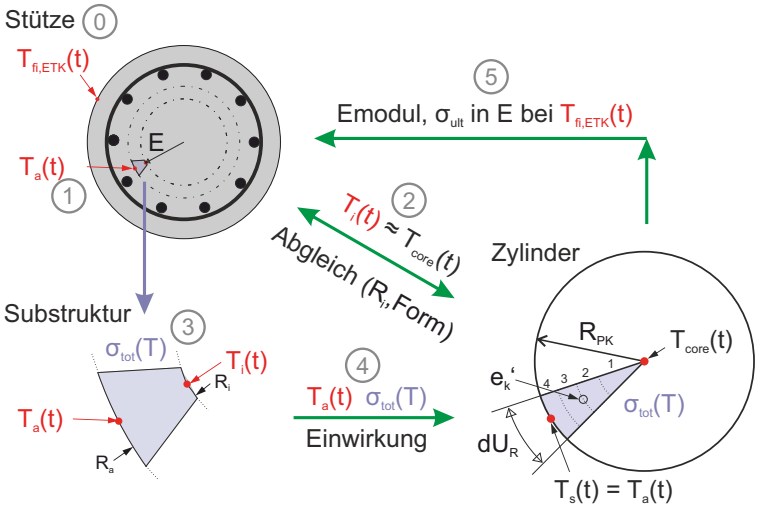


Abbildung 7.13 Darstellung der schrittweisen (Schritte 0 – 5, grau) Ermittlung einer Substruktur und daran angelehnte Untersuchungsrandbedingungen auf Basis der numerischen Berechnungen einer Stütze.

- Temperatureinwirkung auf der Außenseite
- Temperaturverteilung über den Querschnitt

Da im Rahmen dieses Vorhabens nicht alle denkbaren Substrukturen einer Stütze untersucht werden konnten, fokussierte sich das Untersuchungsprogramm gezielt auf die Substruktur, die hinsichtlich Temperatur- und Spannungshistorie exemplarisch für die Grundthese der Forschung stehen könnte. Aus den Untersuchungen von [44, 46] ist bekannt, dass hochfeste und ultrahochfeste Betone auch über die normativ relevante Temperaturgrenze von 500 °C abhängig vom Lastniveau durchaus hohe Tragfähigkeiten besitzen können. Bedingt durch die vornehmlich in diesem Bereich einsetzende Zersetzung der festigkeitsbildenden CSH-Phasen, beginnt die Festigkeit von Ultrahochleistungsbeton ab einer Grenze von 600 °C – 710 °C deutlich abzufallen. Dieser Temperaturbereich rückt damit bei der Suche materieller Tragfähigkeitspotentiale in den Mittelpunkt, da er die größte Einflussnahme zu bieten scheint. Um diesen Temperaturbereich zu untersuchen, wird die Außenseite der Substruktur, wie in Abbildung 7.14 dargestellt, auf einen Ringausschnitt einer Stütze mit einem Außenradius von R_a = 129 mm und einem Innenradius von R_i = 115 mm festgelegt (vgl. Abbildung 7.13, Schritt 3). Numerisch wurde ermittelt, dass dieser Ring, verglichen mit dem Prüfkörper im Versuchsaufbau unter der Temperatureinwirkung $T_{ring,a}(t)$ eine zur Substruktur sehr affin verlaufende Durchwärmung im Inneren $T_{cyl,core}(t)$ erfährt (vgl. Abbildung 7.14 links). Die in Abbildung 7.13

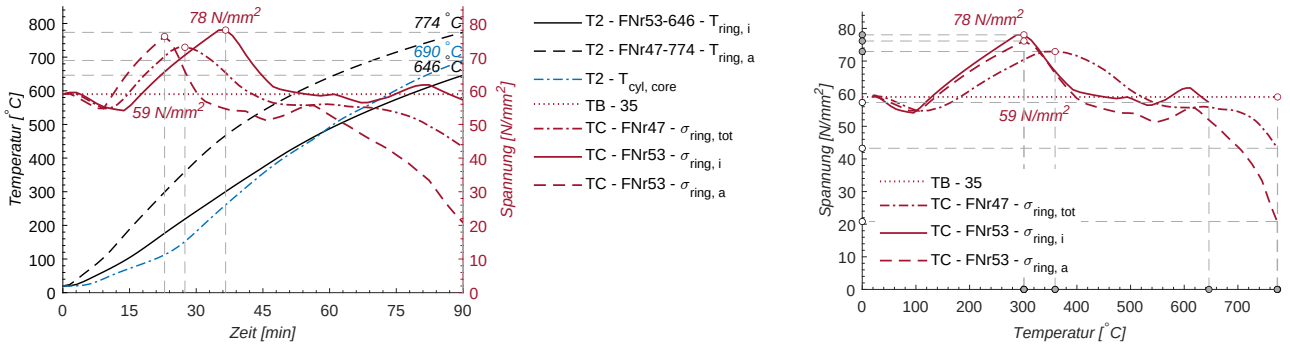


Abbildung 7.14 Darstellung der thermischen $T_{ring,a}(t)$, $T_{ring,i}(t)$ und mechanischen TC – FNR47 – $\sigma_{ring,tot}(t)$, TC – FNR47 – $\sigma_{ring,a}(t)$, TC – FNR47 – $\sigma_{ring,i}(t)$ Einwirkung der in diesem Vorhaben untersuchten Substruktur (R_a = 129 mm, D_i = 115 mm), verglichen mit der Durchwärmung eines Zylinders $T_{cyl,core}$ (links). Aus der gewählten Substruktur resultierende, kombinierte thermomechanische Materialbeanspruchung als Untersuchungsgegenstand der Forschung (rechts).

festgelegten Schritte (4 und 5) zur Ermittlung der materiellen Substrukturtragfähigkeit, werden in der folgenden Beschreibung des Untersuchungsprogramms näher erläutert.

Untersuchungsprogramm

Temperaturvalidierung Bisher wurden thermomechanische Versuche in der Regel nur an homogen durchwärmten Versuchskörpern durchgeführt, weshalb keine Erfahrungswerte zur tatsächlichen Durchwärmung eines absichtlich unter Temperaturgradienten gehaltenen Prüfkörpers vorliegen. Um jedoch trotzdem die in den Versuchen ermittelten Materialeigenschaften an den gemäß "FNR47" (vgl. Abbildung 7.14) erwärmten Prüfkörpern entsprechenden Durchwärmungszuständen zuordnen zu können, wurde abweichend der in Abbildung 7.10 dargestellten, standardisierten Messanordnung vereinzelte Versuche mit speziellen Oberflächenthermoelementen (Kennzeichnung "–TO ") oder mit Messung im Prüfkörper (Kennzeichnung "–TI ") durchgeführt (vgl. Abbildung 7.15). Ziel dieser sehr aufwändigen Messreihen war es, ergänzende Informationen zur den Temperaturverteilungen innerhalb und an der Außenseite des Prüfkörpers zu erhalten. Die Oberflächenmessungen "T_s" wurden dabei mit Mantelthermoelemente Typ K mit angeschweißten Thermoplättchen, fixiert durch einen Drahtring, direkt auf der Oberfläche appliziert. Für die Kerntemperaturmessungen "$T_{t=...}$" bzw. "T_{core}" wurden Bohrungen mit dem Durchmesser 4 mm und einer Eindringtiefe von 40 – 50 mm (von der Unterkante des Prüfkörpers gemessen) über den Querschnitt verteilt angeordnet und Mantelthermoelemente Typ K über die gebohrte Lasteinleitungsplatte entsprechend in die Bohrungen des Prüfkörpers eingebracht. Die zur Messung der Lufttemperatur - *air* T_a über und unterhalb der Prüfkörpermitte mit einem Abstand von etwa 5 – 10 mm zur Prüfkörperoberfläche angebrachten Thermoelemente, wurden als Istwert für die Steuerung der Durchwärmung verwendet (Soll-Ist-Vergleich). Insgesamt wurden

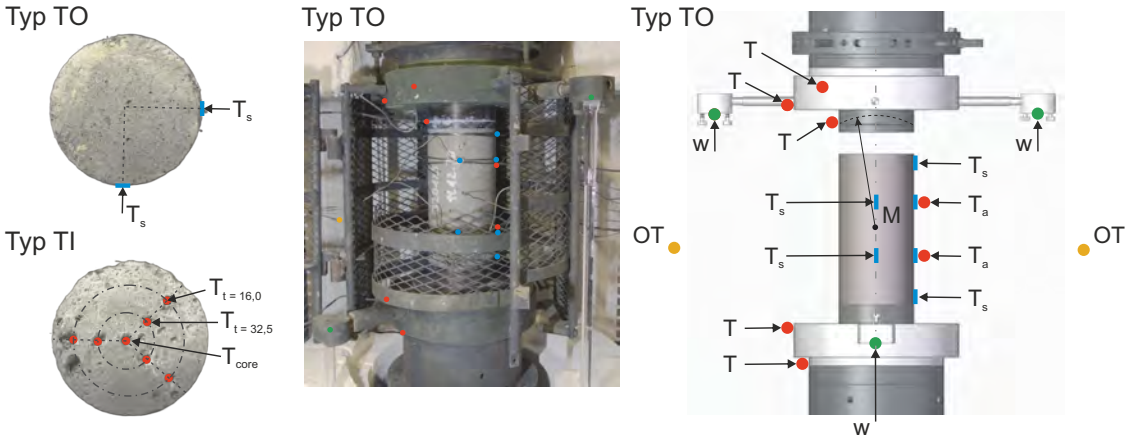


Abbildung 7.15 Darstellung des veränderten Messaufbaus zur Dokumentation der Durchwärmung entlang der Oberfläche "–TO" (Temperatur an der Oberfläche - *surface*, T_s) der Durchwärmung innerhalb des Prüfkörpers "–TI" in den Tiefen t = 16 mm, t = 32, 5 mm und im Kern - *core*, T_{core}.

drei Prüfkörper mit der Messanordnung "–TI "und vier mit ergänzenden Oberflächenmessungen "–TO "durchgeführt:

- TA-2_T1-5-1000-TI#1
- TA-2_T1-10-1000-TI#1
- TA-2_T2-FNr47-768-TI#1
- TB-40_T2-FNr47-774-TO#1
- TB-40_T2-FNr47-774-TO#2
- TC-FNr47-20-40_T2-FNr47-774-TO#1
- TC-FNr47-20-50_T2-FNr47-774-TO#1

Hauptversuche Im Rahmen der Hauptversuchsreihen werden zur Umsetzung der zuvor beschriebenen Ziele neun verschiedene Temperatur-Last-Kombinationen untersucht. Die Stütze, an der die Auswirkung der Interaktionen exemplarisch untersucht wird, orientiert sich dabei an Abschnitt 6.2 aber auch an den im Schwerpunktprogramm 1182 der DFG am Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz (iBMB) der Technischen Universität Braunschweig ermittelten Eigenschaften und Materialien zum Brandverhalten von ultrahochfestem Beton (vgl. [48, 73]). Zum einen wird die Probe in Anlehnung an die international anerkannten Empfehlungen der RILEM TC 200-HTC mit einer Geschwindigkeit von 1 K pro Minute bis zur festgelegten Zieltemperatur erhitzt (vgl. [83]). Zum anderen wird Temperatureinwirkung $T_{ring,a}(t)$, abweichend zu den RILEM-Empfehlungen, für den gewählten Stützenausschnitt (Substruktur) numerisch aus der Durchwärmung einer Stütze unter Brand abgeleitet, die mit der Einheitstemperaturzeitkurve erwärmt wurde. Die sich ergebenden Temperatur- bzw. Druckspannungshistorien wurde als Funktionen über die Zeit mit einer Nummer versehen und kurz "FNr##" abgekürzt. Die Druckspannung wird im Versuch entweder während der Erwärmung konstant, als Lastrampe bei Erreichen der Zieltemperatur oder hybrid d.h. abhängig der Prüfkörpertemperatur im Versuch geregelt. Zusammengefasst ergeben sich die in Tabelle 7.6 aufgeführten Einwirkungskombinationen. Es lassen sich neun Permutationen je betrachteter Zieltemperatur T# bilden.

Tabelle 7.6 Darstellung der aufgebrachten Prüfkörpereinwirkungen

Temperatureinwirkung	statische Belastung
Typ 1: Erwärmung bis Zieltemperatur T# in Anlehnung an RILEM TC 200-HTC (vgl. [83])	Typ A: Instationärer Kriechversuch in Anlehnung an RILEM TC 200-HTC mit anschließendem Bruchversuch (vgl. [83])
Typ 2: Erwärmung vergleichbar mit der Temperatureinwirkung auf der heißeren Seite der Substruktur R# eines mit ETK beanspruchten Stützenquerschnitts bis zur Zieltemperatur T#	Typ B: stationärer Druckversuch in Anlehnung an RILEM TC 200-HTC (vgl. [83])
Typ 3: Erwärmung wie Typ 2 bis zur Zieltemperatur T# mit anschließendem längerem Halteplateau bis die Temperatur in Prüfkörpermitte ebenfalls der Zieltemperatur T# entspricht	Typ C: Hybrider Versuch mit prognostizierter temperaturabhängiger Lasthistorie als integrale Belastung der Substruktur R# eines ETK beanspruchten Stützenquerschnitts mit anschließendem Bruchversuch

Von den möglichen Kombinationen entsprechen Typ 1-A und 1-B den, für die Ermittlung der Hochtemperaturmaterialeigenschaften zum Zieltemperaturniveau T# standardisierten Materialversuchen nach RILEM TC 200-HTC (vgl. [83]). Typ 2-C hingegen stellt den vollständigen, neuartigen hybriden Materialversuch dar, der alle Systemumlagerungsprozesse im Versuch mit abbildet. Typ 1-C, 2-A und 2-B sollen den Einfluss der Last- bzw. der Temperaturhistorie genauer herausstellen. Die Spannungsumlagerungen wurden nach den Abschnitt 6.2 beschriebenen Verfahren berechnet und im Versuchstyp C hybrid in Abhängigkeit der Temperatur, die auf der Oberfläche des Körpers gemessen wurde, auf den Probekörper aufgebracht. Im Rahmen des Versuchsprogramms wurden die am Lehrstuhl für Massivbau der TUM entwickelte, ultrahochfeste Betonmischung "TUM_BQ1" sowie eine weitere hochfeste Mischung "HPC_B" untersucht. Die Materialparameter der zweiten, hochfesten Mischung "HPC_B" wurden wegen des Projektumfangs nur stichprobenartig bei 700°C bzw. 1000°C ermittelt. Die Werte sollten deshalb in zukünftigen Vorhaben durch weitere Untersuchungen an exemplarischen Substrukturausschnitten hochfester und ultrahochfester Stützen ergänzt werden (vgl. Tabelle 7.4).

Untersuchungsablauf

Bei der thermomechanischen Untersuchung der Materialproben fließen eine Vielzahl von Parametern in den Versuch mit ein. Um die verschiedenen Versuche vergleichen zu können, wurde ein fester Un-

tersuchungsablauf im Rahmen dieses Vorhabens ausgearbeitet. Dieser besteht wie in Abbildung 7.16 dargestellt, neben bestimmten Zwischenzuständen immer aus drei grundlegenden Versuchsphasen: Der "Steifigkeitsermittlung", "Durchwärmungsphase"und dem "Bruchversuch".

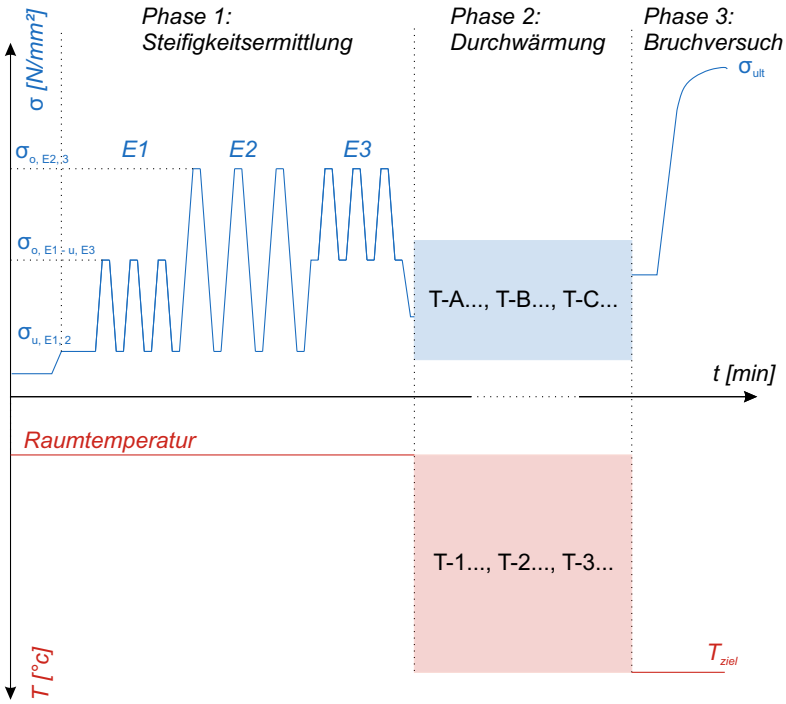


Abbildung 7.16 Darstellung der Einteilung des Untersuchungsablaufs in die verschiedenen Phasen des thermomechanischen Versuchs

Phase 1: Steifigkeitsermittlung Da es sich bei dem unter 7.2.1 dieses Berichts beschriebenen Hochtemperatur-Wegmesssystem um ein indirektes Messverfahren handelt, kann nicht davon ausgegangen werden, dass die mit diesem Messsystem ermittelten Dehnungen im Hochtemperaturbereich gleichwertig mit den Dehnungen der Prüfkörperoberfläche sind. Als Dehnung wird folgend die Differenz aus den von unten an den Belastungsplatten gemessene Wegen mit den an der oberen Belastungsplatte gemessenen Wegen bezogen auf die Länge des Prüfkörpers definiert. Es kann davon ausgegangen werden, dass die Veränderung der auf diese Art indirekt ermittelten Dehnung von Phase 1 (kalt, Raumtemperatur) zu Phase 3 (heiß, Zieltemperatur) gleichwertig mit den Veränderungen am Probekörper gemessener Dehnungen ist. Aus diesem Grund wurde im Rahmen jedes Versuchs, nach Erreichen einer Einrichtungsvorkraft von 30 kN in Phase 1 des Untersuchungsablaufs eine Reihe von Lastzyklen mit unterschiedlichen Lastniveaus und Lastbreiten angefahren (3-Zyklen mit gleicher Ober- und Unterlast). Die in den ermittelten Dehnungen enthaltenen parasitären Dehnungsanteile können durch den Vergleich der in diesen Lastzyklen ermittelten Dehnsteifigkeiten mit der im E-Modulversuch gemäß DIN EN 12390-13 ermittelten Materialsteifigkeiten rückgeführt werden (vgl [16]). In der Regel wurden in Anlehnung an die Verfahren der DIN EN 12390-13 zwei bis drei unterschiedliche Lastregime mit jeweils drei Lastzyklen aufgebracht. Die Lastregime umfassten in der Regel Lastspiele von $0,05 \cdot f_{cm}$–$0,15 \cdot f_{cm}$, $0,05 \cdot f_{cm}$–$0,30 \cdot f_{cm}$ und $0,15 \cdot f_{cm}$–$0,30 \cdot f_{cm}$ unter Berücksichtigung von 15 Sekunden langen Halteplateaus, die kraftgeregelt mit einer Belastungsgeschwindigkeit von $0,50 \frac{N}{mm^2}$ angefahren wurden (vgl. Abbildung 7.20 und Abbildung 7.16).

Phase 2: Durchwärmung Bei der Durchwärmung finden die in Abbildung 7.17 und Abbildung 7.18 dargestellten Last-Temperatur-Zeit-Permutationen Anwendung. Die Dehnungen sind dabei vor allem zwischen Versuchen gleicher Temperatureinwirkungen miteinander vergleichbar. Dadurch wird der Einfluss

der temperaturabhängigen Lasthistorie abgebildet. Die parasitäre Dehnungen können dabei durch den Vergleich mit unbelasteten Proben (Kalibrierkurven, kurz "kalib.") eliminiert werden.

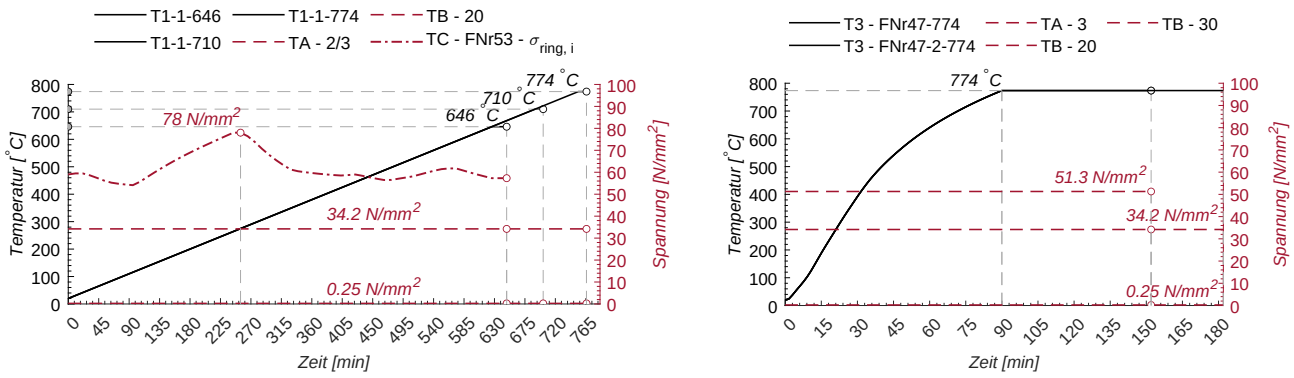


Abbildung 7.17 Darstellung der verschiedenen Varianten, stationärer thermischer Einwirkungen $T_s(t)$ in Kombination mit der zeitliche stattfindenden statischen Beanspruchung $\sigma_{tot}(t)$ (Typ A, B oder C) im experimentellen Kleinversuch. Links, Aufbringen der Temperatur gemäß RILEM TC 200-HTC mit einer Erwärmungsgeschwindigkeit von 1 $\frac{1K}{min}$ (Typ 1, vgl. [83]). Rechts, Aufbringen der Temperatur gemäß Außentemperatur der gewählten Substruktur FNr47 ($T_{ring,a}(t) = T_{cyl,s}(t)$) mit anschließendem Halteplateau (62 bzw. 92 Minuten) zur stationären Durchwärmung (Typ 3)

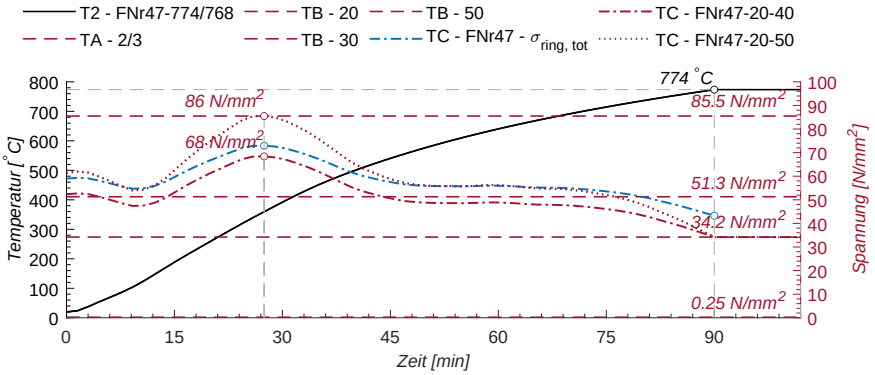


Abbildung 7.18 Darstellung der verschiedenen Varianten, stationärer thermischer Einwirkungen $T_s(t)$ in Kombination mit der zeitliche stattfindenden statischen Beanspruchung $\sigma_{tot}(t)$ (Typ A, B oder C) im experimentellen Kleinversuch. Aufbringen der Temperatur gemäß Außentemperatur der gewählten Substruktur FNr47 ($T_{ring,a}(t) = T_{cyl,s}(t)$) ohne anschließendem Halteplateau, aber mit anschließender kurzer thermischer, Homogenisierungsphase (12 Minuten) (Typ 2)

Phase 3: Bruchversuch Am Ende der Durchwärmungsphase wurden die Prüfkörper - sofern noch belastbar - vom letzten Lastniveau der Durchwärmung aus, kraftgeregelt mit einer Belastungsgeschwindigkeit von $0,50 \frac{N}{mm^2}$ bis zum Bruch belastet. Im Unterschied zu Versuchen anderer Autoren wurde die Last vor dem Bruchversuch nicht zurückgefahren oder durch zyklische Beanspruchungen eine zweite Steifigkeitsermittlung im Hochtemperaturbereich durchgeführt. Auch wurde keine Weg- sondern eine Kraftregelung, wie in der DIN EN 12390-10 für die Druckfestigkeitsprüfung festgelegt, verwendet (vgl. [17, 48, 73, 83]). Dadurch wurde es möglich, eine Aussage zur Veränderung der Lastaufnahme/ Steifigkeit des Materials zu treffen und Tragfähigkeitspotentiale bezogen auf die Wechselwirkungen von Temperatur- und Spannungshistorie innerhalb der Substruktur direkt auszuweisen.

Auswertungsmethodik

Steifigkeitsermittlung Die elastischen Eigenschaften von Betonen sind in der Regel abhängig vom Spannungsniveau der Ermittlung und darüber hinaus fehlerbehaftet, wenn sie nicht direkt am Prüfkörper, in einem

ungestörten Bereich gemessen werden. Darum wurden immer verschiedene Unter- und Oberlasten anfangs des Versuchs angefahren. Die verwendete Steifigkeitseigenschaft aus Phase 1, die zum Vergleich für den späteren Bruchversuch (Phase 3) herangezogen wurde, konnte somit in den Aspekten Startlastniveau und Spannungsbreite zwischen den beiden Versuchsphasen abgeglichen werden. Der im Folgenden mit "E_{est}"

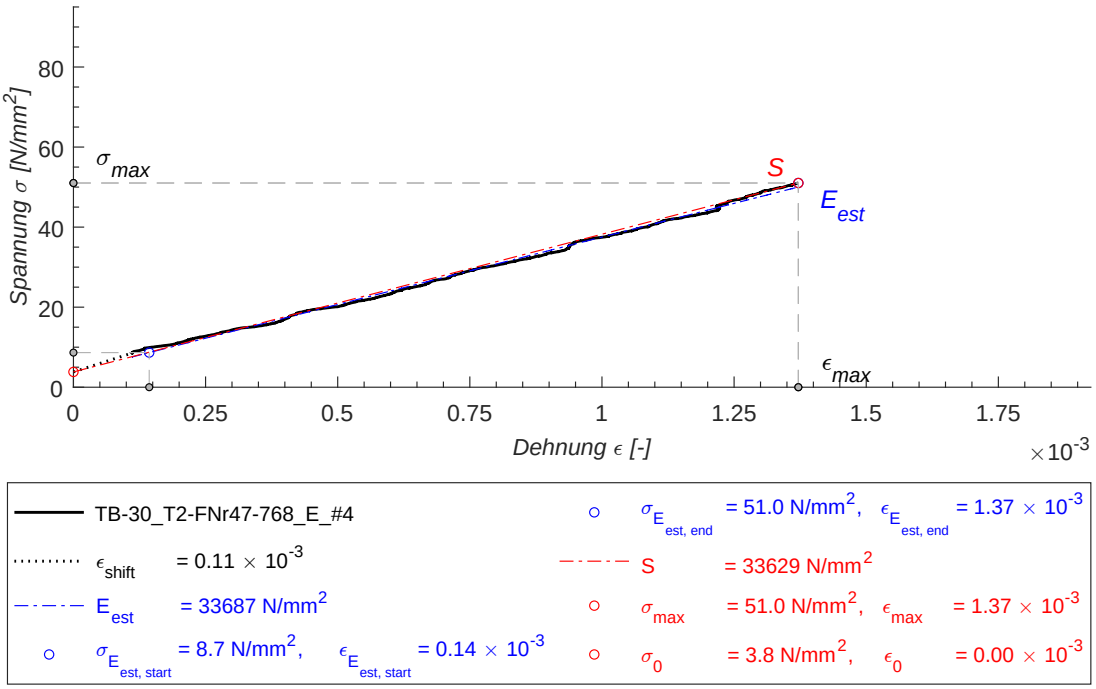


Abbildung 7.19 Beispielhafte Auswertung der Phase 1 des Versuchsablaufs, mit Darstellung der Rampe E4 in der Einzelauswertung zur Ermittlung der elastischen Materialeigenschaften bei Raumtemperatur (Darstellung Prüfkörper "TB-30_T2-FNr47-768")

bezeichnete Steifgkeits- bzw. Elastizitätsmodul wird dabei unter Zuhilfenahme von Ausgleichsrechnungen und "S" als reiner Sekantenmodul zwischen $\sigma_{null} = 3,8 \frac{N}{mm^2}$ und σ_{max} errechnet. Wobei σ_{null} der Kontaktspannung entspricht, bei der von einem gleichmäßigem Kraftschluss sowohl für Kalt- wie Warmfestigkeiten ausgegangen werden kann (vgl. Abbildung 7.19). Die bei diesem Spannungsniveau erreichte Dehnung ϵ_{null} wird, falls der Versuch bei einem höheren Spannungsniveau beginnt, mittels "E_{est}" von der Versuchsstartspannung ausgehend abgeschätzt. Für die Ermittlung von "E_{est}" werden in einem ersten Schritt mit einem Ausgleichspolynom (n = 2 für Phase 1 und n = 4 für Phase 3) die Spannungs-Dehnungs-Kurven von Phase 1 bzw. 3 auf einem Bereich von 95 % der Gesamtkurve angenähert. Um materielle Umlagerungsprozesse, die bei geringen Spannungsniveaus vorhanden sind aus der Ermittlung zu eliminieren, werden für die Ermittlung des genäherten "linearen" Bereichs nur Dehnungsmesswerte berücksichtigt, die über einer materialabhängigen Startspannung von etwa 4-5 Prozent der Druckfestigkeit liegen ("HPC_B": σ_{min} ca. $3.9 \frac{N}{mm^2}$ und "TUM_BQ1": σ_{min} ca. $8,5 \frac{N}{mm^2}$). Das Ende des "linear" angenommenen Bereichs wird über die maximale, prozentuale Abnahme der Steigung im Vergleich zu ihrem mittleren Anfangswert definiert. Der ermittelte Wert der für diesen Bereich anzunehmenden, linearen Ausgleichsgeraden "E_{est}"wird verwendet, um die z. T. auf unterschiedlichen Spannung/ Dehnungsniveaus startenden Versuche/ Kurven auf eine gleiche Dehnungsbasis mittels Startpunktverschiebung ϵ_{shift} zu approximieren (vgl. Abbildung 7.20). Bei Abnahme der Steigung der gemessenen Dehnung von mehr als 5 % im Vergleich mit der mittleren Anfangssteigung der ersten 2,5 % der Ausgleichskurve, wird das Ende des linearen Bereichs festgelegt. Das Verhältnis von "$E_{est,\,20°}$" zu "$E_{est,\,T°_{Ziel}}$" wird mit "$\alpha_{est,\,20°}$" das Verhältnis "$S_{20°}$" zu "$S_{T°_{Ziel}}$" wird mit "$\beta_{S,\,20°}$" bezeichnet. Der so ermittelte Faktor kann dann auf den tatsächlichen EModul im Vergleichsversuch (z.B. für "TUM_BQ1" ist $E_{DIN\,EN\,12390-13,\,20°} = 44.100$) angewendet und so die Berechnung auf normative Werte zurückgeführt werden (vgl. Abbildung 7.23 und Abbildung 7.20).

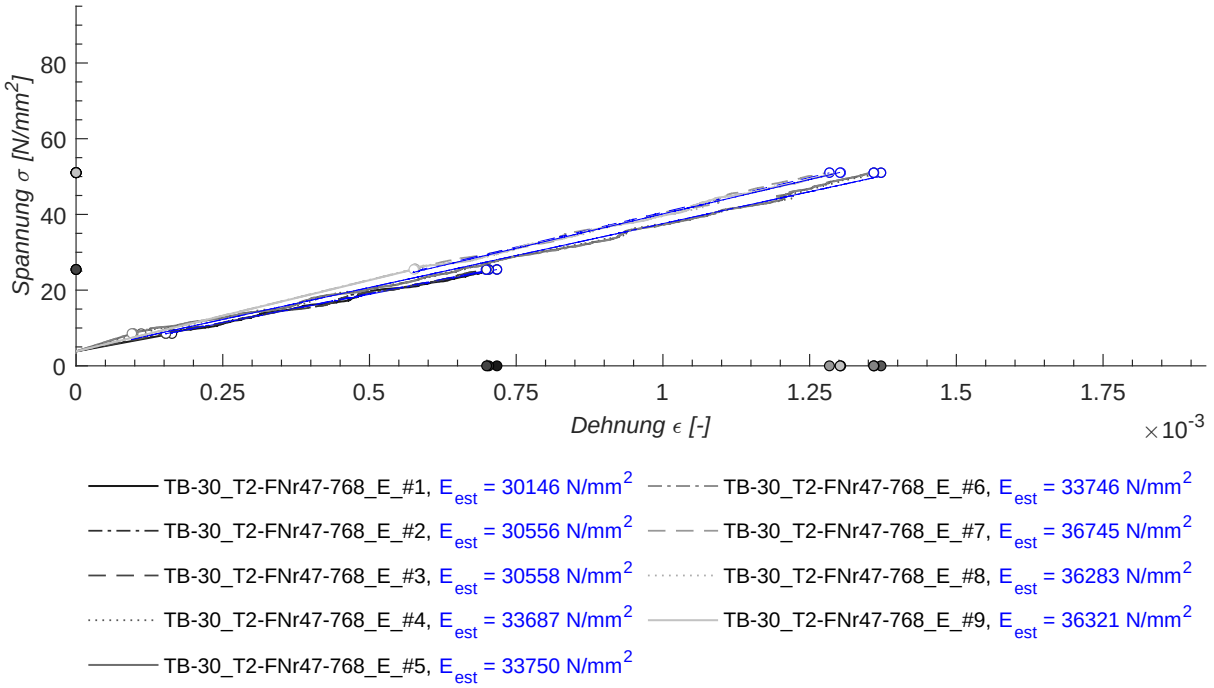


Abbildung 7.20 Beispielhafte Auswertung der Phase 1 des Versuchsablaufs, mit Darstellung der indirekt gemessenen, elastischen Materialeigenschaften bei Raumtemperatur (Darstellung Prüfkörper "TB-30_T2-FNr47-768")

Dehnung während der Durchwärmung Für die Auswertung der Dehnungen während der Durchwärmung werden die Versuche der mechanischen Beanspruchung Typ A (Normalkraft zwischen 2 bzw. 3 kN), die vergleichbar mit "$T_{kalib,\,air,\,m}$" durchwärmt wurden, als Maß für die freie Temperaturausdehnung "ϵ_{kalib}" bzw. "α_T" herangezogen. Dieses Vorgehen gleicht dem üblichen Vorgehen anderer Autoren (vgl. [48, 73]). Die Temperatur am Prüfkörper "$T_{surf.,calc.}$" wird dabei numerisch auf Basis der oberflächennahen Lufttemperatur T_{air_m} abgeschätzt. Die numerischen abgeschätzte Berechnung der Oberflächentemperatur wurde im Rahmen der Begleitversuchen Typ "TO" und Typ "TI" für verschiedene Temperatureinwirkungen validiert und kann in guter Näherung als Bezugsmaß für die Materialtemperatur auf der Oberfläche verwendet werden (vgl. Abbildung 7.21, Abbildung 7.15 und Unterabschnitt7.2.2). Die nachfolgend mit mechanische Dehnung "$\epsilon_{mech.}$" bezeichnete Dehnung während der Durchwärmung, ergibt sich aus der Differenz von gemessener Gesamtdehnung unter Spannung "$\epsilon_{ges.}$"und der spannungsfrei ermittelten Dehnung "ϵ_{kalib}". Wie auch bei der Ermittlung der Materialsteifigkeit werden die parasitäre Dehnung bei der Durchwärmung innerhalb gleicher Temperatureinwirkungen (T1, T2 oder T3) durch die Dehnungsbilanzierung weitestgehend eliminiert. Da sich die Stahlkomponenten der Maschine elastisch für alle Verformungen verhalten, können die ermittelten mechanischen Dehnungswerte, die Veränderungen im Beton hinsichtlich der mechanisch-thermischen Einwirkungskombination zum Vergleich der verschiedenen Regime herangezogen werden (vgl. Abbildung 7.22). Die Zeitpunkte der Auswertung der verschiedenen Messwerte während der Durchwärmung sind neben der kontinuierlichen Abbildung, die Stützstellen des Anfangs bzw. das Endes der Erwärmungsphase $t_{heat,s}$, $t_{heat,e}$ sowie das zeitlich anschließende Ende des Temperaturhalteplateaus $t_{const.,e}$. Mit Erreichen dieses, letzten Punkts der Durchwärmung geht der Versuch in den Bruchversuch über. Die zu diesem Zeitpunkt notwendige Verformungsgeschwindigkeit wird mit $m_{const.,\,e}$ angegeben und ist ein Maß für die Kriechgeschwindigkeit der Probe bei konstanter Spannung unter stetiger, homogenisierender thermischer Durchwärmung. Die gemessenen Dehnungen werden mit Eintritt in die Phase 2 des Versuchs tariert und um die linearen, aus der statischen Beanspruchung resultierenden Dehnungen ergänzt (vgl. Gleichung 7.2).

$$\epsilon_{mech.,\,T_{surf.,\,calc.}} = \epsilon_{ges.}(T_{surf.,\,calc.}) - \frac{\sigma(T_{surf.,\,calc.})}{E_{est.}}(T_{surf.} = 20°C) - \epsilon_{kalib}(T_{surf.,\,calc.}) \tag{7.2}$$

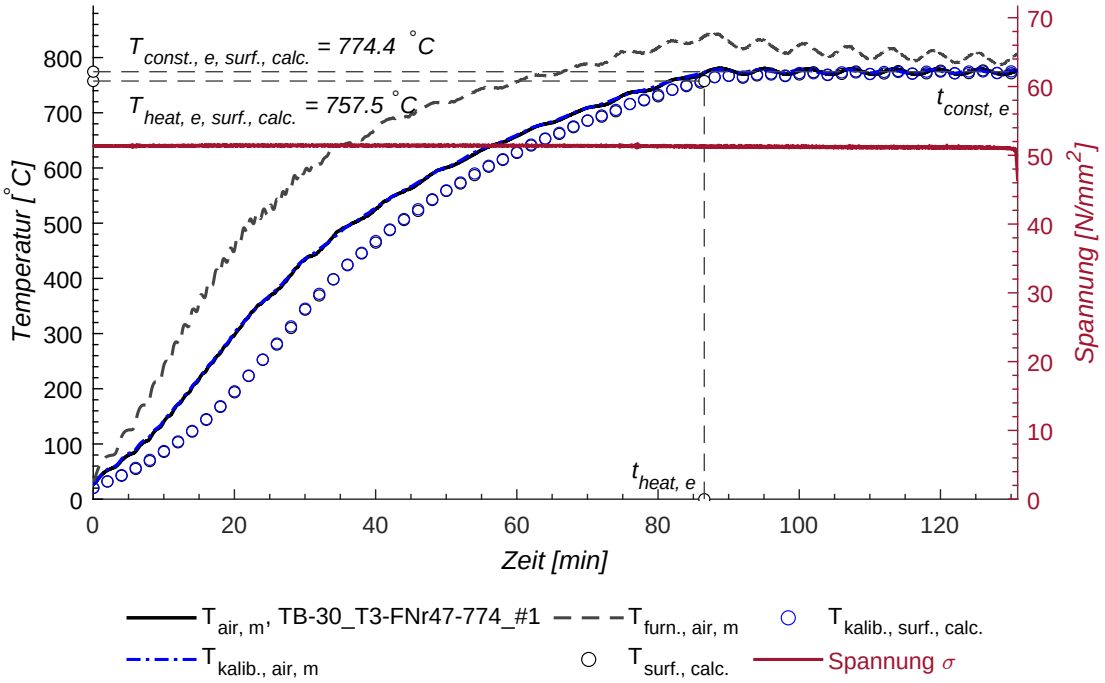


Abbildung 7.21 Beispielhafte Auswertung der Phase 2 des Versuchsablaufs, mit Darstellung der numerisch ermittelten Oberflächentemperatur und aufgebrachten Spannung in Abhängigkeit der Zeit (Darstellung Prüfkörper "TB-30_T3-FNr47-774_#1")

Bruchversuch Während des Bruchversuchs hält der Ofen die Solltemperatur konstant. Die Druckspannung zum Ende der Durchwärmung stellt gleichzeitig die Startspannung des Bruchversuchs dar. Somit entspricht die beim Bruchversuch erreichte Materialeigenschaft der realen Last-Verformungs-Beziehung der untersuchten Substruktur zum Zeitpunkt der berechneten Brandeinwirkungsdauer "R" (vgl. Abbildung 7.23). Die im Bruchversuch erzielte Maximallast "σ_{max}" ist damit der mittleren Materialfestigkeit "σ_{ult}", die unter der zugrunde liegenden thermomechanischen Historie von der Substruktur noch erreicht werden kann, gleichzusetzen. Der Vergleich dieser Last mit einer nach üblichen Verfahren für diese Zieltemperatur ermittelte Festigkeit (T1 kombiniert mit TA, TB) kann als Tragfähigkeitspotential ausgewiesen werden. Die Verhältnisse der Steifigkeitsmaße $\alpha_{E_{est,20°C}}$ und $\beta_{S_{20°C}}$ wird dabei immer auf den ersten Steifigkeitsmodul eines Lastregimes (E1, E2, E3) der Phase 1 bezogen (vgl. Abbildung 7.20 und Abbildung 7.23). Die Wahl des Lastregimes, das zum Vergleich herangezogen wird, erfolgt dabei nach zwei Gesichtspunkten. Zunächst wird das Regime mit der geringsten Abweichung von zyklischer minimaler Spannung (Unterlast) in Phase 1 zur Startspannung in Phase 3 ausgewählt. Bei zwei Regimen ähnlicher minimaler Spannung wird das Regime gewählt, dessen maximale zyklische Spannung möglichst nah an der erreichten Bruchlast liegt. Dabei wird nicht die stabilisierte Steifigkeit, sondern die erste Steifigkeit des Regimes gewählt. $\alpha_{E_{est,20°C}}$ und $\beta_{S_{20°C}}$ geben eine Aussage darüber, welche Lastaufnahme die Substruktur im Vergleich zum Ausgangszustand erreichen kann.

Ergebnisse: Temperaturvalidierung

Die Messung der Durchwärmung an Oberfläche und im Prüfkörper wurde immer in einem Bereich von ca. ±50 mm um die Prüfkörpermitte angeordnet. Die Auswertung der Versuche zur Temperaturvalidierung ergab, dass durch die an der TUM entwickelte, adaptive Ofensteuerung die oberflächennahe Lufttemperatur (Abstand der Element ca. 5 mm von der Oberfläche entfernt, vgl. auch Unterabschnitt 7.2.1) ohne nennenswerte Abweichungen für langsame, wie schnelle Erwärmungen erreicht wurde. Die Oberflächentemperatur läuft der Lufttemperatur vor allem zu Beginn meist um ca. 5 – 10 Minuten nach, weshalb die Versuche ohne längere Halteplateaus (Typ 1, 2) in der Regel mit einer Homogenisierungsdauer ($t_{heat,e}$ zu $t_{const.,e}$) von 12 Minuten nach Erreichen des Lufttemperatur-Sollwerts geplant wurden. Die Überlagerungen der

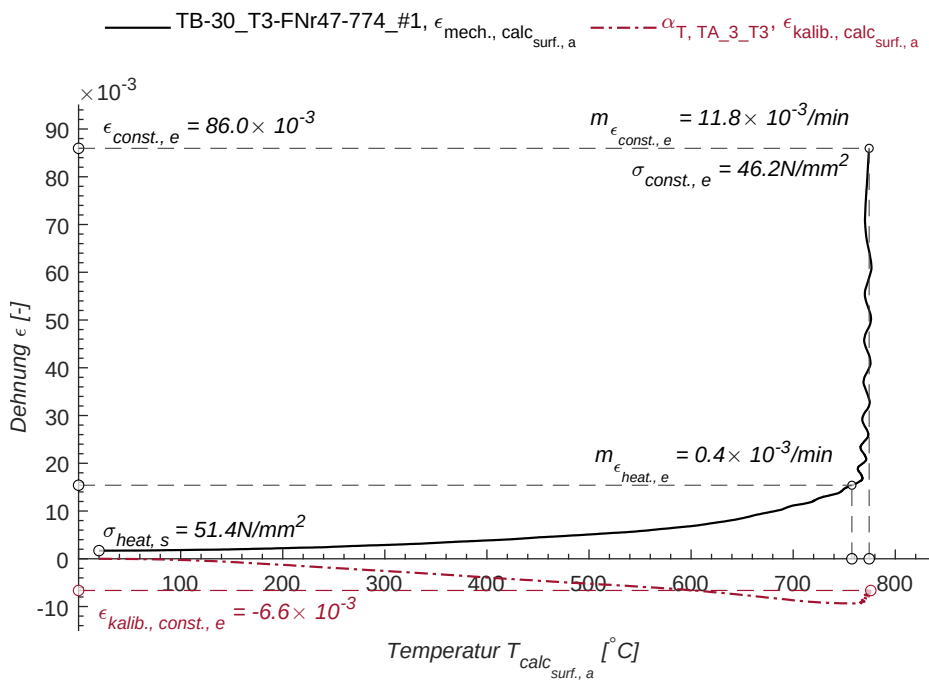


Abbildung 7.22 Beispielhafte Auswertung der Phase 2 des Versuchsablaufs, mit Darstellung der mechanischen Dehnung ϵ_{mech} in Abhängigkeit der numerisch ermittelten Oberflächentemperatur (Darstellung Prüfkörper "TB-30_T3-FNr47-774_#1")

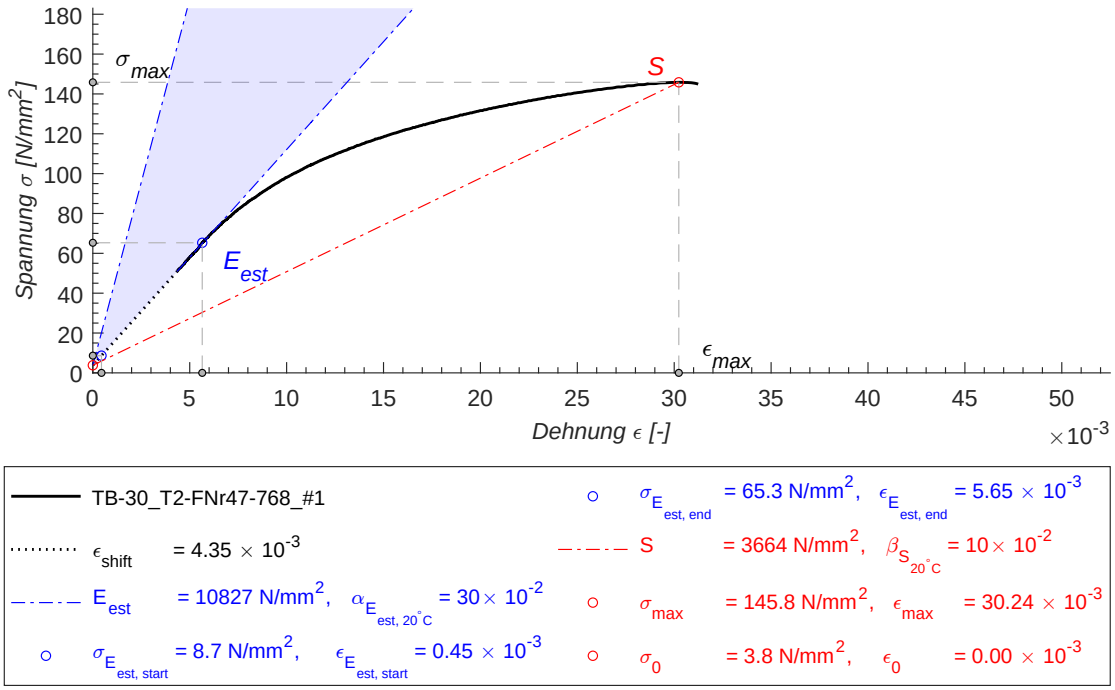


Abbildung 7.23 Beispielhafte Auswertung der Phase 3 des Versuchsablaufs, mit Darstellung der indirekt gemessenen, Dehnungen im Heißdruckversuch bei 768℃ Temperatur der Prüfkörperoberfläche (Darstellung Prüfkörper "TB-30_T2-FNr47-768")

experimentellen Temperaturmessungen zweier Versuche gleicher Erwärmung T2-FNr47-774-TO bzw. TI mit den zugehörigen numerischen Berechnungen der Durchwärmung sind in Abbildung 7.24 exemplarisch dargestellt.

In Abbildung 7.24 lässt sich deutlich erkennen ist, dass der Sollwert der Erwärmung "$T_{exp.,\,air.core,\,m}$" (blau) mit den gemessenen, mittleren Oberflächentemperaturen "$T_{exp.,\,air.surf.,\,m}$" deckungsgleich verläuft. Auch die

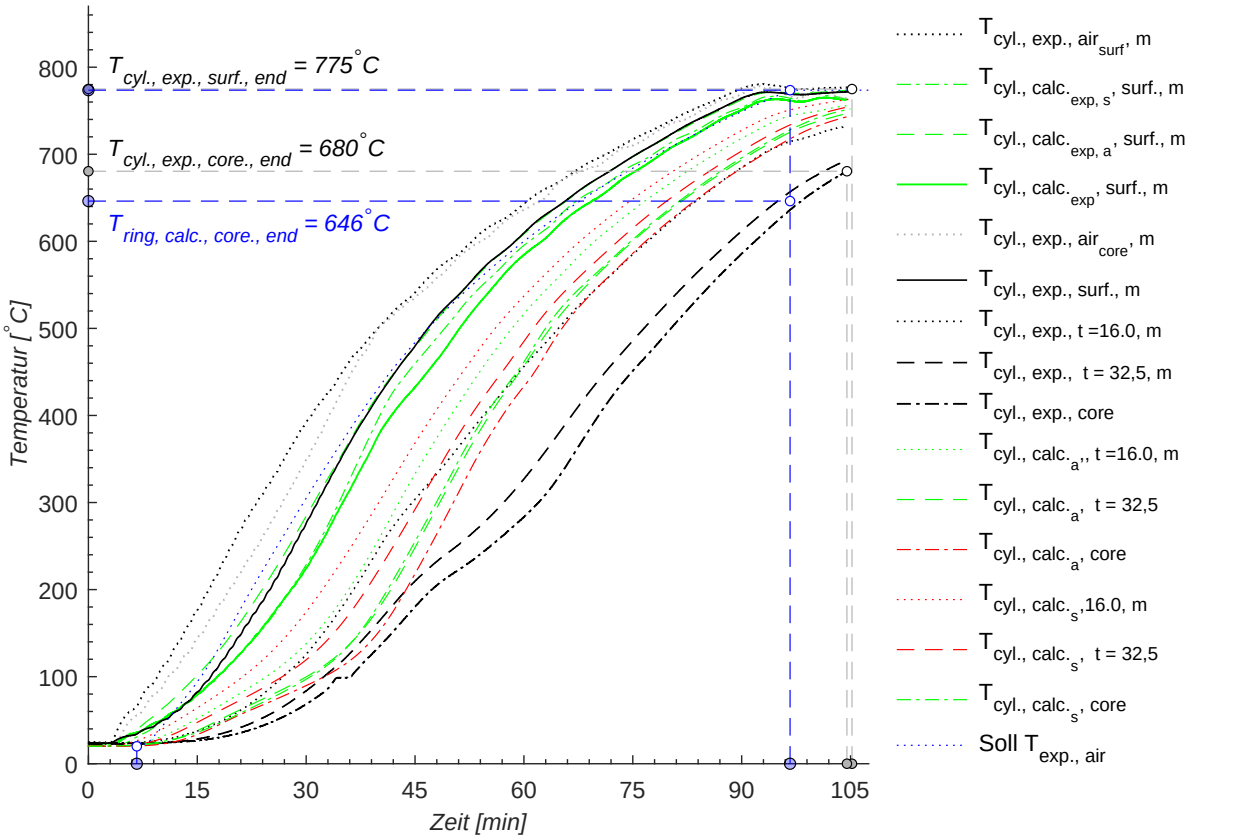


Abbildung 7.24 Temperaturverteilung in der Phase 3 des Versuchsablaufs, mit Darstellung der in der Luft (air) an Oberfläche (surf.) und in verschiedenen Tiefen (t in mm bzw. im Kern) auf berechnete (calc.) und experimentell ermittelte (exp.) Temperatur in Vergleich zum Soll-Wert basierend auf der Substruktur (ring) aus der Stütze

numerische Berechnung der Oberflächentemperatur auf Basis der Lufttemperaturmessung aus Versuch TI "$T_{calc.exp,a,surf.,m}$", bzw. TO "$T_{calc.exp,s,surf.,m}$" liegt nahe an der experimentell gemessenen Oberflächentemperatur. Die numerisch errechnete Erwärmung in verschiedenen Tiefen innerhalb des Probekörpers verläuft schneller als im Versuch gemessen wurde (vgl. Abbildung A.97). Die Temperaturabweichungen

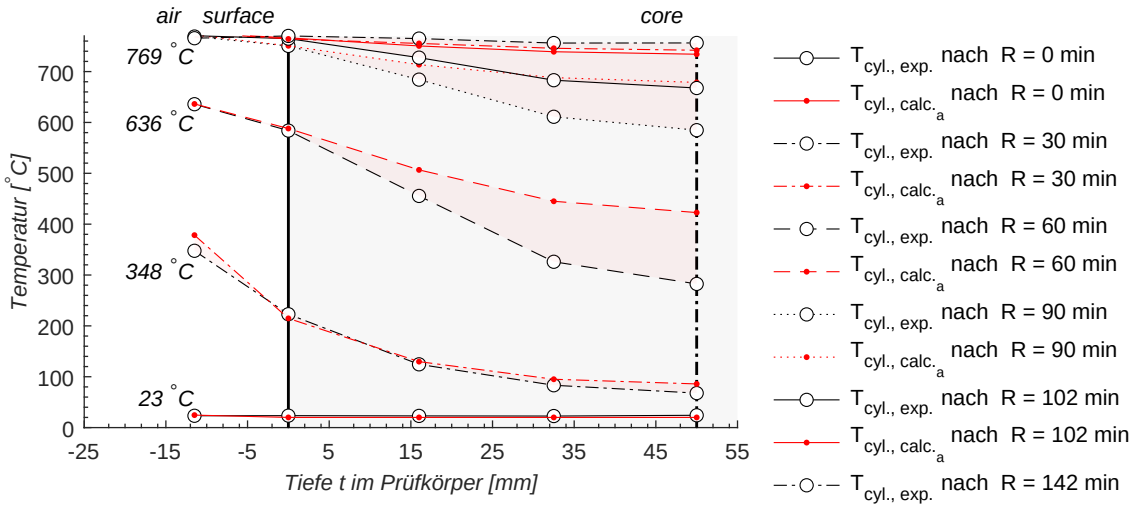


Abbildung 7.25 Temperaturverteilung in der Phase 3 des Versuchsablaufs. Durchwärmung einer Prüfkörperhälfte an diskreten Zeitpunkten "R" in Schnittdarstellung. Vergleich von berechneten (calc.) zu experimentell ermittelten (exp.) Temperaturen

zwischen den rechnerischen und gemessenen Werten (am Zylinder) kann einerseits auf die rechnerisch

nicht berücksichtigte Ableitung der Wärme in das Widerlager zurückgeführt werden. Temperaturmessungen an der Oberfläche des Probekörpers haben ergeben, dass dieser Effekt bei 200°C Oberflächentemperatur bereits seinen Maximalwert erreicht und ab 600°C nur noch eine Temperaturdifferenz von 20°C im Abstand von 40mm vom Probekörperrand an der Oberfläche vorliegt. Andererseits sorgen zusätzliche Wassertransportvorgänge dafür, dass die im Inneren gemessenen Temperaturen abmildert werden. Ein klares Indiz hierfür ist darin zu sehen, dass sich bei etwa 100°C ein horizontaler Ast in der Kerntemperatur (Grund: Verdunstungskälte) und ab 250°C ein Steigungswechsel (Ansammlung von frei werdendem, chemisch gebundenen Wasser) abzeichnen, die avers zur errechneten Veränderung der Durchwärmung verlaufen. Wasseransammlungen und Diffusion sind deshalb denkbar, weil die Mantelthermoelemente zur Temperaturmessung nicht einbetoniert, sondern in gebohrten Proben mit Lochspiel angeordnet wurden. Wie stark die zuvor genanten Ursachen insgesamt zu gewichten sind, lässt nicht genauer aus den Messungen ableiten. Jedoch entspricht durch die vorhandenen Abweichungen die experimentell erzielte Durchwärmung nicht nur an der Oberfläche, sondern auch im Kern der zylindrischen Probe wesentlich besser der Temperaturverteilung der Substruktur als numerisch am Zylinder prognostiziert werden konnte. Dadurch ergibt sich eine sehr viel geringere Temperaturabweichung zwischen Substruktur "$T_{ring,\,calc.,\,core.,\,end}$" und experimentell untersuchtem Zylinder "$T_{cyl.,\,exp.,\,core.,\,end}$" von 5 % nach 90 Minuten Erwärmung (vgl. Abbildung 7.24). Da die Temperatur in der Prüfung trotzdem höher als die der Substruktur ausfiel, ist anzunehmen, dass die Überschreitung der Kerntemperatur für die Beurteilung der Versuche auf der sicheren Seite liegt.

Ergebnisse: HPC_B

Zusammenfassung Die gesammelten, thermomechanischen Ergebnisse können Abschnitt A.3 entnommen werden. Zur besseren Veranschaulichung im Kontext der Forschungsfragen, werden ausgewählte Ergebnisse im Folgenden gesondert ausgewertet und aufgeführt.

Ausgewählte Ergebnisse Die Darstellung in Abbildung 7.26 zeigt, dass die hochfeste Mischung "HPC_B", bei 700° im Mittel etwa 67 % ihrer Restfestigkeit und 63 % ihrer Reststeifigkeit $\alpha_{E_{est,20°}}$ unter einer während der Erwärmung gleichbleibend, gehaltenen Normalspannung von 30 % der mittleren Festigkeit besitzt. Die Abweichung zwischen den Versuchen resultierte aus einer Variation der Belastungsgeschwindigkeit während des Bruchversuchs. Das Versagen trat bei beiden Versuchen schlagartig auf und führte mit Zunahme der Belastungsgeschwindigkeit zu einer Zunahme der erheblichen Abplatzungen am Prüfkörper. Auch bei 1000° wurden im Mittel noch etwa 14 % der ursprünglichen Tragkraft erreicht. Diese Tragkraft konnte, wie in Abbildung 7.26 erkennbar, jedoch nur mit z.T. erheblichen Verformungen aktiviert werden. Bei einem Prüfkörper trat sogar eine Art duktiles "Fließplateau" auf.

Ergebnisse: TUM_BQ1

Zusammenfassung Die gesammelten, thermomechanischen Ergebnisse können Abschnitt A.4 entnommen werden. Zur besseren Veranschaulichung im Kontext der Forschungsfragen, werden ausgewählte Ergebnisse im Folgenden gesondert ausgewertet und aufgeführt.

Ausgewählte Ergebnisse Die Auswertung der Hauptversuchsserie mit der Mischung "TUM_BQ1" soll folgende Fragestellungen im Kontext der Themenstellung von Tragfähigkeitspotentialen durch Lastumlagerungen klären:

- Welchen Einfluss hat die Temperatur bzw. Lasteinwirkungsdauer
- Welchen Einfluss hat die Belastungshistorie (im Querschnitt, bzw. global)
- Wie wirkt sich eine kombinierte Temperatur- und Lasthistorie aus

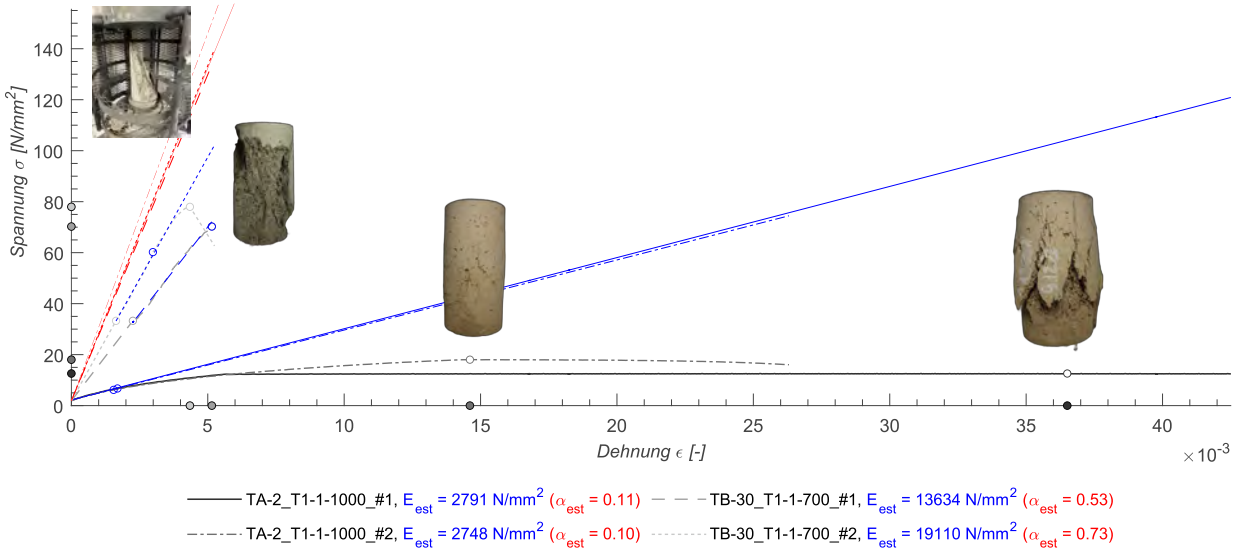


Abbildung 7.26 Spannungs-Dehnungs-Diagramm für die Versuchsserien T1 der Mischung "HPC_B "

Temperatur- bzw. Lasteinwirkungsdauer Um die Temperatureinwirkungsdauer zu untersuchen, wurden gemäß RILEM-Empfehlungen zylindrische Prüfkörper mit der für D = 100 mm empfohlenen Erhitzungsgeschwindigkeit von $\frac{1K}{min}$ (Typ 1-1) und einer Haltedauer von 12 Minuten durchwärmt (vgl. [83]). Ebenfalls wurden Versuche an gleichartigen Prüfkörpern durchgeführt, die mit der Temperatur-Zeit-Kurve "FNr47" erhitzt (Typ 3-FNr47 bzw. Typ 3-FNr47-2) und für 62 bzw. 92 Minuten auf dem Hochpunkt der Erhitzung bei T_{Ziel}°C gehalten wurden (vgl. auch Abbildung 7.17). Die unter Unterabschnitt 7.2.2 ausschnittsweise

Abbildung 7.27 Darstellung des Prüfkörpers TB-20_T1-1-774#1 (mittig links und links) und des Probekörpers TB-20_T3-FNr47-2-774#1 (mittig rechts und rechts)

dargestellte Validierung der Temperaturverteilung bestätigte, dass beide Proben eine vergleichbare Durchwärmung beim Erreichen der Zieltemperatur hatten. Wie an Fotos der Probekörper nach den Versuchen Abbildung 7.27 bereits zu erkennen ist, waren die auf Basis des Rissbilds abzuleitenden Schäden im Bruchversuch bei der Probe Typ 1 sehr viel ausgeprägter. Beide Proben wurden auf die gleiche Zieltemperatur von 774°C erhitzt und trotzdem unterscheidet sich auch der Farbumschlag sowie die Oberflächenstruktur, die bei Typ 1 von einer Vielzahl krakeleeartigen Rissen überzogen ist, der Probe Type 1 deutlich von der mit Typ 3 erwärmten Probe. Es wirkt fast so, als sei die Probe Typ 1 wesentlich stärker dehydriert worden. In Abbildung 7.28 zeigt sich darüber hinaus, dass auch in den mechanischen Eigenschaften ein deutlicher Unterschied zwischen den Versuchen der beiden Durchwärmungsarten dokumentiert werden konnte. Auch wenn die Probe "TB-20_T1-1-710_#1" noch fast an die Bemessungsfestigkeit von 56 Tagen heranreicht, hat die Probe "TB-20_T1-1-774_#1" bereits einen deutliche Zuwachs an Kriechdehnungen (zu erkennen an der verschobenen Startposition des Bruchversuchbeginns) als auch eine signifikante Abnahme der Steifigkeit

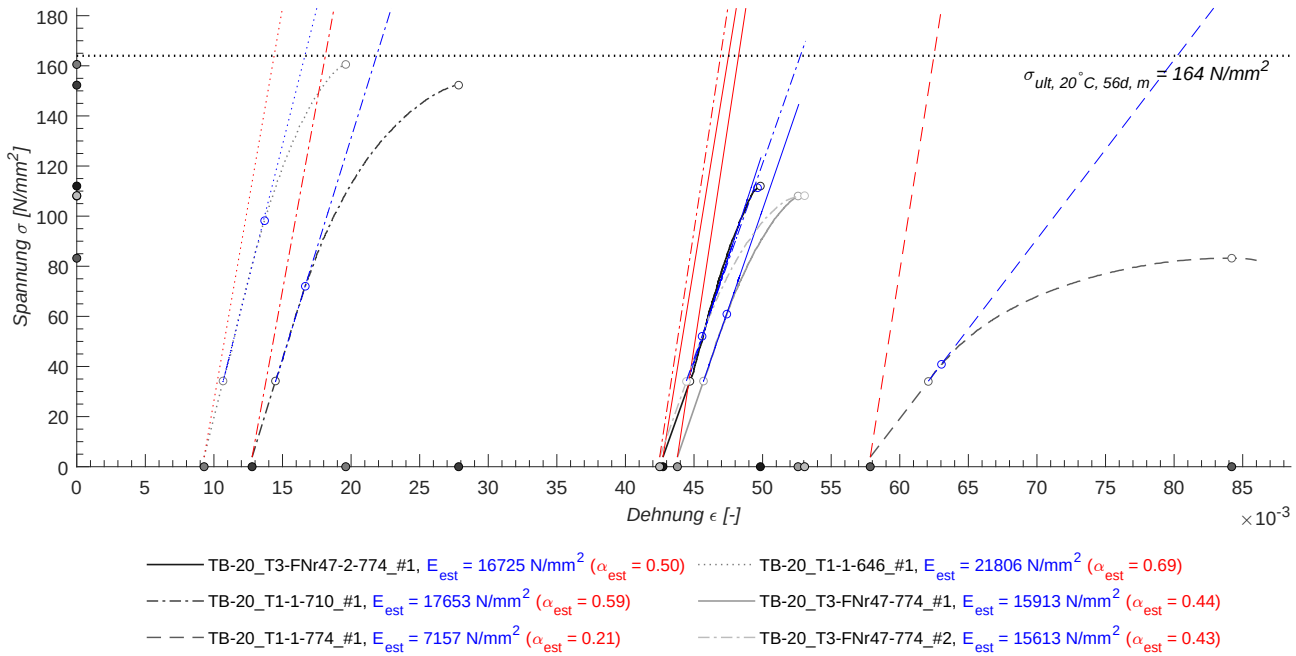


Abbildung 7.28 Spannungs-Dehnungs-Diagramm für die Versuchsserien T1 und T3 der Mischung "TUM_BQ1" mit mechanischer, konstanter Belastung TB. Die Kurven sind entsprechend der mechanischen Dehnung $\epsilon_{mech.}(T)$ aus der Versuchsphase 2 (Durchwärmung) auf der x-Achse versetzt

(erkennbar am Faktor $\alpha_{est.}$). Im Vergleich dazu sind alle drei Kurven des Typs T3-FNr47, auch wenn sie sich z.T. um 30 Minuten Haltezeit unterscheiden, um einen ähnlichen Anfangsdehnungswert angeordnet. Auch der Faktor der Reststeifigkeit ist mit 43 % < $\alpha_{est.}$ < 50 % und der maximalen Spannung sind im Vergleich zur langsam erwärmten Probe deutlich erhöht. In Tabelle A.2 lassen sich auch die Ergebnisse der unbelastet erwärmten Versuchskörper "TA-2_T1-1-774_#1", "TA-2_T3-FNr47-774_#1 und #2" zur Überprüfung dieser Erkenntnisse vergleichen. Gerade das Verhältnis $\frac{\beta_{est.}}{\alpha_{est.}}$ von $0,29$ (T1) zu $0,74$ (T3) veranschaulicht deutlich, dass sich auch nahezu unbelastet erwärmte Proben (TA) ähnlich zu den belasteten Proben (TB, TC) verhalten. Die Unterschiede könnten darauf zurückgeführt werden, dass einerseits die schnelle Erwärmung eine Spannungsumlagerung der Beanspruchung innerhalb des Querschnitts während der Erhitzung der Probe ermöglicht. Ähnlich zu einer schlanken Stütze werden dabei die Spannungen erst von innen nach außen (Temperaturgradient) und dann mit zunehmender Erwärmung wieder von außen nach innen (Steifigkeitsabfall) umgelagert. Andererseits werden sowohl die Temperatur als auch die Spannung zeitlich wesentlich kürzer bei Typ 3 als bei Typ 1 aufgebracht, weshalb thermische und mechanische Prozesse zeitlich wesentlich kürzer einwirken, was eine geringere strukturelle Schädigung zum Zeitpunkt des Bruchversuchs bedeuten könnte.

Einfluss Belastungshistorie innerhalb des Querschnitts Die Versuchsserie mit der Erwärmung Typ 2 soll durch einen Vergleich konstanter Lasthistorien aufzeigen, wie sich die Umlagerungen innerhalb des Querschnitts auf die Verformung der Substruktur auswirken kann. Dafür wurden zylindrische Proben unter der für die gewählte Substruktur charakteristischen Temperatureinwirkungskurve "FNr47" inkl. kurzer Halteplateaus von 12 Minuten auf die Zieltemperaturverteilung durchwärmt. Unter diesen Proben wurde dabei das Normalspannungsniveau von $0 - 50\,\% \cdot f_{56d,m}$ variiert (vgl. Abbildung 7.18). In Abbildung 7.29 ist die Probe "TB-50_T2-FNr47-774_#1" nicht aufgeführt, da diese beim Eintritt in den Bruchversuch direkt versagte. Die resultierende Tragfähigkeit dieser Probe entspricht demnach 50 % der Tragfähigkeit bei Normaltemperatur. Positiv für die Aussagekraft der exemplarisch durchgeführten Versuche ist zu werten, dass die Versuchsstreuung bei gleichartig beanspruchten Proben (hier Serie TB-40) sogar weit unter der zu erwartenden Toleranzschwelle im "kalten" Druckfestigkeitsversuch lag. Aus der Darstellung Abbildung 7.18

lässt sich schlussfolgern, dass im Vergleich zur numerisch ermittelten Tragfähigkeit eine deutlich höhere Bruchlast für die durchwärmte Substruktur vorliegen müsste (vgl. auch Abbildung 7.14).

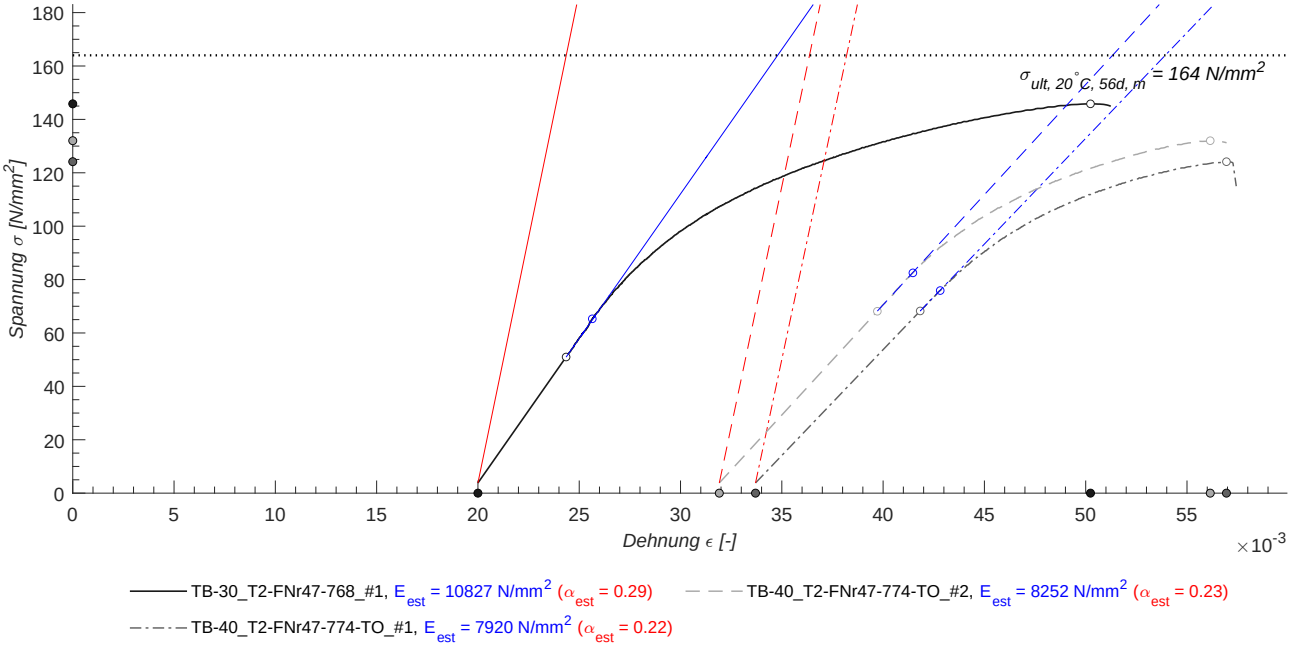


Abbildung 7.29 Spannungs-Dehnungs-Diagramm für die Versuchsserien T1 und T3 der Mischung "TUM_BQ1" mit mechanischer, konstanter Belastung TB. Die Kurven sind entsprechend der mechanischen Dehnung $\epsilon_{mech.}(T)$ aus der Versuchsphase 2 (Durchwärmung), sowie der prognostizierten elastischen Grundverformung E_{est} auf der x-Achse versetzt.

Einfluss globaler Lasthistorie unter T1 Als letzter Untersuchungsaspekt werden die Einflüsse der globalen Lasthistorie über die Erwärmung betrachtet. Dafür werden die Versuchskurven Typ C mit den Erwärmungen Typ 1 bzw. 2 verknüpft. Da sich T1 und T2 stark in der Erhitzungsdauer und damit der Temperaturverteilung im Querschnitt unterscheiden, werden diese beiden Durchwärmungsarten im folgenden zunächst getrennt ausgewertet und die Erkenntnisse in der Interpretation zusammengeführt.

Für die Temperatureinwirkung T1 wurde ein Probekörper, der Versuch "TC-FNr53_T1-1-646_#1" mit einer temperaturabhängigen, aus der numerischen Berechnung stammenden Last beansprucht. Zugrunde lag dieser Berechnung die Maßgabe, die Innenschicht, also die "kälteste" Schicht der gewählten ringförmigen Stützen-Substruktur. Die einwirkende Spannung pendelt im Versuch dabei zwischen 59 $\frac{N}{mm^2}$ (ca. 33 % $\cdot$ $f_{56d,m}$) und 78 $\frac{N}{mm^2}$ (ca. 47 % $\cdot$ $f_{56d,m}$, vgl. auch Abbildung 7.28). Es zeigt sich kaum eine Veränderung in der Steifigkeit im Bruchzustand, geringfügig größere Dehnungen in der Durchwärmungsphase und nur geringe Veränderungen in der Festigkeit, verglichen mit der Probe konstant gehaltener Belastung TB-20 mit gleicher Zieltemperatur (vgl. Abbildung 7.30).

Einfluss globaler Lasthistorie unter T2 Abschließend der experimentellen Untersuchungen wurde der Einfluss verschiedener Lasthistorien Typ C auf die mit der Temperatureinwirkung Typ 2 beanspruchten Probekörper ermittelt. Da es sich hierbei um die wohl mit der Substruktur am besten vergleichbare Kombination von Last, Temperatur und Zeit handelte, wurden zwei unterschiedliche statische Einwirkungen Typ C mit einer Variationen der Einwirkung Typ B verglichen. Die Grundlage war das hierfür prognostizierte Last-Verformungs-Verhalten der "FNr47", das zwischen entsprechenden Grenzen der Bruchlast skaliert und auf den Probekörper während der Durchwärmung Typ 2 aufgebracht wurde. Die statische Last wurde für die Versuche Typ C auf Basis zweier, auf der Prüfkörperoberfläche angebrachter Thermoelemente temperaturabhängig gesteuert. Die in Abbildung 7.31 dargestellten Ergebnisse der Reihe T2 verdeutlichen den Effekt

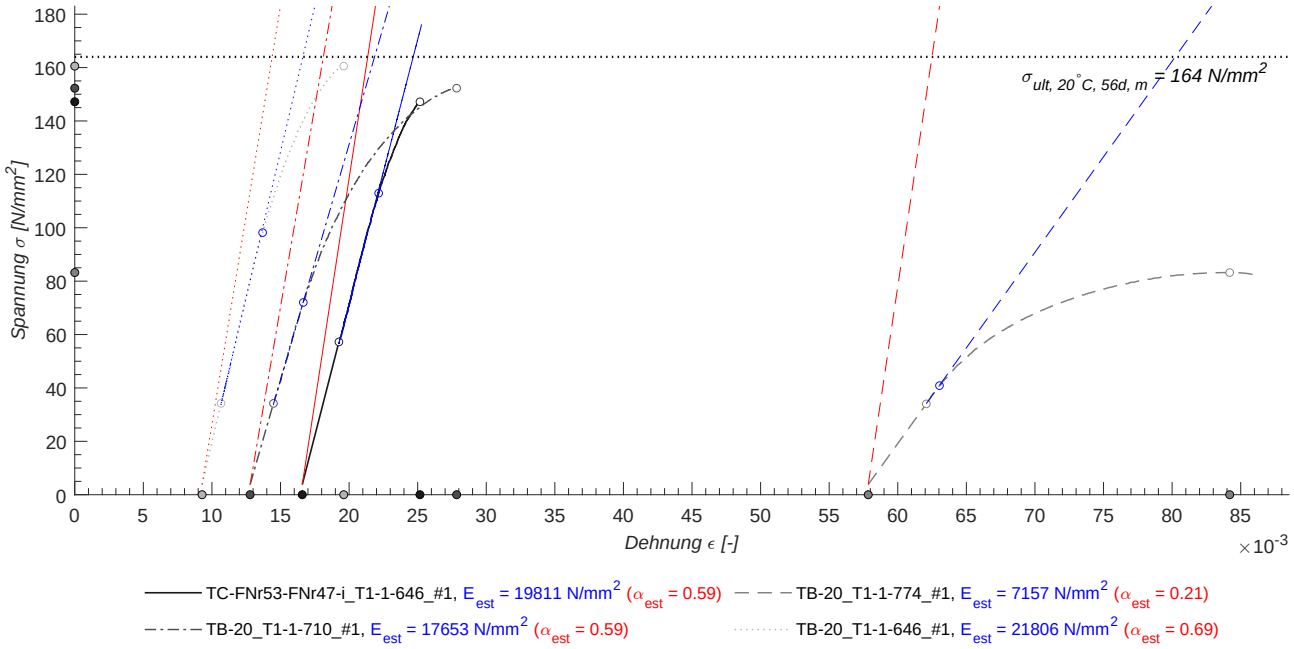


Abbildung 7.30 Spannungs-Dehnungs-Diagramm für die Versuchsserien T1 der Mischung "TUM_BQ1". Die Kurven sind entsprechend der mechanischen Dehnung $\epsilon_{mech.}(T)$ aus der der Versuchsphase 2 (Durchwärmung), sowie der prognostizierten elastischen Grundverformung E_{est} auf der x-Achse versetzt angeordnet

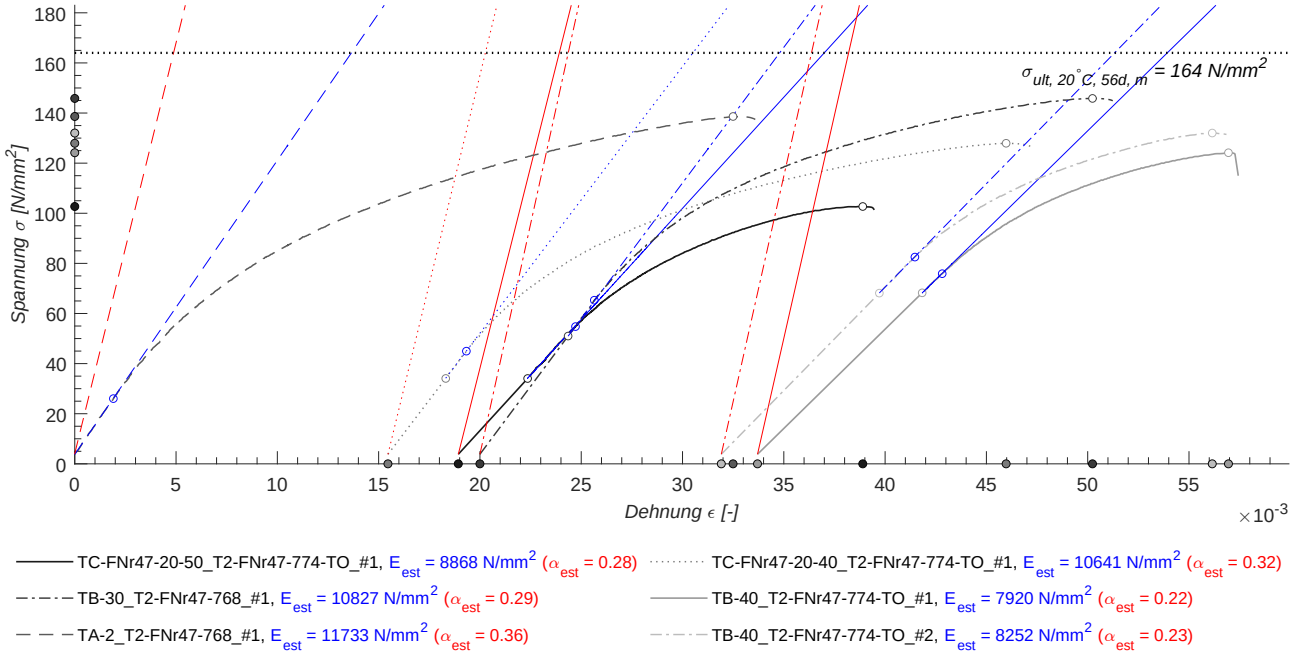


Abbildung 7.31 Spannungs-Dehnungs-Diagramm für die Versuchsserien T1 der Mischung "TUM_BQ1". Die Kurven sind entsprechend der mechanischen Dehnung $\epsilon_{mech.}(T)$ aus der Versuchsphase 2 (Durchwärmung), sowie der prognostizierten elastischen Grundverformung E_{est} auf der x-Achse versetzt angeordnet

des Entlastens auf die Kriechverformung am Ende der Erwärmung sowie die Trag- und Verformungsfähigkeit bei Erreichen der Zieltemperatur. Der Versuch "TB-30_T2-FNr47-768_#1" (temperaturunabhängige konstante Spannung 51 $\frac{N}{mm^2}$) zeigt, verglichen mit dem Versuch "TC-20-50_T2-FNr47-774_#1" (temperaturabhängige Spannung zwischen 86 $\frac{N}{mm^2}$ und 34 $\frac{N}{mm^2}$, vgl. Abbildung 7.18), in den Vergleichsmerkmalen der Steifigkeitsveränderung $\alpha_{est.}$ und Verformung am Ende des Durchwärmungsversuchs sehr ähnliche Werte. Unterschiedlich ist jedoch die Festigkeit im Bruchversuch, die bei der Probe mit konstanter Belastung um etwa 28 % höher liegt. Trotzdem liegt die Festigkeit der mit Typ C ($20 - 50\,\% \cdot f_{56d,m}$) belasteten Probe

immer noch mit 20 % über der Festigkeit der Probe, die mit einer konstanten maximalen Spannung von $86\,\frac{N}{mm^2} = 50\,\% \cdot f_{56d,m}$ belastet wurde und direkt vor Erreichen des Bruchversuchs versagte (vgl. Tabelle A.2). Vergleicht man die beiden Versuche Typ C mit den Spannungspielgrenzen $20 - 40\,\% \cdot f_{56d,m}$ und $20 - 50\,\% \cdot f_{56d,m}$, so zeigt der Versuch mit der geringeren Spannungsspielobergrenze von $40\,\% \cdot f_{56d,m}$ eine im Vergleich zur Probe mit dem höheren Spannungsspiel um 25 % gesteigerte Bruchlast. Die Proben mit einer konstanten Spannung von $68\,\frac{N}{mm^2}$ ($40\,\% \cdot f_{56d,m}$) (TB-40) besitzt verglichen mit der TC-20-40 ($20 - 40\,\% \cdot f_{56d,m}$) zwar nur eine etwas kleinere Bruchlast, wies jedoch um 30 % höhere Verformungen und eine deutlich größere Steifigkeitsreduktion $\alpha_{est.}$ auf.

8 Zusammenfassung und Anwendungsbezug

Im Rahmen dieses Forschungsvorhabens wurden systembedingte Lastumlagerungseffekte an Stützen im "Lastfall Brand" und deren Auswirkung auf das Hochtemperatur-Materialverhalten von Ultrahochleistungsbetonen untersucht. Eingangs dieses Vorhabens wurde darum zunächst analysiert, welche chemischen, physikalischen und systembedingten Effekte im Brandfall in Stützen auftreten und wie diese aktuell in den Materialparametern und der Bemessung berücksichtigt werden (siehe 4.1: "Materialverhalten von Hochleistungsbeton unter Hochtemperatur"). Dabei stellte sich heraus, dass einer kleinen Anzahl großmaßstäblicher Stützenbrandversuche eine große Anzahl kleinmaßstäblicher Materialversuche gegenüber steht. Systembedingte Lastumlagerungen werden weder bei den als realitätsnah anzusehenden Stützenbrandversuchen, noch bei den für die Ermittlung der Bemessungseingangswerte benötigten Materialversuchen berücksichtigt (siehe 4.2: "Bisherige experimentelle Untersuchungen zum Tragverhalten unter Brandbeanspruchung"). Gerade im Hinblick auf die Temperatureinwirkungsdauer sowie die Gestaltung der mechanischen Einwirkungen bzw. Randbedingungen können die aktuell üblichen Materialversuche das tatsächliche, hochkomplexe Materialverhalten innerhalb eines Stützenquerschnitts nur vereinfacht und unter Zuhilfenahme ergänzender, kostspieliger Bauteilversuche annähern. Eine Abbildung systembedingter Lastumlagerungseffekte in der Bemessung ist mit den aktuellen Verfahren darum nicht möglich (siehe 4.3: "Bemessungsansätze nach DIN EN 1992-1-2"). Der Arbeitsteil dieses Vorhabens wurde deshalb damit eingeleitet, das komplexe, im Brandfall auftretende Systemtragverhalten innerhalb eines Gebäudes zu analysieren und die daraus für Stützen resultierenden Interaktionen näher zu beschreiben (siehe 5: "Systemtragverhalten von Stützen im Brandfall"). Auf diesen Erkenntnissen bauen der erste, theoretische und der zweite, experimentelle Arbeitsteil dieses Forschungsvorhabens auf.

Im theoretischen Teil wurde in umfangreichen, numerischen Studien das Lastumlagerungsverhalten von Stützen in den zwei unterschiedlichen Systemebenen (lokal bzw. global) näher analysiert (siehe 6: "Untersuchung der Interaktion verschiedener Systemebenen"). Zunächst wurden die globalen Lastumlagerungen untersucht, die bei der Interaktion einer Stütze mit dem umliegenden Gebäude auftreten (siehe 6.1: "Bauteilinteraktion mit dem Gesamtbauwerk"). Dafür wurde die resultierende Stützennormalkraft abhängig der Kopfpunktverschiebung an verschiedenen Ausführungen einer statisch unbestimmten Skelettbauweise validiert. Die Auswertung der unterschiedlichen numerischen Modelle verdeutlichte, dass neben den horizontalen Tragsystemen (Balken, Platten, Plattenbalken) vor allem steigende Geschosszahlen die Fähigkeit eines Gebäudes erhöhen, Normalkräfte von einer unter Brand stehenden Stütze auf die umliegenden Gebäudeteile und umgekehrt umzulagern. Zur Abschätzung der sich aus diesem globalen Gebäudetragverhalten für den "Lastfall Brand" ergebenden Stützennormalkräfte wurde ein Gebäudegesamtmodell mit den Messdaten aus UHPC-Stützenbrandversuchen, die an einem Querschnitt von 30x30 cm^2 und unter konstanter statischer Belastung durchgeführt wurden, überlagert (siehe 6.1.3: "Allgemeines Gebäudegesamtmodell"). Die Ergebnisse dieser Abschätzung zeigen, dass in den ersten Minuten der Erhitzung zunächst eine Steigerung der Stützennormalkraft von 10 – 20% durch die thermische Ausdehnung eintreten könnte. Im weiteren Brandverlauf wäre dann, bedingt durch die Veränderung der Materialeigenschaften des sich erwärmenden Querschnitts, unter Berücksichtigung des globalen Tragverhalten eine Abnahme der Normalkraft von 20 – 30% (bezogen auf das Startniveau) möglich. Die mit dieser Näherung abgeschätzten realen Lastumlagerungen sind dabei vor allem vom Normalkraftniveau und der Exzentrizität der experimentell untersuchten Stütze abhängig. Um das in den Untersuchungen nachgewiesene, globale Systemtragverhalten auch praxisnah für die Bemessung von Stützen im "Lastfall Brand " berücksichtigen zu können, wurde auf Basis verschiedener numerischer Gebäudegesamtmodelle und unter Anwendung der normativen nichtlinearen Bemessungsverfahren ein vereinfachtes Ingenieurmodell zur Abbildung des gebäudeabhängigen Lastumlagerungsverhaltens entwickelt (siehe 6.1.4: "Vereinfachtes rheologisches

Gebäudegesamtmodell"). Unter Anwendung des vorgestellten Ingenieurmodells wurde, wie in 6.1.6: "Auswertung verschiedener Systemtragmodelle" beschrieben, das Lastumlagerungsverhalten von Stützen an einer Vielzahl praxisüblicher Gebäudegeometrien ermittelt. Die Ergebnisse werden im Rahmen dieses Berichts in Form von Nomogrammen zur Verfügung gestellt (siehe A.2: "Nomogramme zur Ermittlung der Stützen-Gebäude-Interaktion"). Anhand dieser Nomogramme kann die gebäudeabhängige Normalkraft im Stützennachweis für unterschiedliche Gebäude und Betonfestigkeitsklassen schnell und praxisnah ermittelt werden (siehe 6.1.6: "Darstellung der Bauteil-Gebäude-Interaktion für verschiedene Parameter"). Auf den Ergebnissen aufbauende Parameterstudien ergaben, dass Gebäude mit Plattentragwerke zur horizontalen Lastumlagerung im Vergleich zu Balken oder Plattenbalken das größte Lastumlagerungspotential im Brandfall bieten. Darüber hinaus ist, zurückzuführen auf globale Lastumlagerungen, bei einem größeren Lastausnutzungsgrad oder einer stärkeren Durchwärmung des Querschnitts mit einer größeren Entlastung der Stütze im Brandverlauf zu rechnen (siehe 6.1.6: "Auswertung verschiedener Systemtragmodelle"). Würden in der Bemessung von Stützen im "Lastfall Brand" die gebäudeabhängigen Lastumlagerungen mittels des vorgestellten, vereinfachten Verfahrens berücksichtigt, könnte die Feuerwiderstandsklasse im Brandfall positiv gesteigert werden, ohne dabei das Sicherheitsniveau und den Nachweis selbst zu verändern. Durch die Anwendung des vorgestellten, vereinfachten Verfahrens könnte dabei das hochgradig nichtlineare Tragverhalten von Stützen im Brandfall unter Berücksichtigung der globalen Lastumlagerungen rechnerisch für den normativen Nachweis auch zur Anwendung gebracht werden. Um jedoch abschließend beurteilen zu können, wie sich die errechneten, instationären Stützennormalkräfte im Brandfall auf die tatsächliche Feuerwiderstandsdauer von Stützen auswirken, sind ergänzende Stützenbrandversuche notwendig, die bereits im Versuch die Kopplung von Stütze und numerischen Gebäudegesamtsystems berücksichtigen. Aus dem Vergleich dieser Versuche mit Stützenbrandversuchen ohne Kopplung könnten Reduktions- bzw. Erhöhungsfaktoren für die Stützennormalkraft abgeleitet werden. Würden diese Faktoren in den in diesem Forschungsprojekt erarbeiteten, vereinfachten Berechnungsansatz eingebunden werden, wäre es möglich, bereits ohne die Anwendung umfangreicher FEM-Simulationen das Gebäudetragverhalten in der normativen Bemessung von Stützen im "Lastfall Brandfall" zu berücksichtigen.

Nicht nur global, sondern auch auf Querschnittsebene (lokal) finden in Stützen Lastumlagerungen statt. Um diese Lastumlagerungen zu untersuchen wurden numerisch thermomechanische Berechnungen variierender Querschnitte und Materialien im Bemessungsbrandfall durchgeführt. Die daraus resultierenden Ergebnisse verdeutlichen, dass vor allem die Querschnittsabmessung Einfluss auf die Durchwärmung und die damit verbundenen, lokalen Lastumlagerungen einer Stütze nimmt (siehe 6.2: "Interaktion innerhalb des Querschnitts"). Gerade bei schlanken Querschnitten, für die Ultrahochleistungsbetone mit ihrer großen Drucktragfähigkeit einen Paradefall der Anwendung bieten würden, führt die Durchwärmung im Brandfall zu besonders ausgeprägten Lastumlagerungen über den Querschnitt (siehe 6.2.2: "Spannungsumlagerungen über den Querschnitt"). Um eine unwirtschaftliche oder gar auf der unsicheren Seite liegende Bemessung zu vermeiden, ist für die Anwendung von Ultrahochleistungsbeton daher von besonderer Bedeutung, die Einflüsse der im Brandfall auftretenden, lokalen Lastumlagerungen auf die normativen Materialparameter zutreffend zu erfassen. Die bisher für normal- und hochfesten Beton vorhandenen, experimentellen Verfahren zur Ermittlung der normativen Materialparameter unterscheiden sich aber gerade in Hinblick auf Temperatureinwirkungsdauer und Lasthistorie deutlich von den numerisch abzuleitenden, realen Materialbeanspruchungen innerhalb schlanker Stützen. Mithilfe einer durchwärmungsoptimierten Dimensionierung von Stützen könnten jedoch die aufgezeigten Materialunsicherheiten reduziert werden (siehe 6.2.3: "Durchwärmungsoptimiertes Dimensionieren"). Bei dieser, im Rahmen dieses Berichts vorgestellten Idee der Dimensionierung wird eingangs die Querschnittsabmessung der Stütze auf Basis einer maximal zulässigen Durchwärmungstiefe des Stützenquerschnitts festgelegt. Auf Basis des festgelegten Querschnitts können die resultierende Stützentragfähigkeit und die Gebäudestruktur (Stützenabstand, Dimension horizontaler Tragwerksteile) festgelegt und bemessen werden. Durch dieses Vorgehen werden die Querschnittsbereiche, deren durchwärmungsabhängige Materialeigenschaft als "unsicher" einzustufen ist, soweit verringert, dass der Nachweis der Stütze im Brandfall wie gewohnt mit den stark vereinfacht ermittelten Materialparametern geführt werden kann. Erste Abschätzungen für die Mindestabmessungen

einer quadratischen Stütze werden bereits in diesem Bericht für hochfesten und ultrahochfesten Beton zur Verfügung gestellt (siehe Abbildung 6.23). Auch wenn vorteilhaft ist, dass dieses Vorgehen eine schnelle Realisierung von Stützen aus Ultrahochleistungsbeton ermöglichen könnte, liegt ein großer Nachteil darin, dass damit schlanke, ökologisch optimierte und architektonisch wertvolle Strukturen aus Ultrahochleistungsbeton nicht bemessen werden können. Zur Bemessung dieser Strukturen wären neben verbesserten Materialmodellen vor allem experimentelle Methoden notwendig, die wirklichkeitsnahe, temperaturabhängige Parameter durch die Berücksichtigung des lokalen sowie globalen Lastumlagerungsverhaltens im Materialversuch ermitteln können. Ein neuartiger methodischer Ansatz, der diese experimentelle Lücke schließt, wurde im Rahmen dieses Vorhabens erstmalig angewendet und wird unter 7.2: "Einfluss der Ermittlung experimenteller Materialparameter" dieses Berichts näher beschrieben.

Eingangs des experimentellen Teils wurden zunächst die materiellen Reserven untersucht, die durch eine Optimierung des Betonrezepts erreicht werden können (siehe 7.1: "Optimierung des temperaturabhängigen Materialverhaltens von Hochleistungsbeton"). Die Grundidee war es, durch eine gesteigerte materielle Tragfähigkeit im Brandfall, Lastumlagerungspotentiale, die erst bei größeren lokalen (über den Querschnitt) oder globalen (Stütze im Gebäude) Verformungen ausgenutzt werden können, nutzbar zu machen. Als Grundlage dienten die in Tabelle 7.1 dieses Berichts angegebenen ultrahochfeste, mikrostahlfaserbewehrte Betonrezepturen. Die Rezepturen entsprechen entweder leicht angepassten Rezepturen der Literatur (M3Q, B7Q) oder neuen Zusammensetzungen, die auf Basis der gespendeten Rohstoffe in diesem Forschungsvorhaben entwickelt wurden. Eingangs der Optimierung wurden die Einflussparameter auf das thermomechanische Materialverhalten an den etablierten, ultrahochfesten Betonrezepturen M3Q und B7Q untersucht. Darauf basierend wurde ein Verfahren entwickelt, mit dem Hochleistungsbeton zielführend und kostengünstig hinsichtlich seiner Restdruckfestigkeit optimiert werden kann (siehe 7.1.2: "Entwurf zweier thermomechanisch optimierter UHPC Rezepturen"). Bei der Rezepturentwicklung stellten sich wesentliche Erkenntnisse heraus, die eigentlich außerhalb der bekannten Komfortzone für UHPC-Mischungen liegen. Gerade das Erreichen höherwertiger Konsistenzklassen mit den hochgradig PP- und Mikro-Stahlfaser bewehrten und in gewöhnlichen Mischanlagen herzustellenden UHPC-Rezepturen stellte eine große Herausforderung bei der Optimierung dar. Aufgelöst werden konnte dies durch eine deutliche Steigerung des Wasserzementwerts (über 0,3) sowie den Einsatz neuartiger Fließmittelkombinationen (konventionelles Polycarboxylatether, "PCE" mit ergänzendem Polyaryletherpolymer, "PAE"). Dabei zeigten diese, für UHPC ungewöhnlichen Anpassungen keine nachteilige Wirkung auf die Tragfähigkeit nach einer Hochtemperaturbeanspruchung (Restdruckfestigkeit). Vor Allem die Herkunft der Gesteinskörnung (Sieblinie und Gesteinszusammensetzung) sowie die Art und Menge des verwendeten Mikrosilikas konnte im Gegensatz dazu einen entscheidenden Einfluss auf die Restdruckfestigkeit nehmen. Im Rahmen dieses Projekts gingen aus dem Optimierungsverfahren verschiedene Rezepturen, unter anderem die Mischung TUM_BQ1 hervor (siehe Tabelle 7.2). Bezogen auf die Restdruckfestigkeit nach unterschiedlichen (schnelle, langsame Erwärmungen auf unterschiedliche Zieltemperaturniveaus) Hochtemperaturbeanspruchungen zeigte sich die TUM_BQ1 im Vergleich zu den bekannten UHPC-Rezepturen als bis zu 30% widerstandsfähiger (siehe Abbildung 7.2). Die beispielhafte Vorstellung des aufgezeigten Optimierungsverfahrens sowie die Veröffentlichung der angepassten und optimierten, neuen Rezepturen stellt der Ingenieurpraxis eine fundierte Grundlage zur Verwendung von ultrahochfestem Beton im Hochbau zur Verfügung.

Im letzten Abschnitt des experimentellen Teils stand die Bestimmung der temperaturabhängigen Materialparameter unter Berücksichtigung lokaler und globaler Lastumlagerungseffekte, wie sie bereits im theoretischen Teil näher untersucht wurde, im Fokus (siehe 7.2: "Einfluss der Ermittlung experimenteller Materialparameter"). Als Basis dienten die im theoretischen Teil numerisch abgeschätzten, "tatsächlichen" Materialbeanspruchungen von Ultrahochleistungsbeton im Brandfall. Zur Ermittlung der Materialparameter wurde eine am Lehrstuhl für Massivbau der TUM entwickelte, neuartige Materialprüfmaschine für Hochtemperaturversuche bis 1100°C verwendet (siehe 7.2.1: "Experimenteller Aufbau zur Ermittlung materieller Parameter"). In Kombination mit der Einführung eines neuartigen methodischen Ansatzes, der thermomechanischen Substrukturtechnik, können bereits im Kleinversuch die realen Materialeigenschaften eines

Stützenausschnitts experimentell untersucht werden (siehe Abbildung 7.12). Das neuartige Verfahren wurde angewendet, um die Materialeigenschaften aus Versuchen mit realitätsnahen Randbedingungen (abgeleitet aus der Substruktur) mit den Materialeigenschaften aus konventionellen Methoden zu vergleichen. Hinsichtlich der Temperatureinwirkungsdauer zeigte sich, dass die für Materialversuche üblichen, langen Durchwärmungszeiten bei zylindrischen Materialproben die Materialfestigkeit nach Erreichen der Zieltemperatur, gerade im Hochtemperaturbereich über 710°C mit bis zu 20% im Vergleich zur realen Substruktur unterschätzen (siehe Abbildung 7.28). Die Einflüsse lokaler und globaler Lastumlagerungseffekte wurden ebenfalls genauer untersucht. Eine Berücksichtigung der durch die Lastumlagerungen ausgelösten temperaturabhängigen Spannungshistorie, kann sich dabei auf die temperaturabhängige Festigkeit mit einer Vergrößerung von 20% im Vergleich zu einer statisch konstanten Spannung auswirken (siehe Abbildung 7.30 und Abbildung 7.31). Um die erarbeiteten Erkenntnisse in den normativen Materialparametern einfließen lassen zu können, müssen die exemplarischen Versuchsdaten dieses Forschungsvorhabens jedoch noch um umfangreichere Studien ergänzt werden. Unter Variation von Material und Substrukturausschnitten könnten darauf basierende, objektorientierte Bemessungsverfahren entwickelt und normativ eingebunden werden. Eine weiterführende Anwendung der aufgezeigten Methoden für die Bemessung andere Bauteile bzw. Strukturen (Balken, Decken oder Wände) im Brandfall wäre ebenfalls denkbar.

Die experimentellen aber auch theoretischen Erkenntnisse dieses Forschungsvorhabens zeigen, dass Ultrahochleistungsbetone im Vergleich zu konventionellen Betonen wesentlich höhere Tragfähigkeiten im Brandfall besitzen. Durch die Berücksichtigung der Systemumlagerungseffekte (lokal, global) kann die Tragfähigkeit wirklichkeitsnäher abgebildet und eine rechnerische Steigerung der Feuerwiderstandsdauer bei Stützen erreicht werden. Sofern das komplexe Zusammenspiel von Geometrie, Gebäude und materiellen Parametern richtig analysiert und für die Bemessung eingesetzt wird, können diese Tragfähigkeiten auch nutzbar und schlanke Strukturen aus Ultrahochleistungsbeton im Hochbau zur Anwendung gebracht werden. Auch für Konstruktionen aus normal- oder hochfesten Betonen im Bestand sind die unter 6.1: "Bauteilinteraktion mit dem Gesamtbauwerk" aufgezeigten Interaktionen mit dem Gebäudegesamttragwerk eine Möglichkeit, die Brandeinwirkungsdauer wirklichkeitsnäher zu berücksichtigen. Vor allem mit Blick auf die ökologisch sinnvolle Weiternutzung von Bestandsbauwerken, aber auch für die Planung besonders schlanker neuer Bauteile, wäre es von großer Bedeutung, die Rückkopplung von Bauteil und Gebäude im Brandversuch experimentell weiter zu erforschen. Darüber hinaus zeigen die Optimierungen der UHPC-Rezepturen deutlich, dass es mit überschaubarem Aufwand möglich ist verschiedenste Rezepturen im Segment der Hochleistungsbetone zu entwickeln und diese hinsichtlich ihrer Brandbeständigkeit zu optimieren. Gerade vor dem Hintergrund aktueller Forschungen zu neuen, CO2-armen Zementen, könnten diese Erkenntnisse und Methoden genutzt werden, um in zukünftigen Forschungsprojekten Betone mit deutlich verbesserter CO2-Bilanz bei gleichzeitig hoher Druck- und Hochtemperaturfestigkeit zu entwickeln. Eine umfangreichere Anwendung der neuartigen thermischen Substrukturanalyse auf verschiedene Hochleistungsbetonrezepturen unter Druckbeanspruchung, könnte die materielle Grundlage für verbesserte Modelle und Kennzahlen sein, die eine wirklichkeitsnähere Bemessung von Beton im Brandfall mit sich bringen würden. Eine weiterführende Anwendung der neuartigen, thermomechanischen Substrukturtechnik auf die Betondruckfestigkeit anderer Bauteile aber auch die Zug- bzw. Verbundfestigkeit könnte für die Brandbemessung zusätzliche Parameter bereitstellen, die bisher nicht für Normal- oder Hochleistungsbeton zur Verfügung stehen.

Mitwirkende

Forschungseinrichtung

Technische Universität München
School of Engineering and Design - Lehrstuhl für Massivbau
Univ.-Prof. Dr.-Ing. Dipl.-Wirt. Ing. Oliver Fischer
Arcisstr. 21
D-80333 München

Drittmittelgeber

Zilch + Müller Ingenieure GmbH
Erika-Mann-Straße 63
D-80636 München

SCHWENK Zement KG
Laudenbacher Weg 5
D-97753 Karlstadt

KEYENCE Deutschland GmbH
Siemensstraße 1
D-63263 Neu-Isenburg

Förderverein Massivbau der TU-München e.V.
Theresienstraße 90
D-80333 München

LGA Landesgewerbeanstalt Bayern
Tillystraße 2
D-90431 Nürnberg

Max Bögl Bauservice GmbH und Co. KG
Postfach 11 20
D-92301 Neumarkt i.d. OPf.

Abbildungsverzeichnis

4.1 Darstellung der verschiedenen thermisch induzierten materiellen Veränderungen und deren Auswirkung auf die Heißdruckfestigkeit und den Elastizitätsmodul in Abhängigkeit der Temperatur für hochfesten Beton (entnommen aus [68]) 11
4.2 Thermogravimetrische Analyse TGA verschiedener Gesteine mit einer Aufheizrate von $\frac{10\,℃}{\text{min}}$ (vgl. [40]) 11
4.3 Veränderung der Festigkeit von *rapid powder concrete* RPC (entspricht Feinkorn UHPC) mit zunehmenden PP-Fasergehalten (vgl. [40]) 12
4.4 Relative temperaturabhängige Festigkeit verglichen von normalen, hochfesten und ultrahochfesten Betonen ("B5Q" Basalt Grobkorn-UHPC-Rezeptur mit Quarzsand, "M3Q" Quarzsand Feinkorn-UHPC-Rezeptur, vgl. [87]) 13
4.5 Thermomechanischer Prüfstand BAM (vgl. [50]) 14
4.6 Relative Druckfestigkeit als Funktion der Temperatur für heiß („hot tested“) und kalt („residual“) untersuchte Proben (HPC mit $\frac{0{,}9\,\text{kg}}{\text{m}^3}$ PP-Fasern und $f_{c20\,^\circ\text{C}}$ = 91 MPa, vgl. [40]) . . . 14
4.7 Vergleich der *kritischen Temperatur* mit der *temperaturabhängigen Festigkeit* eines normalfesten Betons (links) und eines hochfesten Betons (rechts) (vgl. [14, 50]) 15

5.1 Darstellung der Systemumlagerungsprozesse während eines Stützenbrands in verschiedenen Systemebenen 26

6.1 erforderliche Zusatzbewehrung obere Lage (links) und untere Lage (rechts) – Darstellung jeder 3. Platte (Ausdruck InfoGraph) 28
6.2 statisches System zur Abschätzung der Lastumlagerungsmechanismen ohne (*System 1*) und mit (*System 2*) geschwächtem, horizontalen Tragwerk 29
6.3 Entlastung einer Stütze in Abhängigkeit der Bauteilsteifigkeit für verschiedene Tragsysteme 29
6.4 Schema des parametrischen Gebäudegesamtmodells eines Hochhauses. Darstellung Grundriss EG (links) und Schnitt (rechts). Die *zentrale Stütze* ist blau und die direkt umliegenden Stützen orange gekennzeichnet. 30
6.5 Lastumlagerung bei einer relativen Stützenkopfverschiebung in Abhängigkeit des betrachteten Geschosses für ein Gebäude mit 16 Stockwerken (links). Grafik des parametrischen FE-Gebäudegesamtmodells (rechts) (vgl. [11, 88]) 31
6.6 Darstellung der Messwerte einiger Stützenbrandversuchen mit Stützen aus UHPC (entnommen aus [73]) (links), Gebäudekennlinie für ein 16-stöckiges Gebäude (mittig), überschlägige Abschätzung potentieller Lastumlagerungsmechanismen durch die Verbindung von Versuchsdaten und Gebäudekennlinie (rechts) 32
6.7 Abstraktion des horizontales Tragverhalten eines Stützen-Decken-Knotens durch die Kombination rheologischer Elemente (links, mittig). Rheologisches Gebäudegesamtmodell zur Beschreibung der Lastumlagerungsmechanismen während der Brandbelastung einer Stütze (rechts) 33
6.8 Kraft-Verformungsbeziehung für die rheologische Abbildung einer nichtlinearen Beziehung der Stütze mit dem anschließenden, horizontalen Tragwerk (vgl. [11]) 33
6.9 Auswertung eines FE-Modells zur Ermittlung der elastischen Verformung eines Plattentragwerks für eine virtuelle Stützennormalkraft von -1000kN (vgl. [11]) 34

6.10 Geometrische Kenngrößen für den Rechteckquerschnitt im Zustand I und II (vgl. [34]) . 35
6.11 Auswertung der Federkennlinie für verschiedene Gebäudegeometrien 1-4 mit einem Stockwerk. Vergleich der Ergebnisse eines nichtlinearen Gebäudegesamtmodells (GG) und eines rheologischen Modells (RM) (links). Vergleich der Stützennormalkraft der zentralen Stütze, in Abhängigkeit von der Kopfpunktverschiebung in einem GG mit 16 Stockwerken mit den eines RM unter Variation der Ansätze zur Berechnung der Geschossfedern (rechts) 37
6.12 Auswertung rheologisches Gesamtmodell, links für ein System über die Gebäudehöhe (Stockwerksweise). Rechts für verschiedene Systeme in Abhängigkeit der Stützenstauchung und des Tragsystems 39
6.13 Nomogramm für die Federkennlinie der Gebäudeinteraktion nach Gleichung 6.8 (links) und unter Variation der Geschossanzahlen n (rechts) 41
6.14 Isothermen der Durchwärmung eines quadratischen Querschnitts nach 120 Minuten thermischer Beanspruchung durch die Einheitstemperaturzeitkurve, für eine Bauteilabmessung von 300 mm (Darstellung am Viertelquerschnitt). Mit MATLAB berechnet (links), Bild A.14 der DIN EN 1992-1-2 (mittig) und beide Isothermen maßstäblich übereinander dargestellt (rechts) (Abbildung entnommen aus [69], vgl. auch [22–26]) 43
6.15 Sensitivität der thermischen Durchwärmung an einem quadratischen Betonquerschnitt (dargestellt die halbe Bauteilabmessung d.h. vom Mittelpunkt zum Rand) nach 120 Minuten (ETK) unter Variation der Wärmeleitfähigkeit λ in den Grenzen zwischen oberer und unterer Grenzkurve (links oben), der Rohdichte $2000\frac{kg}{m^3} \leq \rho 2600 \leq \frac{kg}{m^3}$ (rechts oben), der Betonfeuchte (links unten) und des Emissionsgrads ϵ (rechts unten) (vgl. [69]) 44
6.16 Durchwärmung verschiedener Querschnittsabmessungen nach 120 Minuten Einwirkung durch die Einheitstemperaturzeitkurve (dargestellt ist jeweils ein Querschnittsviertel): am quadratischen Querschnitt b = h = 30 cm (links) bzw. b = h = 60 cm (mittig links) und runden Querschnitt Durchmesser $d = h_{\square} \cdot \frac{2}{\sqrt{\pi}} = 34$ cm (mittig rechts) bzw. d = 68 cm (rechts) 44
6.17 Temperatur in Abhängigkeit der Brandeinwirkungsdauer, ausgewertet an drei Punkten im Querschnitt unter kombinierter Variation der Querschnittsform (Quadrat, Kreis) und der Querschnittsabmessung (links). Erläuterung der Punktposition für beide Querschnittsformen (rechts) 45
6.18 Temperatur in Abhängigkeit der Brandeinwirkungsdauer, ausgewertet entlang einer Schnittgeraden im Viertelquerschnitt zu verschiedenen Brandeinwirkungsdauern und für runde Querschnitte mit d = 34 cm (links) und d = 68 cm (mittig). Erläuterung der Schnittgeraden für beide Querschnittsformen (rechts) 45
6.19 Darstellung des Verfahrens zur Ermittlung der temperaturabhängigen Stützstellen, der Spannungs-Dehnungs-Beziehung (vgl. [50]) 47
6.20 Elementspannung in Abhängigkeit der Brandeinwirkungsdauer, ausgewertet entlang einer Schnittgeraden im Viertelquerschnitt zu verschiedenen Brandeinwirkungsdauern und für runde Querschnitte mit d = 34 cm (links) und d = 68 cm (rechts) 48
6.21 Elementtemperatur als Einwirkung über die Brandeinwirkungsdauer (links) bzw. Elementspannung als Einwirkung über die Elementtemperatur (rechts) ausgewertet an verschiedenen Punkten im runden Viertelquerschnitt mit d = 34 cm (vgl. Abbildung 6.17) 49
6.22 Elementspannung in Abhängigkeit der Brandeinwirkungsdauer (oben) bzw. Elementtemperatur (unten), ausgewertet an drei Punkten im Querschnitt unter kombinierter Variation der Querschnittsform (Quadrat, Kreis) und der Querschnittsabmessung. Erläuterung der Punktposition sowie Elementtemperatur über die Brandeinwirkungsdauer in Abbildung 6.17 50
6.23 Vergleich des Flächenanteile $A_{T\leq 350°C}$ zu A_{ges} (links) und $A_{350°C\leq T\leq 700°C}$ zu $A_{T\leq 700°C}$ (rechts) abhängig der Bauteilabmessung für UHPC und HPC nach einer Brandeinwirkungsdauer von 120 Minuten. 51

7.1 Versuchsaufbau (links) und Temperatureinwirkung (rechts) der durchgeführten Rezepturentwicklung 54

7.2 Auswertung der Restdruckfestigkeit, (links) für Mischungen M3Q, B7Q im Vergleich zur an der TUM entwickelten Mischungen BQ1 und DQII, in Abhängigkeit der Zieltemperatur und Erwärmung für BQ1 (Mitte) und DQ II (rechts) 56
7.3 Darstellung der Prüfmaschine *HUni1000* in Frontalansicht auf den Hauptsteuerstand (links), Kühlungsschaltschrank und elektrische Schalteinheiten (mittig), Rückansicht mit Kühlleitungen (rechts) 57
7.4 Foto des Versuchs zur Ermittlung der Auswirkung der Widerlagersteifigkeit k auf das Versagen von UHPC-Zylindern mit 2,5Vol.-% Mikrostahlfaserbewehrung (links). Mechanischen Zusammenhang im Versuch (mittig) und zugehörige Versuchsmesswerte (rechts) 58
7.5 Darstellung Animation des Versuchsaufbaus (links), Foto Widerlager (mittig), vollständiger Aufbau *HUni1000* an der TUM (rechts) 59
7.6 Darstellung Prüfofen in Frontalansicht (*Foto: Firma Schneider GmbH*, links), Vergleich Regeldifferenz mit und ohne Heizleistungskompensation gemessen in der Heizzone (mittig), Vergleich Temperatur Soll und Ist mit Heizleistungskompensation gemessen in der Heizzone (rechts) 59
7.7 Animation der Konstruktion zur Kraftdurchleitung als vollständiger Aufbau (links) und Aufbau bis zum wechselbaren Ausbau in der Hochtemperaturzone (mittig links). Animation zweier Ausbauvarianten. Variante 1, kombinierte Keramik-Stahlkonstruktion (mittig rechts) und Variante 2, Stahl-Stahlkonstruktion (rechts) 60
7.8 Fotos von verschiedenen, an der Kühlung beteiligte Komponenten (von links nach rechts) Kühlplatte mit Anschlussleitungen oben (links), Kühlungsschaltschrank zur Einstellung der Kühlwasserwege, Luftkühlung für die Kompensatoren unten, Hauptsteuerschaltschrank zur Überwachung und Regelung der Kühltechnik 62
7.9 Animation der Konstruktion zur Wegmessung (links) und Aufbau der Messtechnik im fertigen Versuchsstand (mittig). Animation zur Beschreibung der verschiedenen, standardmäßig um den Prüfkörper angeordneten Messstellen (rechts, T = Temperatur, OT = Temperatur Ofenzone, w = Wegmesssystem, M = Drehpunkt der Kalotte) 63
7.10 Animation der Konstruktion zur Wegmessung (links) und Aufbau der Messtechnik im fertigen Versuchsstand (mittig links). Aufbau zur Kalibrierung des Wegmesssystems vergleichbar zur Einbaulage (mittig rechts) und beispielhafte Darstellung eines Kalibrierprotokolls für ein Wegmesssystem (rechts, zum Aufbau siehe auch [89]) 65
7.11 Steuerstand während eines kombinierten Versuchs aus Last und Temperatur (links). Steueroberfläche in der Detaildarstellung (rechts) 65
7.12 Darstellung des Stützenausschnitts Ë" im quadratischem bzw. rundem Stützenquerschnitt (links). Darstellung des Stützenausschnitts Ë" im Stützenbauteil und übertragen auf den Prüfkörper mit dem Radius "R" (mittig). Darstellung der tatsächlichen (rechts, oben) und im Versuch aufgebrachten statischen und thermischen Einwirkungen (rechts, unten) . . 68
7.13 Darstellung der schrittweisen (Schritte 0 – 5, grau) Ermittlung einer Substruktur und daran angelehnte Untersuchungsrandbedingungen auf Basis der numerischen Berechnungen einer Stütze. 70
7.14 Darstellung der thermischen $T_{ring,a}(t)$, $T_{ring,i}(t)$ und mechanischen $TC - FNR47 - \sigma_{ring,tot}(t)$, $TC - FNR47 - \sigma_{ring,a}(t)$, $TC - FNR47 - \sigma_{ring,i}(t)$ Einwirkung der in diesem Vorhaben untersuchten Substruktur (R_a = 129 mm, D_i = 115 mm), verglichen mit der Durchwärmung eines Zylinders $T_{cyl,core}$ (links). Aus der gewählten Substruktur resultierende, kombinierte thermomechanische Materialbeanspruchung als Untersuchungsgegenstand der Forschung (rechts). 70
7.15 Darstellung des veränderten Messaufbaus zur Dokumentation der Durchwärmung entlang der Oberfläche "–TO" (Temperatur an der Oberfläche - *surface*, T_s) der Durchwärmung innerhalb des Prüfkörpers "–TI" in den Tiefen t = 16 mm, t = 32, 5 mm und im Kern - *core*, T_{core}. 71

7.16 Darstellung der Einteilung des Untersuchungsablaufs in die verschiedenen Phasen des thermomechanischen Versuchs . . . 73
7.17 Darstellung der verschiedenen Varianten, stationärer thermischer Einwirkungen $T_s(t)$ in Kombination mit der zeitliche stattfindenden statischen Beanspruchung $\sigma_{tot}(t)$ (Typ A, B oder C) im experimentellen Kleinversuch. Links, Aufbringen der Temperatur gemäß RILEM TC 200-HTC mit einer Erwärmungsgeschwindigkeit von 1 $\frac{1K}{min}$ (Typ 1, vgl. [83]). Rechts, Aufbringen der Temperatur gemäß Außentemperatur der gewählten Substruktur FNr47 ($T_{ring,a}(t) = T_{cyl,s}(t)$) mit anschließendem Halteplateau (62 bzw. 92 Minuten) zur stationären Durchwärmung (Typ 3) . . . 74
7.18 Darstellung der verschiedenen Varianten, stationärer thermischer Einwirkungen $T_s(t)$ in Kombination mit der zeitliche stattfindenden statischen Beanspruchung $\sigma_{tot}(t)$ (Typ A, B oder C) im experimentellen Kleinversuch. Aufbringen der Temperatur gemäß Außentemperatur der gewählten Substruktur FNr47 ($T_{ring,a}(t) = T_{cyl,s}(t)$) ohne anschließendem Halteplateau, aber mit anschließender kurzer thermischer, Homogenisierungsphase (12 Minuten) (Typ 2) 74
7.19 Beispielhafte Auswertung der Phase 1 des Versuchsablaufs, mit Darstellung der Rampe E4 in der Einzelauswertung zur Ermittlung der elastischen Materialeigenschaften bei Raumtemperatur (Darstellung Prüfkörper "TB-30_T2-FNr47-768") . . . 75
7.20 Beispielhafte Auswertung der Phase 1 des Versuchsablaufs, mit Darstellung der indirekt gemessenen, elastischen Materialeigenschaften bei Raumtemperatur (Darstellung Prüfkörper "TB-30_T2-FNr47-768") . . . 76
7.21 Beispielhafte Auswertung der Phase 2 des Versuchsablaufs, mit Darstellung der numerisch ermittelten Oberflächentemperatur und aufgebrachten Spannung in Abhängigkeit der Zeit (Darstellung Prüfkörper "TB-30_T3-FNr47-774_#1") . . . 77
7.22 Beispielhafte Auswertung der Phase 2 des Versuchsablaufs, mit Darstellung der mechanischen Dehnung ϵ_{mech} in Abhängigkeit der numerisch ermittelten Oberflächentemperatur (Darstellung Prüfkörper "TB-30_T3-FNr47-774_#1") . . . 78
7.23 Beispielhafte Auswertung der Phase 3 des Versuchsablaufs, mit Darstellung der indirekt gemessenen, Dehnungen im Heißdruckversuch bei 768 °C Temperatur der Prüfkörperoberfläche (Darstellung Prüfkörper "TB-30_T2-FNr47-768") . . . 78
7.24 Temperaturverteilung in der Phase 3 des Versuchsablaufs, mit Darstellung der in der Luft (air) an Oberfläche (surf.) und in verschiedenen Tiefen (t in mm bzw. im Kern) auf berechnete (calc.) und experimentell ermittelte (exp.) Temperatur in Vergleich zum Soll-Wert basierend auf der Substruktur (ring) aus der Stütze . . . 79
7.25 Temperaturverteilung in der Phase 3 des Versuchsablaufs. Durchwärmung einer Prüfkörperhälfte an diskreten Zeitpunkten "R" in Schnittdarstellung. Vergleich von berechneten (calc.) zu experimentell ermittelten (exp.) Temperaturen . . . 79
7.26 Spannungs-Dehnungs-Diagramm für die Versuchsserien T1 der Mischung "HPC_B " . . 81
7.27 Darstellung des Prüfkörpers TB-20_T1-1-774#1 (mittig links und links) und des Probekörpers TB-20_T3-FNr47-2-774#1 (mittig rechts und rechts) . . . 81
7.28 Spannungs-Dehnungs-Diagramm für die Versuchsserien T1 und T3 der Mischung "TUM_BQ1" mit mechanischer, konstanter Belastung TB. Die Kurven sind entsprechend der mechanischen Dehnung $\epsilon_{mech.}(T)$ aus der Versuchsphase 2 (Durchwärmung) auf der x-Achse versetzt . . . 82
7.29 Spannungs-Dehnungs-Diagramm für die Versuchsserien T1 und T3 der Mischung "TUM_BQ1" mit mechanischer, konstanter Belastung TB. Die Kurven sind entsprechend der mechanischen Dehnung $\epsilon_{mech.}(T)$ aus der Versuchsphase 2 (Durchwärmung), sowie der prognostizierten elastischen Grundverformung E_{est} auf der x-Achse versetzt. . . . 83
7.30 Spannungs-Dehnungs-Diagramm für die Versuchsserien T1 der Mischung "TUM_BQ1". Die Kurven sind entsprechend der mechanischen Dehnung $\epsilon_{mech.}(T)$ aus der der Versuchsphase 2 (Durchwärmung), sowie der prognostizierten elastischen Grundverformung E_{est} auf der x-Achse versetzt angeordnet . . . 84

7.31 Spannungs-Dehnungs-Diagramm für die Versuchsserien T1 der Mischung "TUM_BQ1". Die Kurven sind entsprechend der mechanischen Dehnung $\epsilon_{mech.}(T)$ aus der Versuchsphase 2 (Durchwärmung), sowie der prognostizierten elastischen Grundverformung E_{est} auf der x-Achse versetzt angeordnet 84

A.1 Stützennormalkraft [kN] in Abhängigkeit der Kopfpunktverschiebung [mm] der zentralen Stütze unter Variation der Geschosshöhe bei konstanter Gebäudegeometrie 111
A.2 Stützennormalkraft [kN] in Abhängigkeit der Kopfpunktverschiebung [mm] der zentralen Stütze unter Variation der Geschosshöhe für verschiedene Gebäudegeometrien 112
A.3 Stützennormalkraft [kN] in Abhängigkeit der Kopfpunktverschiebung [mm] der zentralen Stütze unter Variation des Stützweitenverhältnis bei konstanter Gebäudegeometrie . . . 112
A.4 Stützennormalkraft [kN] in Abhängigkeit der Kopfpunktverschiebung [mm] der zentralen Stütze unter Variation des Stützweitenverhältnis a/b für verschiedene Geschossanzahlen 113
A.5 Stützennormalkraft [kN] in Abhängigkeit der Kopfpunktverschiebung [mm] der zentralen Stütze unter Variation des Stützweitenverhältnis bei konstanter Gebäudegeometrie . . . 113
A.6 Stützennormalkraft [kN] in Abhängigkeit der Kopfpunktverschiebung [mm] der zentralen Stütze unter Variation des Stützweitenverhältnis a/b für verschiedene Geschossanzahlen 114
A.7 Stützennormalkraft [kN] in Abhängigkeit der Kopfpunktverschiebung [mm] der zentralen Stütze unter Variation des Stützweitenverhältnis bei konstanter Geschossanzahl 114
A.8 Stützennormalkraft [kN] in Abhängigkeit der Kopfpunktverschiebung [mm] der zentralen Stütze unter Variation des Deckenstärke d [mm] für verschiedene Geschossanzahlen . . 115
A.9 Stützennormalkraft [kN] in Abhängigkeit der Kopfpunktverschiebung [mm] der zentralen Stütze unter Variation der Hauptstützweite a [m] für entsprechend angepasste Gebäudegeometrien 115
A.10 Lastumlagerung bezogen auf den Anfangszustand [%] in Abhängigkeit der Kopfpunktverschiebung [mm] der zentralen Stütze unter Variation des Stützenmaterials für entsprechend angepasste Geschossanzahlen 116
A.11 Nomogramm Nr. 01, zur Bestimmung der Lastumlagerung nach Gleichung 6.8. Darstellung der Steigung m [1/m] und des Startwert bzw. der Achsenverschiebung t [] in Abhängigkeit der Kopfpunktverschiebung [mm] der zentralen Stütze für die in der Kopfzeile angegebene Geometrie und verschiedene Geschossanzahlen (vgl. [11]) 117
A.12 Nomogramm Nr. 02, zur Bestimmung der Lastumlagerung nach Gleichung 6.8. Darstellung der Steigung m [1/m] und des Startwert bzw. der Achsenverschiebung t [] in Abhängigkeit der Kopfpunktverschiebung [mm] der zentralen Stütze für die in der Kopfzeile angegebene Geometrie und verschiedene Geschossanzahlen (vgl. [11]) 118
A.13 Nomogramm Nr. 03, zur Bestimmung der Lastumlagerung nach Gleichung 6.8. Darstellung der Steigung m [1/m] und des Startwert bzw. der Achsenverschiebung t [] in Abhängigkeit der Kopfpunktverschiebung [mm] der zentralen Stütze für die in der Kopfzeile angegebene Geometrie und verschiedene Geschossanzahlen (vgl. [11]) 118
A.14 Nomogramm Nr. 04, zur Bestimmung der Lastumlagerung nach Gleichung 6.8. Darstellung der Steigung m [1/m] und des Startwert bzw. der Achsenverschiebung t [] in Abhängigkeit der Kopfpunktverschiebung [mm] der zentralen Stütze für die in der Kopfzeile angegebene Geometrie und verschiedene Geschossanzahlen (vgl. [11]) 119
A.15 Nomogramm Nr. 05, zur Bestimmung der Lastumlagerung nach Gleichung 6.8. Darstellung der Steigung m [1/m] und des Startwert bzw. der Achsenverschiebung t [] in Abhängigkeit der Kopfpunktverschiebung [mm] der zentralen Stütze für die in der Kopfzeile angegebene Geometrie und verschiedene Geschossanzahlen (vgl. [11]) 119
A.16 Nomogramm Nr. 06, zur Bestimmung der Lastumlagerung nach Gleichung 6.8. Darstellung der Steigung m [1/m] und des Startwert bzw. der Achsenverschiebung t [] in Abhängigkeit der Kopfpunktverschiebung [mm] der zentralen Stütze für die in der Kopfzeile angegebene Geometrie und verschiedene Geschossanzahlen (vgl. [11]) 120

A.17 Nomogramm Nr. 07, zur Bestimmung der Lastumlagerung nach Gleichung 6.8. Darstellung der Steigung m [1/m] und des Startwert bzw. der Achsenverschiebung t [] in Abhängigkeit der Kopfpunktverschiebung [mm] der zentralen Stütze für die in der Kopfzeile angegebene Geometrie und verschiedene Geschossanzahlen (vgl. [11]) 120
A.18 Nomogramm Nr. 08, zur Bestimmung der Lastumlagerung nach Gleichung 6.8. Darstellung der Steigung m [1/m] und des Startwert bzw. der Achsenverschiebung t [] in Abhängigkeit der Kopfpunktverschiebung [mm] der zentralen Stütze für die in der Kopfzeile angegebene Geometrie und verschiedene Geschossanzahlen (vgl. [11]) 121
A.19 Nomogramm Nr. 09, zur Bestimmung der Lastumlagerung nach Gleichung 6.8. Darstellung der Steigung m [1/m] und des Startwert bzw. der Achsenverschiebung t [] in Abhängigkeit der Kopfpunktverschiebung [mm] der zentralen Stütze für die in der Kopfzeile angegebene Geometrie und verschiedene Geschossanzahlen (vgl. [11]) 121
A.20 Nomogramm Nr. 10, zur Bestimmung der Lastumlagerung nach Gleichung 6.8. Darstellung der Steigung m [1/m] und des Startwert bzw. der Achsenverschiebung t [] in Abhängigkeit der Kopfpunktverschiebung [mm] der zentralen Stütze für die in der Kopfzeile angegebene Geometrie und verschiedene Geschossanzahlen (vgl. [11]) 122
A.21 Nomogramm Nr. 11, zur Bestimmung der Lastumlagerung nach Gleichung 6.8. Darstellung der Steigung m [1/m] und des Startwert bzw. der Achsenverschiebung t [] in Abhängigkeit der Kopfpunktverschiebung [mm] der zentralen Stütze für die in der Kopfzeile angegebene Geometrie und verschiedene Geschossanzahlen (vgl. [11]) 122
A.22 Nomogramm Nr. 12, zur Bestimmung der Lastumlagerung nach Gleichung 6.8. Darstellung der Steigung m [1/m] und des Startwert bzw. der Achsenverschiebung t [] in Abhängigkeit der Kopfpunktverschiebung [mm] der zentralen Stütze für die in der Kopfzeile angegebene Geometrie und verschiedene Geschossanzahlen (vgl. [11]) 123
A.23 Nomogramm Nr. 13, zur Bestimmung der Lastumlagerung nach Gleichung 6.8. Darstellung der Steigung m [1/m] und des Startwert bzw. der Achsenverschiebung t [] in Abhängigkeit der Kopfpunktverschiebung [mm] der zentralen Stütze für die in der Kopfzeile angegebene Geometrie und verschiedene Geschossanzahlen (vgl. [11]) 123
A.24 Nomogramm Nr. 14, zur Bestimmung der Lastumlagerung nach Gleichung 6.8. Darstellung der Steigung m [1/m] und des Startwert bzw. der Achsenverschiebung t [] in Abhängigkeit der Kopfpunktverschiebung [mm] der zentralen Stütze für die in der Kopfzeile angegebene Geometrie und verschiedene Geschossanzahlen (vgl. [11]) 124
A.25 Nomogramm Nr. 15, zur Bestimmung der Lastumlagerung nach Gleichung 6.8. Darstellung der Steigung m [1/m] und des Startwert bzw. der Achsenverschiebung t [] in Abhängigkeit der Kopfpunktverschiebung [mm] der zentralen Stütze für die in der Kopfzeile angegebene Geometrie und verschiedene Geschossanzahlen (vgl. [11]) 124
A.26 Nomogramm Nr. 16, zur Bestimmung der Lastumlagerung nach Gleichung 6.8. Darstellung der Steigung m [1/m] und des Startwert bzw. der Achsenverschiebung t [] in Abhängigkeit der Kopfpunktverschiebung [mm] der zentralen Stütze für die in der Kopfzeile angegebene Geometrie und verschiedene Geschossanzahlen (vgl. [11]) 125
A.27 Nomogramm Nr. 17, zur Bestimmung der Lastumlagerung nach Gleichung 6.8. Darstellung der Steigung m [1/m] und des Startwert bzw. der Achsenverschiebung t [] in Abhängigkeit der Kopfpunktverschiebung [mm] der zentralen Stütze für die in der Kopfzeile angegebene Geometrie und verschiedene Geschossanzahlen (vgl. [11]) 125
A.28 Nomogramm Nr. 18, zur Bestimmung der Lastumlagerung nach Gleichung 6.8. Darstellung der Steigung m [1/m] und des Startwert bzw. der Achsenverschiebung t [] in Abhängigkeit der Kopfpunktverschiebung [mm] der zentralen Stütze für die in der Kopfzeile angegebene Geometrie und verschiedene Geschossanzahlen (vgl. [11]) 126

A.29 Nomogramm Nr. 19, zur Bestimmung der Lastumlagerung nach Gleichung 6.8. Darstellung der Steigung m [1/m] und des Startwert bzw. der Achsenverschiebung t [] in Abhängigkeit der Kopfpunktverschiebung [mm] der zentralen Stütze für die in der Kopfzeile angegebene Geometrie und verschiedene Geschossanzahlen (vgl. [11]) 126
A.30 Nomogramm Nr. 20, zur Bestimmung der Lastumlagerung nach Gleichung 6.8. Darstellung der Steigung m [1/m] und des Startwert bzw. der Achsenverschiebung t [] in Abhängigkeit der Kopfpunktverschiebung [mm] der zentralen Stütze für die in der Kopfzeile angegebene Geometrie und verschiedene Geschossanzahlen (vgl. [11]) 127
A.31 Nomogramm Nr. 21, zur Bestimmung der Lastumlagerung nach Gleichung 6.8. Darstellung der Steigung m [1/m] und des Startwert bzw. der Achsenverschiebung t [] in Abhängigkeit der Kopfpunktverschiebung [mm] der zentralen Stütze für die in der Kopfzeile angegebene Geometrie und verschiedene Geschossanzahlen (vgl. [11]) 127
A.32 Nomogramm Nr. 22, zur Bestimmung der Lastumlagerung nach Gleichung 6.8. Darstellung der Steigung m [1/m] und des Startwert bzw. der Achsenverschiebung t [] in Abhängigkeit der Kopfpunktverschiebung [mm] der zentralen Stütze für die in der Kopfzeile angegebene Geometrie und verschiedene Geschossanzahlen (vgl. [11]) 128
A.33 Nomogramm Nr. 23, zur Bestimmung der Lastumlagerung nach Gleichung 6.8. Darstellung der Steigung m [1/m] und des Startwert bzw. der Achsenverschiebung t [] in Abhängigkeit der Kopfpunktverschiebung [mm] der zentralen Stütze für die in der Kopfzeile angegebene Geometrie und verschiedene Geschossanzahlen (vgl. [11]) 128
A.34 Nomogramm Nr. 24, zur Bestimmung der Lastumlagerung nach Gleichung 6.8. Darstellung der Steigung m [1/m] und des Startwert bzw. der Achsenverschiebung t [] in Abhängigkeit der Kopfpunktverschiebung [mm] der zentralen Stütze für die in der Kopfzeile angegebene Geometrie und verschiedene Geschossanzahlen (vgl. [11]) 129
A.35 Fotodokumentation für TA-2_T1-1-1000_#1, Darstellung zu Beginn (links) und am Ende (rechts) des Versuchs 130
A.36 Steifigkeitsreferenz zu Versuchsbeginn. Auswertung für TA-2_T1-1-1000_#1, Darstellung aller Zyklen vor Erwärmungsbeginn 130
A.37 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während der Erwärmung für für TA-2_T1-1-1000_#1. Darstellung der Temperatur und Spannung zur Zeit (rechts) 131
A.38 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während der Erwärmung für für TA-2_T1-1-1000_#1. Darstellung der Dehnungen zur Temperatur 131
A.39 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während des Bruchversuchs für für TA-2_T1-1-1000_#1. Darstellung der Spannung zur Dehnung 132
A.40 Fotodokumentation für TA-2_T1-1-1000_#2, Darstellung zu Beginn (links) und am Ende (rechts) des Versuchs 133
A.41 Steifigkeitsreferenz zu Versuchsbeginn. Auswertung für TA-2_T1-1-1000_#2, Darstellung aller Zyklen vor Erwärmungsbeginn 133
A.42 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während der Erwärmung für für TA-2_T1-1-1000_#2. Darstellung der Temperatur und Spannung zur Zeit (rechts) 134
A.43 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während der Erwärmung für für TA-2_T1-1-1000_#2. Darstellung der Dehnungen zur Temperatur 134
A.44 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während des Bruchversuchs für für TA-2_T1-1-1000_#2. Darstellung der Spannung zur Dehnung 135
A.45 Fotodokumentation für TB-30_T1-1-700_#1, Darstellung zu Beginn (links) und am Ende (rechts) des Versuchs 136
A.46 Steifigkeitsreferenz zu Versuchsbeginn. Auswertung für TB-30_T1-1-700_#1, Darstellung aller Zyklen vor Erwärmungsbeginn 136
A.47 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während des Bruchversuchs für für TB-30_T1-1-700_#1. Darstellung der Spannung zur Dehnung 137

A.48 Fotodokumentation für TB-30_T1-1-700_#2, Darstellung zu Beginn (links) und am Ende (rechts) des Versuchs . . . 138
A.49 Steifigkeitsreferenz zu Versuchsbeginn. Auswertung für TB-30_T1-1-700_#2, Darstellung aller Zyklen vor Erwärmungsbeginn . . . 138
A.50 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während der Erwärmung für für TB-30_T1-1-700_#2. Darstellung der Temperatur und Spannung zur Zeit (rechts) . . . 139
A.51 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während der Erwärmung für für TB-30_T1-1-700_#2. Darstellung der Dehnungen zur Temperatur . . . 139
A.52 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während des Bruchversuchs für für TB-30_T1-1-700_#2. Darstellung der Spannung zur Dehnung . . . 140
A.53 Fotodokumentation für TA-2_T1-5-1000-TI_#1, Darstellung zu Beginn (links) und am Ende (rechts) des Versuchs . . . 142
A.54 Steifigkeitsreferenz zu Versuchsbeginn. Auswertung für TA-2_T1-5-1000-TI_#1, Darstellung aller Zyklen vor Erwärmungsbeginn . . . 142
A.55 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während des Bruchversuchs für für TA-2_T1-5-1000-TI_#1. Darstellung der Spannung zur Dehnung . . . 143
A.56 Fotodokumentation für TA-2_T1-10-1000-TI_#1, Darstellung zu Beginn (links) und am Ende (rechts) des Versuchs . . . 144
A.57 Steifigkeitsreferenz zu Versuchsbeginn. Auswertung für TA-2_T1-10-1000-TI_#1, Darstellung aller Zyklen vor Erwärmungsbeginn . . . 144
A.58 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während der Erwärmung für für TA-2_T1-10-1000-TI_#1. Darstellung der Temperatur und Spannung zur Zeit (rechts) . . . 145
A.59 Temperaturverteilung in der Phase 3 des Versuchsablaufs, mit Darstellung der in der Luft (air) an Oberfläche (surf.) und in verschiedenen Tiefen (t in mm bzw. im Kern) auf berechnete (calc.) und experimentell ermittelte (exp.) Temperatur in Vergleich zum Soll-Wert basierend auf der Substruktur (ring) aus der Stütze. . . . 145
A.60 Temperaturverteilung in der Phase 3 des Versuchsablaufs Darstellung der Durchwärmung einer Prüfkörperhälfte in Schnittdarstellung im Vergleich von berechneten (calc.) zu und experimentell ermittelten (exp.) Werten. . . . 146
A.61 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während der Erwärmung für für TA-2_T1-10-1000-TI_#1. Darstellung der Dehnungen zur Temperatur . . . 146
A.62 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während des Bruchversuchs für für TA-2_T1-10-1000-TI_#1. Darstellung der Spannung zur Dehnung . . . 147
A.63 Fotodokumentation für TA-3_T1-1-646_#1, Darstellung zu Beginn (links) und am Ende (rechts) des Versuchs . . . 148
A.64 Steifigkeitsreferenz zu Versuchsbeginn. Auswertung für TA-3_T1-1-646_#1, Darstellung aller Zyklen vor Erwärmungsbeginn . . . 148
A.65 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während der Erwärmung für für TA-3_T1-1-646_#1. Darstellung der Temperatur und Spannung zur Zeit (rechts) . . . 149
A.66 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während der Erwärmung für für TA-3_T1-1-646_#1. Darstellung der Dehnungen zur Temperatur . . . 149
A.67 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während des Bruchversuchs für für TA-3_T1-1-646_#1. Darstellung der Spannung zur Dehnung . . . 150
A.68 Fotodokumentation für TB-20_T1-1-646_#1, Darstellung zu Beginn (links) und am Ende (rechts) des Versuchs . . . 151
A.69 Steifigkeitsreferenz zu Versuchsbeginn. Auswertung für TB-20_T1-1-646_#1, Darstellung aller Zyklen vor Erwärmungsbeginn . . . 151
A.70 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während der Erwärmung für für TB-20_T1-1-646_#1. Darstellung der Temperatur und Spannung zur Zeit (rechts) . . . 152
A.71 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während der Erwärmung für für TB-20_T1-1-646_#1. Darstellung der Dehnungen zur Temperatur . . . 152

A.72 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während des Bruchversuchs für für TB-20_T1-1-646_#1. Darstellung der Spannung zur Dehnung 153
A.73 Fotodokumentation für TC-FNr53-FNr47-i_T1-1-646_#1, Darstellung zu Beginn (links) und am Ende (rechts) des Versuchs 154
A.74 Steifigkeitsreferenz zu Versuchsbeginn. Auswertung für TC-FNr53-FNr47-i_T1-1-646_#1, Darstellung aller Zyklen vor Erwärmungsbeginn 154
A.75 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während der Erwärmung für für TC-FNr53-FNr47-i_T1-1-646_#1. Darstellung der Temperatur und Spannung zur Zeit (rechts) . . . 155
A.76 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während der Erwärmung für für TC-FNr53-FNr47-i_T1-1-646_#1. Darstellung der Dehnungen zur Temperatur 155
A.77 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während des Bruchversuchs für für TC-FNr53-FNr47-i_T1-1-646_#1. Darstellung der Spannung zur Dehnung 156
A.78 Fotodokumentation für TB-20_T1-1-710_#1, Darstellung zu Beginn (links) und am Ende (rechts) des Versuchs 157
A.79 Steifigkeitsreferenz zu Versuchsbeginn. Auswertung für TB-20_T1-1-710_#1, Darstellung aller Zyklen vor Erwärmungsbeginn 157
A.80 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während der Erwärmung für für TB-20_T1-1-710_#1. Darstellung der Temperatur und Spannung zur Zeit (rechts) 158
A.81 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während der Erwärmung für für TB-20_T1-1-710_#1. Darstellung der Dehnungen zur Temperatur 158
A.82 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während des Bruchversuchs für für TB-20_T1-1-710_#1. Darstellung der Spannung zur Dehnung 159
A.83 Fotodokumentation für TA-2_T1-1-774_#1, Darstellung zu Beginn (links) und am Ende (rechts) des Versuchs 160
A.84 Steifigkeitsreferenz zu Versuchsbeginn. Auswertung für TA-2_T1-1-774_#1, Darstellung aller Zyklen vor Erwärmungsbeginn 160
A.85 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während der Erwärmung für für TA-2_T1-1-774_#1. Darstellung der Temperatur und Spannung zur Zeit (rechts) 161
A.86 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während der Erwärmung für für TA-2_T1-1-774_#1. Darstellung der Dehnungen zur Temperatur 161
A.87 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während des Bruchversuchs für für TA-2_T1-1-774_#1. Darstellung der Spannung zur Dehnung 162
A.88 Fotodokumentation für TB-20_T1-1-774_#1, Darstellung zu Beginn (links) und am Ende (rechts) des Versuchs 163
A.89 Steifigkeitsreferenz zu Versuchsbeginn. Auswertung für TB-20_T1-1-774_#1, Darstellung aller Zyklen vor Erwärmungsbeginn 163
A.90 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während der Erwärmung für für TB-20_T1-1-774_#1. Darstellung der Temperatur und Spannung zur Zeit (rechts) 164
A.91 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während der Erwärmung für für TB-20_T1-1-774_#1. Darstellung der Dehnungen zur Temperatur 164
A.92 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während des Bruchversuchs für für TB-20_T1-1-774_#1. Darstellung der Spannung zur Dehnung 165
A.93 Fotodokumentation für TA-2_T3-FNr47-768-TI_#1, Darstellung zu Beginn (links) und am Ende (rechts) des Versuchs 166
A.94 Steifigkeitsreferenz zu Versuchsbeginn. Auswertung für TA-2_T3-FNr47-768-TI_#1, Darstellung aller Zyklen vor Erwärmungsbeginn 166
A.95 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während der Erwärmung für für TA-2_T3-FNr47-768-TI_#1. Darstellung der Temperatur und Spannung zur Zeit (rechts) 167

A.96 Temperaturverteilung in der Phase 3 des Versuchsablaufs, mit Darstellung der in der Luft (air) an Oberfläche (surf.) und in verschiedenen Tiefen (t in mm bzw. im Kern) auf berechnete (calc.) und experimentell ermittelte (exp.) Temperatur in Vergleich zum Soll-Wert basierend auf der Substruktur (ring) aus der Stütze. 167
A.97 Temperaturverteilung in der Phase 3 des Versuchsablaufs Darstellung der Durchwärmung einer Prüfkörperhälfte in Schnittdarstellung im Vergleich von berechneten (calc.) zu und experimentell ermittelten (exp.) Werten. 168
A.98 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während der Erwärmung für für TA-2_T3-FNr47-768-TI_#1. Darstellung der Dehnungen zur Temperatur 168
A.99 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während des Bruchversuchs für für TA-2_T3-FNr47-768-TI_#1. Darstellung der Spannung zur Dehnung 169
A.100 Fotodokumentation für TA-2_T3-FNr47-774_#1, Darstellung zu Beginn (links) und am Ende (rechts) des Versuchs 170
A.101 Steifigkeitsreferenz zu Versuchsbeginn. Auswertung für TA-2_T3-FNr47-774_#1, Darstellung aller Zyklen vor Erwärmungsbeginn 170
A.102 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während der Erwärmung für für TA-2_T3-FNr47-774_#1. Darstellung der Temperatur und Spannung zur Zeit (rechts) 171
A.103 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während der Erwärmung für für TA-2_T3-FNr47-774_#1. Darstellung der Dehnungen zur Temperatur 171
A.104 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während des Bruchversuchs für für TA-2_T3-FNr47-774_#1. Darstellung der Spannung zur Dehnung 172
A.105 Fotodokumentation für TA-2_T3-FNr47-774_#2, Darstellung zu Beginn (links) und am Ende (rechts) des Versuchs 173
A.106 Steifigkeitsreferenz zu Versuchsbeginn. Auswertung für TA-2_T3-FNr47-774_#2, Darstellung aller Zyklen vor Erwärmungsbeginn 173
A.107 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während der Erwärmung für für TA-2_T3-FNr47-774_#2. Darstellung der Temperatur und Spannung zur Zeit (rechts) 174
A.108 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während der Erwärmung für für TA-2_T3-FNr47-774_#2. Darstellung der Dehnungen zur Temperatur 174
A.109 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während des Bruchversuchs für für TA-2_T3-FNr47-774_#2. Darstellung der Spannung zur Dehnung 175
A.110 Fotodokumentation für TB-20_T3-FNr47-774_#1, Darstellung zu Beginn (links) und am Ende (rechts) des Versuchs 176
A.111 Steifigkeitsreferenz zu Versuchsbeginn. Auswertung für TB-20_T3-FNr47-774_#1, Darstellung aller Zyklen vor Erwärmungsbeginn 176
A.112 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während der Erwärmung für für TB-20_T3-FNr47-774_#1. Darstellung der Temperatur und Spannung zur Zeit (rechts) 177
A.113 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während der Erwärmung für für TB-20_T3-FNr47-774_#1. Darstellung der Dehnungen zur Temperatur 177
A.114 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während des Bruchversuchs für für TB-20_T3-FNr47-774_#1. Darstellung der Spannung zur Dehnung 178
A.115 Fotodokumentation für TB-20_T3-FNr47-774_#2, Darstellung zu Beginn (links) und am Ende (rechts) des Versuchs 179
A.116 Steifigkeitsreferenz zu Versuchsbeginn. Auswertung für TB-20_T3-FNr47-774_#2, Darstellung aller Zyklen vor Erwärmungsbeginn 179
A.117 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während der Erwärmung für für TB-20_T3-FNr47-774_#2. Darstellung der Temperatur und Spannung zur Zeit (rechts) 180
A.118 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während der Erwärmung für für TB-20_T3-FNr47-774_#2. Darstellung der Dehnungen zur Temperatur 180
A.119 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während des Bruchversuchs für für TB-20_T3-FNr47-774_#2. Darstellung der Spannung zur Dehnung 181

A.120 Fotodokumentation für TB-30_T3-FNr47-774_#1, Darstellung zu Beginn (links) und am Ende (rechts) des Versuchs . . . 182
A.121 Steifigkeitsreferenz zu Versuchsbeginn. Auswertung für TB-30_T3-FNr47-774_#1, Darstellung aller Zyklen vor Erwärmungsbeginn . . . 182
A.122 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während der Erwärmung für für TB-30_T3-FNr47-774_#1. Darstellung der Temperatur und Spannung zur Zeit (rechts) . . . 183
A.123 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während der Erwärmung für für TB-30_T3-FNr47-774_#1. Darstellung der Dehnungen zur Temperatur . . . 183
A.124 Fotodokumentation für TA-3_T3-FNr47-2-774_#1, Darstellung zu Beginn (links) und am Ende (rechts) des Versuchs . . . 184
A.125 Steifigkeitsreferenz zu Versuchsbeginn. Auswertung für TA-3_T3-FNr47-2-774_#1, Darstellung aller Zyklen vor Erwärmungsbeginn . . . 184
A.126 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während der Erwärmung für für TA-3_T3-FNr47-2-774_#1. Darstellung der Temperatur und Spannung zur Zeit (rechts) . . . 185
A.127 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während der Erwärmung für für TA-3_T3-FNr47-2-774_#1. Darstellung der Dehnungen zur Temperatur . . . 185
A.128 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während des Bruchversuchs für für TA-3_T3-FNr47-2-774_#1. Darstellung der Spannung zur Dehnung . . . 186
A.129 Fotodokumentation für TB-20_T3-FNr47-2-774_#1, Darstellung zu Beginn (links) und am Ende (rechts) des Versuchs . . . 187
A.130 Steifigkeitsreferenz zu Versuchsbeginn. Auswertung für TB-20_T3-FNr47-2-774_#1, Darstellung aller Zyklen vor Erwärmungsbeginn . . . 187
A.131 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während der Erwärmung für für TB-20_T3-FNr47-2-774_#1. Darstellung der Temperatur und Spannung zur Zeit (rechts) . . . 188
A.132 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während der Erwärmung für für TB-20_T3-FNr47-2-774_#1. Darstellung der Dehnungen zur Temperatur . . . 188
A.133 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während des Bruchversuchs für für TB-20_T3-FNr47-2-774_#1. Darstellung der Spannung zur Dehnung . . . 189
A.134 Fotodokumentation für TA-2_T2-FNr47-768_#1, Darstellung zu Beginn (links) und am Ende (rechts) des Versuchs . . . 190
A.135 Steifigkeitsreferenz zu Versuchsbeginn. Auswertung für TA-2_T2-FNr47-768_#1, Darstellung aller Zyklen vor Erwärmungsbeginn . . . 190
A.136 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während der Erwärmung für für TA-2_T2-FNr47-768_#1. Darstellung der Temperatur und Spannung zur Zeit (rechts) . . . 191
A.137 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während der Erwärmung für für TA-2_T2-FNr47-768_#1. Darstellung der Dehnungen zur Temperatur . . . 191
A.138 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während des Bruchversuchs für für TA-2_T2-FNr47-768_#1. Darstellung der Spannung zur Dehnung . . . 192
A.139 Fotodokumentation für TB-30_T2-FNr47-768_#1, Darstellung zu Beginn (links) und am Ende (rechts) des Versuchs . . . 193
A.140 Steifigkeitsreferenz zu Versuchsbeginn. Auswertung für TB-30_T2-FNr47-768_#1, Darstellung aller Zyklen vor Erwärmungsbeginn . . . 193
A.141 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während der Erwärmung für für TB-30_T2-FNr47-768_#1. Darstellung der Temperatur und Spannung zur Zeit (rechts) . . . 194
A.142 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während der Erwärmung für für TB-30_T2-FNr47-768_#1. Darstellung der Dehnungen zur Temperatur . . . 194
A.143 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während des Bruchversuchs für für TB-30_T2-FNr47-768_#1. Darstellung der Spannung zur Dehnung . . . 195
A.144 Fotodokumentation für TB-40_T2-FNr47-774-TO_#1, Darstellung zu Beginn (links) und am Ende (rechts) des Versuchs . . . 196

A.145 Steifigkeitsreferenz zu Versuchsbeginn. Auswertung für TB-40_T2-FNr47-774-TO_#1, Darstellung aller Zyklen vor Erwärmungsbeginn 196
A.146 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während der Erwärmung für für TB-40_T2-FNr47-774-TO_#1. Darstellung der Temperatur und Spannung zur Zeit (rechts) 197
A.147 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während der Erwärmung für für TB-40_T2-FNr47-774-TO_#1. Darstellung der Dehnungen zur Temperatur 197
A.148 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während des Bruchversuchs für für TB-40_T2-FNr47-774-TO_#1. Darstellung der Spannung zur Dehnung 198
A.149 Fotodokumentation für TB-40_T2-FNr47-774-TO_#2, Darstellung zu Beginn (links) und am Ende (rechts) des Versuchs 199
A.150 Steifigkeitsreferenz zu Versuchsbeginn. Auswertung für TB-40_T2-FNr47-774-TO_#2, Darstellung aller Zyklen vor Erwärmungsbeginn 199
A.151 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während der Erwärmung für für TB-40_T2-FNr47-774-TO_#2. Darstellung der Temperatur und Spannung zur Zeit (rechts) 200
A.152 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während der Erwärmung für für TB-40_T2-FNr47-774-TO_#2. Darstellung der Dehnungen zur Temperatur 200
A.153 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während des Bruchversuchs für für TB-40_T2-FNr47-774-TO_#2. Darstellung der Spannung zur Dehnung 201
A.154 Fotodokumentation für TB-50_T2-FNr47-774_#1, Darstellung zu Beginn (links) und am Ende (rechts) des Versuchs 202
A.155 Steifigkeitsreferenz zu Versuchsbeginn. Auswertung für TB-50_T2-FNr47-774_#1, Darstellung aller Zyklen vor Erwärmungsbeginn 202
A.156 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während der Erwärmung für für TB-50_T2-FNr47-774_#1. Darstellung der Temperatur und Spannung zur Zeit (rechts) 203
A.157 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während der Erwärmung für für TB-50_T2-FNr47-774_#1. Darstellung der Dehnungen zur Temperatur 203
A.158 Fotodokumentation für TC-FNr47-20-40_T2-FNr47-774-TO_#1, Darstellung zu Beginn (links) und am Ende (rechts) des Versuchs 204
A.159 Steifigkeitsreferenz zu Versuchsbeginn. Auswertung für TC-FNr47-20-40_T2-FNr47-774-TO_#1, Darstellung aller Zyklen vor Erwärmungsbeginn 204
A.160 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während der Erwärmung für für TC-FNr47-20-40_T2-FNr47-774-TO_#1. Darstellung der Temperatur und Spannung zur Zeit (rechts) 205
A.161 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während der Erwärmung für für TC-FNr47-20-40_T2-FNr47-774-TO_#1. Darstellung der Dehnungen zur Temperatur 205
A.162 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während des Bruchversuchs für für TC-FNr47-20-40_T2-FNr47-774-TO_#1. Darstellung der Spannung zur Dehnung 206
A.163 Fotodokumentation für TC-FNr47-20-50_T2-FNr47-774-TO_#1, Darstellung zu Beginn (links) und am Ende (rechts) des Versuchs 207
A.164 Steifigkeitsreferenz zu Versuchsbeginn. Auswertung für TC-FNr47-20-50_T2-FNr47-774-TO_#1, Darstellung aller Zyklen vor Erwärmungsbeginn 207
A.165 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während der Erwärmung für für TC-FNr47-20-50_T2-FNr47-774-TO_#1. Darstellung der Temperatur und Spannung zur Zeit (rechts) 208
A.166 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während der Erwärmung für für TC-FNr47-20-50_T2-FNr47-774-TO_#1. Darstellung der Dehnungen zur Temperatur 208
A.167 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während des Bruchversuchs für für TC-FNr47-20-50_T2-FNr47-774-TO_#1. Darstellung der Spannung zur Dehnung 209

Tabellenverzeichnis

6.1 Grenzen der Parametervariation zum Gebäudetragverhalten 30
6.2 Ansatz der Einwirkungen für die Untersuchung der Lastumlagerungen 31
6.3 Grenzen der entwickelten, vereinfachten Nomogramme 40

7.1 Betonrezepturen und mittlere Prismendruckfestigkeit $f_{Pc,\,m,\,56d}$ 54
7.2 Zusammensetzung temperaturoptimierter Betonrezepturen unter Angabe der Zylinderdruckfestigkeit $f_{Z,c,56}$ 55
7.3 Auflistung der verschiedenen Bauteile zu Lastübertragung innerhalb des Widerlagers unter Angabe der Lage im Widerlager (oben bzw. unten) 61
7.4 Betonrezeptur TUM_BQ1 (vgl. [37]) und HPC_B 67
7.5 Wesentliche Parameter zur numerischen Berechnung und dem experimentellen Programm 69
7.6 Darstellung der aufgebrachten Prüfkörpereinwirkungen 72

A.1 Zusammenfassung der thermomechanischen Versuchsergebnisse Mischung "HPC_B "(interne Chargennummer "31 – 3 – 001")) 141
A.2 Zusammenfassung der thermomechanischen Versuchsergebnisse Mischung "TUM_BQ1 "(interne Chargennummer "32 – 0 – 123") 210

Literatur

[1] A. Albert, Hrsg. *Bautabellen für Ingenieure: Mit Berechnungshinweisen und Beispielen*. 21. Aufl. Köln: Bundesanzeiger Verl., 2014. ISBN: 978-3-8462-0304-0 (siehe S. 30, 34).

[2] Y. Anderberg und N. E. Forsén. *Fire Resistance of Concrete Structures*. Techn. Ber. Division of Building Fire Safety und Technology, Lund Institute of Technology, 1982 (siehe S. 12).

[3] S. Baumgartner. “Untersuchungen zur Brandbemessung von Stützenaus Normalbeton nach DIN EN 1992-1-2 in Hinblick auf den Einfluss und die experimentelle Ermittlung der normativen Parameter”. Bachelor Thesis. Technische Universität München, 2016 (siehe S. 16).

[4] S. Bei und L. Zhixiang. “Investigation on spalling resistance of ultra-high-strength concrete under rapid heating and rapid cooling”. In: *elsevier* (2016) (siehe S. 13, 15).

[5] D. P. Bentz. “Fibers, Percolation, and Spalling of High-Perfomance Concrete”. In: *ACI Materials Journal* Title no. 97-M41 (Mai 2000) (siehe S. 12).

[6] H. Bian u. a. “3rd fib International Congress”. In: *Cracking behaviour of ultra-high performance fiber-reinforced concrete: Effects of thermal damage*. 2010 (siehe S. 12).

[7] K. Bollmann. “Ettringitbildung in nicht wÃ¤rmebehandelten Betonen”. Diss. Fakultät Bauingenieurwesen der Bauhaus-Universität Weimar, Mai 2000 (siehe S. 12).

[8] D. L. Boström. “Polypropylenfasern erhöhen den Brandschutz von Selbstverdichtendem Beton”. In: *BFT International - Sp Fire Technologiy (Sp = Swedish National Testing and Research Institute)* 1 (Jan. 2004) (siehe S. 13).

[9] M. Cyllok und M. Achenbach. “Anwendung der Zonenmethode für brandbeanspruchte Stahlbetonstützen”. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 104.Heft 12 (2009), S. 813–822 (siehe S. 16).

[10] D. “Besondere Aspekte der Schnittgrößenermittlung und Bemessung von Stahlbetonstützen im Kaltlastfall”. Magisterarb. Technische Universität München, 2016 (siehe S. 15, 31).

[11] M. Dankesreiter. “Vergleich der Eignung verschiedener, numerischer Modellierungsstrategien zur Abschätzung der Normalkraftbelastung einer Stütze unter Berücksichtigung ihrer brandinduzierten Längsverformungen in Gebäuden des Hochbaus. Übertragung der Erkenntnisse auf experimentelle und normative Nachweisverfahren”. Magisterarb. Technische Universität München, 2019 (siehe S. 30, 31, 33, 34, 38, 40, 111, 117–129).

[12] F. Dehn. “Temperature Behaviour of Ultra High-Perfomance Concrete (UHPC) - A Micro Analytical Reflect”. In: *Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau - Structural Materials and Engineering Series - Ultra High Performance Concrete (UHPC)*. M. Schmidt, E. Fehling und C. Geisenhanslüke, 2004 (siehe S. 12).

[13] F. Dehn, S. Thalheim und A. König. “Betontechnologische Massnahmen gegen Brandeinwirkung”. In: *13. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung Karlsruher Institut für Technologie (KIT)*. Harald S. Müller, Ulrich Nolting und Julian Link, März 2017 (siehe S. 11).

[14] U. Diederichs, U.-M. Jumppanen und V. Penttala. *Behaviour of high strength concrete at high temperatures*. Techn. Ber. Report 92. Helsinki University of Technology, 1989 (siehe S. 15).

[15] U. Diederichs und O. Mertzsch. “Behaviour of ultra high strength concrete at high temperatures”. In: (2008) (siehe S. 13, 14).

[16] “Prüfung von Festbeton - Teil 13”. In: DIN EN 1992-1-1:2011-01. Beuth Verlag GmbH, Sep. 2021. Kap. Bestimmung des Elastizitätsmoduls unter Druckbelastung (Sekantenmodul) (siehe S. 73).

[17] “Prüfung von Festbeton - Teil 10”. In: DIN EN 1992-1-1:2011-01. Beuth Verlag GmbH, Okt. 2019. Kap. Druckfestigkeit von Probekörpern (siehe S. 74).

[18] “Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken. Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau”. In: DIN EN 1992-1-1:2011-01. Beuth Verlag GmbH, Jan. 2011. Kap. Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Nationaler Anhang DE (siehe S. 16, 17, 19–21, 24, 27, 36, 37, 46).

[19] “Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken. Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau”. In: DIN EN 1992-1-1/A1:2015-03. Beuth Verlag GmbH, März 2015. Kap. Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Nationaler Anhang DE (siehe S. 17, 19, 21, 24, 46).

[20] “Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken. Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Nationaler Anhang DE”. In: DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12. Beuth Verlag GmbH, Dez. 2015. Kap. Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Nationaler Anhang DE (siehe S. 17, 19, 21, 24, 46).

[21] “Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken. Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Nationaler Anhang DE”. In: DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04. Beuth Verlag GmbH, Apr. 2013. Kap. Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Nationaler Anhang DE (siehe S. 17, 19–21, 24, 27, 36, 37, 46).

[22] “Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken. Allgemeine Regeln - Tragwerksbemessung für den Brandfall”. In: DIN EN 1992-1-2:2010-12. Beuth Verlag GmbH, Dez. 2010. Kap. Allgemeine Regeln - Tragwerksbemessung für den Brandfall (siehe S. 12, 15–17, 19, 21, 22, 24, 43, 46, 47, 52).

[23] “Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken. Allgemeine Regeln - Tragwerksbemessung für den Brandfall; Änderung A1”. In: DIN EN 1992-1-2/A1:2019-11. Beuth Verlag GmbH, Nov. 2019. Kap. Allgemeine Regeln - Tragwerksbemessung für den Brandfall; Änderung A1 (siehe S. 12, 15–17, 19, 21, 22, 24, 43, 46, 47, 52).

[24] “Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken. Allgemeine Regeln - Tragwerksbemessung für den Brandfall; Nationaler Anhang DE”. In: DIN EN 1992-1-2/NA:2010-12. Beuth Verlag GmbH, Dez. 2010. Kap. Allgemeine Regeln - Tragwerksbemessung für den Brandfall; Nationaler Anhang DE (siehe S. 12, 15–17, 19, 21, 22, 24, 43, 46, 47, 52).

[25] “Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken. Allgemeine Regeln - Tragwerksbemessung für den Brandfall; Nationaler Anhang DE Änderung A1”. In: DIN EN 1992-1-2/NA/A1:2015-09. Beuth Verlag GmbH, Sep. 2015. Kap. Allgemeine Regeln - Tragwerksbemessung für den Brandfall; Nationaler Anhang DE Änderung A1 (siehe S. 12, 15–17, 19, 21, 22, 24, 43, 46, 47, 52).

[26] “Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken. Allgemeine Regeln - Tragwerksbemessung für den Brandfall; Nationaler Anhang DE Änderung A2”. In: DIN EN 1992-1-2/NA/A2:2021-04. Beuth Verlag GmbH, Apr. 2021. Kap. Allgemeine Regeln - Tragwerksbemessung für den Brandfall; Nationaler Anhang DE Änderung A2 (siehe S. 12, 15–17, 19, 21, 22, 24, 43, 46, 47, 52).

[27] J.-C. Dotreppe u. a. “Experimental research on the determination of the main parameters affecting the behaviour of reinforced concrete columns under fire conditions Article”. In: *Magazine of Concrete Research* 49.179 (1996) (siehe S. 12).

[28] G. Drexel. “Numerische Untersuchung des Tabellenverfahrens EN 1992-1-2/Anhang C zur Identifikation unsicherer Anwendungsbereiche von Druckgliedern”. Magisterarb. Technische Universität München, 2016 (siehe S. 16, 19).

[29] T. Drzymala u. a. “Effects of High Temperature on the Properties of High Performance Concrete (HPC)”. In: *Procedia Engineering 172* (2017) (siehe S. 13).

[30] T. Eisinger. “Erstellen einer Gebäde-Objektdatenbank”. Bachelor’s Thesis. Technische Universität München, 2017 (siehe S. 23, 27, 30, 38).

[31] M. Empelmann, M. Teutsch und G. Steven. “Improvement of the Post Fracture Behaviour of UHPC by Fibres”. In: 2008 (siehe S. 15).

[32] E. Fehling u. a. *Entwicklung, Dauerhaftigkeit und Berechnung Ultrahochfesten Betone (UHPC)*. Hrsg. von D.-I. T. Teichmann. Prof. Dr.-Ing. habil. M. Schmidt, Universität Kassel, Fachbereich Bauingenieurwesen, 2005 (siehe S. 54).

[33] E. Fehling u. a. *Entwicklung, Dauerhaftigkeit und Berechnung Ultrahochfester Betone (UHPC) Forschungsbericht DFG FE 497/1-1*. Techn. Ber. Universität Kassel, 2005 (siehe S. 8, 53).

[34] F. Fingerloos. “Beton-Kalender 2013”. In: Hrsg. von K. Bergmeister, F. Fingerloos und J. Wärner. Ernst & Sohn, 2013. Kap. XI Normen und Regelwerke, S. 290–443 (siehe S. 18, 33, 35).

[35] F. Fingerloos, J. Zehfuß und M. Cyllok. “Heißbemessung von Stahlbeton- und Spannbetonstützen: Zur praktischen Anwendung von Methode A in DIN EN 1992-1-2”. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 113.Heft 8 (2013), S. 564–578. DOI: 10.1002/best.201800017 (siehe S. 16, 18).

[36] A. Fleischmann. “Temperaturabhängige Untersuchung chemischer und physikalischer Veränderungen in einer hydraulisch gebundenen, ultrahochfesten Betonmatrix”. Magisterarb. Technische Universität München, 2017 (siehe S. 53–55).

[37] J. Fröse. “Optimierung der stofflichen Zusammensetzung von ultrahochfesten Betonrezepturen zur Steigerung deren thermischer Beanspruchbarkeit”. Magisterarb. Technische Universität München, 2018 (siehe S. 54, 55, 66, 67).

[38] J. Gall. “Untersuchungen zur Anwendbarkeit der RILEM Empfehlung 129-MHT für die Berechnung der Betonresttragfähigkeit unbelastet normbrandbeanspruchter Betonzylinder”. Magisterarb. Technische Universität München, 2020 (siehe S. 42).

[39] C. Geisenhanslüke, M. Schmidt und T. Teichmann. “Optimierung der Packungsdichte des Feinstkorns für Ultra-Hochleistungs- und Selbstverdichtende Betone”. In: *UHPC - 10 Jahre Forschung und Entwicklung*. 2005 (siehe S. 53).

[40] I. Hager. “Behaviour of cement concrete at high temperature”. In: *Bulletin of the Polish Academy of Sciences Technical Sciences* 61.1 (2013) (siehe S. 8, 11–15).

[41] I. Hager und P. Pimienta. “The impact of the addition of polypropylene fibres on the mechanical properties of high performance concrete exposed to high temperatures”. In: *6th RILEM Symposium on Fibre-Reinforced Concretes (FRC) - BEFIB 2004* (2004) (siehe S. 12).

[42] R. Hass. “Zur Praxisgerechten Brandschutztechnischen Beurteilung von Stützen aus Stahl und Beton”. Dissertation. Braunschweig: Technische Universität Braunschweig, 1986 (siehe S. 12).

[43] K. Hertz. “Betonkonstruktioners brandtekniske egenskaber. Part 1 of the Phd. Thesis”. Diss. Technical University of Denmark, 1980 (siehe S. 12).

[44] D. Hosser. “Gemeinschaftstagung Eurocode 2 für Deutschland”. In: Hrsg. von DIN. Beuth Verlag GmbH, 2011. Kap. 10 Grundlagen und Hintergründe der Heißbemessung, S. 131–154 (siehe S. 12, 22, 66, 68, 70).

[45] D. Hosser, B. Kampmeier und D. Hollmann. “Behavior of Ultra High Performance Concrete (UHPC) in Case of Fire”. In: (2012) (siehe S. 11).

[46] D. Hosser, B. Kampmeier und D. Hollmann. “Brandverhalten von ultrahochfestem Beton”. In: *Baustoff und Konstruktion* (2013) (siehe S. 13, 14, 31, 42, 66, 68, 70).

[47] D. Hosser und E. Richter. *Überführung von EN 1992-1-2 in EN-Norm und Bestimmung der national festlegenden Parameter (NDP) im Nationalen Anhang zu EN 1992-1-2*. Techn. Ber. Technische Univerität Braunschweig Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, 2006 (siehe S. 16).

[48] D. Hosser u. a. *Theoretische und experimentelle Untersuchungen zur Ermittlung und Optimierung des Brandverhalten von ultra-hochfesten Beton (UHPC)*. Techn. Ber. Technische Universität Braunschweig Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz (iBMB), 2011 (siehe S. 46, 72, 74, 76).

[49] U.-P. D.-I. D. Hosser. *Braunschweiger Brandschutz-Tage 2011*. Techn. Ber. Heft 214. ISBN 978-3-89288-198-8: Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz - TU Braunschweig, Sep. 2011 (siehe S. 13, 47).

[50] S. Huismann. "Materialverhalten von hochfesten Beton unter thermomechanischer Beanspruchung". Diss. Technische Universität Wien - Fakultät für Bauingenieurwesen, 2010 (siehe S. 11–16, 22, 24, 42, 46, 47).

[51] *InfoGraph*. InfoGraph GmbH. URL: https://www.infograph.de/de/ (besucht am 10. 12. 2021) (siehe S. 27).

[52] A. Iravani und A. Steffen. "Time depent mass loss of UHPC after single and cyclic thermal exposure". In: *HiPerMat 2016* (2016) (siehe S. 13).

[53] J. Jungwirth u. a. "Structural Concepts for Application of UHPFRC in Construction Practice: sustainable Precast Park Deck Systems". In: *Ultra-High Performance Concrete and High Performance Construction Materials; Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau; Universität Kassel; Heft 27*. 2016 (siehe S. 27).

[54] P. Kalifa, G. Chéné und C. Gallé. "High-temperature behaviour of HPC with polypropylene fibres - from spalling to microstructure". In: *Cement and Concrete Research 31* (2001) (siehe S. 12).

[55] B. Kampmeier und D. Hollmann. "Grundlagen für die BrandschuBrandschutz von Buateieln aus Ultrahochfestem Beton". In: *Braunschweiger Brandschutz-Tage 2011 25. Fachtagung Brandschutz - Forschung und Praxis*. 2011 (siehe S. 13).

[56] E. Klingsch, A. Frangi und M. Fontana. *Explosive spalling of concrete in fire*. Techn. Ber. IBK Bericht 351. Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zuerich, Dez. 2013 (siehe S. 15).

[57] A. Lau und M. Anson. "Effect of high temperatures on high performance steel fibre reinforced concrete". In: *Cement and Concrete Research* 36 (2006), S. 1698–1707 (siehe S. 14).

[58] T. T. Lie und J. L. Wollerton. *Fire resistance on reinforced concrete columns*. Techn. Ber. National Research Council Canada Institute for research in Construction, 1988 (siehe S. 12).

[59] T. T. Lie u. a. *Fire resistance of reinforced concrete columns*. Techn. Ber. National research council Canada, 1884 (siehe S. 12).

[60] D. Lowke und P. Schiessel. *Effect of mixing energy on fresh properties of SCC*. Techn. Ber. Technical University of Munich, Centre for Building Materials (cbm), 2005 (siehe S. 53).

[61] J. Lyzwa und J. Zehfuß. "Ableitung von thermischen Materialkennwerten für Beton unter Naturbrandbeanspruchung anhand von experimentellen Untersuchungen". In: *Beton- und Stahlbetonbau* 115.Heft 5 (2020), S. 392–401. DOI: 10.1002/best.201900079 (siehe S. 22, 24, 56).

[62] *MATLAB*. The MathWorks, Inc. URL: https://de.mathworks.com/ (besucht am 10. 12. 2021) (siehe S. 42).

[63] O. J. Mazanec. "Charakterisierung der Mischzeit und des rheologischen Verhalten ultrahochfester Betone unter Einbeziehung interpartikulÃ¤rer Wechselwirkungen". Diss. Technische Universität München - Lehrstuhl fuer Baustoffkunde und Werkstoffprüfung, 2012 (siehe S. 8, 53).

[64] I. Müllers. *Zur Robustheit im Hochbau Stützenausfall als Gefährdungsbild für Stahlbetontragwerke*. Techn. Ber. Eidgenössissche Technische Hochschule Zürich, 2007 (siehe S. 23, 27, 30, 38).

[65] S. Otten, S. Piotrowski und B. Middendorf. "Deterioration of Ultra-High Performance Concrete (UHPC) under cyclic thermal Stress in the Temperature Range of 200 to 500 °C". In: *HiPerMat 2016: Ultra-high Performance Concrete and High Performance Construction Materials* (2016) (siehe S. 13).

[66] L. Phan. "High-Strength Concrete at High Temperature ? An Overview". In: (2002) (siehe S. 13).

[67] I. K. Pistol. “Wirkungsmechanismen von Polypropylen-Fasern in brandbeanspruchten Hochleistungsbeton”. Diss. Fakultät Architektur, Bauingenieurwesen und Umweltwissenschaften der Technischen Universität Carolo-Wilhelmina zu Braunschweig, Jan. 2015 (siehe S. 15).

[68] B. Pöschl. “Numerische Simulation von Hochleistungsbeton im Brandfall: Entwurf und Implementierung eines Materialmodells in Matlab”. Magisterarb. Technische Universität München, 2021 (siehe S. 11).

[69] B. Pöschl. “Sensitivität instationärer Temperaturfelder im Zweiphasensystem im Hinblick auf die Bemessung nach DIN EN 1992-1-2”. Bachelor thesis. Technische Universität München, 2018 (siehe S. 42–44).

[70] *RFEM*. Dlubal Software GmbH. URL: https://www.dlubal.com/de/ (besucht am 10. 12. 2021) (siehe S. 30).

[71] E. Richter. “Brandschutztechnische Bemessung von Stahlbetonstützen nach Eurocode 2 Teil 1-2 (DIN EN 1992-1-2) Nachweise sind auch mit vereinfachten und allgemeinen Rechenverfahren möglich”. In: *Der Prüfingenieur* (Mai 2013), S. 37–41 (siehe S. 18).

[72] E. Richter. “Zur Berechnung der Biegetragfäigkeit brandbeanspruchter Spannbetonbauteile unter Berüsichtigung geeigneter Vereinfachungen für die Materialgesetze”. Dissertation. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, Apr. 1987 (siehe S. 8, 49).

[73] E. Richter, J. Zehfuß und B. Kampmeier. “Eintwicklung vereinfachter Materialgesetze in Form von temperaturabhängigen Spannungs-Dehnungs-Beziehungen für ultrahochfesten Beton”. In: *Bauphysik* 35.5 (2013), S. 303–322. DOI: DOI:10.1002/bapi.201310067 (siehe S. 8, 22, 24, 31, 32, 46, 47, 49, 56, 72, 74, 76).

[74] *RSTAB*. Dlubal Software GmbH. URL: https://www.dlubal.com/de/ (besucht am 10. 12. 2021) (siehe S. 38).

[75] L. Scheinherrova u. a. “Simultaneous Thermal Analysis and Thermodilatometry of Hybrid Fiber Reinforced UHPC”. In: *Thermophysics 2017* (2017) (siehe S. 13).

[76] J. Scheydt u. a. “Entwicklung eines brandbeständigen ultrahochfesten Betons für hochdynamische Beanspruchungen”. In: *Beton- und Stahlbetonbau* (2012) (siehe S. 13, 14).

[77] P. Schiessl, O. Mazanec und D. Lowke. “SCC and UHPC - Effect of Mixing Technology on Fresh Concrete Properties”. In: (2007) (siehe S. 8).

[78] M. Schmidt und C. Geisenhanslüke. “Optimierung der Zusammensetzung des Feinstkorns von Ultra-Hochleistungs- und von Selbstverdichtendem Beton”. In: *UHPC - 10 Jahre Forschung und Entwicklung*. 2005 (siehe S. 66).

[79] M. Schmidt u. a. *DAfStb-Richtlinie Ultrahochfester Beton - Teil 2: Beton*. unveröffentlichter Entwurf DAfStb UA UHFF AG BT D 302. Berlin: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton e. V. – DAfStb, 2020 (siehe S. 46).

[80] M. Schmidt u. a. *Heft 561 - Sachstandsbericht Ultrahochfester Beton*. Sachstandsbericht 561. Berlin: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton e. V. – DAfStb, 2008 (siehe S. 46).

[81] U. Schneider. “Ein Beitrag zur Frage des Kriechens und der Relaxation von Beton unter hohen Temperaturen”. Habilitation. Technische Universität Braunschweig, 1979 (siehe S. 8, 49).

[82] U. Schneider, U. Diederichs und R. Weiß. *Sonderforschungsbericht 148 - Brandverhalten von Bauteilen*. Techn. Ber. Teilprojekt B 3. Technische Universität Braunschweig, Juli 1977 (siehe S. 49).

[83] U. Schneider, R. Felicetti, G. Debicki u. a. “Recommendation of RILEM TC 200-HTC: mechanicalconcrete properties at high temperatures—modellingand applications”. In: *Materials and Structures* 40 (Sep. 2007), S. 841–853. DOI: 10.1617/s11527-007-9285-2 (siehe S. 72, 74, 81).

[84] H. Seekamp, W. Becker und W. Struck. “Verhalten von Stahlbeton und Spannbeton beim Brand”. In: Hrsg. von D. A. für Stahlbeton e.V. Bd. 162. 1962. Kap. Brandversuche an Stahlbetonfertigsäulen (siehe S. 12).

[85] SFB148. *Arbeitsbericht Sonderforschungsbereich 148, Brandverhalten von Bauteilen, Teil 1, Projektbereich A*. Techn. Ber. Technische Universität Braunschweig, 1977 (siehe S. 12, 15).

[86] SFB148. *Arbeitsbericht Sonderforschungsbereich 148, Brandverhalten von Bauteilen, Teil 1, Projektbereich A*. Techn. Ber. Technische Universität Braunschweig, 1987 (siehe S. 12).

[87] M. Siemon und J. Zehfuß. "Experimental and numerical analysis of ultra high perormance concrete (UHPC) members in case of fire". In: *Applications of Structural Fire Engineering* (2015) (siehe S. 13).

[88] *SOFiSTiK. SOFiSTiK*. SOFiSTiK AG. URL: https://www.sofistik.de/ (besucht am 10. 12. 2021) (siehe S. 30, 31, 38, 42).

[89] J. Tholler. "Konzeptionelle Beschreibung und Validierung ausgewählter Komponenten einer neuen Universalprüfmaschine hinsichtlich der Eignung zur thermomechanischen Untersuchung von Normzylindern aus Beton". Magisterarb. Technische Universität München, 2019 (siehe S. 65).

[90] E. Thorenfeldt, A. Tomaszewicz und J. Jensen. "Mechanical properties of high-strength concrete and application in design". In: Trondheim Norway Tapir, 1987, S. 12 (siehe S. 47).

[91] D. Weber. "Systembedingte Lastumlagerungspotenziale bei Schädigung einer Stütze aus Hochleistungsbeton im Lastfall Brand und numerische und experimentelle Betrachtung der Eignung eines Kleinversuchs zur Ermittlung der geschädigten Steifigkeitseigenschaften". Magisterarb. Technische Universität München, 2017 (siehe S. 29, 30, 33, 35, 38).

[92] M. Xiong und R. Liew. "Spalling behavior and residual resistance of fibre reinforced Ultra-High performance concrete after exposure to high temperatures". In: *Materiales de Construcción* 65.320 (2015) (siehe S. 13, 15).

[93] H. Ye u. a. "Research on Fire Resistance of Ultra-High-Performance Concrete". In: *Advances in Materials Science and Engineering* (2012), S. 7 (siehe S. 14).

[94] J. Zehfuß, M. Cyllok und F. Fingerloos. "Ein alternatives Tabellenverfahren zur Heißbemessung von Stahlbetonstützen". In: *Beton- und Stahlbetonbau* 116.Heft 4 (2021), S. 310–321. DOI: 10.1002/best.202000083 (siehe S. 16, 19, 46).

[95] J. Zehfuß und M. Siemon. "Numerische Analyse brandbeanspruchter Stützen aus ultrahochfestem Beton (UHPC)". In: *Bautechnik* 92.Heft 5 (2015), S. 335–345 (siehe S. 8, 24, 31, 42).

[96] K. Zilch, A. Müller und C. Reitmayer. "Erweiterte Zonenmethode zur brandschutztechnischen Bemessung von Stahlbetonstützen". In: *Bauingenieur* 85 (Juni 2010), S. 282–287 (siehe S. 16).

A Anhang

A.1 Ergebnisse der Parameterstudie zur Lastumlagerung

Die folgenden Auswertungen wurden aus den Ergebnissen von [11] abgeleitet. Die Ergebnisse wurden mit den unter Abschnitt 6.1 beschriebenen rheologischen Modell, kalibriert nach "Ansatz 3" ermittelt und für verschieden Parameter ausgewertet. Sofern nicht anders angegeben, wurde als Material ein UHPC mit einem C150 entsprechenden Materialeigenschaften verwendet.

a	Hauptspannweite [m]
a/b	Verhältnis Haupt- zu Nebenspannweite []
h0	Geschosshöhe [m]
d	Bauteildicke der Stahlbetondecke [mm]
b_st	Abmessung der quadratischen Stütze
gqg	Stockweise angesetzte Bemessungseinwirkung aus den horizontalen Tragwerken [kN]
Stockwerke	Anzahl der Stockwerke des Gesamtmodells []

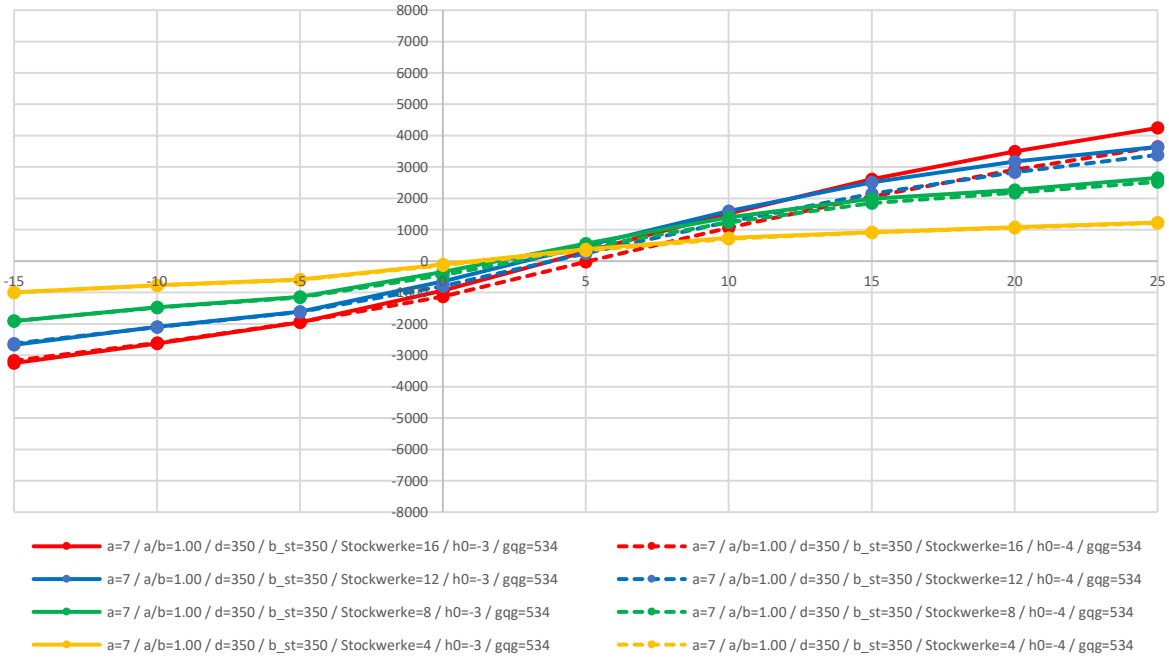


Abbildung A.1 Stützennormalkraft [kN] in Abhängigkeit der Kopfpunktverschiebung [mm] der zentralen Stütze unter Variation der Geschosshöhe bei konstanter Gebäudegeometrie

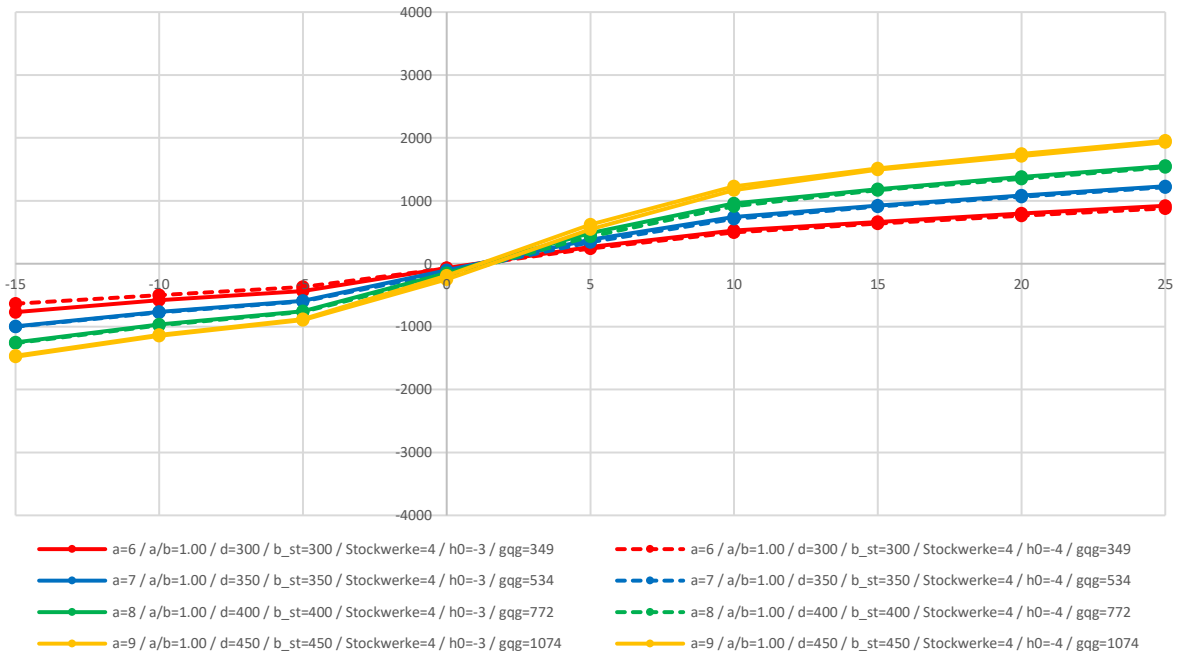


Abbildung A.2 Stützennormalkraft [kN] in Abhängigkeit der Kopfpunktverschiebung [mm] der zentralen Stütze unter Variation der Geschosshöhe für verschiedene Gebäudegeometrien

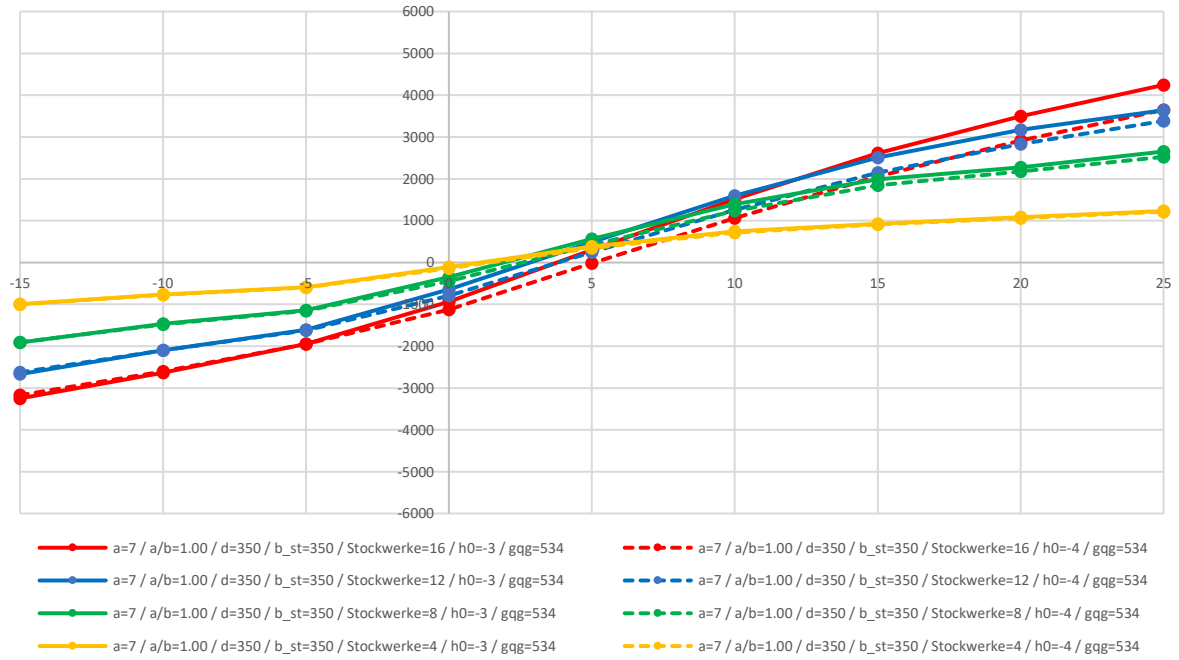


Abbildung A.3 Stützennormalkraft [kN] in Abhängigkeit der Kopfpunktverschiebung [mm] der zentralen Stütze unter Variation des Stützweitenverhältnis bei konstanter Gebäudegeometrie

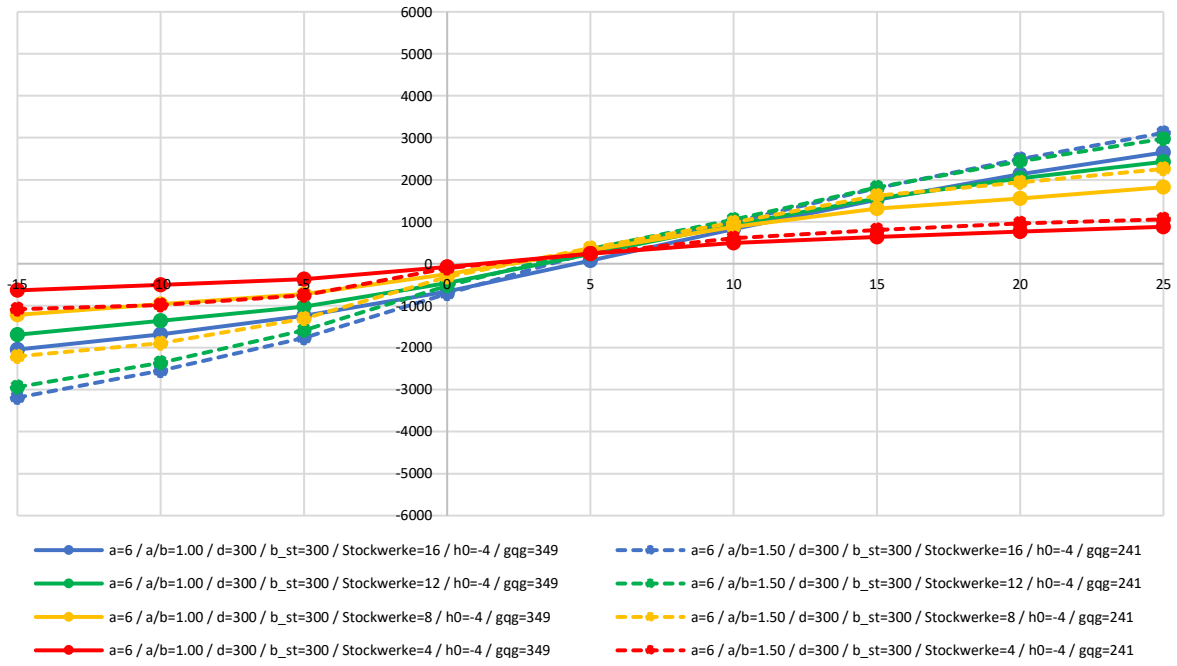


Abbildung A.4 Stützennormalkraft [kN] in Abhängigkeit der Kopfpunktverschiebung [mm] der zentralen Stütze unter Variation des Stützweitenverhältnis a/b für verschiedene Geschossanzahlen

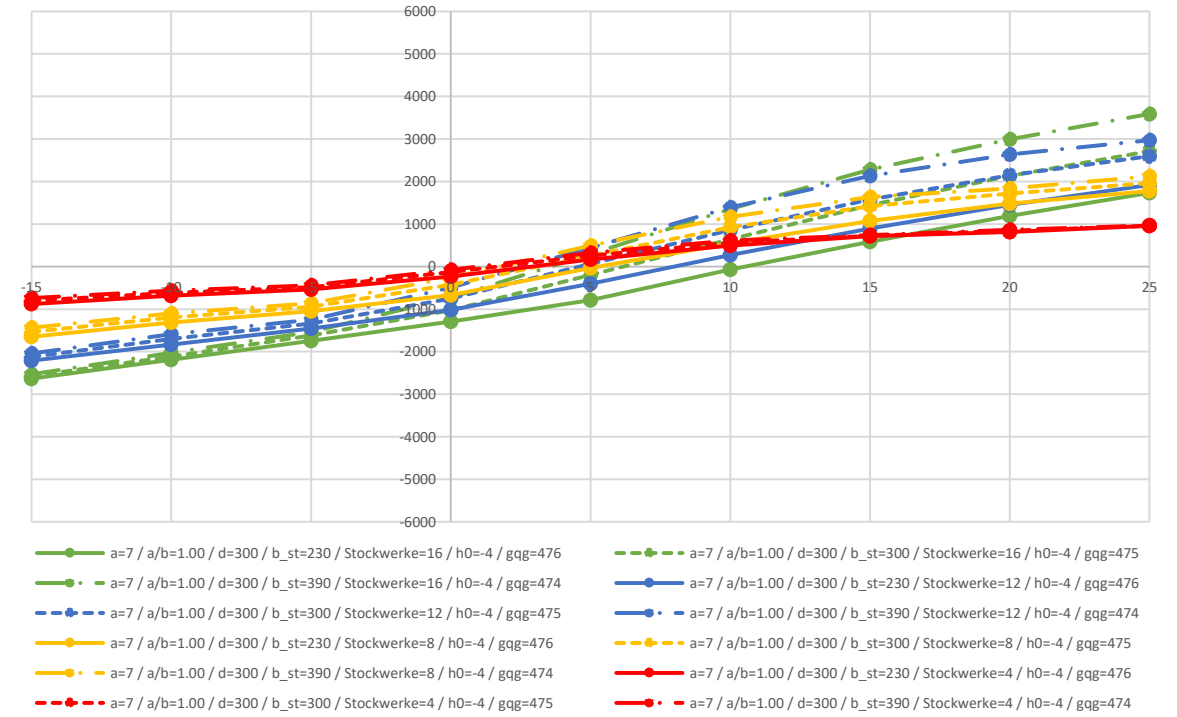


Abbildung A.5 Stützennormalkraft [kN] in Abhängigkeit der Kopfpunktverschiebung [mm] der zentralen Stütze unter Variation des Stützweitenverhältnis bei konstanter Gebäudegeometrie

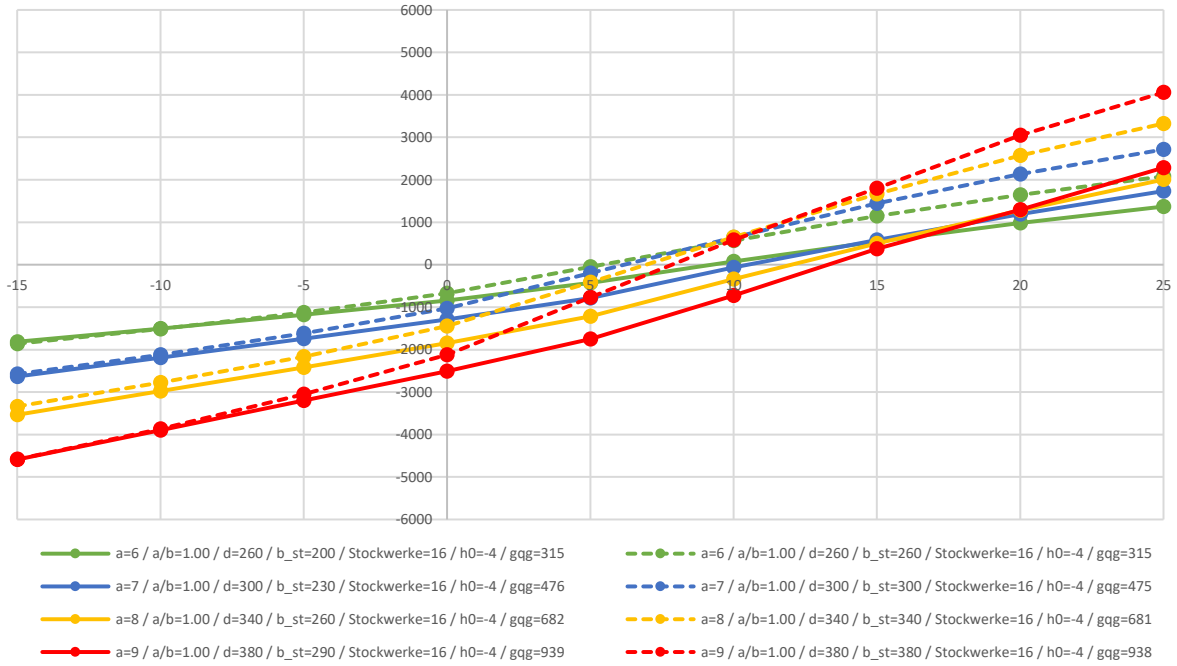


Abbildung A.6 Stützennormalkraft [kN] in Abhängigkeit der Kopfpunktverschiebung [mm] der zentralen Stütze unter Variation des Stützweitenverhältnis a/b für verschiedene Geschossanzahlen

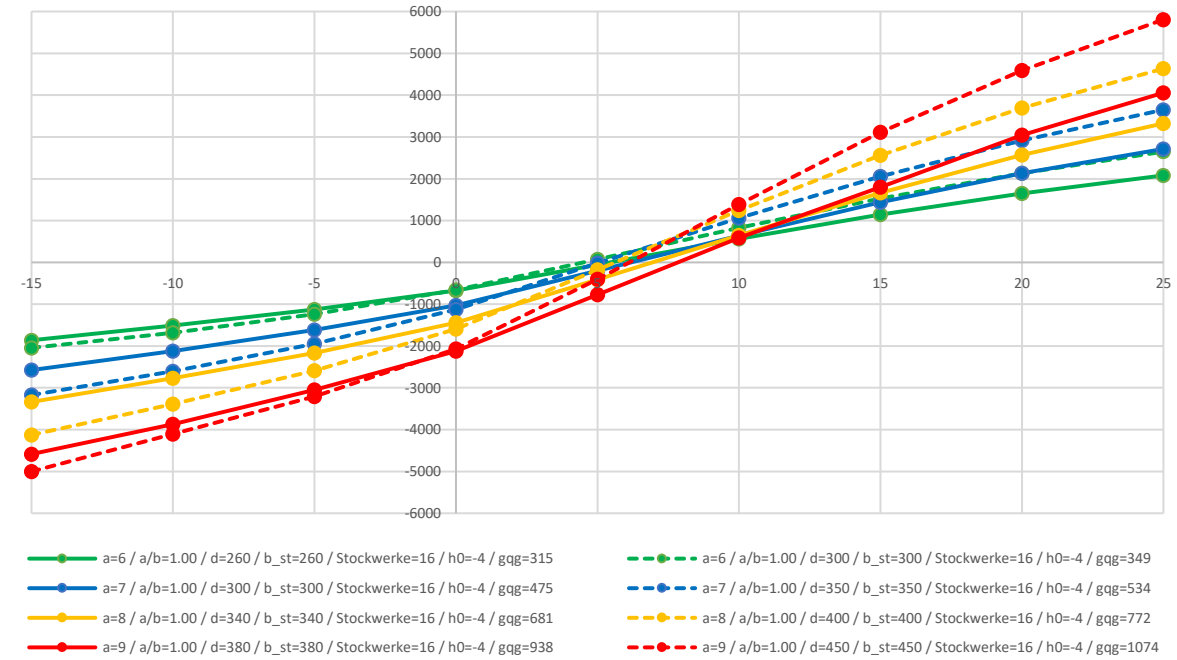


Abbildung A.7 Stützennormalkraft [kN] in Abhängigkeit der Kopfpunktverschiebung [mm] der zentralen Stütze unter Variation des Stützweitenverhältnis bei konstanter Geschossanzahl

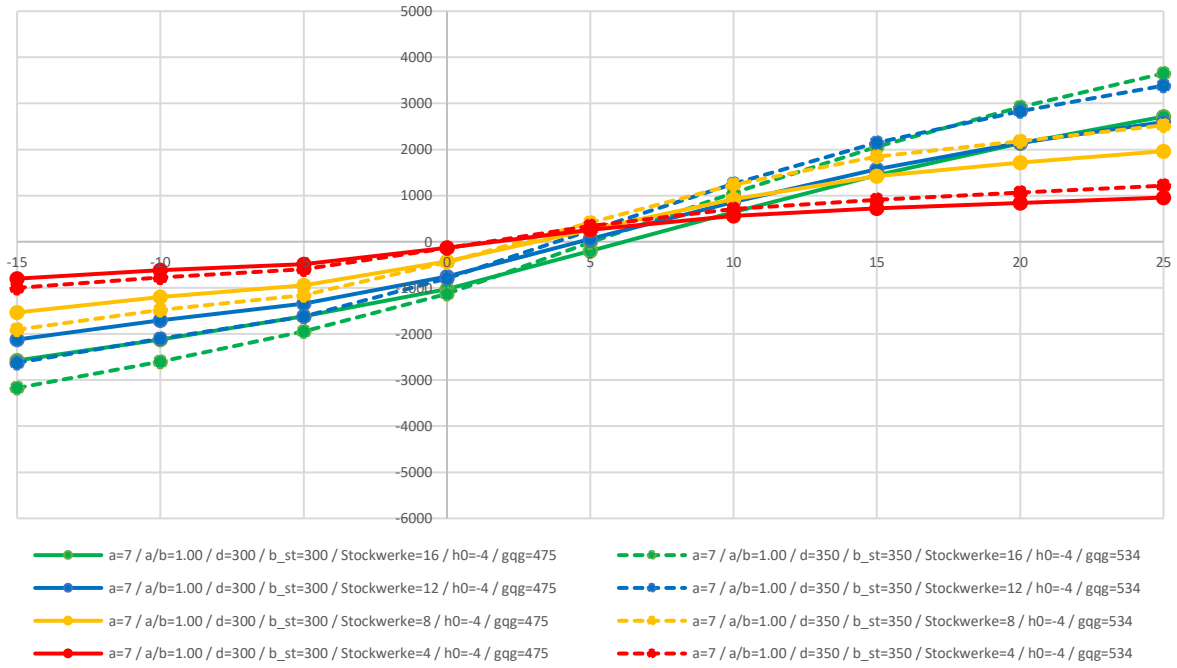


Abbildung A.8 Stützennormalkraft [kN] in Abhängigkeit der Kopfpunktverschiebung [mm] der zentralen Stütze unter Variation des Deckenstärke d [mm] für verschiedene Geschossanzahlen

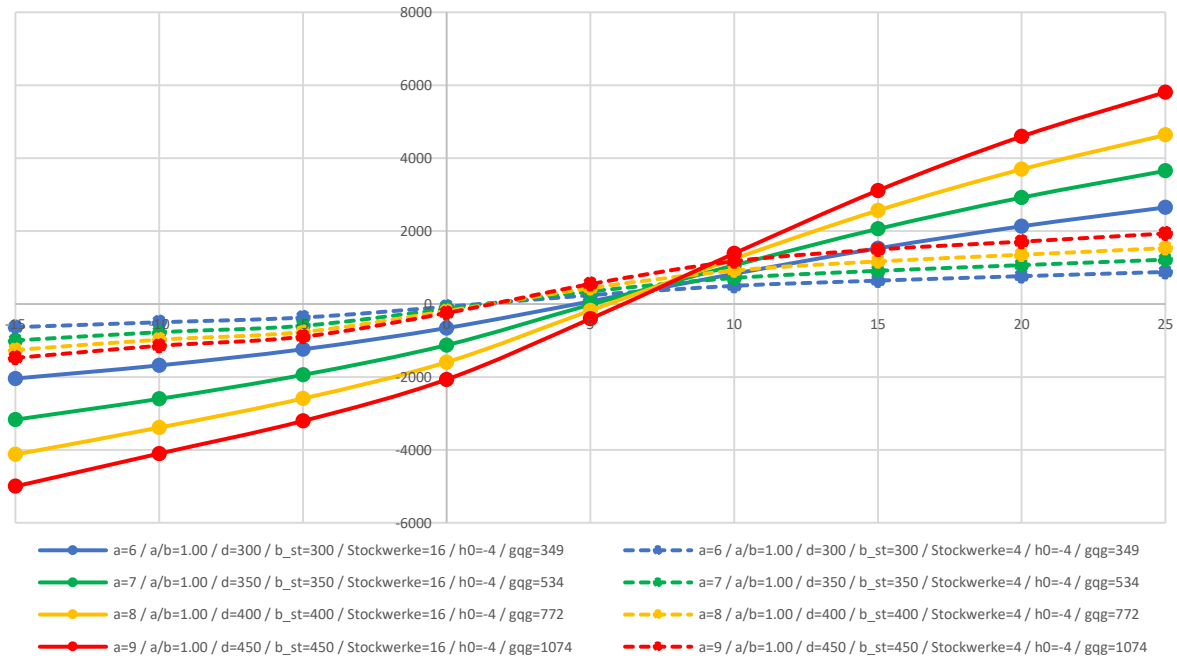


Abbildung A.9 Stützennormalkraft [kN] in Abhängigkeit der Kopfpunktverschiebung [mm] der zentralen Stütze unter Variation der Hauptstützweite a [m] für entsprechend angepasste Gebäudegeometrien

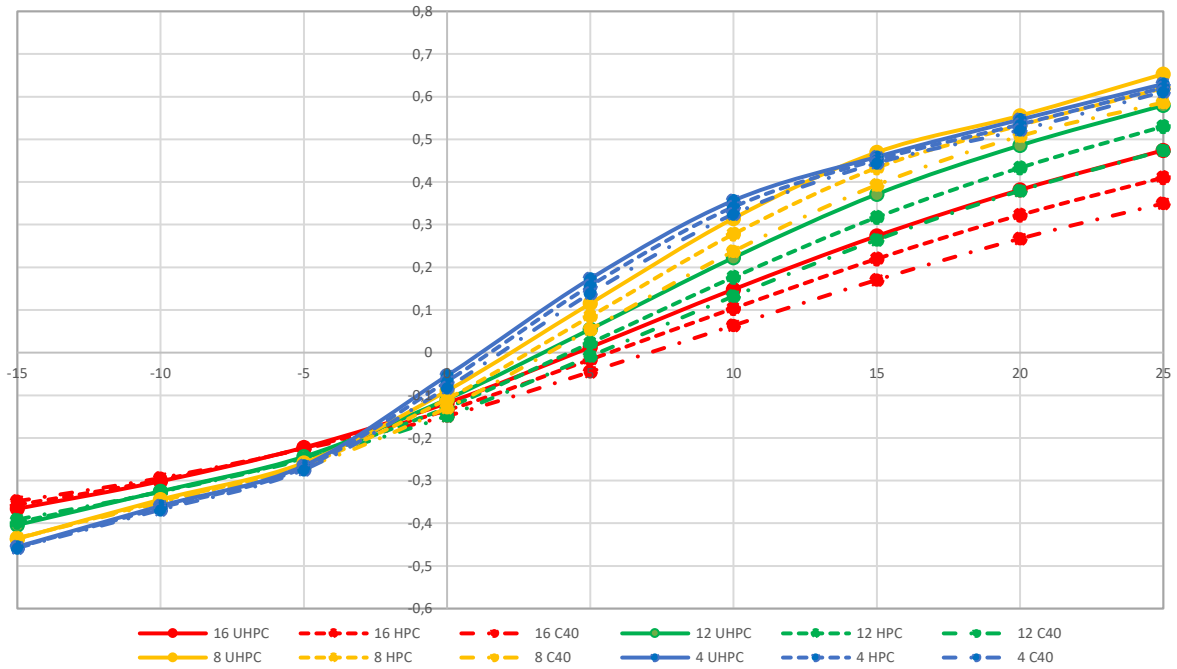


Abbildung A.10 Lastumlagerung bezogen auf den Anfangszustand [%] in Abhängigkeit der Kopfpunktverschiebung [mm] der zentralen Stütze unter Variation des Stützenmaterials für entsprechend angepasste Geschossanzahlen

A.2 Nomogramme zur Ermittlung der Stützen-Gebäude-Interaktion

Die folgenden Diagramme wurden aus [11] übernommen. Die Ergebnisse wurden mit den unter Abschnitt 6.1 beschriebenen rheologischen Modell, kalibriert nach "Ansatz 3" ermittelt und für verschieden Parameter ausgewertet. Sofern nicht anders angegeben, wurde als Material ein UHPC mit einem C150 entsprechenden Materialeigenschaften verwendet.

a	Hauptspannweite [m]
a/b	Verhältnis Haupt- zu Nebenspannweite []
h0	Geschosshöhe [m]
d	Bauteildicke der Stahlbetondecke [mm]
b_st	Abmessung der quadratischen Stütze
gqg	Stockweise angesetzte Bemessungseinwirkung aus den horizontalen Tragwerken [kN]
Stockwerke	Anzahl der Stockwerke des Gesamtmodells []

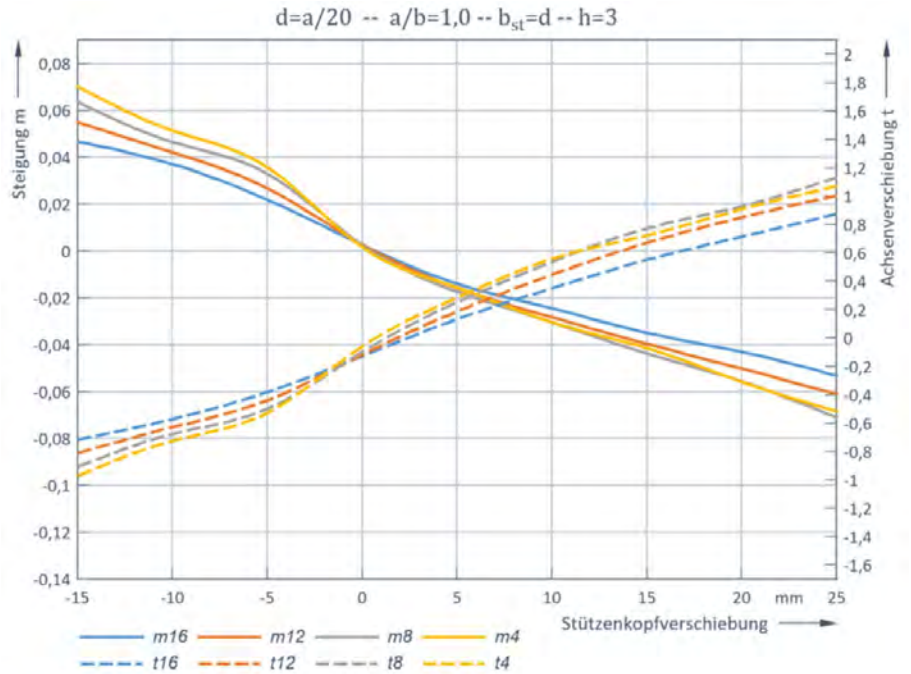


Abbildung A.11 Nomogramm Nr. 01, zur Bestimmung der Lastumlagerung nach Gleichung 6.8. Darstellung der Steigung m [1/m] und des Startwert bzw. der Achsenverschiebung t [] in Abhängigkeit der Kopfpunktverschiebung [mm] der zentralen Stütze für die in der Kopfzeile angegebene Geometrie und verschiedene Geschossanzahlen (vgl. [11])

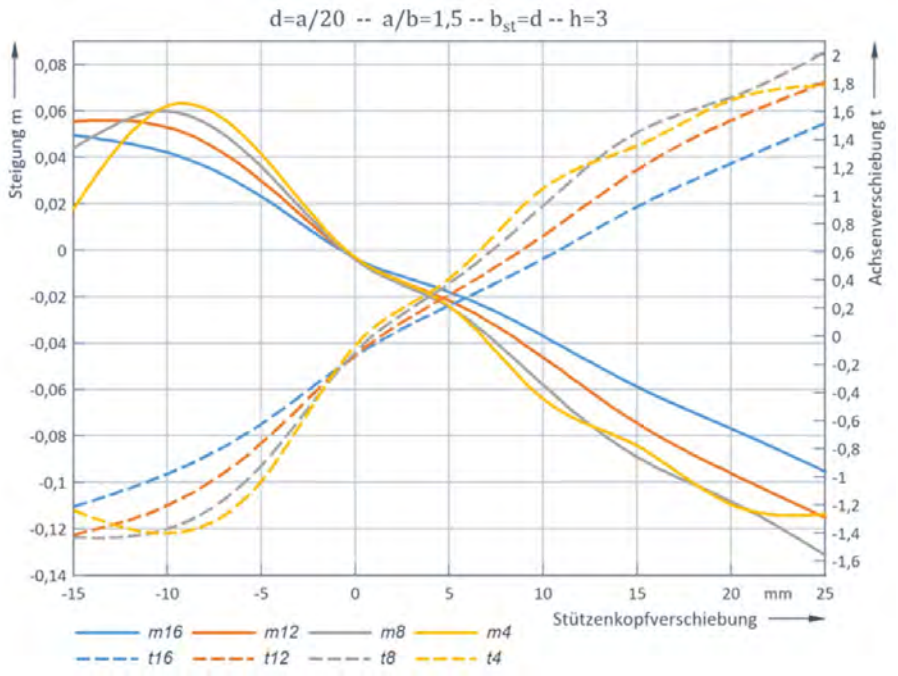


Abbildung A.12 Nomogramm Nr. 02, zur Bestimmung der Lastumlagerung nach Gleichung 6.8. Darstellung der Steigung m [1/m] und des Startwert bzw. der Achsenverschiebung t [] in Abhängigkeit der Kopfpunktverschiebung [mm] der zentralen Stütze für die in der Kopfzeile angegebene Geometrie und verschiedene Geschossanzahlen (vgl. [11])

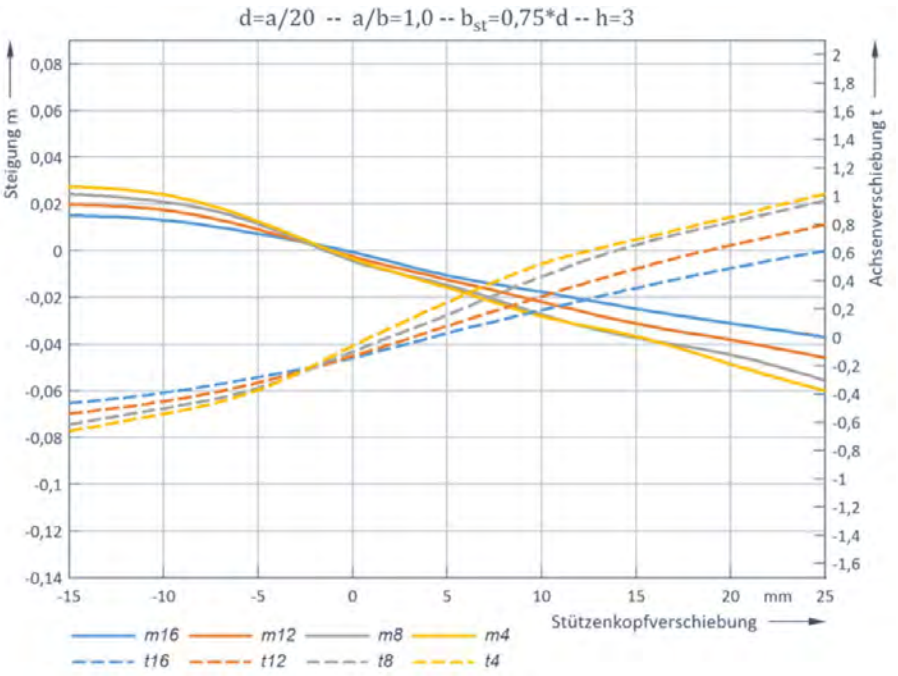


Abbildung A.13 Nomogramm Nr. 03, zur Bestimmung der Lastumlagerung nach Gleichung 6.8. Darstellung der Steigung m [1/m] und des Startwert bzw. der Achsenverschiebung t [] in Abhängigkeit der Kopfpunktverschiebung [mm] der zentralen Stütze für die in der Kopfzeile angegebene Geometrie und verschiedene Geschossanzahlen (vgl. [11])

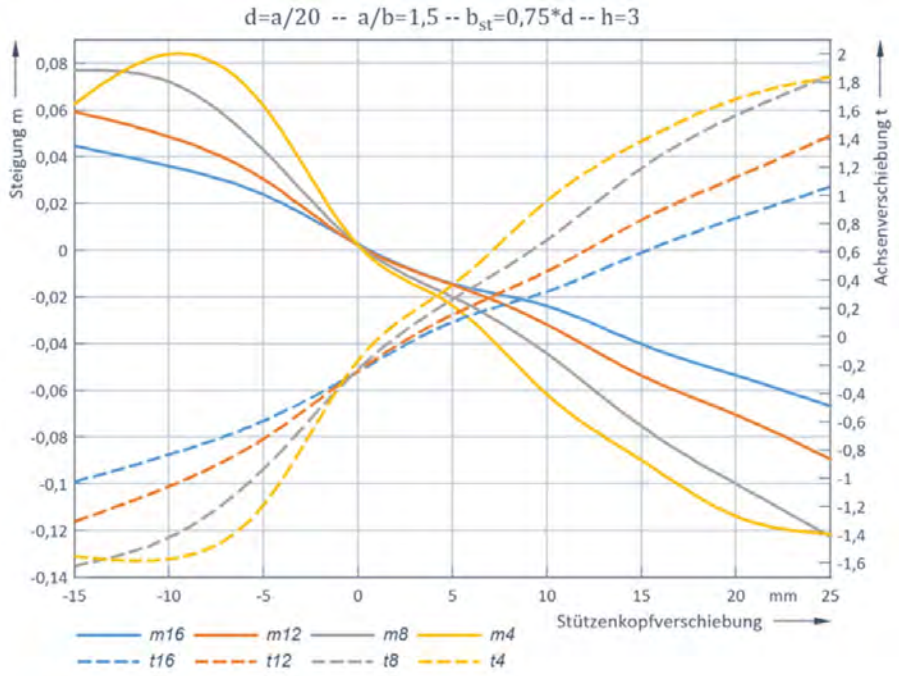


Abbildung A.14 Nomogramm Nr. 04, zur Bestimmung der Lastumlagerung nach Gleichung 6.8. Darstellung der Steigung m [1/m] und des Startwert bzw. der Achsenverschiebung t [] in Abhängigkeit der Kopfpunktverschiebung [mm] der zentralen Stütze für die in der Kopfzeile angegebene Geometrie und verschiedene Geschossanzahlen (vgl. [11])

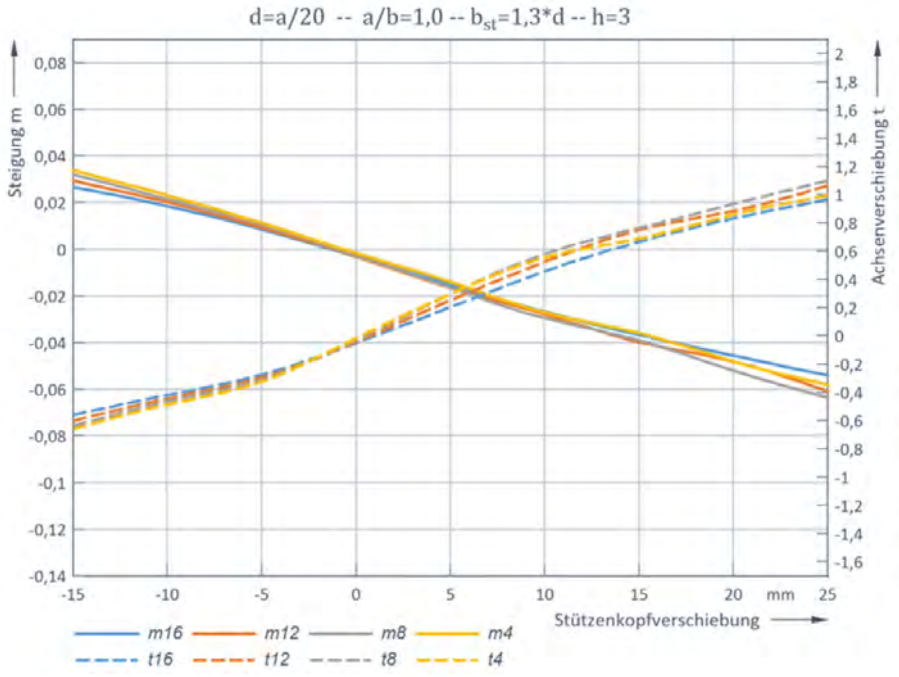


Abbildung A.15 Nomogramm Nr. 05, zur Bestimmung der Lastumlagerung nach Gleichung 6.8. Darstellung der Steigung m [1/m] und des Startwert bzw. der Achsenverschiebung t [] in Abhängigkeit der Kopfpunktverschiebung [mm] der zentralen Stütze für die in der Kopfzeile angegebene Geometrie und verschiedene Geschossanzahlen (vgl. [11])

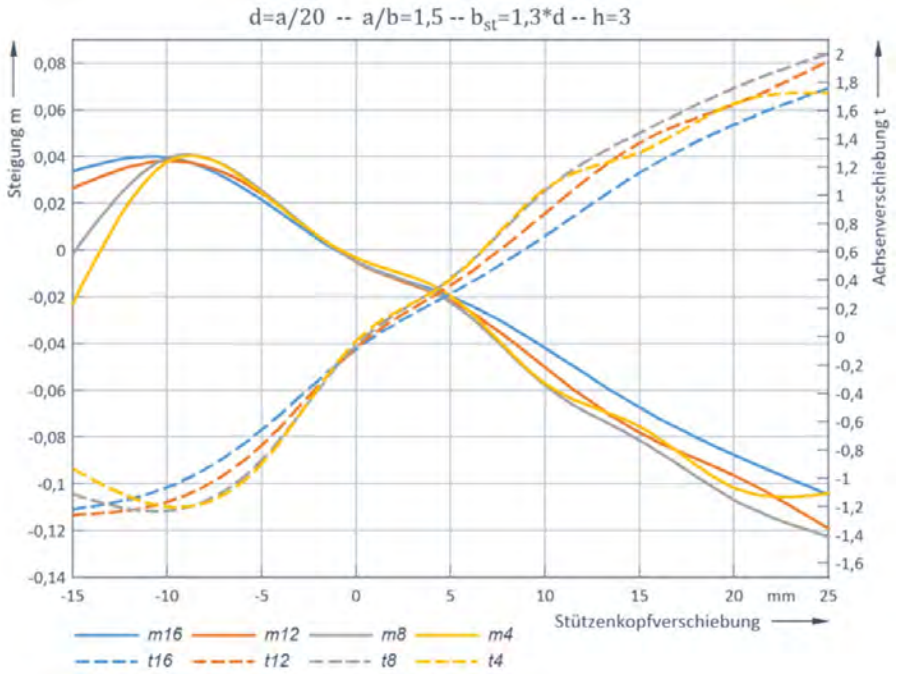


Abbildung A.16 Nomogramm Nr. 06, zur Bestimmung der Lastumlagerung nach Gleichung 6.8. Darstellung der Steigung m [1/m] und des Startwert bzw. der Achsenverschiebung t [] in Abhängigkeit der Kopfpunktverschiebung [mm] der zentralen Stütze für die in der Kopfzeile angegebene Geometrie und verschiedene Geschossanzahlen (vgl. [11])

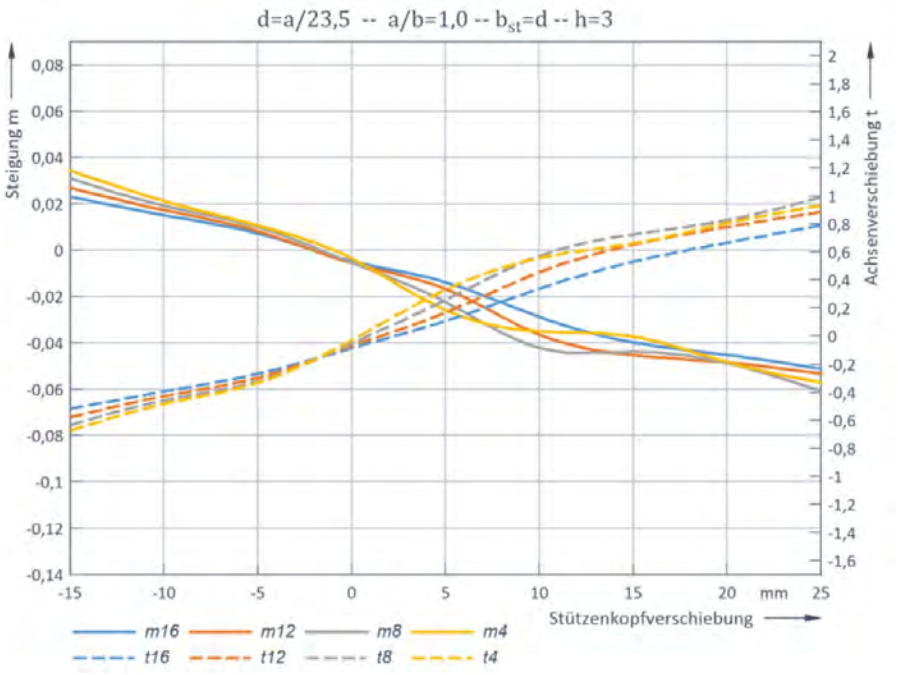


Abbildung A.17 Nomogramm Nr. 07, zur Bestimmung der Lastumlagerung nach Gleichung 6.8. Darstellung der Steigung m [1/m] und des Startwert bzw. der Achsenverschiebung t [] in Abhängigkeit der Kopfpunktverschiebung [mm] der zentralen Stütze für die in der Kopfzeile angegebene Geometrie und verschiedene Geschossanzahlen (vgl. [11])

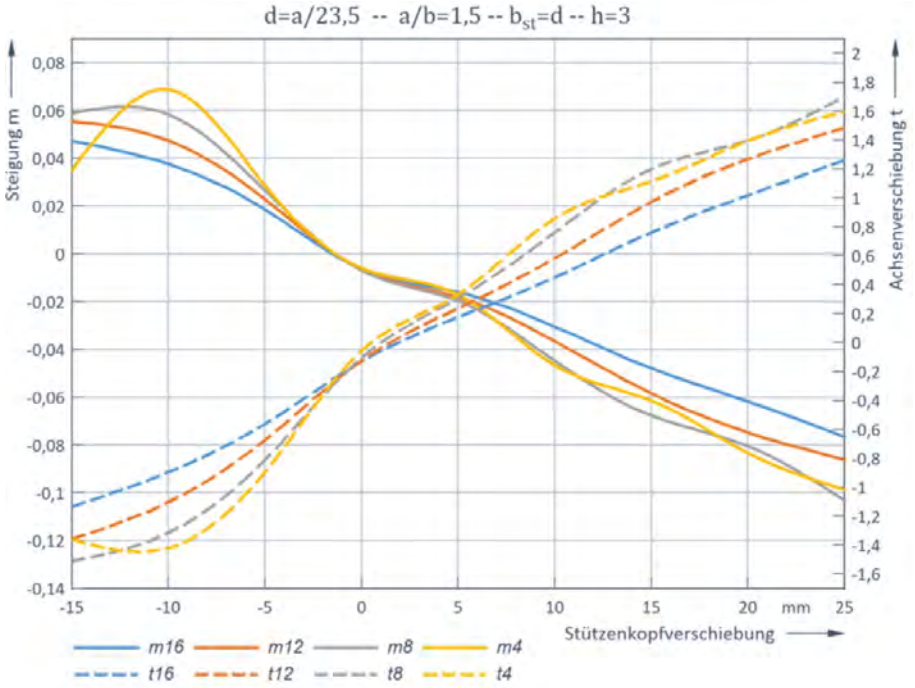


Abbildung A.18 Nomogramm Nr. 08, zur Bestimmung der Lastumlagerung nach Gleichung 6.8. Darstellung der Steigung m [1/m] und des Startwert bzw. der Achsenverschiebung t [] in Abhängigkeit der Kopfpunktverschiebung [mm] der zentralen Stütze für die in der Kopfzeile angegebene Geometrie und verschiedene Geschossanzahlen (vgl. [11])

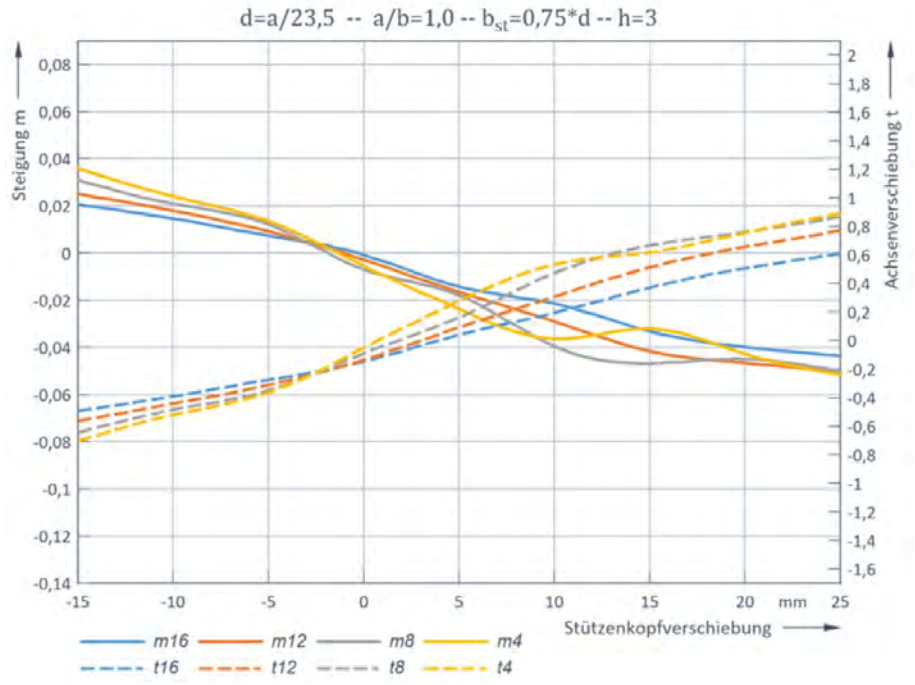


Abbildung A.19 Nomogramm Nr. 09, zur Bestimmung der Lastumlagerung nach Gleichung 6.8. Darstellung der Steigung m [1/m] und des Startwert bzw. der Achsenverschiebung t [] in Abhängigkeit der Kopfpunktverschiebung [mm] der zentralen Stütze für die in der Kopfzeile angegebene Geometrie und verschiedene Geschossanzahlen (vgl. [11])

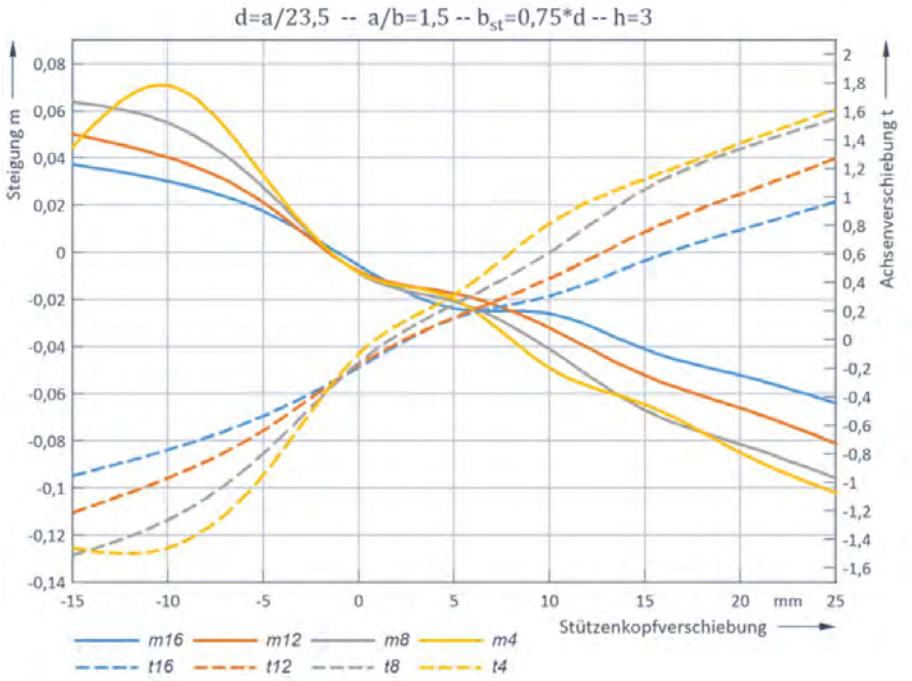


Abbildung A.20 Nomogramm Nr. 10, zur Bestimmung der Lastumlagerung nach Gleichung 6.8. Darstellung der Steigung m [1/m] und des Startwert bzw. der Achsenverschiebung t [] in Abhängigkeit der Kopfpunktverschiebung [mm] der zentralen Stütze für die in der Kopfzeile angegebene Geometrie und verschiedene Geschossanzahlen (vgl. [11])

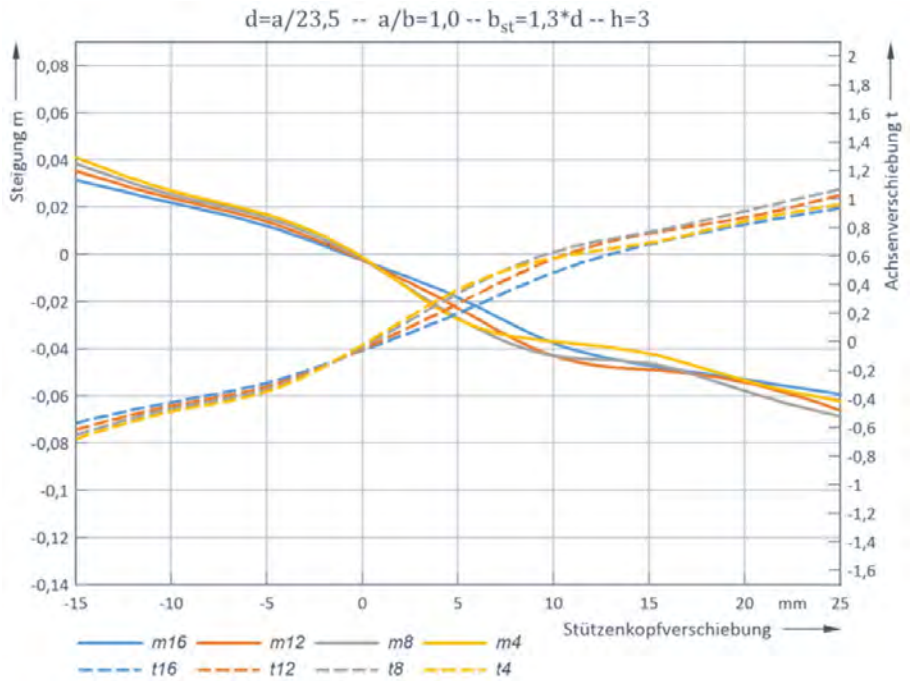


Abbildung A.21 Nomogramm Nr. 11, zur Bestimmung der Lastumlagerung nach Gleichung 6.8. Darstellung der Steigung m [1/m] und des Startwert bzw. der Achsenverschiebung t [] in Abhängigkeit der Kopfpunktverschiebung [mm] der zentralen Stütze für die in der Kopfzeile angegebene Geometrie und verschiedene Geschossanzahlen (vgl. [11])

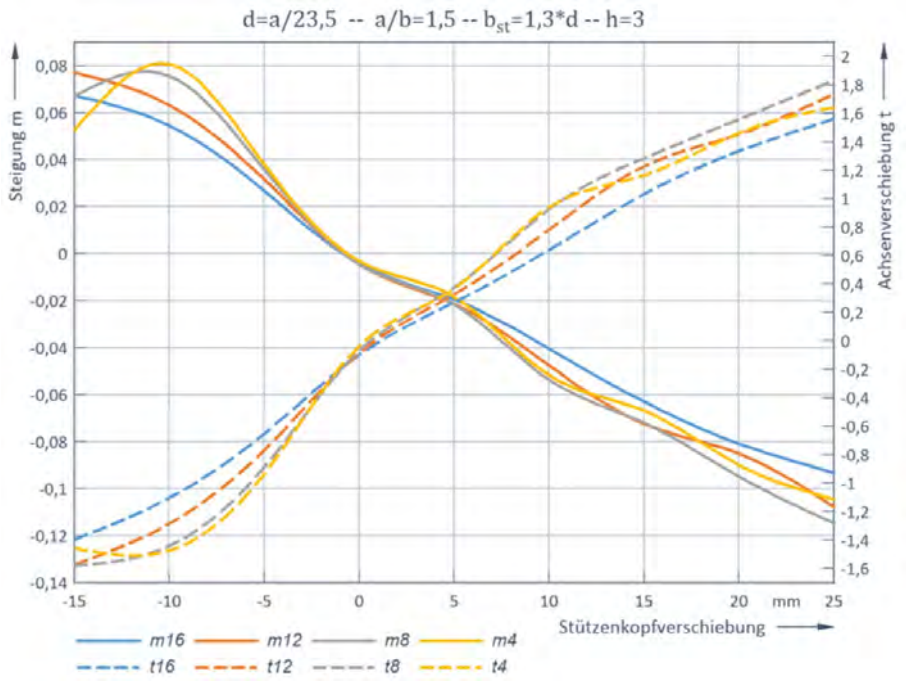


Abbildung A.22 Nomogramm Nr. 12, zur Bestimmung der Lastumlagerung nach Gleichung 6.8. Darstellung der Steigung m [1/m] und des Startwert bzw. der Achsenverschiebung t [] in Abhängigkeit der Kopfpunktverschiebung [mm] der zentralen Stütze für die in der Kopfzeile angegebene Geometrie und verschiedene Geschossanzahlen (vgl. [11])

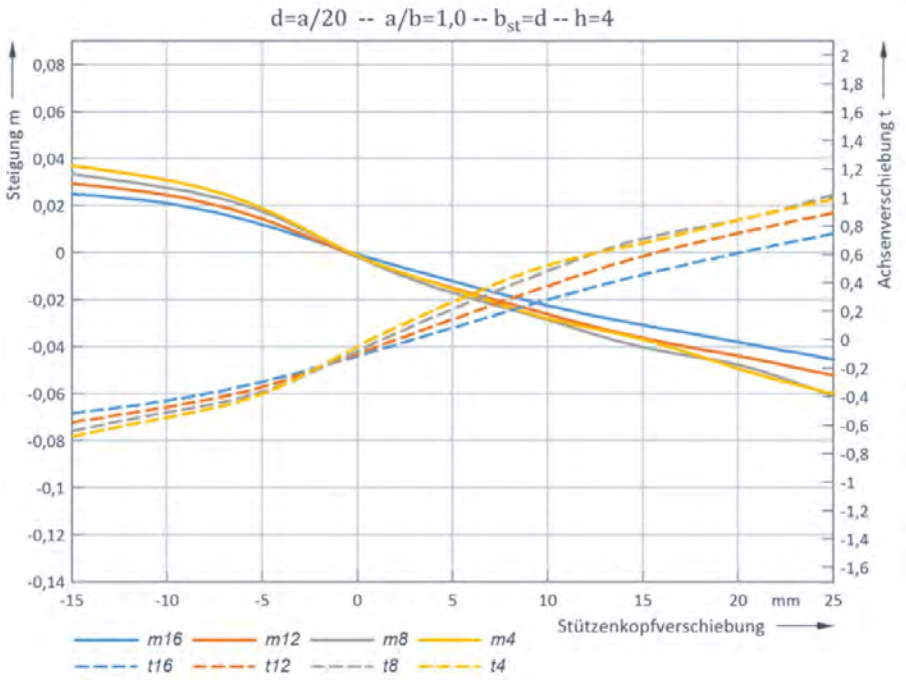


Abbildung A.23 Nomogramm Nr. 13, zur Bestimmung der Lastumlagerung nach Gleichung 6.8. Darstellung der Steigung m [1/m] und des Startwert bzw. der Achsenverschiebung t [] in Abhängigkeit der Kopfpunktverschiebung [mm] der zentralen Stütze für die in der Kopfzeile angegebene Geometrie und verschiedene Geschossanzahlen (vgl. [11])

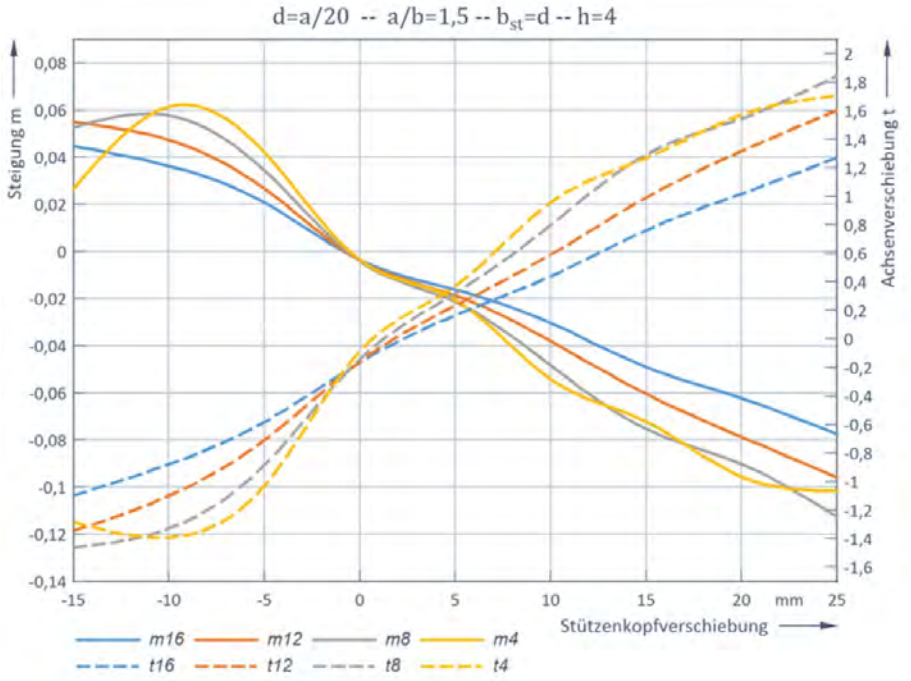


Abbildung A.24 Nomogramm Nr. 14, zur Bestimmung der Lastumlagerung nach Gleichung 6.8. Darstellung der Steigung m [1/m] und des Startwert bzw. der Achsenverschiebung t [] in Abhängigkeit der Kopfpunktverschiebung [mm] der zentralen Stütze für die in der Kopfzeile angegebene Geometrie und verschiedene Geschossanzahlen (vgl. [11])

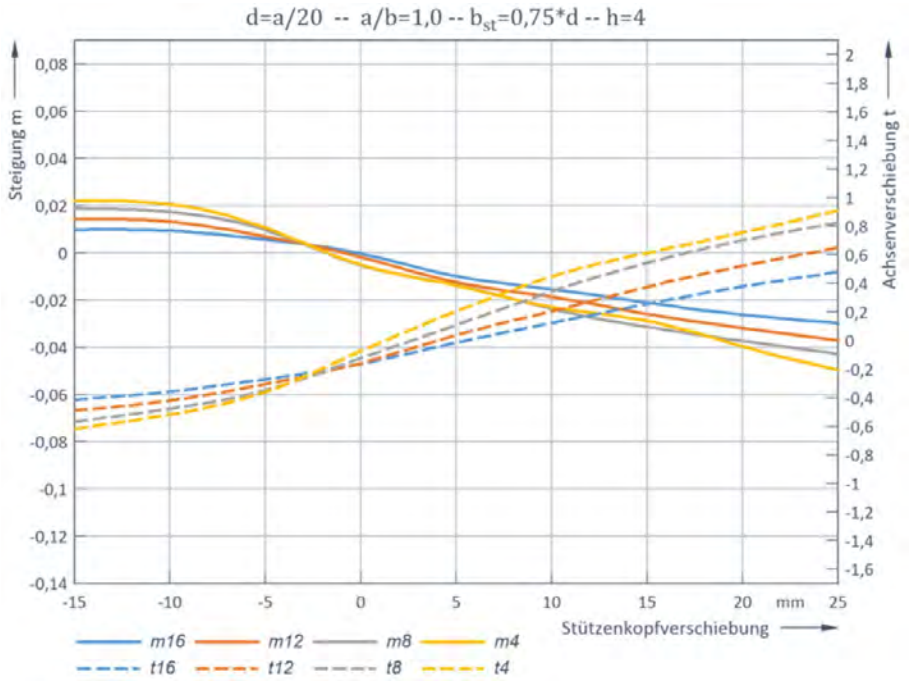


Abbildung A.25 Nomogramm Nr. 15, zur Bestimmung der Lastumlagerung nach Gleichung 6.8. Darstellung der Steigung m [1/m] und des Startwert bzw. der Achsenverschiebung t [] in Abhängigkeit der Kopfpunktverschiebung [mm] der zentralen Stütze für die in der Kopfzeile angegebene Geometrie und verschiedene Geschossanzahlen (vgl. [11])

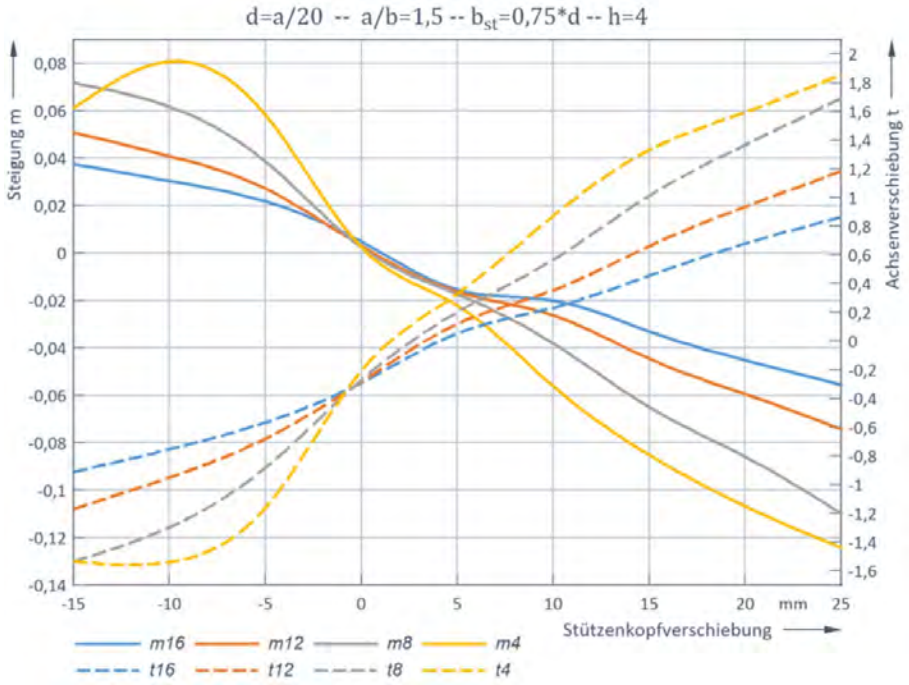


Abbildung A.26 Nomogramm Nr. 16, zur Bestimmung der Lastumlagerung nach Gleichung 6.8. Darstellung der Steigung m [1/m] und des Startwert bzw. der Achsenverschiebung t [] in Abhängigkeit der Kopfpunktverschiebung [mm] der zentralen Stütze für die in der Kopfzeile angegebene Geometrie und verschiedene Geschossanzahlen (vgl. [11])

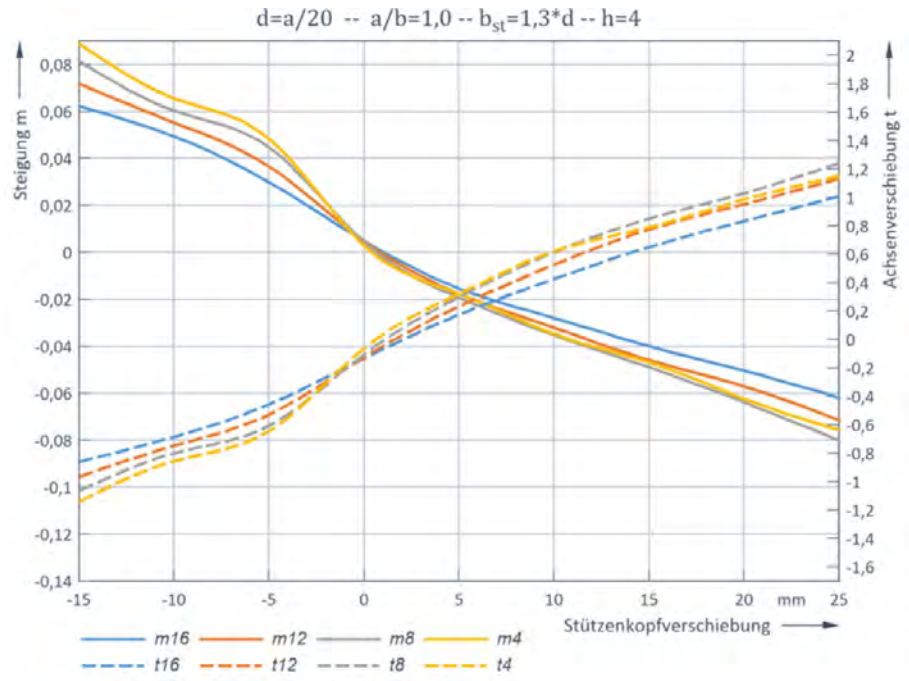


Abbildung A.27 Nomogramm Nr. 17, zur Bestimmung der Lastumlagerung nach Gleichung 6.8. Darstellung der Steigung m [1/m] und des Startwert bzw. der Achsenverschiebung t [] in Abhängigkeit der Kopfpunktverschiebung [mm] der zentralen Stütze für die in der Kopfzeile angegebene Geometrie und verschiedene Geschossanzahlen (vgl. [11])

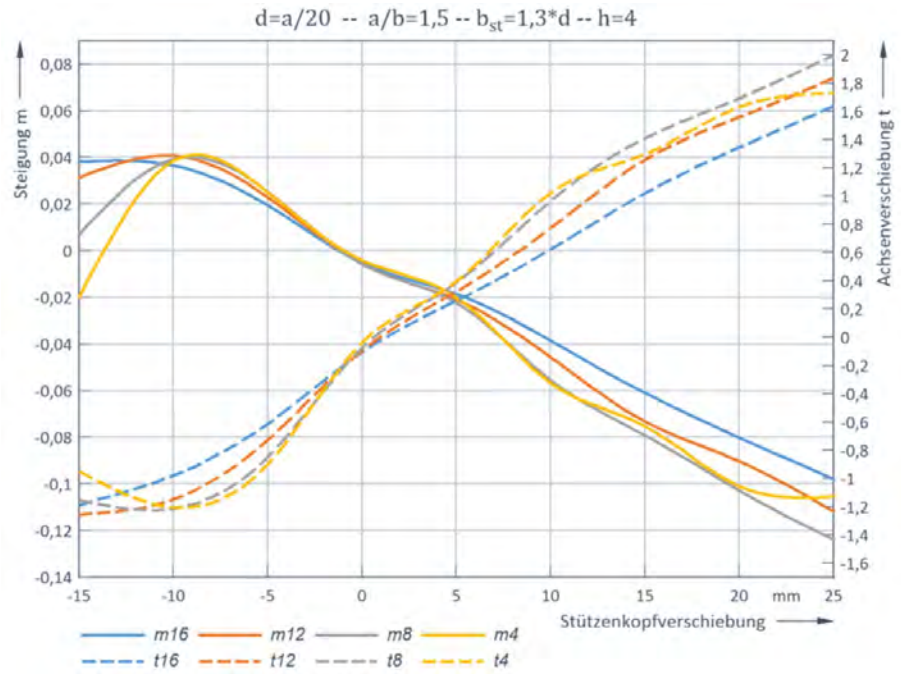


Abbildung A.28 Nomogramm Nr. 18, zur Bestimmung der Lastumlagerung nach Gleichung 6.8. Darstellung der Steigung m [1/m] und des Startwert bzw. der Achsenverschiebung t [] in Abhängigkeit der Kopfpunktverschiebung [mm] der zentralen Stütze für die in der Kopfzeile angegebene Geometrie und verschiedene Geschossanzahlen (vgl. [11])

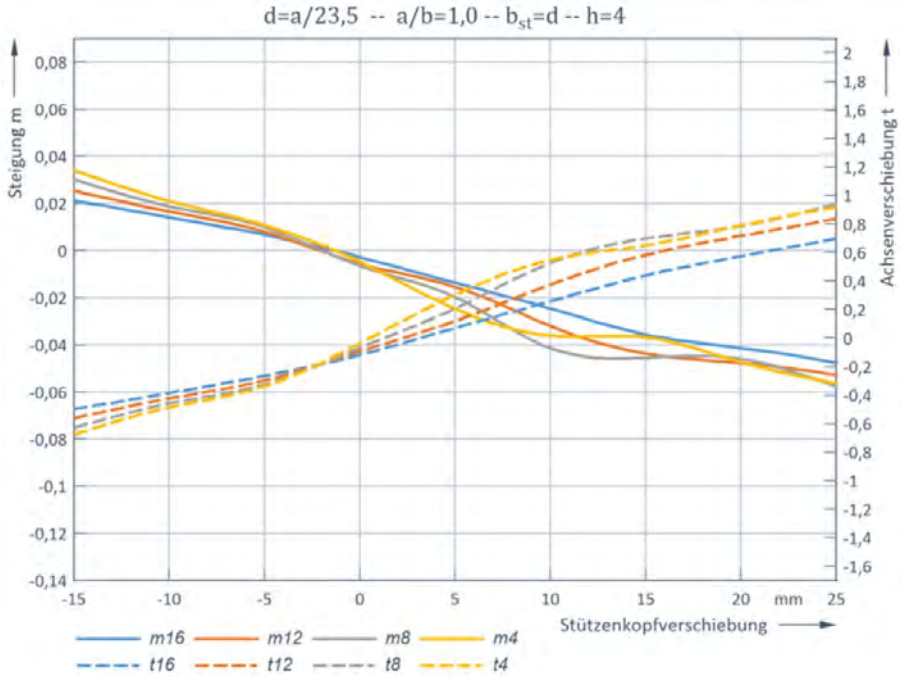


Abbildung A.29 Nomogramm Nr. 19, zur Bestimmung der Lastumlagerung nach Gleichung 6.8. Darstellung der Steigung m [1/m] und des Startwert bzw. der Achsenverschiebung t [] in Abhängigkeit der Kopfpunktverschiebung [mm] der zentralen Stütze für die in der Kopfzeile angegebene Geometrie und verschiedene Geschossanzahlen (vgl. [11])

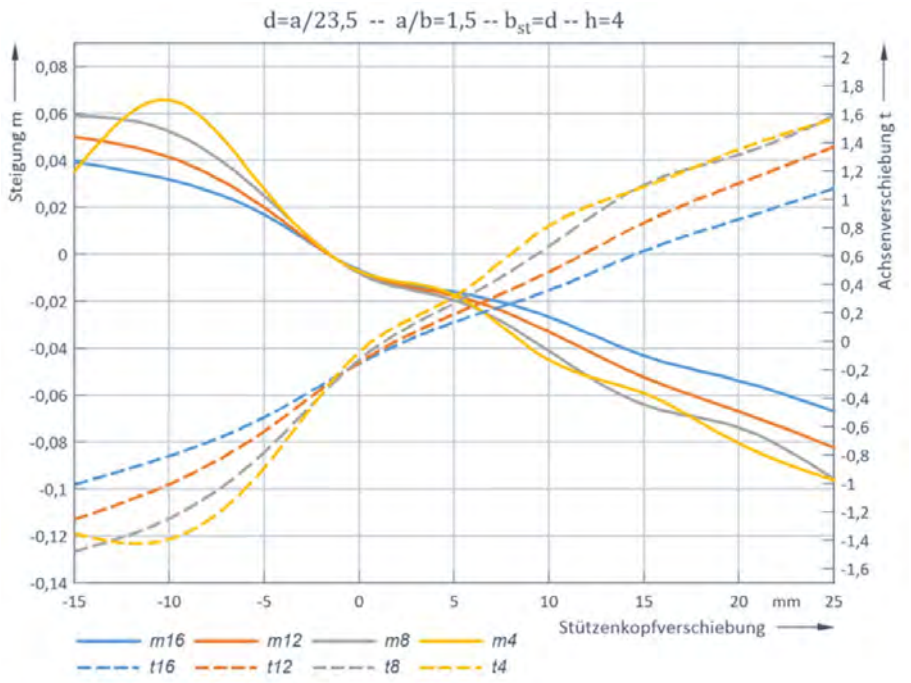


Abbildung A.30 Nomogramm Nr. 20, zur Bestimmung der Lastumlagerung nach Gleichung 6.8. Darstellung der Steigung m [1/m] und des Startwert bzw. der Achsenverschiebung t [] in Abhängigkeit der Kopfpunktverschiebung [mm] der zentralen Stütze für die in der Kopfzeile angegebene Geometrie und verschiedene Geschossanzahlen (vgl. [11])

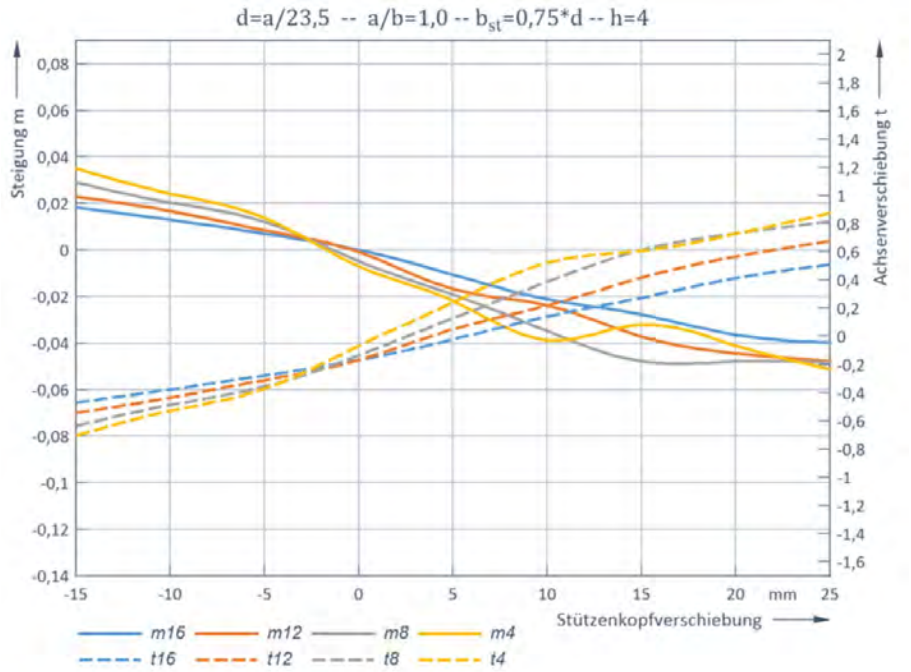


Abbildung A.31 Nomogramm Nr. 21, zur Bestimmung der Lastumlagerung nach Gleichung 6.8. Darstellung der Steigung m [1/m] und des Startwert bzw. der Achsenverschiebung t [] in Abhängigkeit der Kopfpunktverschiebung [mm] der zentralen Stütze für die in der Kopfzeile angegebene Geometrie und verschiedene Geschossanzahlen (vgl. [11])

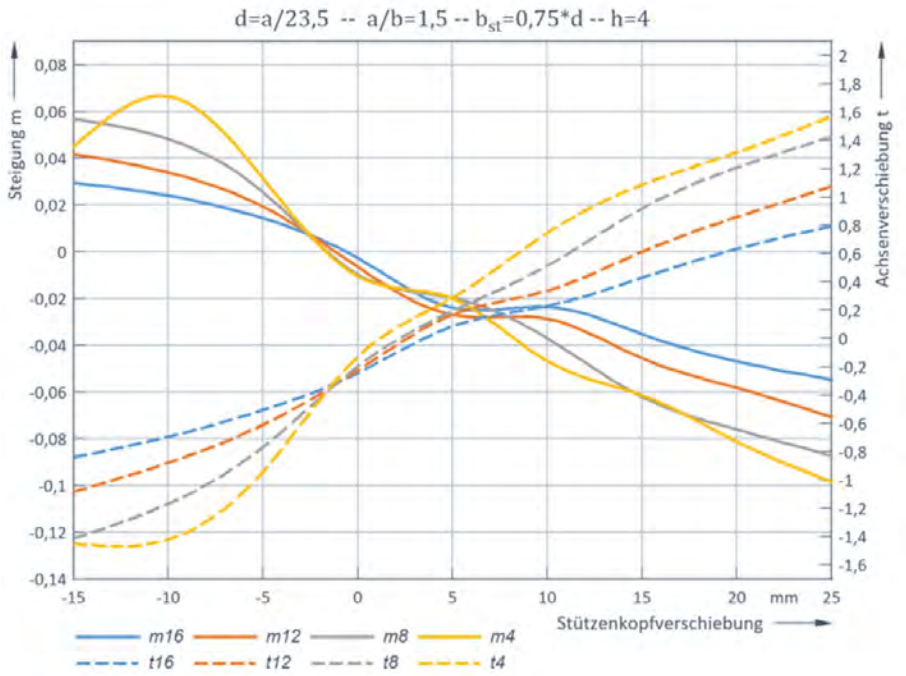


Abbildung A.32 Nomogramm Nr. 22, zur Bestimmung der Lastumlagerung nach Gleichung 6.8. Darstellung der Steigung m [1/m] und des Startwert bzw. der Achsenverschiebung t [] in Abhängigkeit der Kopfpunktverschiebung [mm] der zentralen Stütze für die in der Kopfzeile angegebene Geometrie und verschiedene Geschossanzahlen (vgl. [11])

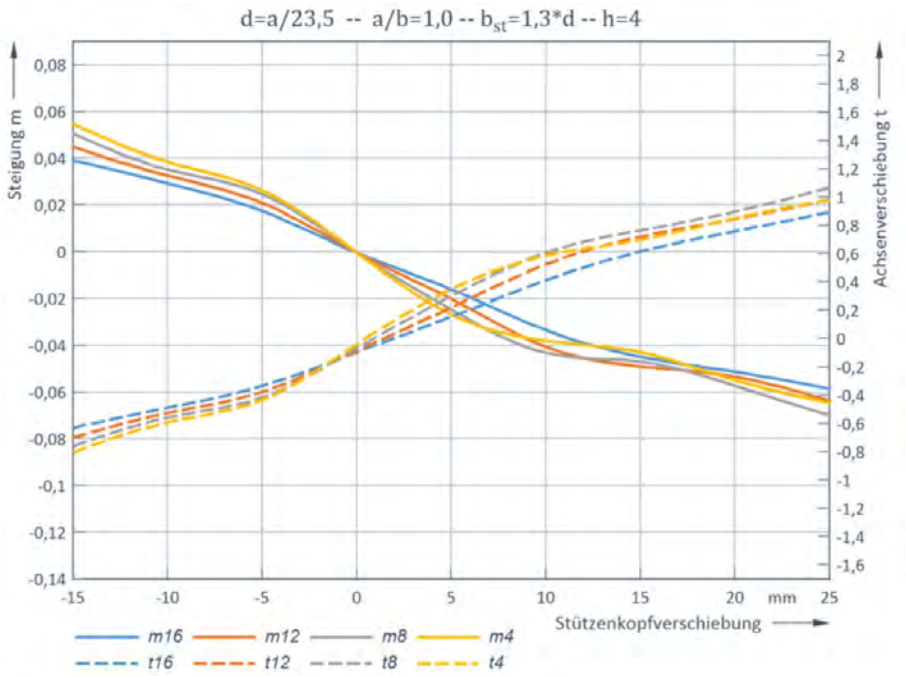


Abbildung A.33 Nomogramm Nr. 23, zur Bestimmung der Lastumlagerung nach Gleichung 6.8. Darstellung der Steigung m [1/m] und des Startwert bzw. der Achsenverschiebung t [] in Abhängigkeit der Kopfpunktverschiebung [mm] der zentralen Stütze für die in der Kopfzeile angegebene Geometrie und verschiedene Geschossanzahlen (vgl. [11])

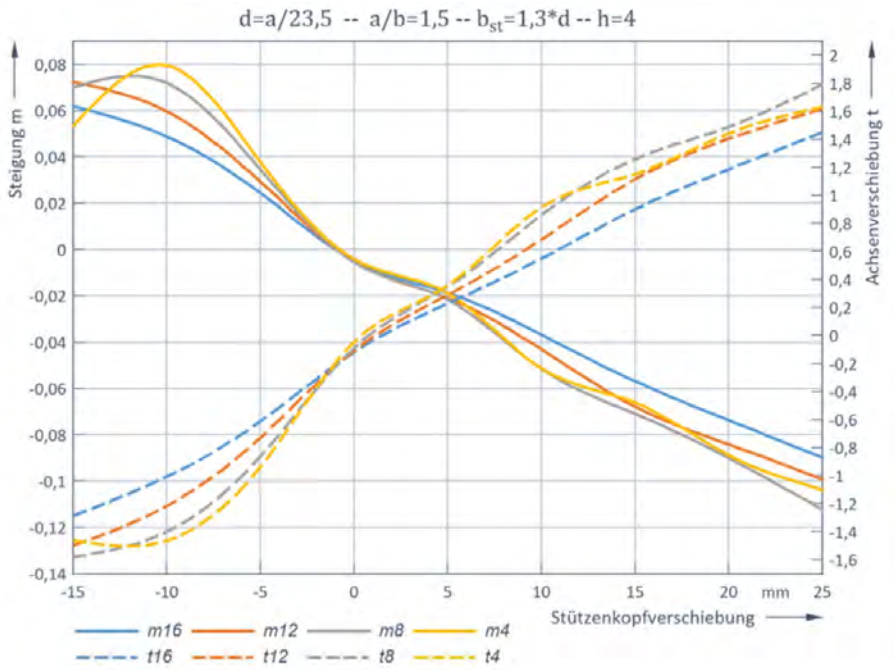


Abbildung A.34 Nomogramm Nr. 24, zur Bestimmung der Lastumlagerung nach Gleichung 6.8. Darstellung der Steigung m [1/m] und des Startwert bzw. der Achsenverschiebung t [] in Abhängigkeit der Kopfpunktverschiebung [mm] der zentralen Stütze für die in der Kopfzeile angegebene Geometrie und verschiedene Geschossanzahlen (vgl. [11])

A.3 Ergebnisse der Versuche HPC_B

Eine tabellarische Zusammenfassung der thermomechanischen Ergebnisse für die Mischung HPC_B des in Unterabschnitt 7.2.2 beschriebenen Versuchsprogramms kann Unterabschnitt A.3.2, die grafischen und fotodokumentarischen Auswertungen Unterabschnitt A.3.1 entnommen werden.

A.3.1 Einzelergebnisse: HPC_B

Die folgenden Ergebnisse wurden unter anderem mit den unter "Auswertungsmethodik" (7.2.2) beschriebenen Methoden aus dem in "Unterabschnitt 7.2.2 Einfluss der Systeminteraktion auf die materiellen Parameter" beschriebenen Versuchsprogramm abgeleitet. Sie stellen eine individuelle Dokumentation für den jeweiligen Versuch dar und erheben deshalb keinen Anspruch auf Vollständigkeit.

Versuch: TA-2_T1-1-1000_#1

Abbildung A.35 Fotodokumentation für TA-2_T1-1-1000_#1, Darstellung zu Beginn (links) und am Ende (rechts) des Versuchs

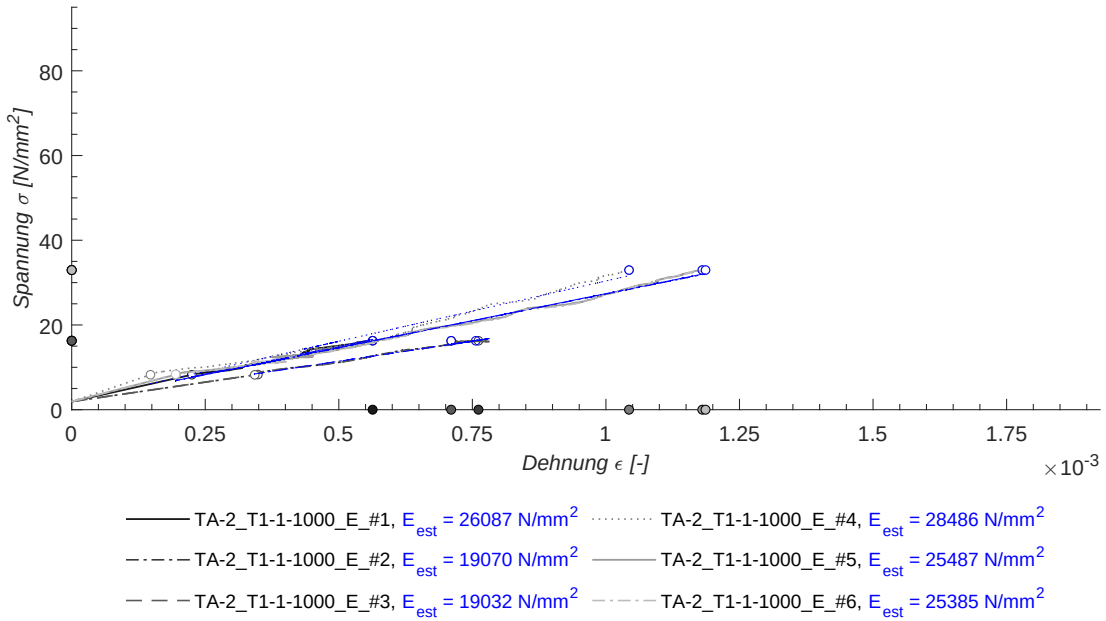


Abbildung A.36 Steifigkeitsreferenz zu Versuchsbeginn. Auswertung für TA-2_T1-1-1000_#1, Darstellung aller Zyklen vor Erwärmungsbeginn

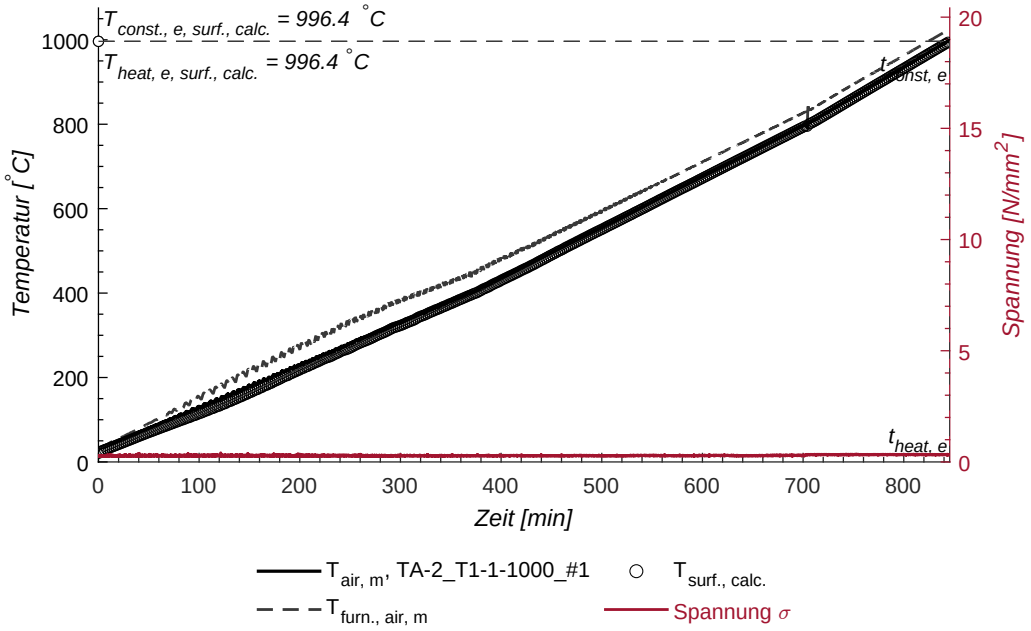


Abbildung A.37 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während der Erwärmung für für TA-2_T1-1-1000_#1. Darstellung der Temperatur und Spannung zur Zeit (rechts)

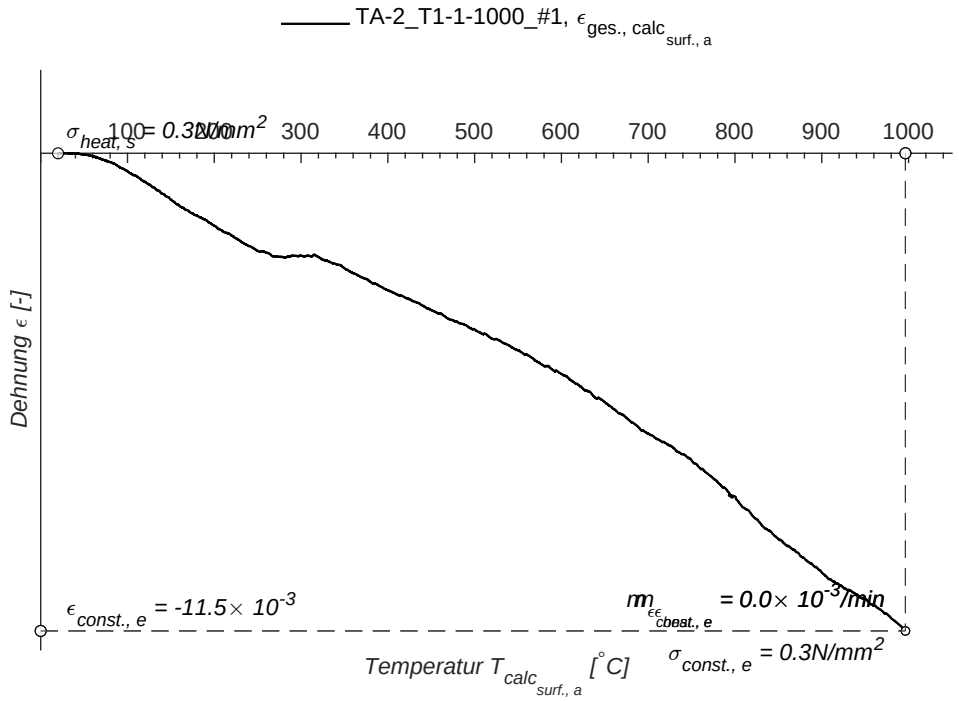


Abbildung A.38 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während der Erwärmung für für TA-2_T1-1-1000_#1. Darstellung der Dehnungen zur Temperatur

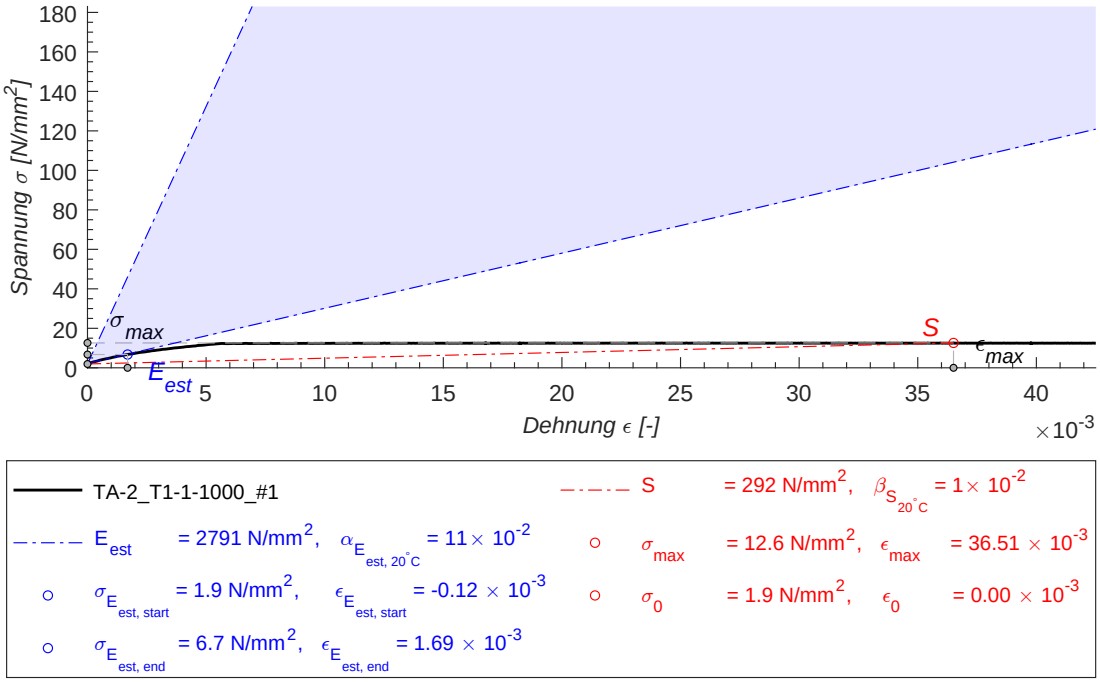


Abbildung A.39 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während des Bruchversuchs für für TA-2_T1-1-1000_#1. Darstellung der Spannung zur Dehnung

Versuch: TA-2_T1-1-1000_#2

Abbildung A.40 Fotodokumentation für TA-2_T1-1-1000_#2, Darstellung zu Beginn (links) und am Ende (rechts) des Versuchs

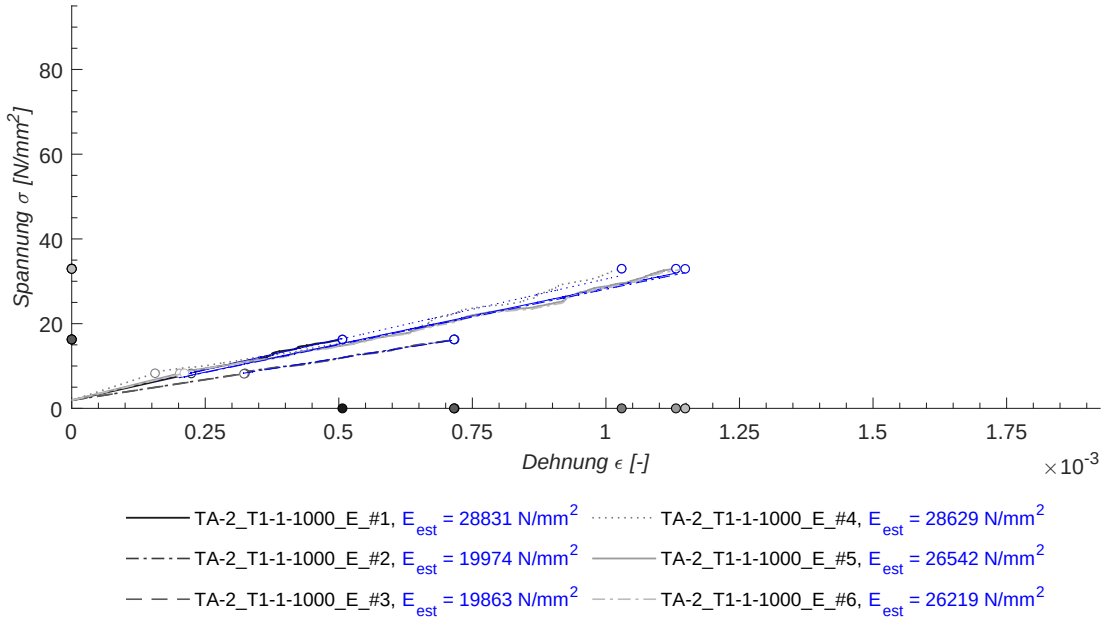


Abbildung A.41 Steifigkeitsreferenz zu Versuchsbeginn. Auswertung für TA-2_T1-1-1000_#2, Darstellung aller Zyklen vor Erwärmungsbeginn

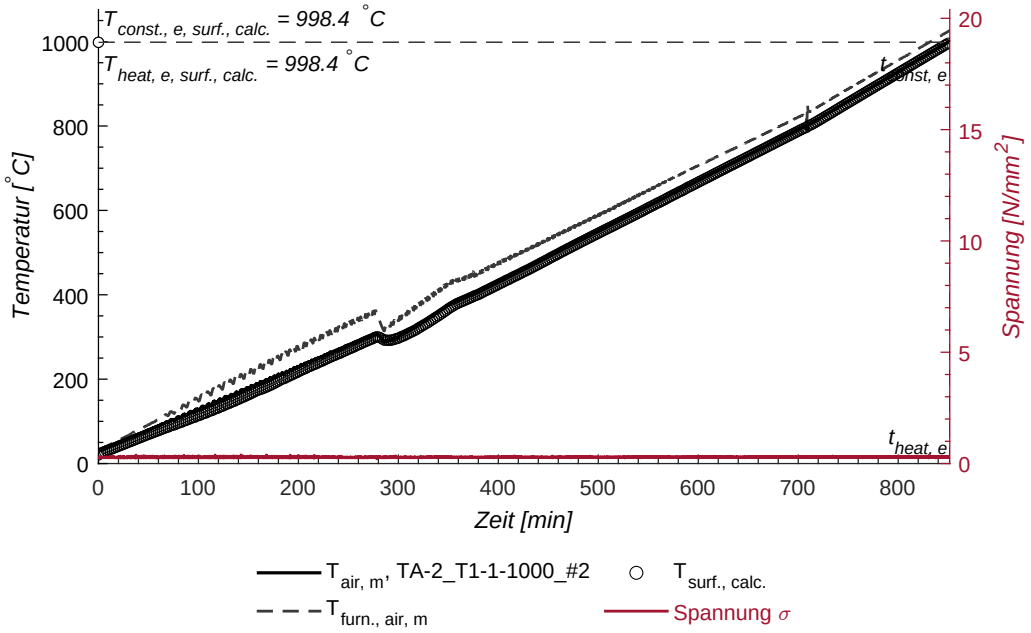


Abbildung A.42 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während der Erwärmung für für TA-2_T1-1-1000_#2. Darstellung der Temperatur und Spannung zur Zeit (rechts)

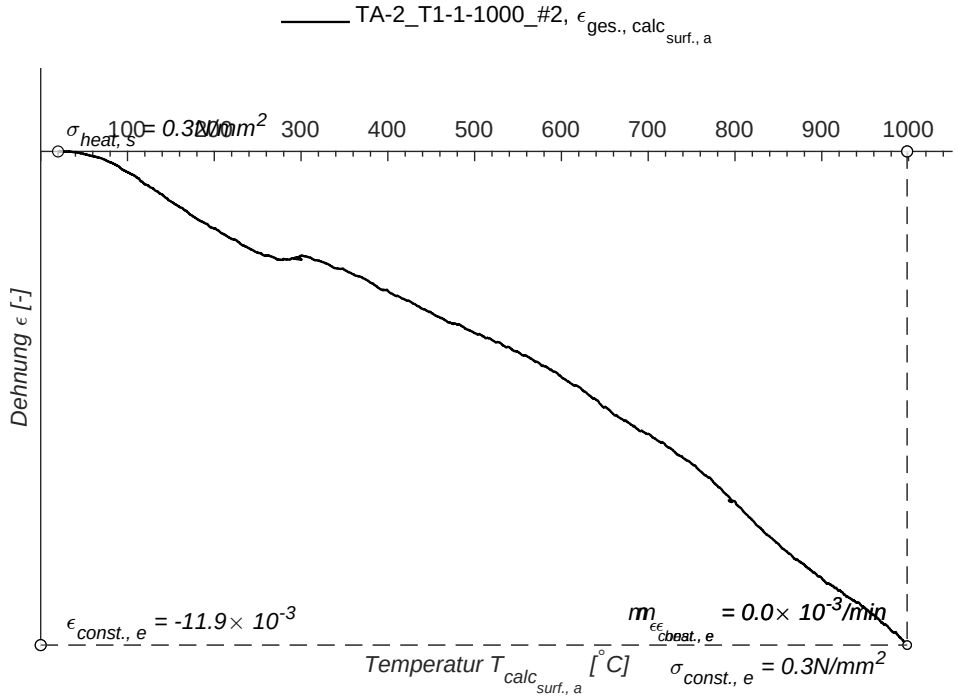


Abbildung A.43 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während der Erwärmung für für TA-2_T1-1-1000_#2. Darstellung der Dehnungen zur Temperatur

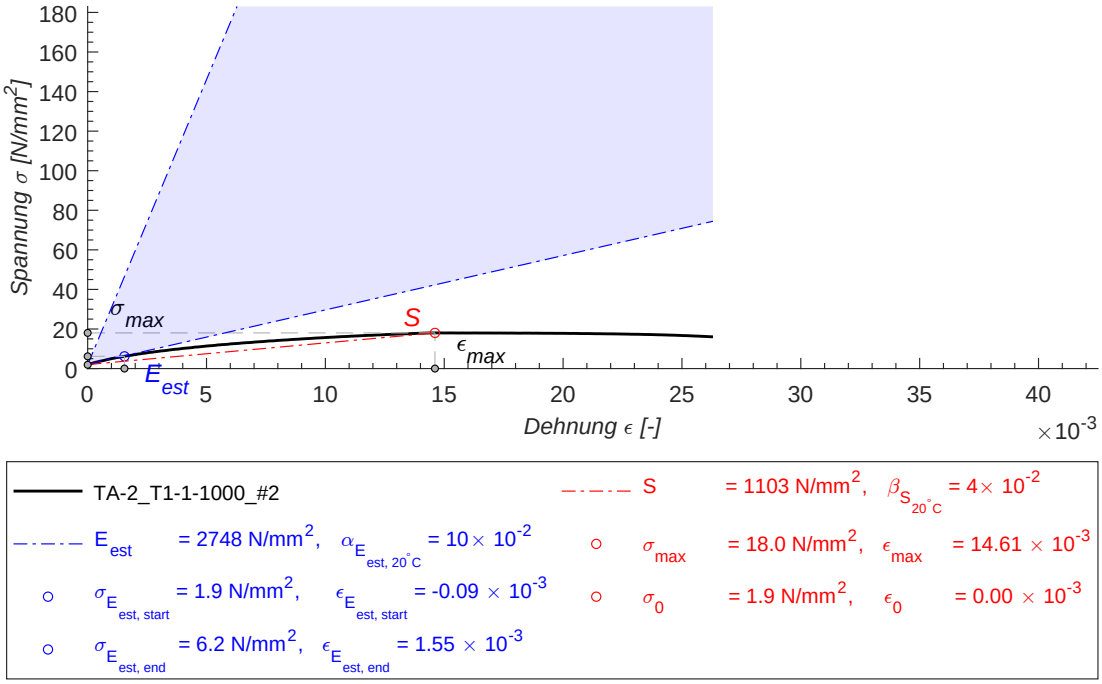


Abbildung A.44 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während des Bruchversuchs für für TA-2_T1-1-1000_#2. Darstellung der Spannung zur Dehnung

Versuch: TB-30_T1-1-700_#1

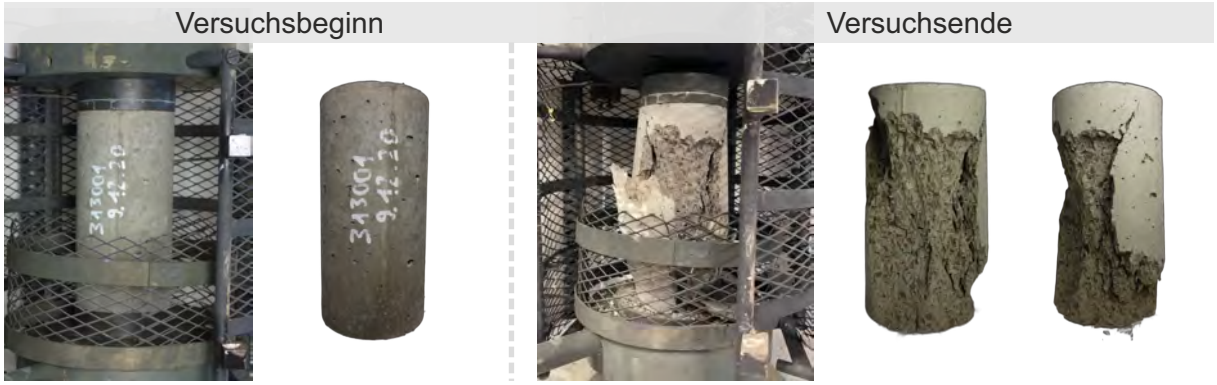


Abbildung A.45 Fotodokumentation für TB-30_T1-1-700_#1, Darstellung zu Beginn (links) und am Ende (rechts) des Versuchs

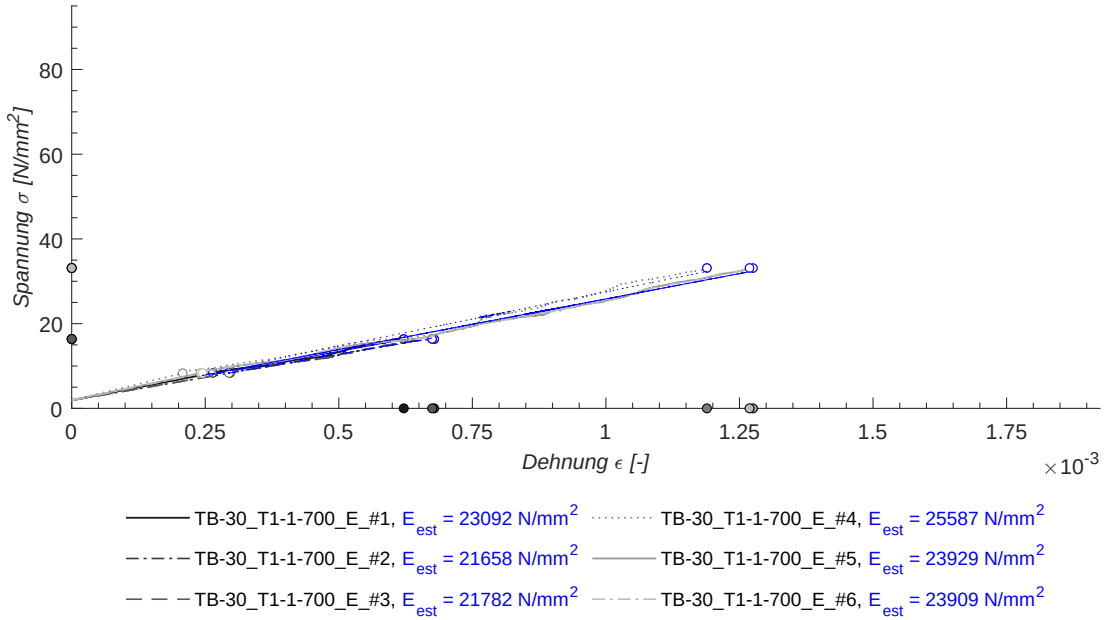


Abbildung A.46 Steifigkeitsreferenz zu Versuchsbeginn. Auswertung für TB-30_T1-1-700_#1, Darstellung aller Zyklen vor Erwärmungsbeginn

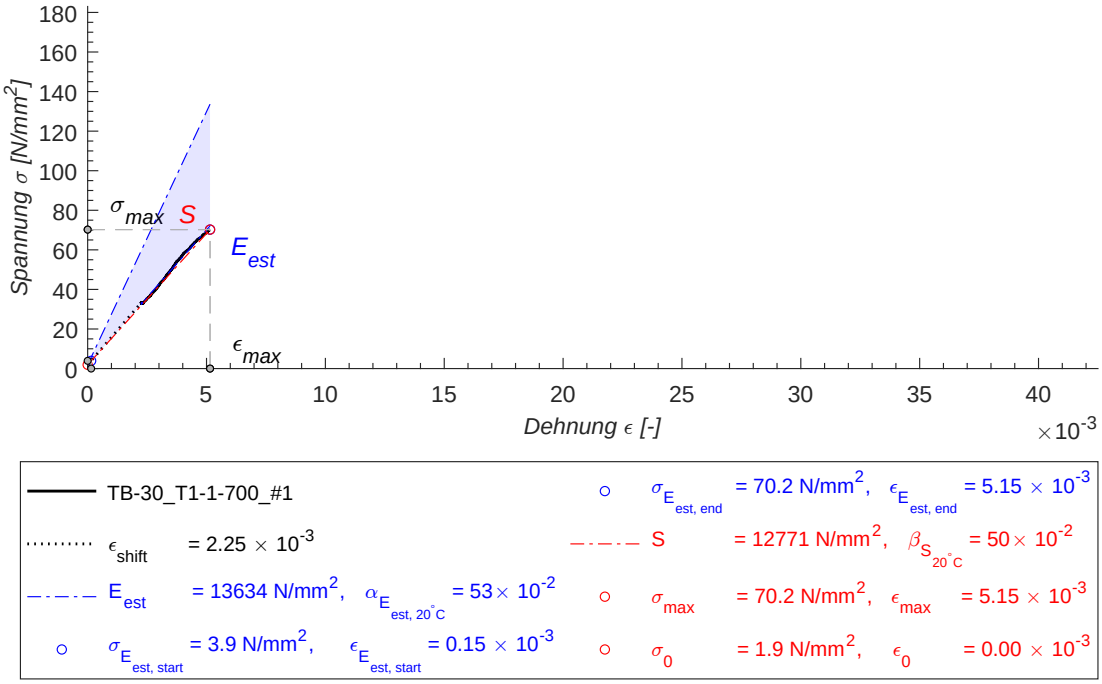


Abbildung A.47 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während des Bruchversuchs für für TB-30_T1-1-700_#1. Darstellung der Spannung zur Dehnung

Versuch: TB-30_T1-1-700_#2

Abbildung A.48 Fotodokumentation für TB-30_T1-1-700_#2, Darstellung zu Beginn (links) und am Ende (rechts) des Versuchs

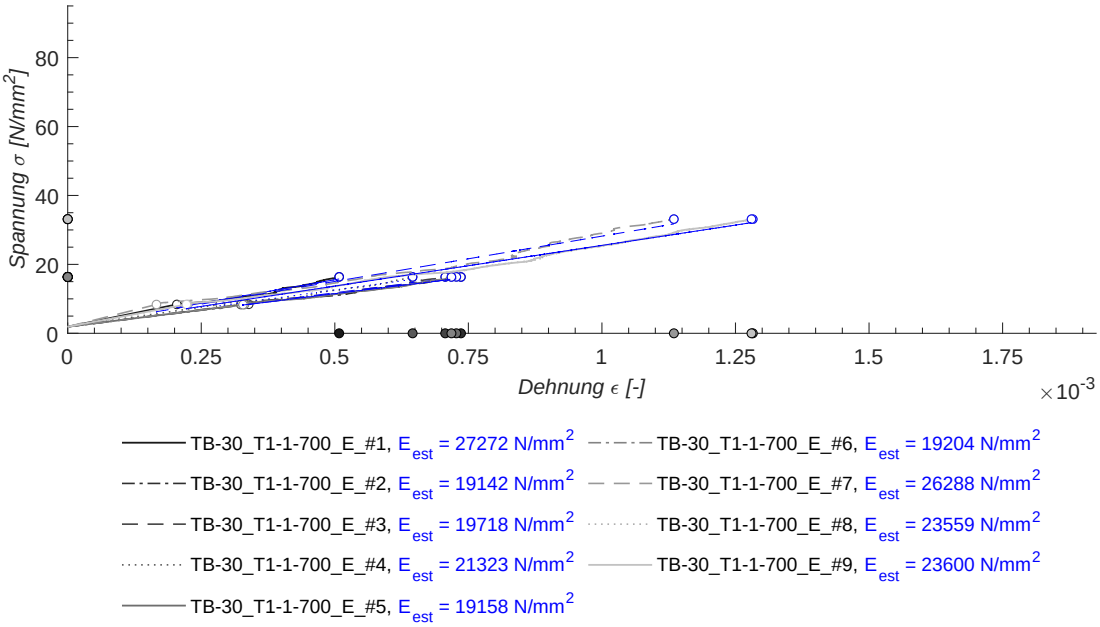


Abbildung A.49 Steifigkeitsreferenz zu Versuchsbeginn. Auswertung für TB-30_T1-1-700_#2, Darstellung aller Zyklen vor Erwärmungsbeginn

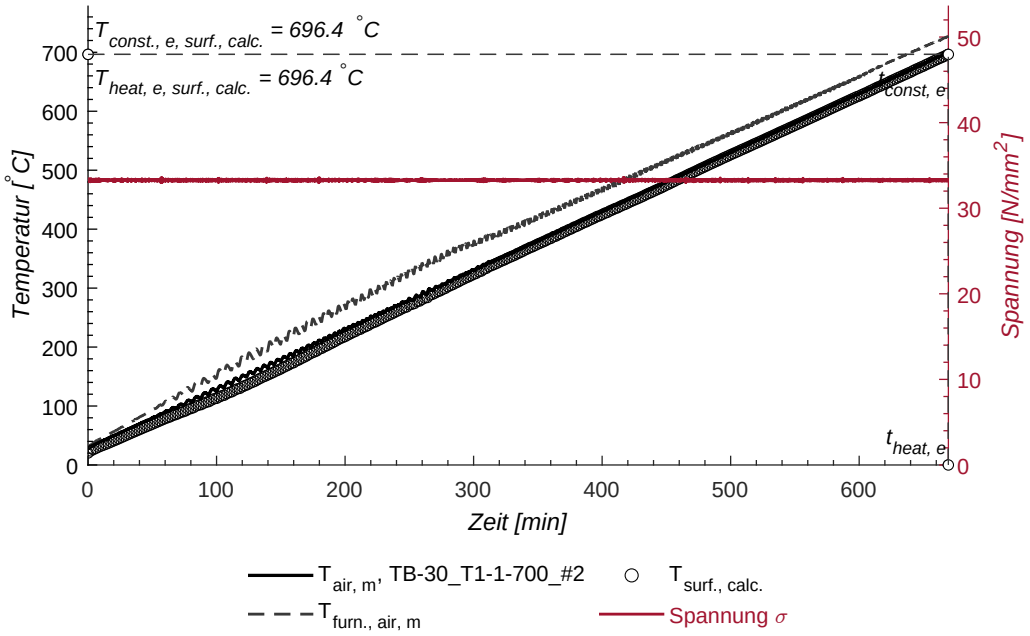


Abbildung A.50 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während der Erwärmung für für TB-30_T1-1-700_#2. Darstellung der Temperatur und Spannung zur Zeit (rechts)

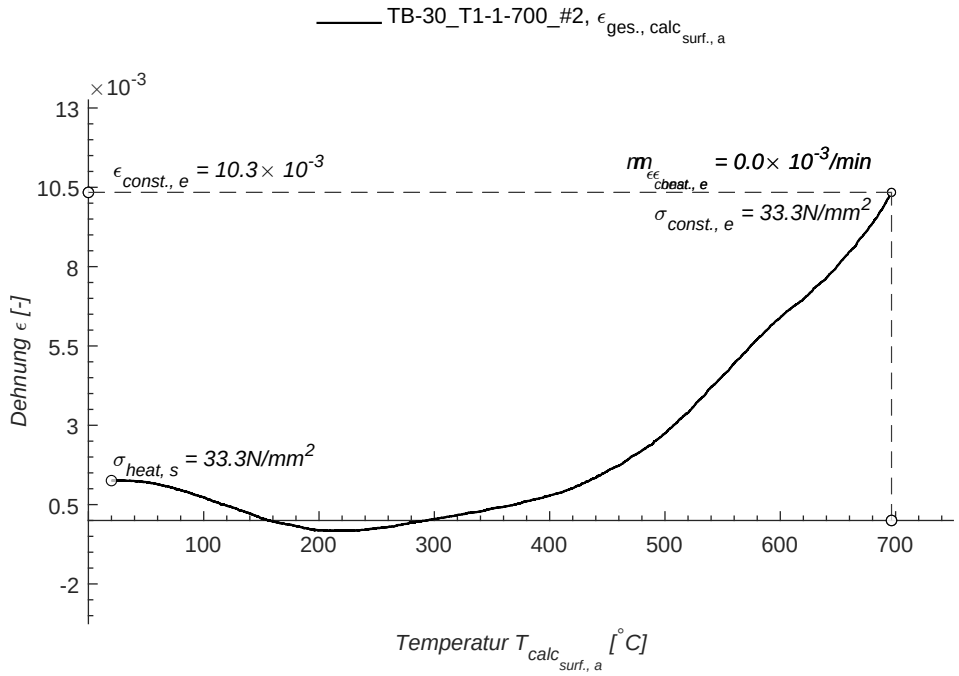


Abbildung A.51 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während der Erwärmung für für TB-30_T1-1-700_#2. Darstellung der Dehnungen zur Temperatur

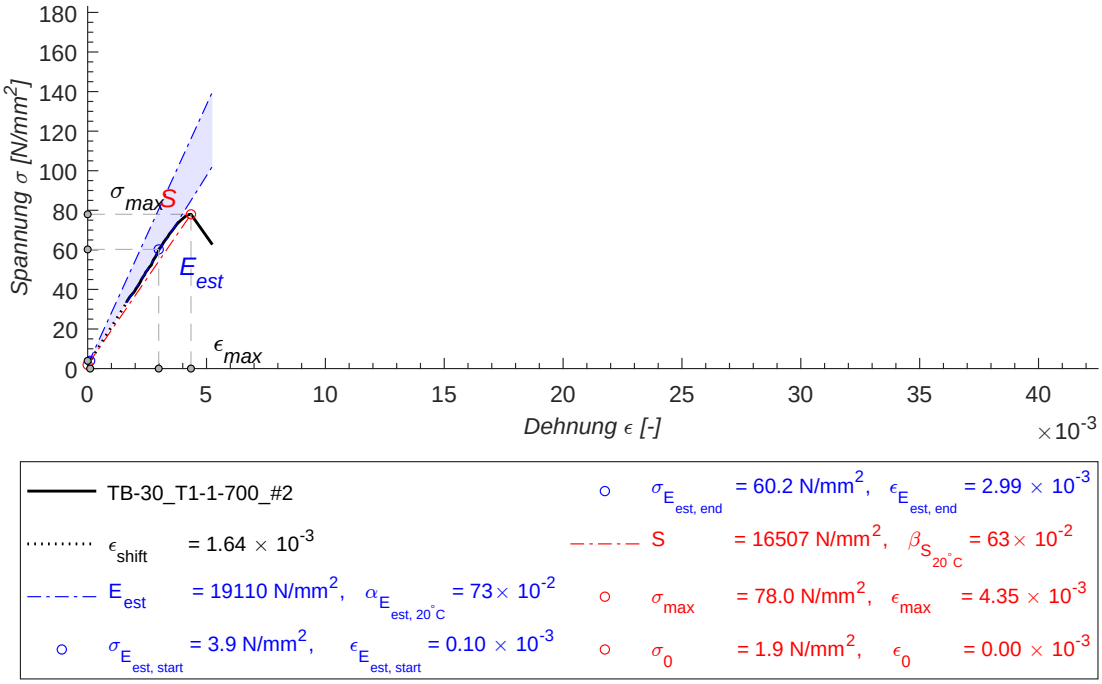


Abbildung A.52 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während des Bruchversuchs für für TB-30_T1-1-700_#2. Darstellung der Spannung zur Dehnung

A.3.2 Zusammenfassung: HPC_B

Eine tabellarische Zusammenfassung der thermomechanischen Ergebnisse für die Mischung HPC_B des in Unterabschnitt 7.2.2 beschriebenen Versuchsprogramms kann der Tabelle A.1 entnommen werden.

Tabelle A.1 Zusammenfassung der thermomechanischen Versuchsergebnisse Mischung "HPC_B "(interne Chargennummer "31 – 3 – 001"))

Bezeichnung Reihe	ϵ_{shift} 10^{-3}	E_{est} $\frac{N}{mm^2}$	$\epsilon_{E_{est,s}}$ $\frac{N}{mm^2}$	$\sigma_{E_{est,s}}$ $\frac{N}{mm^2}$	$\epsilon_{E_{est,e}}$ 10^{-3}	$\sigma_{E_{est,e}}$ $\frac{N}{mm^2}$	$\alpha_{E_{est,20°}}$ 10^{-2}	S $\frac{N}{mm^2}$	ϵ_{max} 10^{-3}	σ_{max} $\frac{N}{mm^2}$	$\beta_{S_{20°}}$ %	ϵ_{ges} 10^{-3}	$m(\epsilon_s)$ $\frac{10^{-3}}{min}$
TA-2_T1-1-1000_#1	-0.12	2791	0	1.9	1.81	6.7	10.7	292	36.63	12.6	1.2	36.82	0.1
TA-2_T1-1-1000_#2	-0.09	2748	0	1.9	1.64	6.2	9.5	1103	14.7	18	3.9	14.7	0
TB-30_T1-1-700_#1	-2.25	13634	0.15	3.9	5.15	70.2	53.3	12771	5.15	70.2	50.5	30.53	0.8
TB-30_T1-1-700_#2	-1.64	19110	0.1	3.9	2.99	60.2	72.7	16507	4.35	78	64.5	22.23	0.1

A.4 Ergebnisse der Versuche TUM_BQ1

Eine tabellarische Zusammenfassung der thermomechanischen Ergebnisse für die Mischung TUM_BQ1 des in Unterabschnitt 7.2.2 beschriebenen Versuchsprogramms kann Unterabschnitt A.4.2, die grafischen und fotodokumentarischen Auswertungen Unterabschnitt A.4.1 entnommen werden.

A.4.1 Einzelergebnisse: TUM_BQ1

Die folgenden Ergebnisse wurden unter anderem mit den unter "Auswertungsmethodik" (7.2.2) beschriebenen Methoden aus dem in "Unterabschnitt 7.2.2 Einfluss der Systeminteraktion auf die materiellen Parameter" beschriebenen Versuchsprogramm abgeleitet. Sie stellen eine individuelle Dokumentation für den jeweiligen Versuch dar und erheben deshalb keinen Anspruch auf Vollständigkeit.

Versuch: TA-2_T1-5-1000-TI_#1

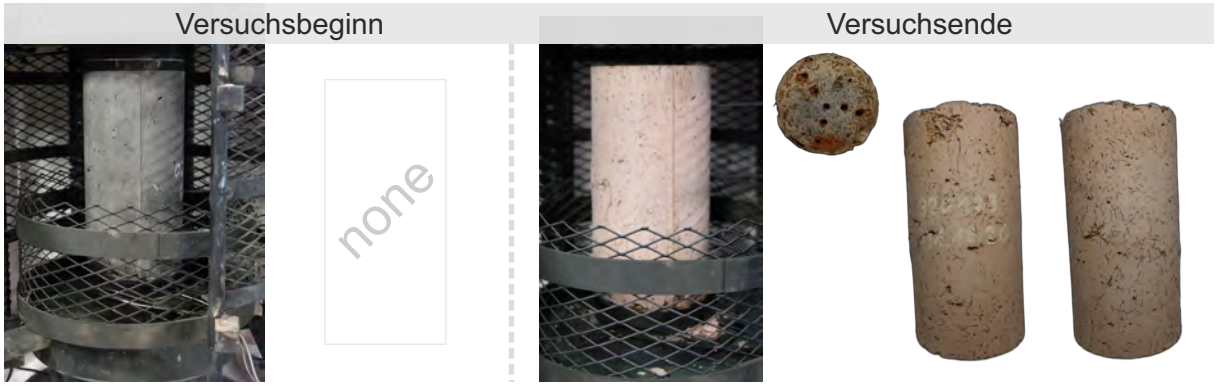


Abbildung A.53 Fotodokumentation für TA-2_T1-5-1000-TI_#1, Darstellung zu Beginn (links) und am Ende (rechts) des Versuchs

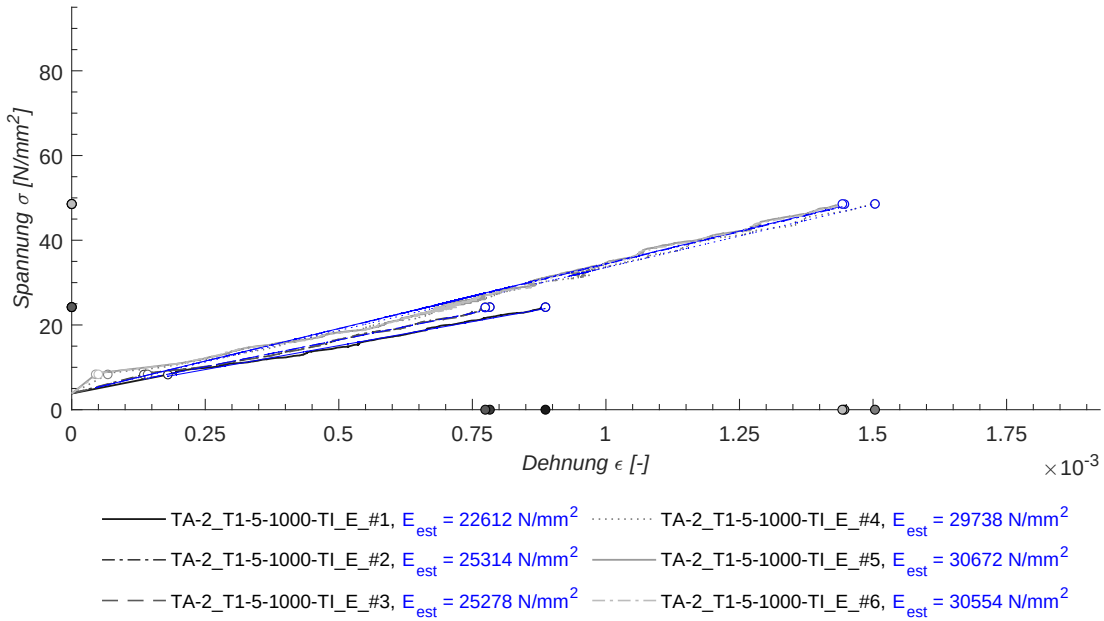


Abbildung A.54 Steifigkeitsreferenz zu Versuchsbeginn. Auswertung für TA-2_T1-5-1000-TI_#1, Darstellung aller Zyklen vor Erwärmungsbeginn

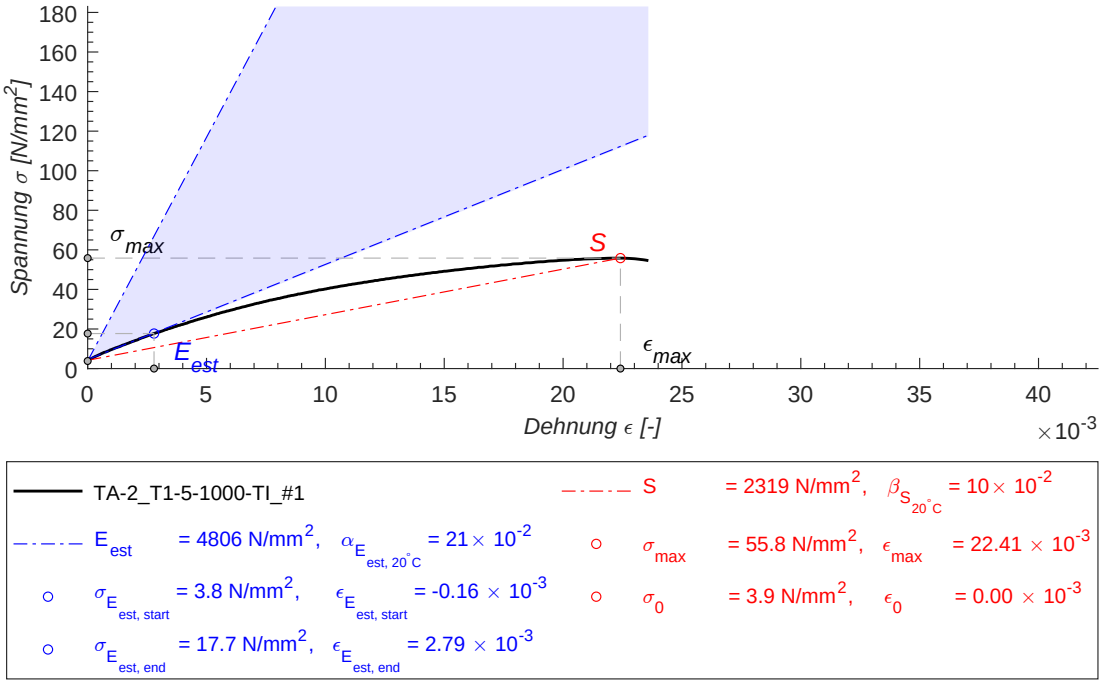


Abbildung A.55 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während des Bruchversuchs für für TA-2_T1-5-1000-TI_#1. Darstellung der Spannung zur Dehnung

Versuch: TA-2_T1-10-1000-TI_#1

Abbildung A.56 Fotodokumentation für TA-2_T1-10-1000-TI_#1, Darstellung zu Beginn (links) und am Ende (rechts) des Versuchs

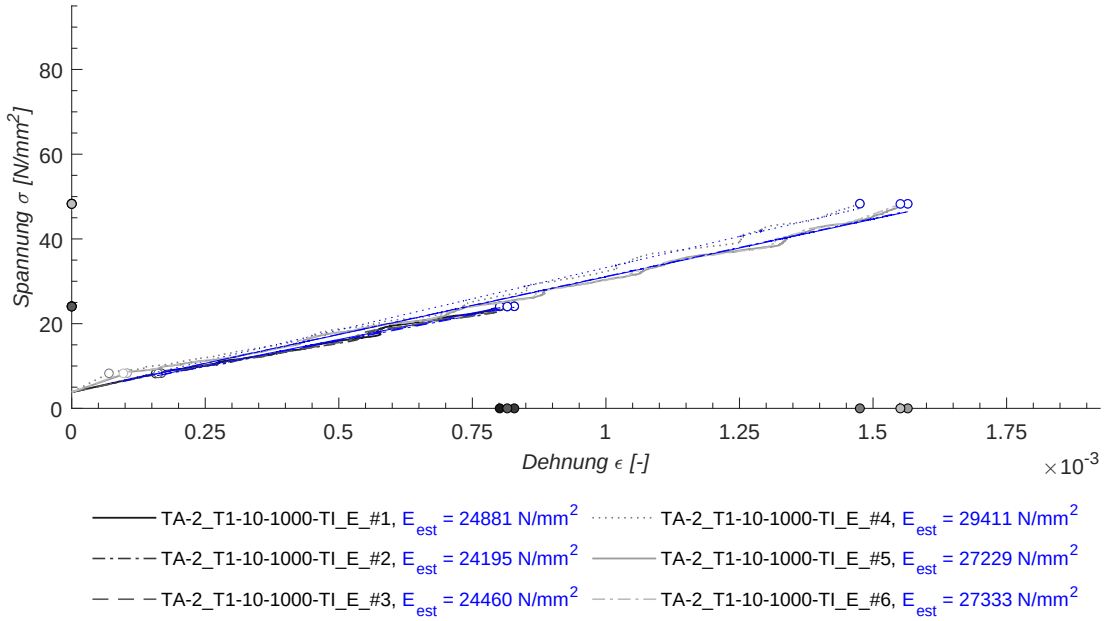


Abbildung A.57 Steifigkeitsreferenz zu Versuchsbeginn. Auswertung für TA-2_T1-10-1000-TI_#1, Darstellung aller Zyklen vor Erwärmungsbeginn

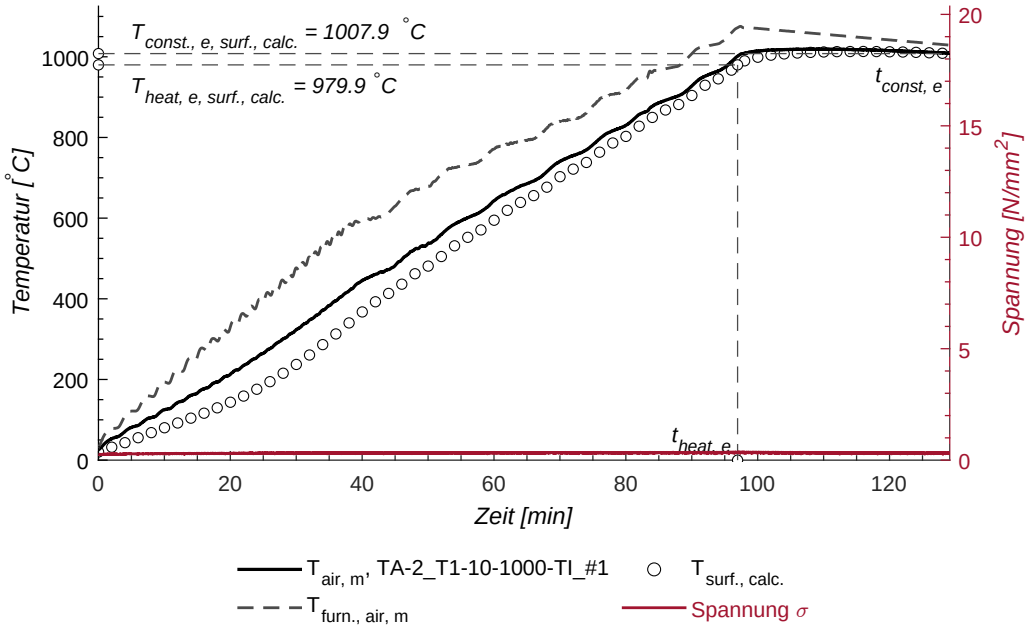


Abbildung A.58 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während der Erwärmung für für TA-2_T1-10-1000-TI_#1. Darstellung der Temperatur und Spannung zur Zeit (rechts)

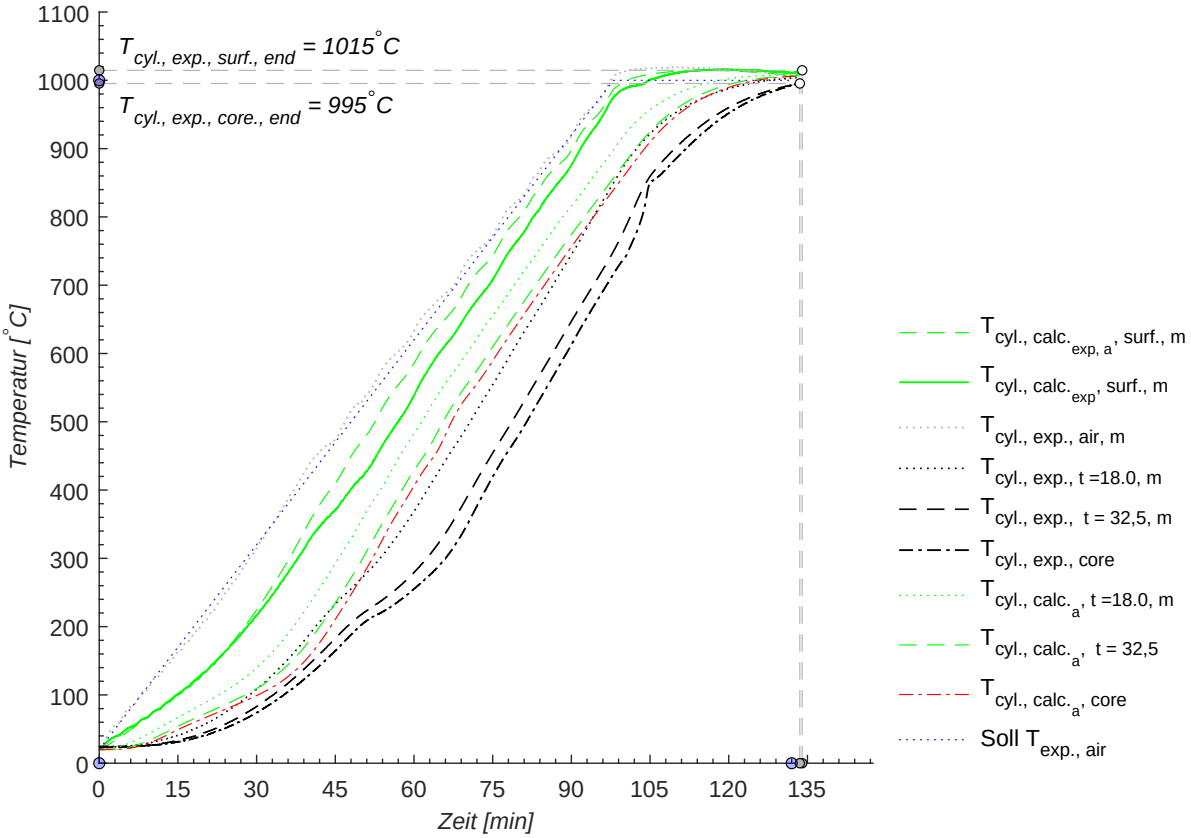


Abbildung A.59 Temperaturverteilung in der Phase 3 des Versuchsablaufs, mit Darstellung der in der Luft (air) an Oberfläche (surf.) und in verschiedenen Tiefen (t in mm bzw. im Kern) auf berechnete (calc.) und experimentell ermittelte (exp.) Temperatur in Vergleich zum Soll-Wert basierend auf der Substruktur (ring) aus der Stütze.

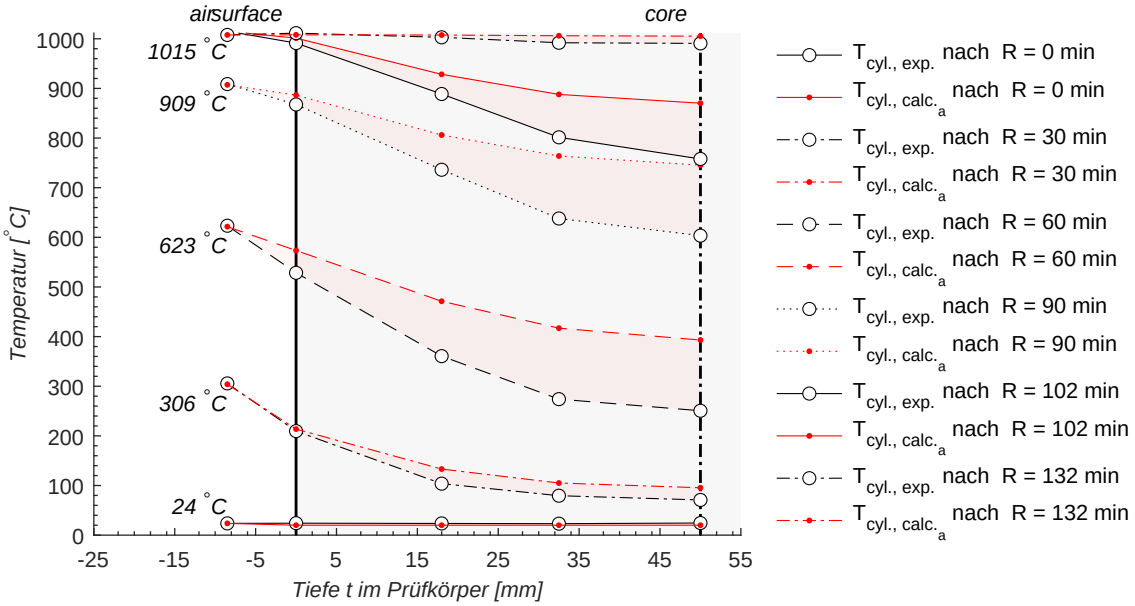


Abbildung A.60 Temperaturverteilung in der Phase 3 des Versuchsablaufs Darstellung der Durchwärmung einer Prüfkörperhälfte in Schnittdarstellung im Vergleich von berechneten (calc.) zu und experimentell ermittelten (exp.) Werten.

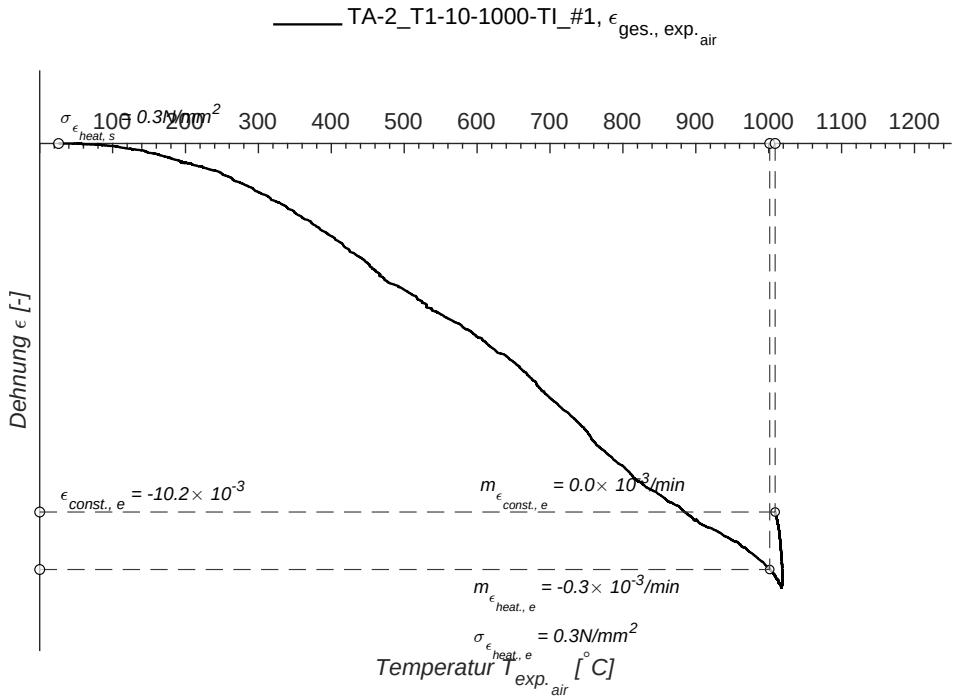


Abbildung A.61 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während der Erwärmung für für TA-2_T1-10-1000-TI_#1. Darstellung der Dehnungen zur Temperatur

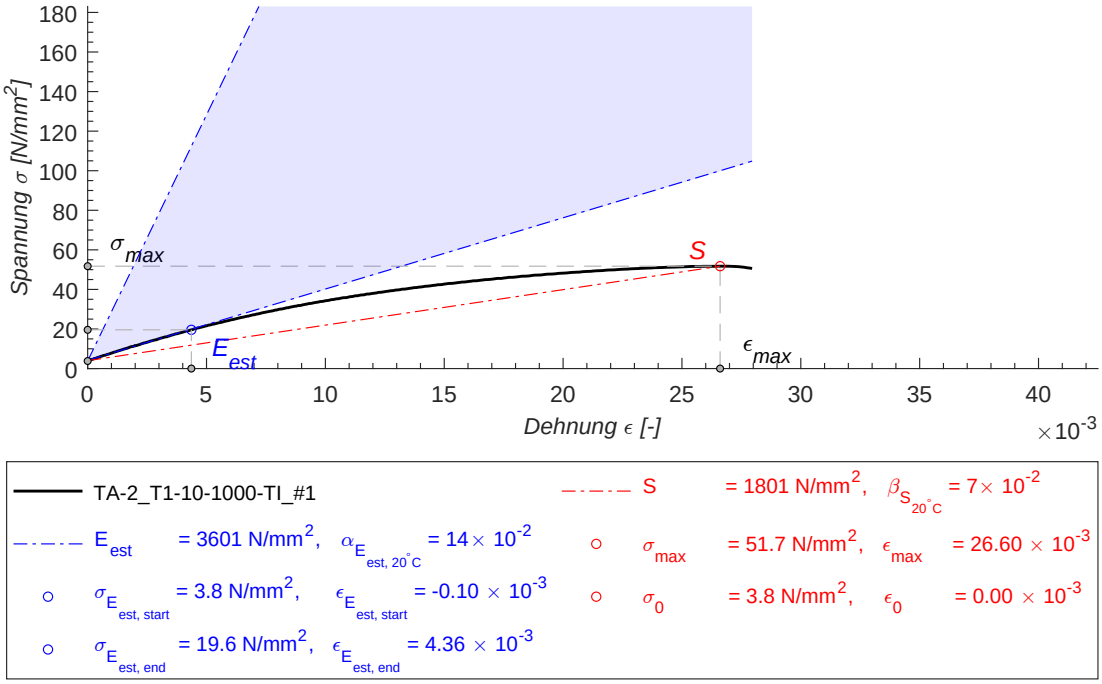


Abbildung A.62 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während des Bruchversuchs für für TA-2_T1-10-1000-TI_#1. Darstellung der Spannung zur Dehnung

Versuch: TA-3_T1-1-646_#1

Abbildung A.63 Fotodokumentation für TA-3_T1-1-646_#1, Darstellung zu Beginn (links) und am Ende (rechts) des Versuchs

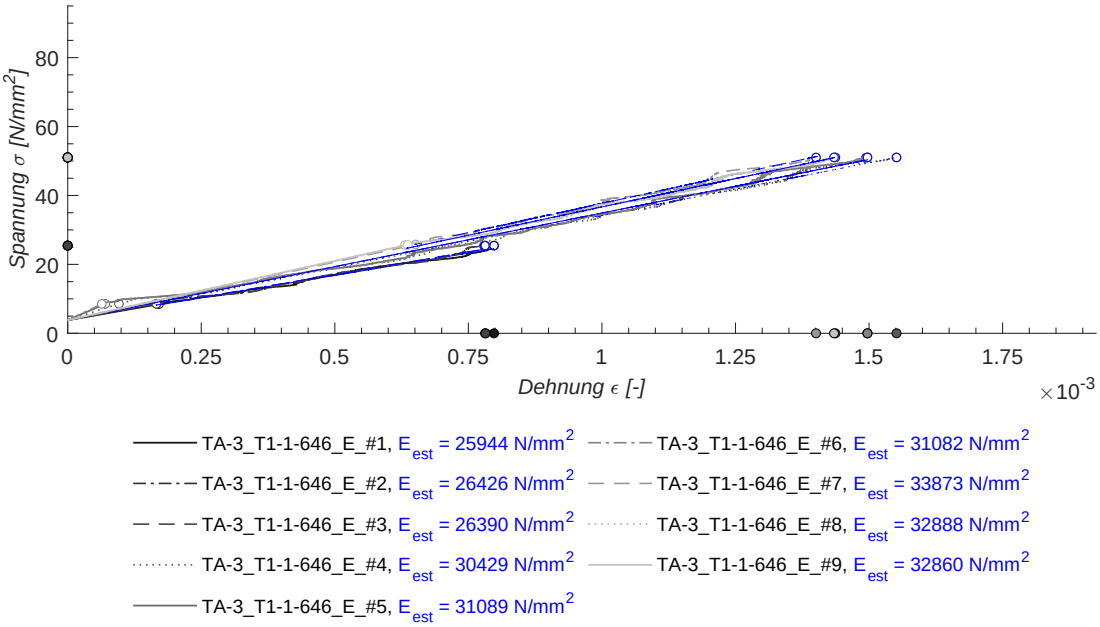


Abbildung A.64 Steifigkeitsreferenz zu Versuchsbeginn. Auswertung für TA-3_T1-1-646_#1, Darstellung aller Zyklen vor Erwärmungsbeginn

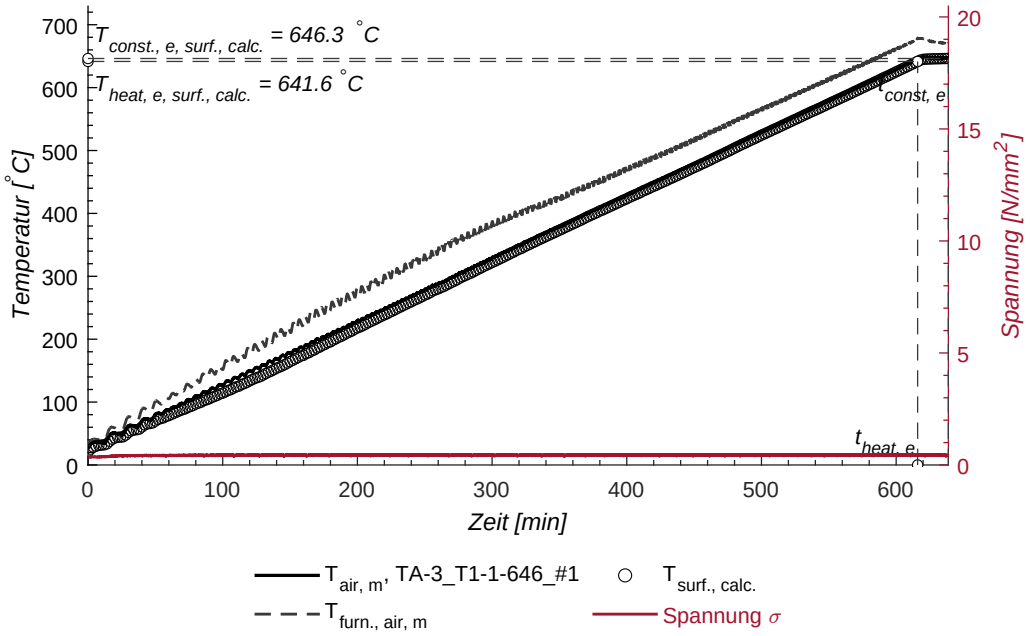


Abbildung A.65 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während der Erwärmung für für TA-3_T1-1-646_#1. Darstellung der Temperatur und Spannung zur Zeit (rechts)

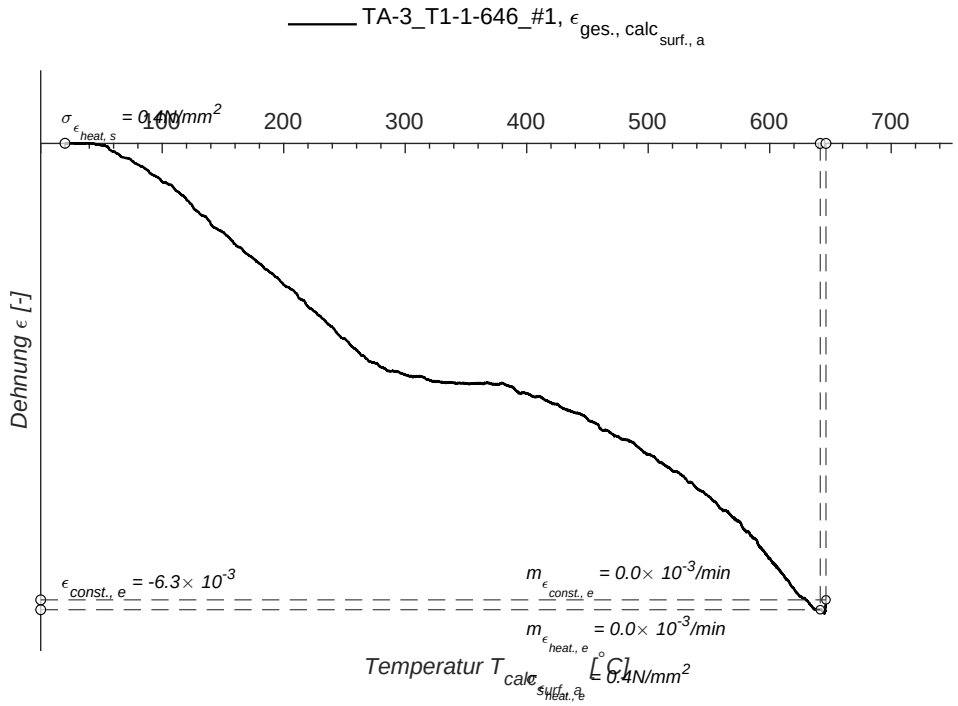


Abbildung A.66 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während der Erwärmung für für TA-3_T1-1-646_#1. Darstellung der Dehnungen zur Temperatur

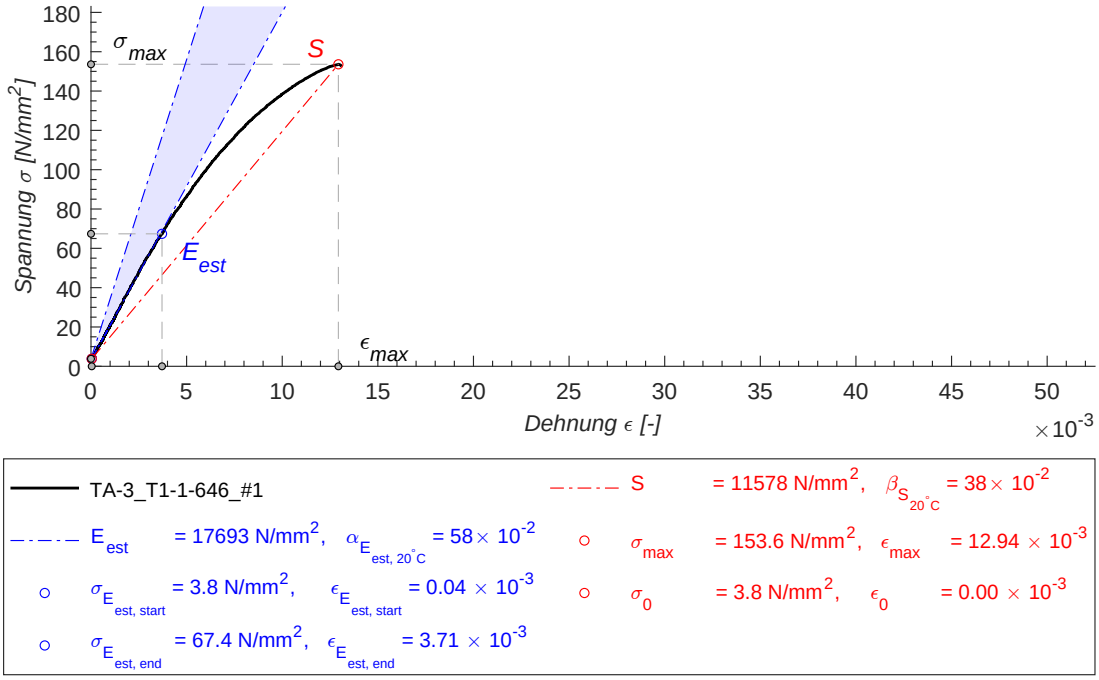


Abbildung A.67 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während des Bruchversuchs für für TA-3_T1-1-646_#1. Darstellung der Spannung zur Dehnung

Versuch: TB-20_T1-1-646_#1

Abbildung A.68 Fotodokumentation für TB-20_T1-1-646_#1, Darstellung zu Beginn (links) und am Ende (rechts) des Versuchs

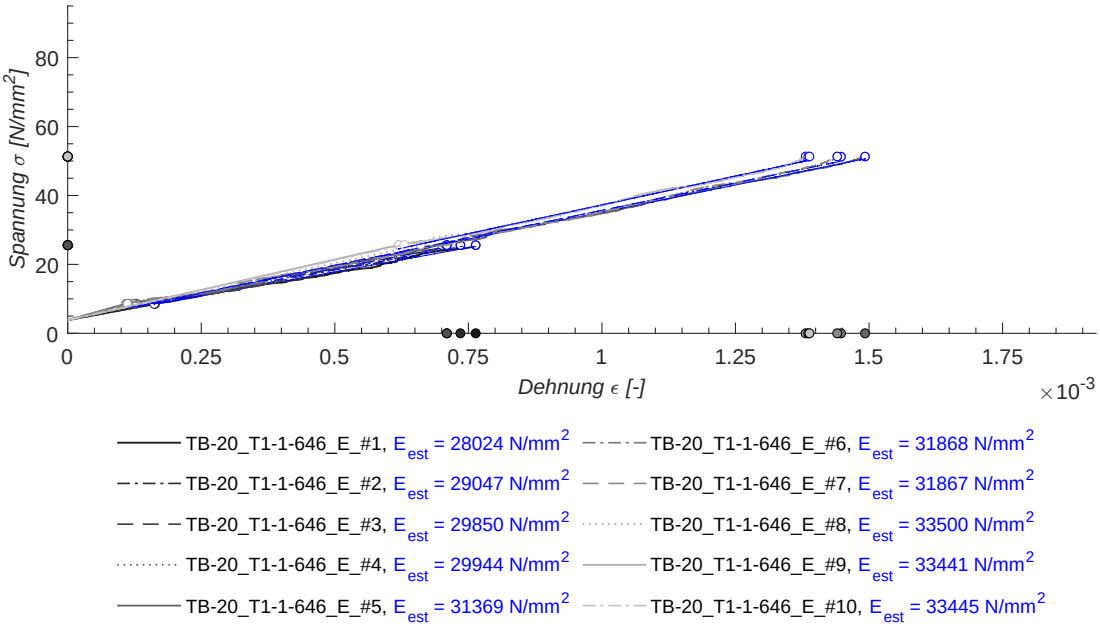


Abbildung A.69 Steifigkeitsreferenz zu Versuchsbeginn. Auswertung für TB-20_T1-1-646_#1, Darstellung aller Zyklen vor Erwärmungsbeginn

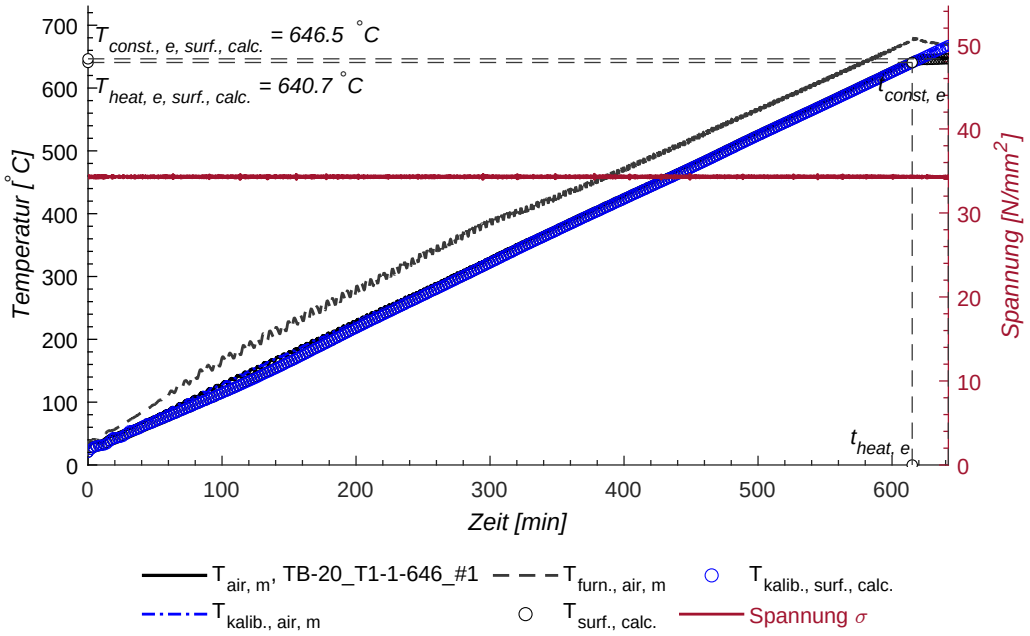


Abbildung A.70 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während der Erwärmung für für TB-20_T1-1-646_#1. Darstellung der Temperatur und Spannung zur Zeit (rechts)

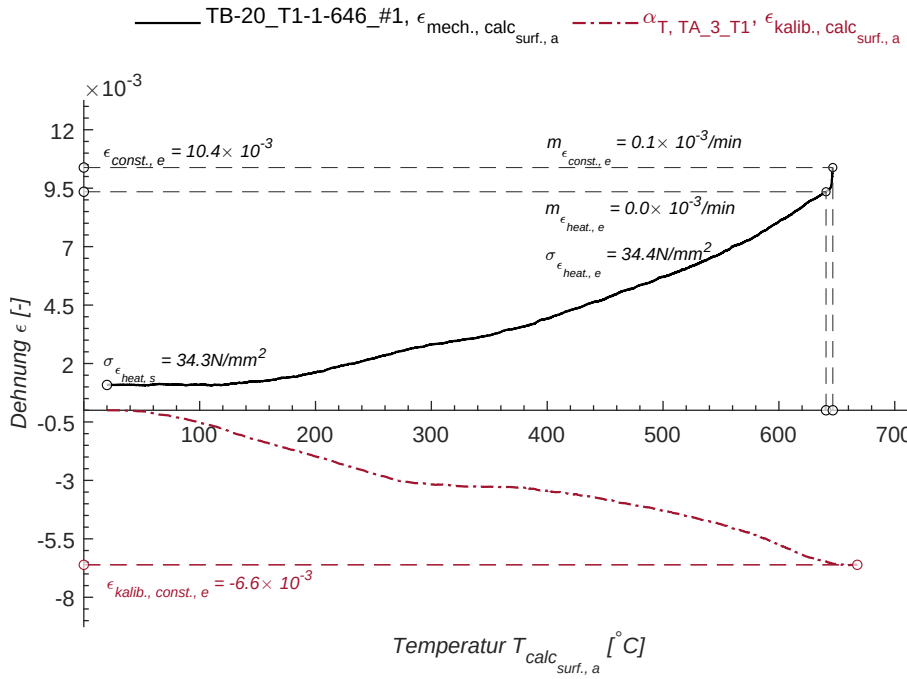


Abbildung A.71 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während der Erwärmung für für TB-20_T1-1-646_#1. Darstellung der Dehnungen zur Temperatur

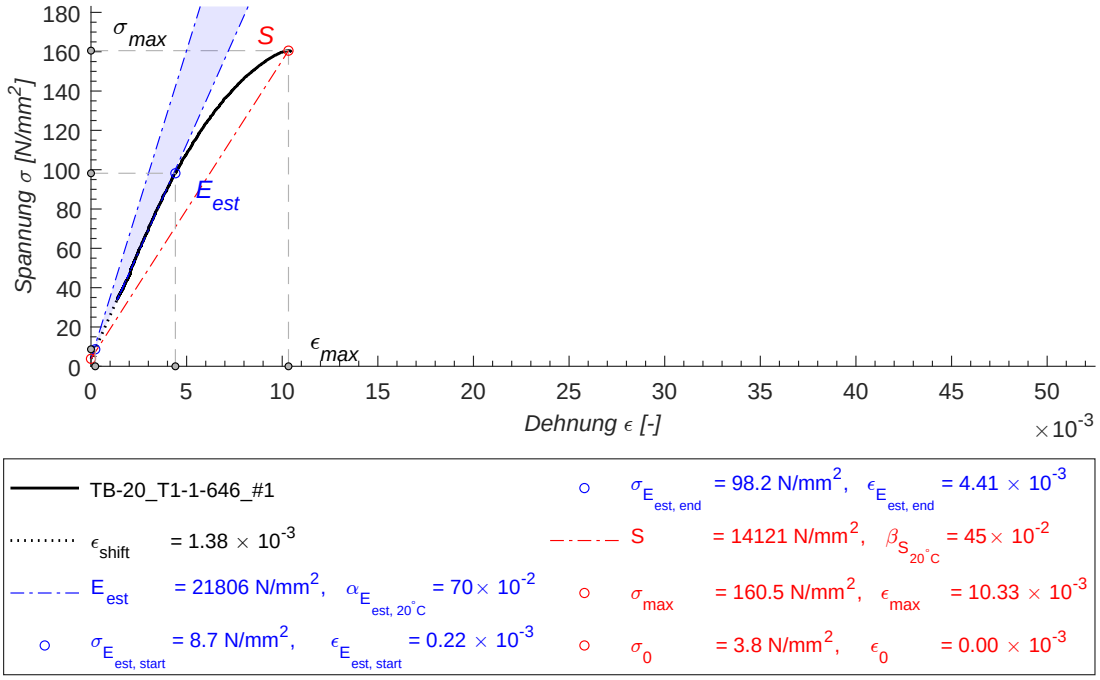


Abbildung A.72 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während des Bruchversuchs für für TB-20_T1-1-646_#1. Darstellung der Spannung zur Dehnung

Versuch: TC-FNr53-FNr47-i_T1-1-646_#1

Abbildung A.73 Fotodokumentation für TC-FNr53-FNr47-i_T1-1-646_#1, Darstellung zu Beginn (links) und am Ende (rechts) des Versuchs

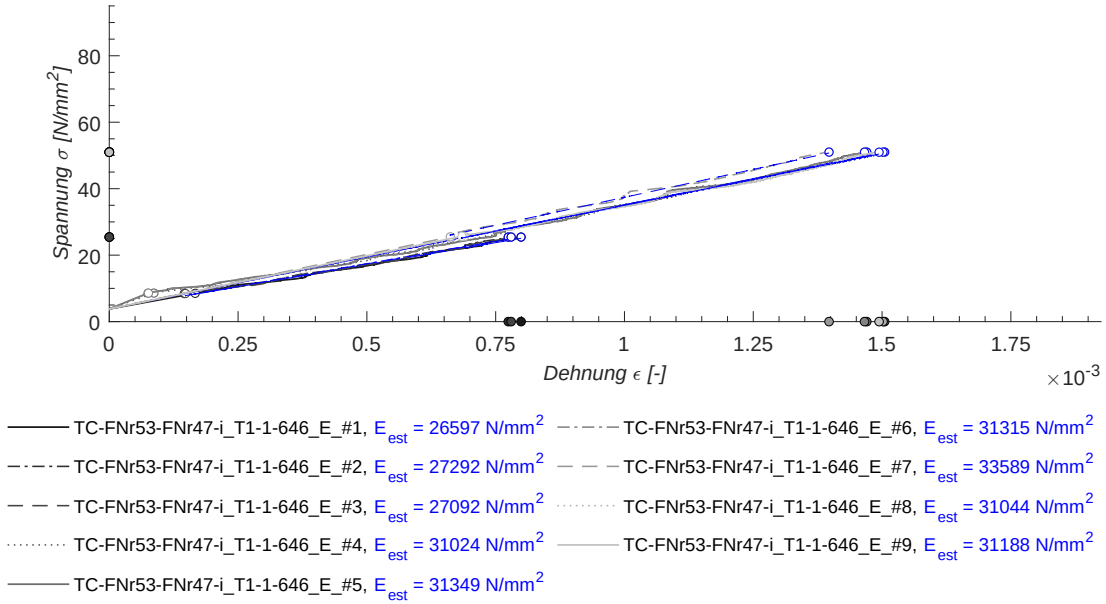


Abbildung A.74 Steifigkeitsreferenz zu Versuchsbeginn. Auswertung für TC-FNr53-FNr47-i_T1-1-646_#1, Darstellung aller Zyklen vor Erwärmungsbeginn

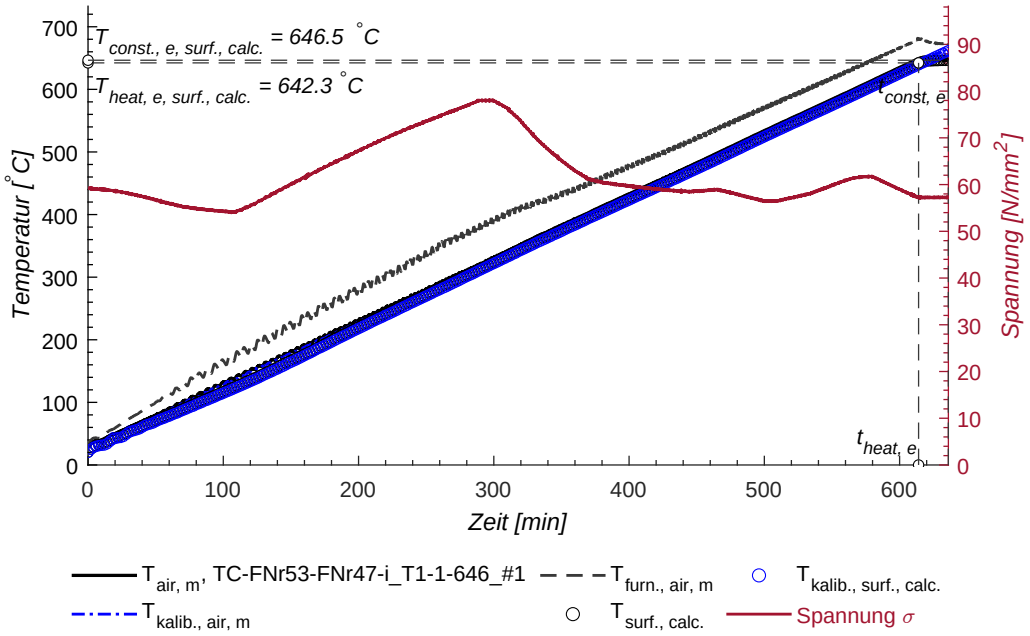


Abbildung A.75 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während der Erwärmung für für TC-FNr53-FNr47-i_T1-1-646_#1. Darstellung der Temperatur und Spannung zur Zeit (rechts)

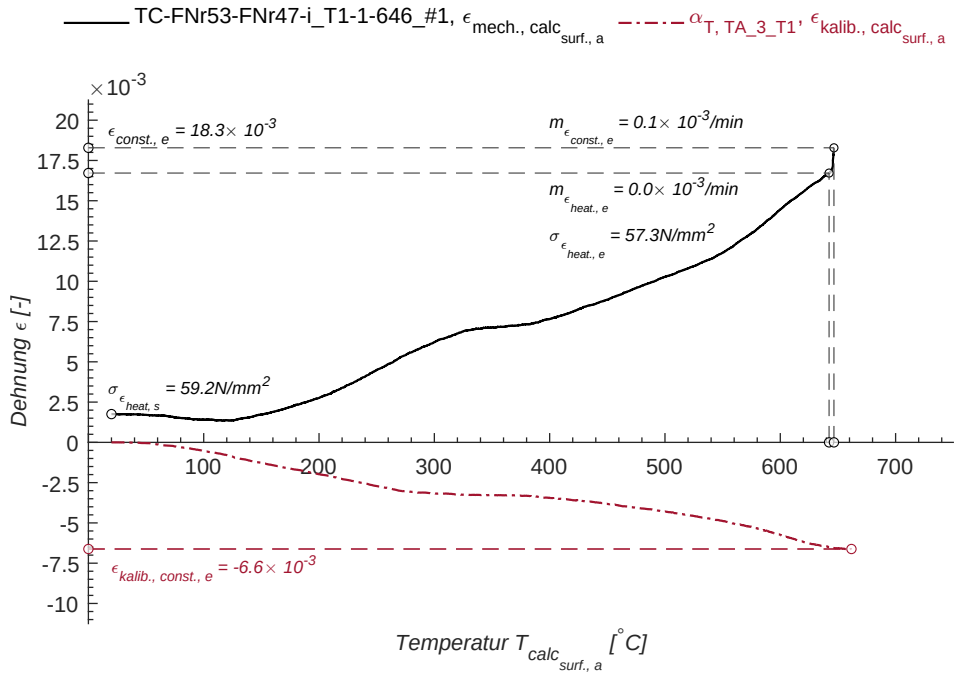


Abbildung A.76 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während der Erwärmung für für TC-FNr53-FNr47-i_T1-1-646_#1. Darstellung der Dehnungen zur Temperatur

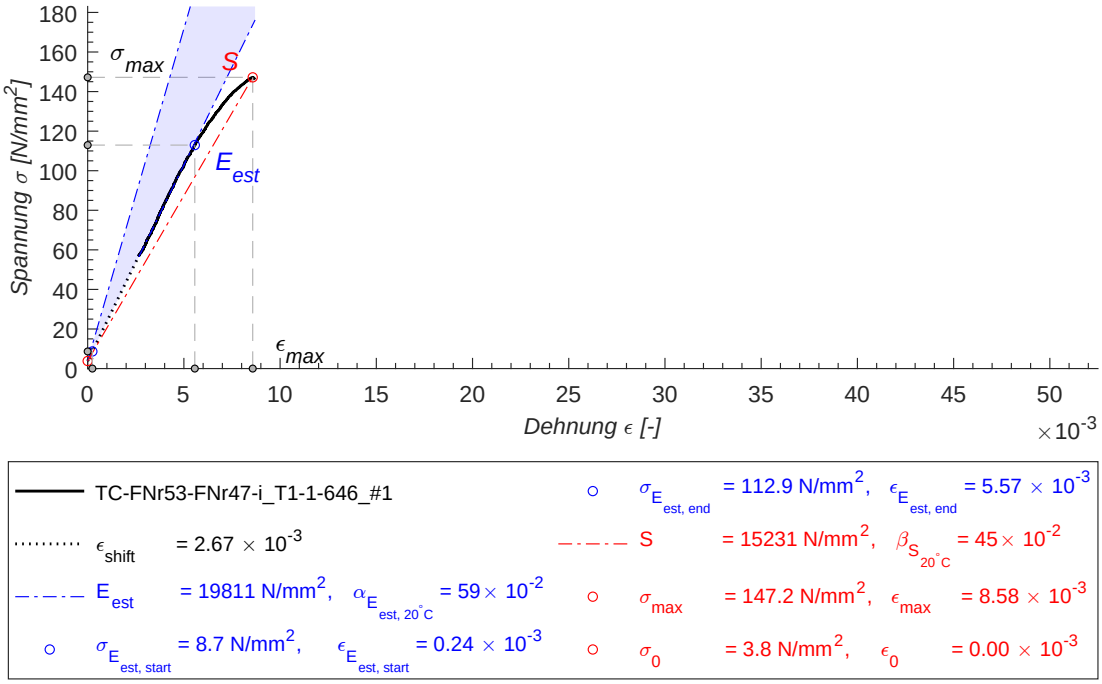


Abbildung A.77 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während des Bruchversuchs für für TC-FNr53-FNr47-i_T1-1-646_#1. Darstellung der Spannung zur Dehnung

Versuch: TB-20_T1-1-710_#1

Abbildung A.78 Fotodokumentation für TB-20_T1-1-710_#1, Darstellung zu Beginn (links) und am Ende (rechts) des Versuchs

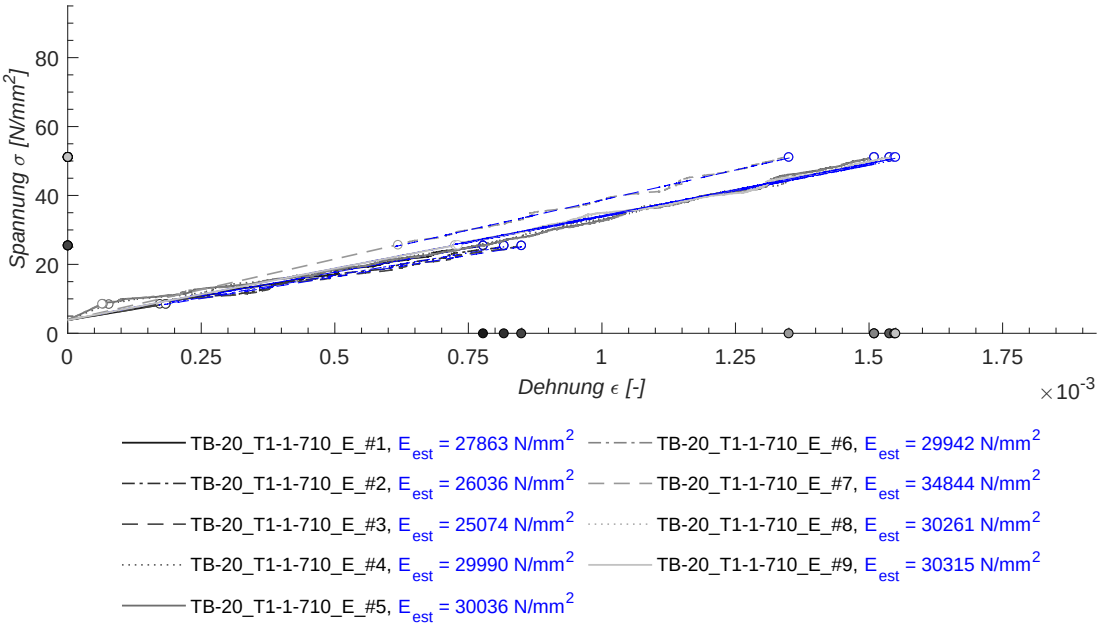


Abbildung A.79 Steifigkeitsreferenz zu Versuchsbeginn. Auswertung für TB-20_T1-1-710_#1, Darstellung aller Zyklen vor Erwärmungsbeginn

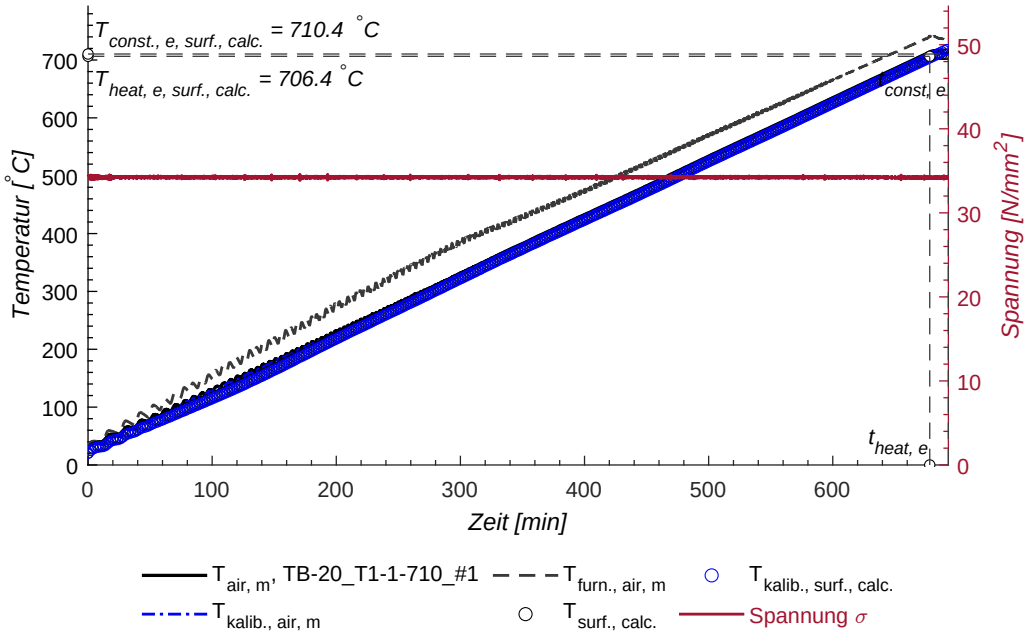


Abbildung A.80 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während der Erwärmung für für TB-20_T1-1-710_#1. Darstellung der Temperatur und Spannung zur Zeit (rechts)

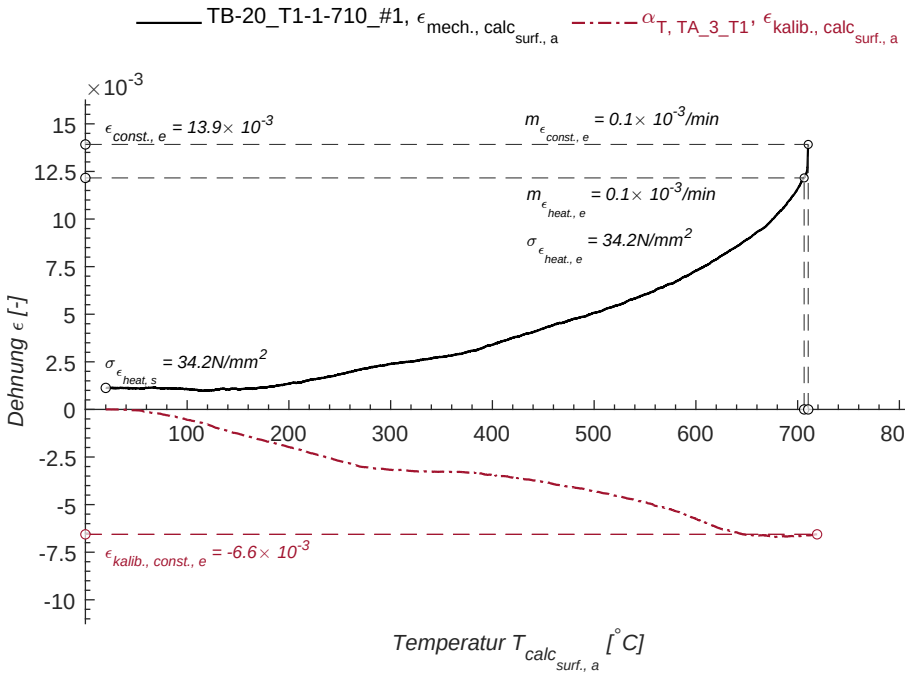


Abbildung A.81 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während der Erwärmung für für TB-20_T1-1-710_#1. Darstellung der Dehnungen zur Temperatur

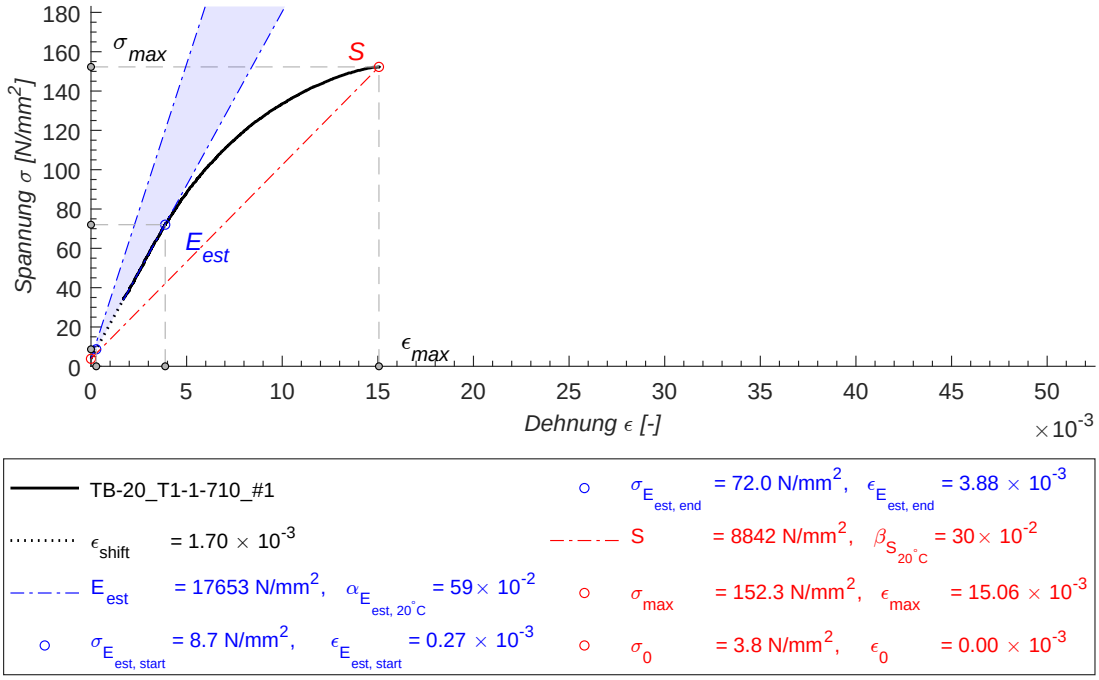


Abbildung A.82 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während des Bruchversuchs für für TB-20_T1-1-710_#1. Darstellung der Spannung zur Dehnung

Versuch: TA-2_T1-1-774_#1

Abbildung A.83 Fotodokumentation für TA-2_T1-1-774_#1, Darstellung zu Beginn (links) und am Ende (rechts) des Versuchs

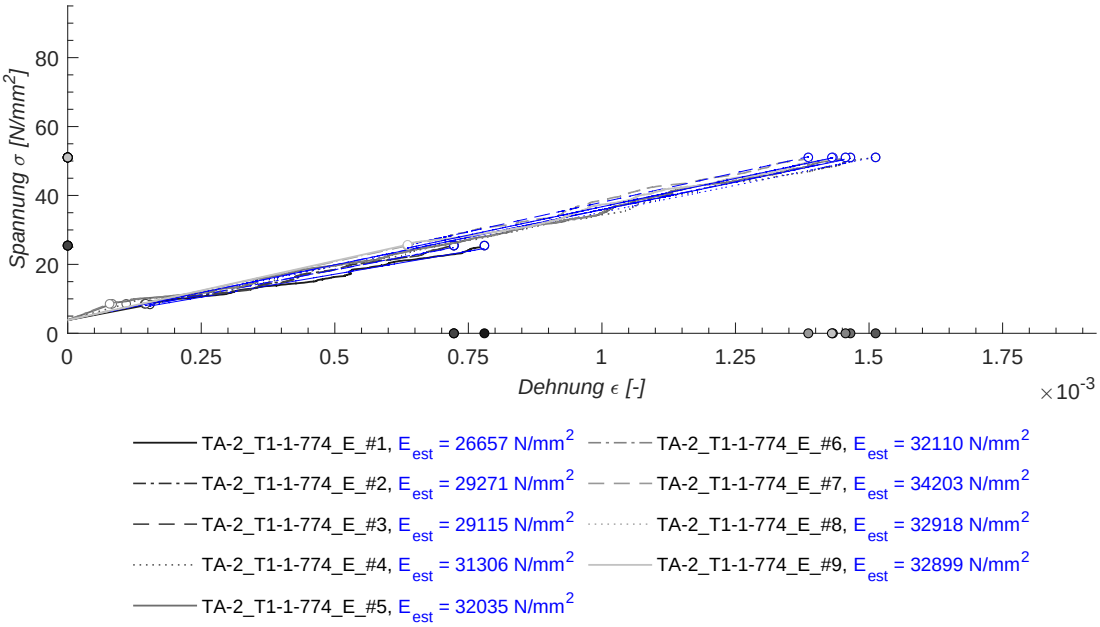


Abbildung A.84 Steifigkeitsreferenz zu Versuchsbeginn. Auswertung für TA-2_T1-1-774_#1, Darstellung aller Zyklen vor Erwärmungsbeginn

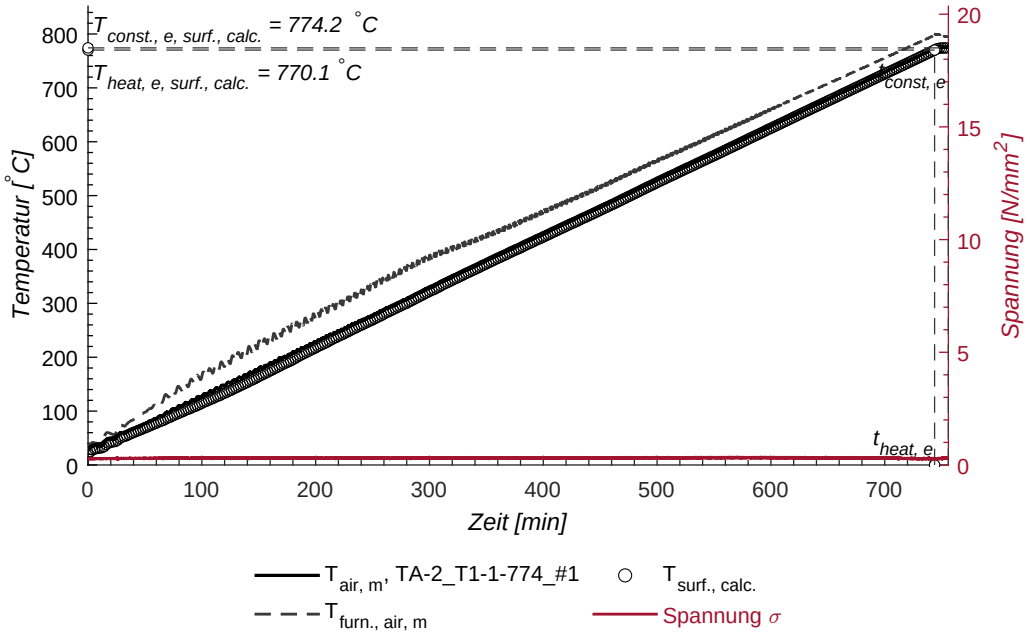


Abbildung A.85 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während der Erwärmung für für TA-2_T1-1-774_#1. Darstellung der Temperatur und Spannung zur Zeit (rechts)

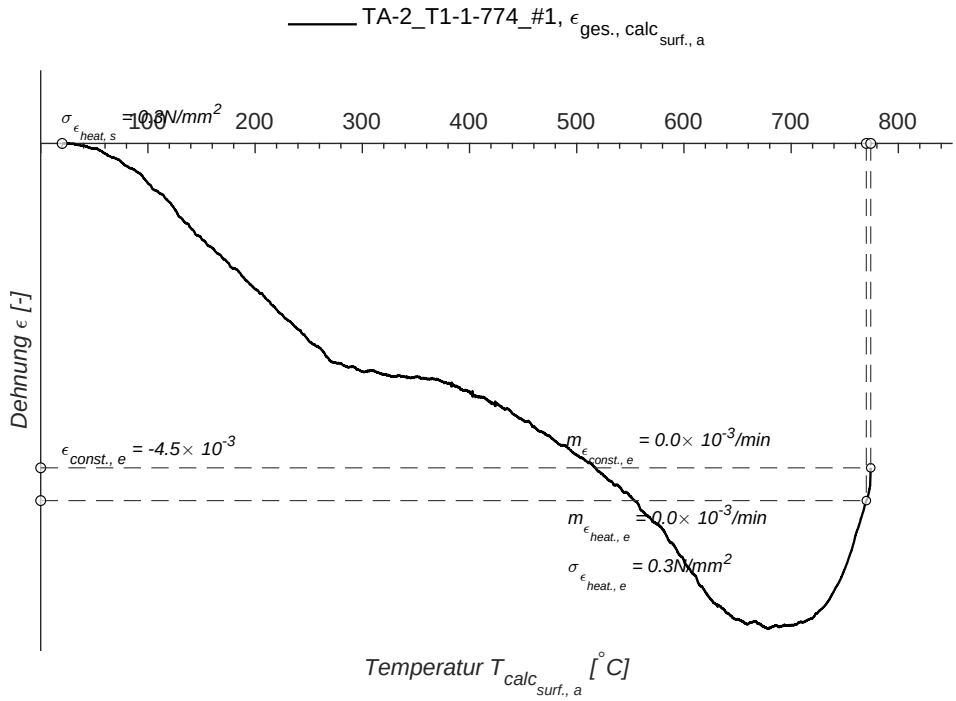


Abbildung A.86 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während der Erwärmung für für TA-2_T1-1-774_#1. Darstellung der Dehnungen zur Temperatur

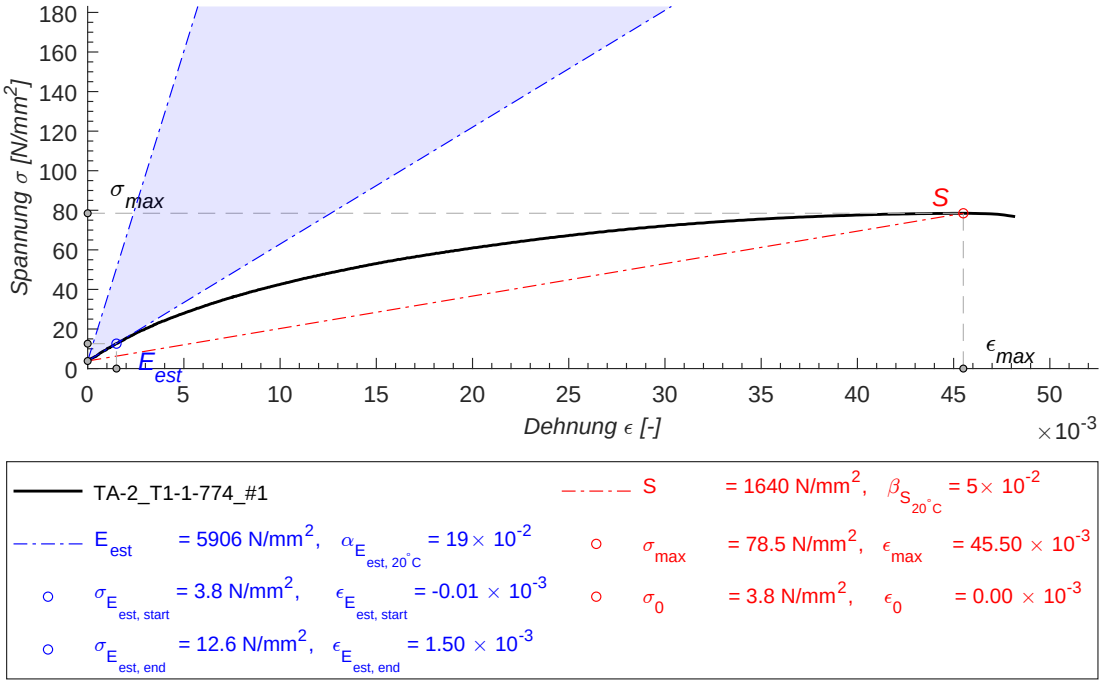


Abbildung A.87 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während des Bruchversuchs für für TA-2_T1-1-774_#1. Darstellung der Spannung zur Dehnung

Versuch: TB-20_T1-1-774_#1

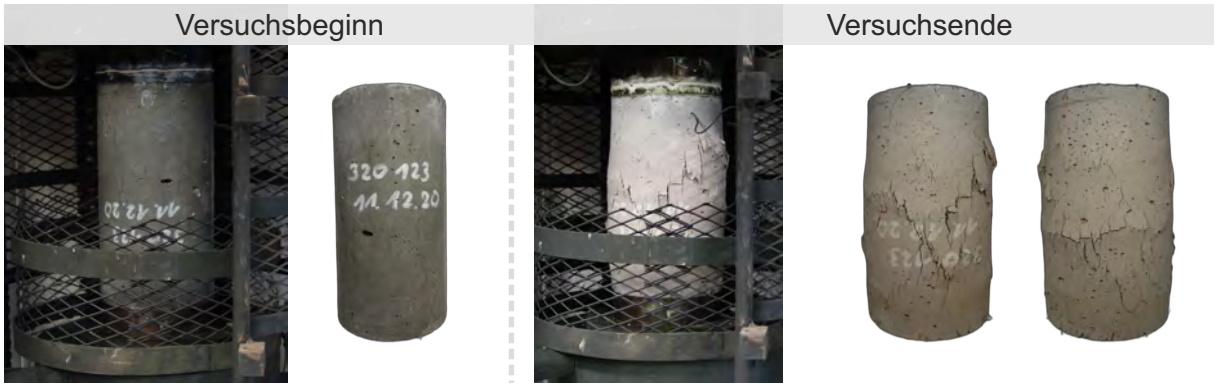


Abbildung A.88 Fotodokumentation für TB-20_T1-1-774_#1, Darstellung zu Beginn (links) und am Ende (rechts) des Versuchs

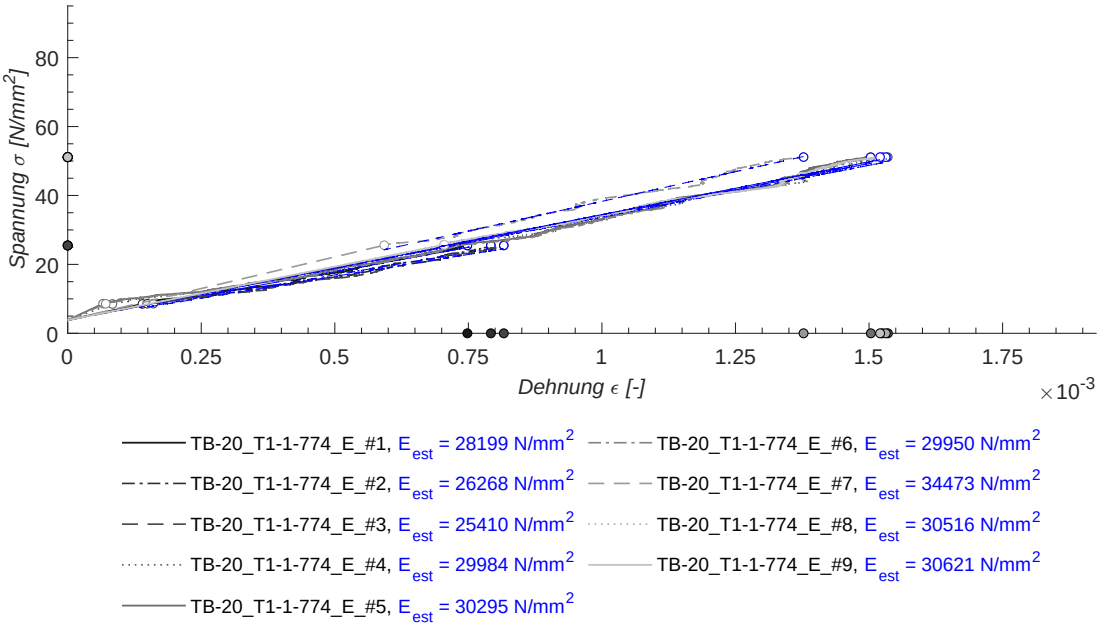


Abbildung A.89 Steifigkeitsreferenz zu Versuchsbeginn. Auswertung für TB-20_T1-1-774_#1, Darstellung aller Zyklen vor Erwärmungsbeginn

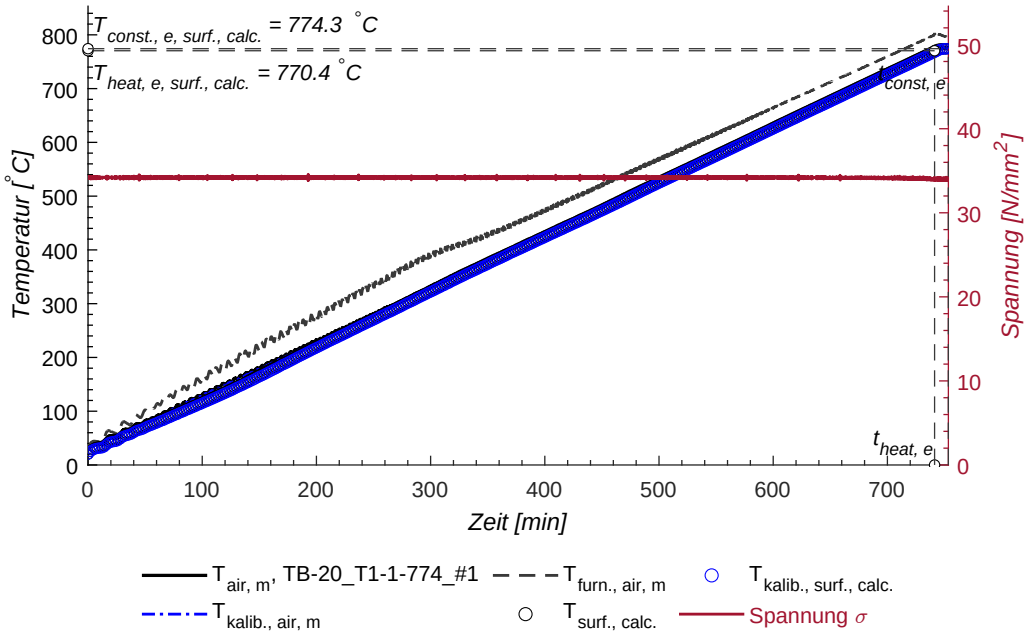


Abbildung A.90 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während der Erwärmung für für TB-20_T1-1-774_#1. Darstellung der Temperatur und Spannung zur Zeit (rechts)

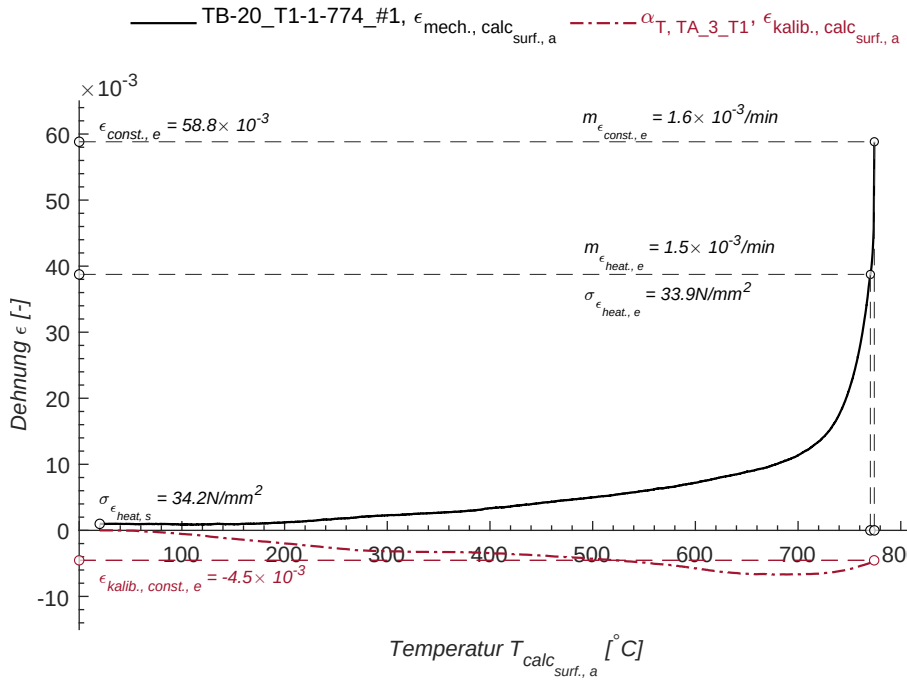


Abbildung A.91 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während der Erwärmung für für TB-20_T1-1-774_#1. Darstellung der Dehnungen zur Temperatur

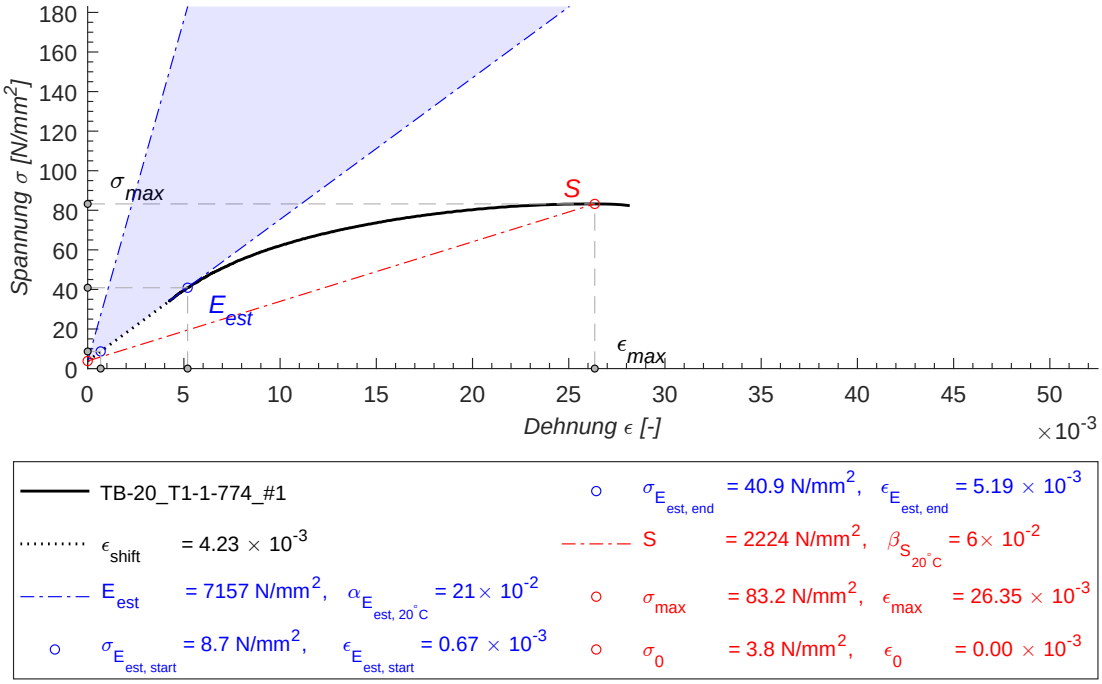


Abbildung A.92 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während des Bruchversuchs für für TB-20_T1-1-774_#1. Darstellung der Spannung zur Dehnung

Versuch: TA-2_T3-FNr47-768-TI_#1

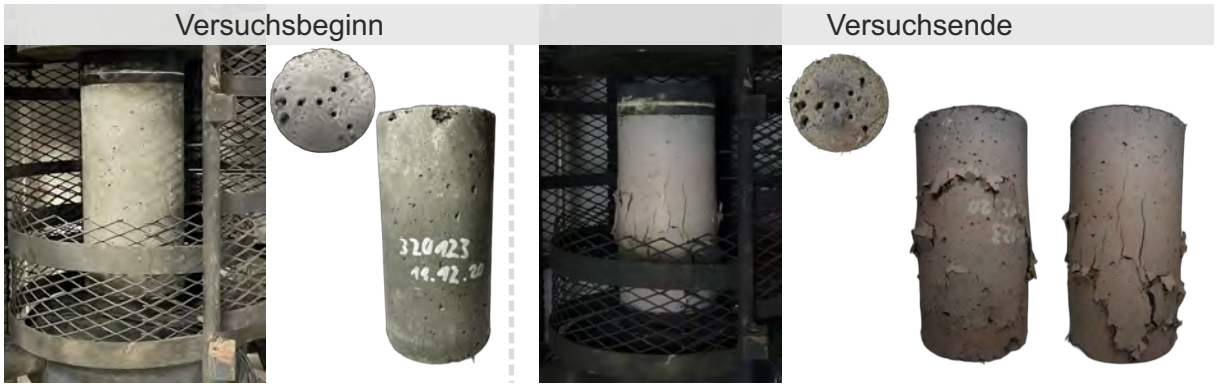


Abbildung A.93 Fotodokumentation für TA-2_T3-FNr47-768-TI_#1, Darstellung zu Beginn (links) und am Ende (rechts) des Versuchs

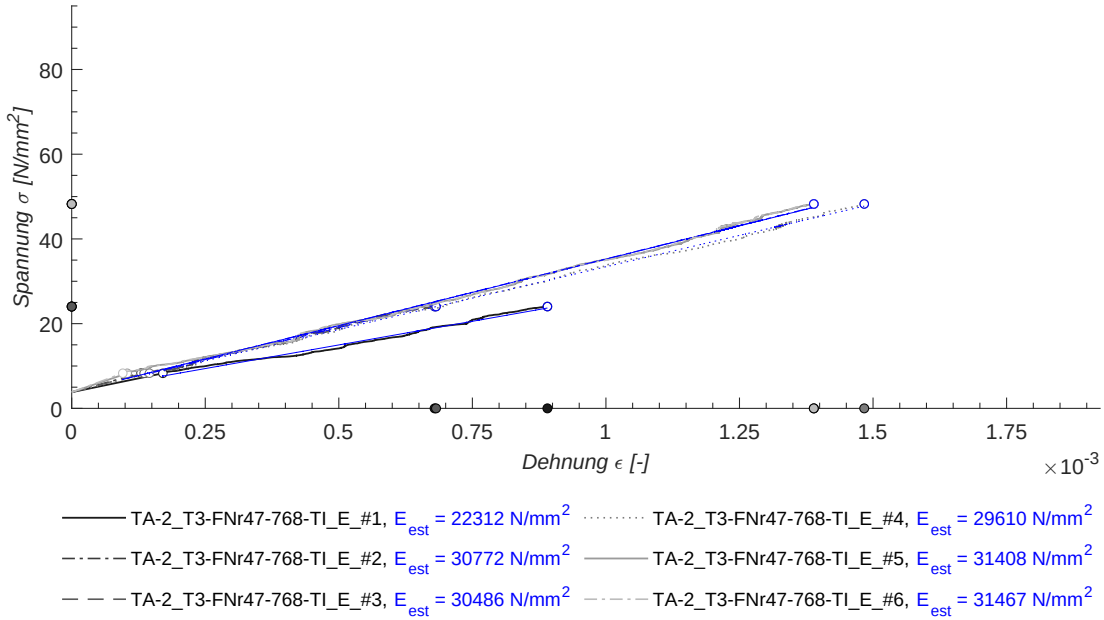


Abbildung A.94 Steifigkeitsreferenz zu Versuchsbeginn. Auswertung für TA-2_T3-FNr47-768-TI_#1, Darstellung aller Zyklen vor Erwärmungsbeginn

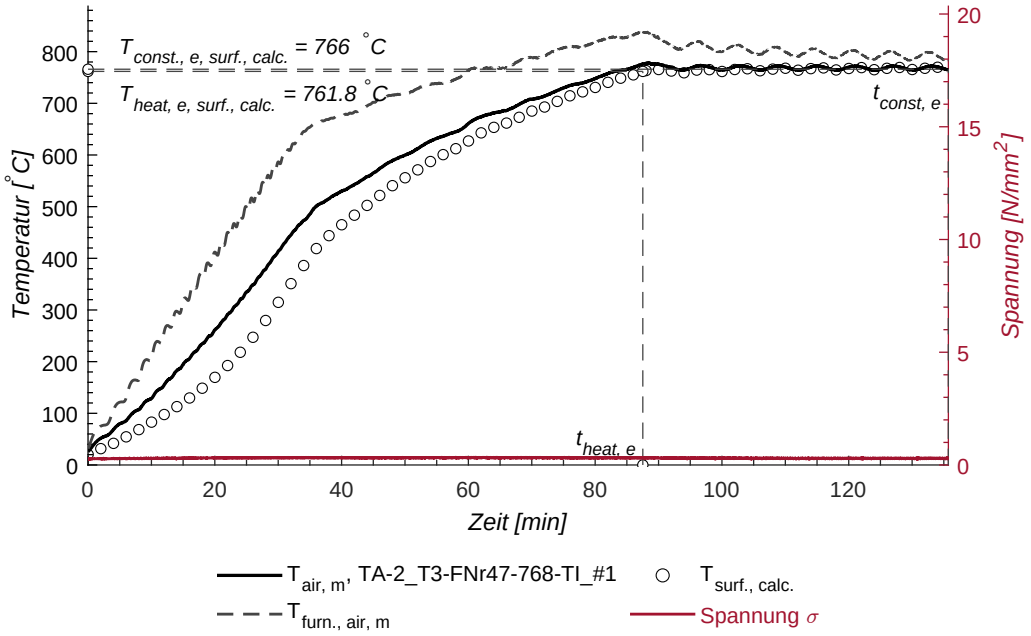


Abbildung A.95 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während der Erwärmung für für TA-2_T3-FNr47-768-TI_#1. Darstellung der Temperatur und Spannung zur Zeit (rechts)

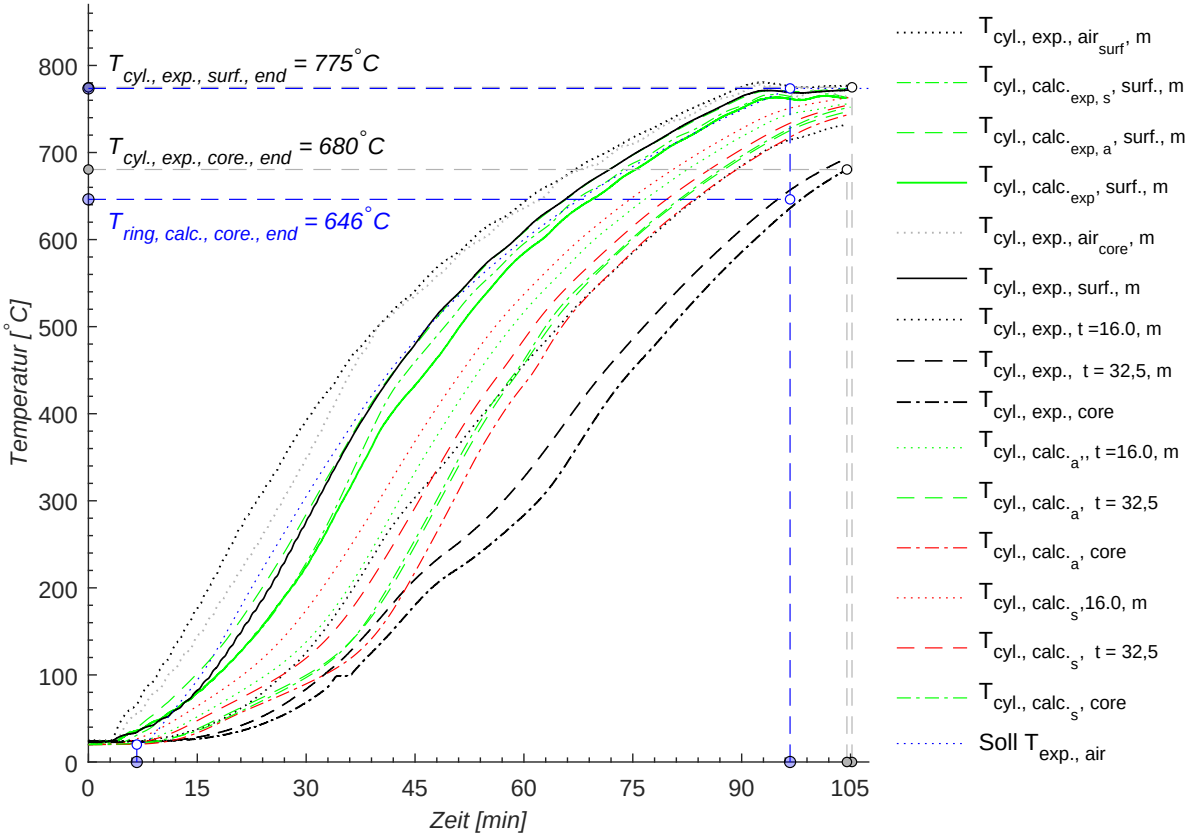


Abbildung A.96 Temperaturverteilung in der Phase 3 des Versuchsablaufs, mit Darstellung der in der Luft (air) an Oberfläche (surf.) und in verschiedenen Tiefen (t in mm bzw. im Kern) auf berechnete (calc.) und experimentell ermittelte (exp.) Temperatur in Vergleich zum Soll-Wert basierend auf der Substruktur (ring) aus der Stütze.

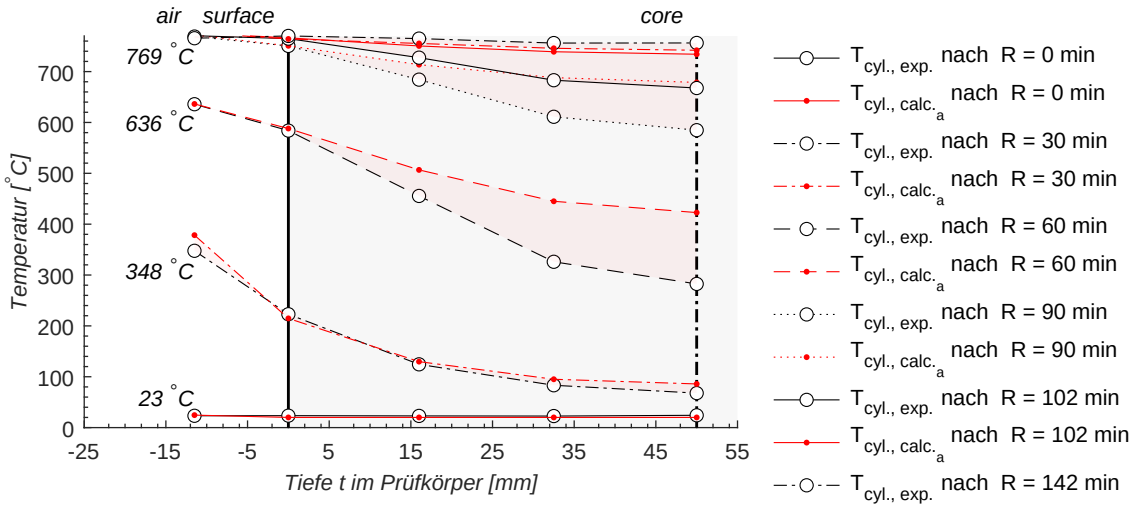


Abbildung A.97 Temperaturverteilung in der Phase 3 des Versuchsablaufs Darstellung der Durchwärmung einer Prüfkörperhälfte in Schnittdarstellung im Vergleich von berechneten (calc.) zu und experimentell ermittelten (exp.) Werten.

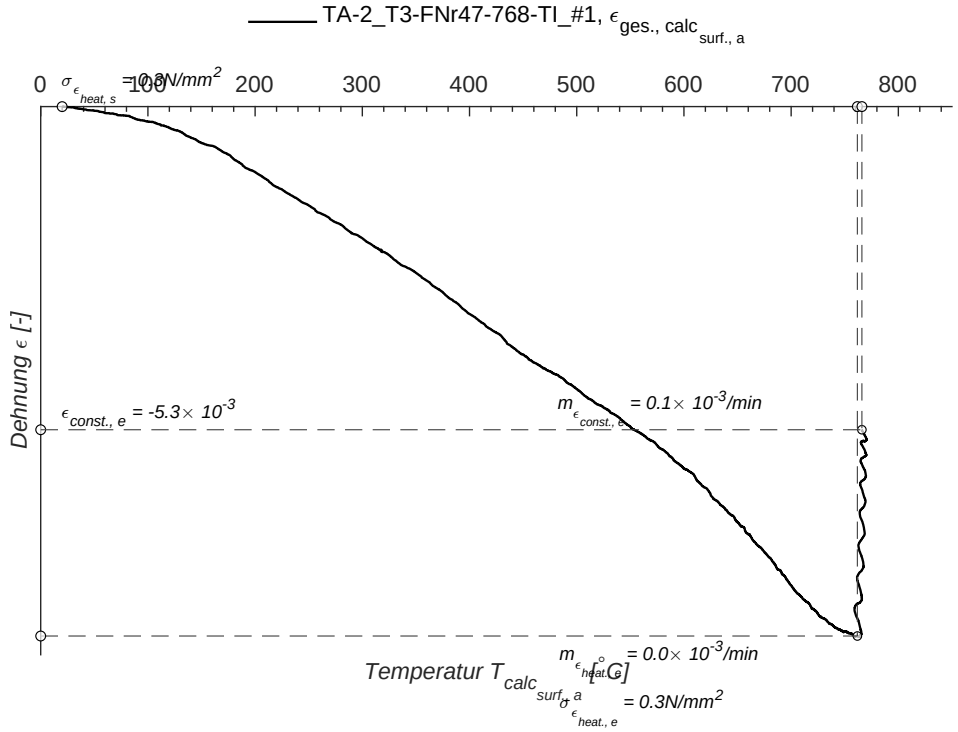


Abbildung A.98 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während der Erwärmung für für TA-2_T3-FNr47-768-TI_#1. Darstellung der Dehnungen zur Temperatur

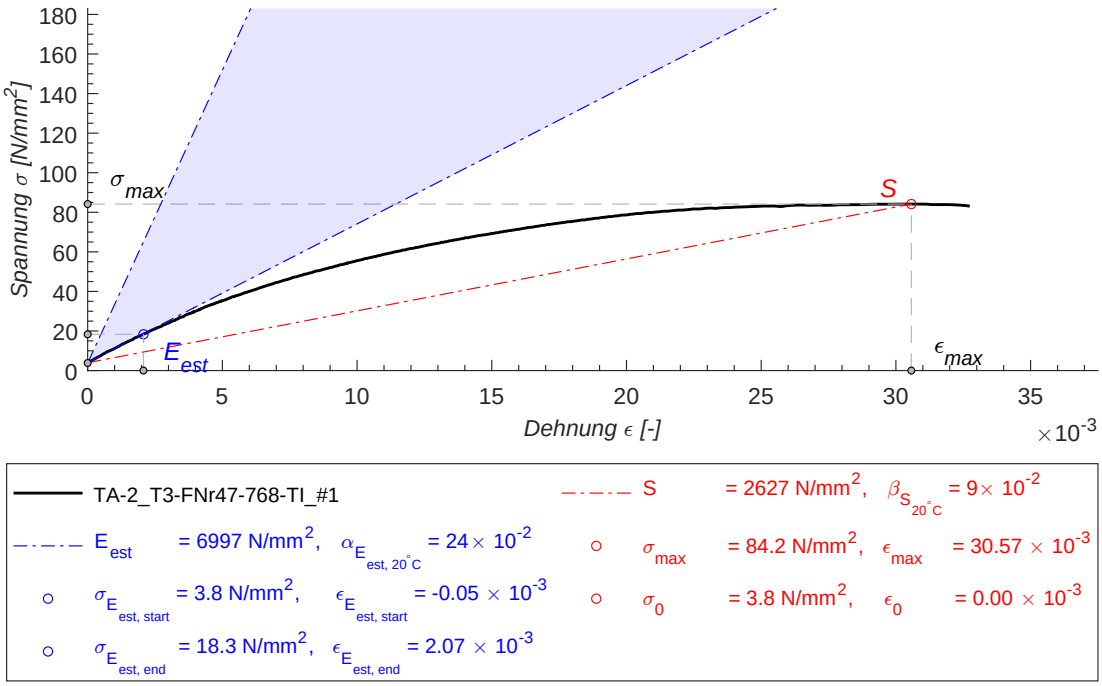


Abbildung A.99 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während des Bruchversuchs für für TA-2_T3-FNr47-768-TI_#1. Darstellung der Spannung zur Dehnung

Versuch: TA-2_T3-FNr47-774_#1

Abbildung A.100 Fotodokumentation für TA-2_T3-FNr47-774_#1, Darstellung zu Beginn (links) und am Ende (rechts) des Versuchs

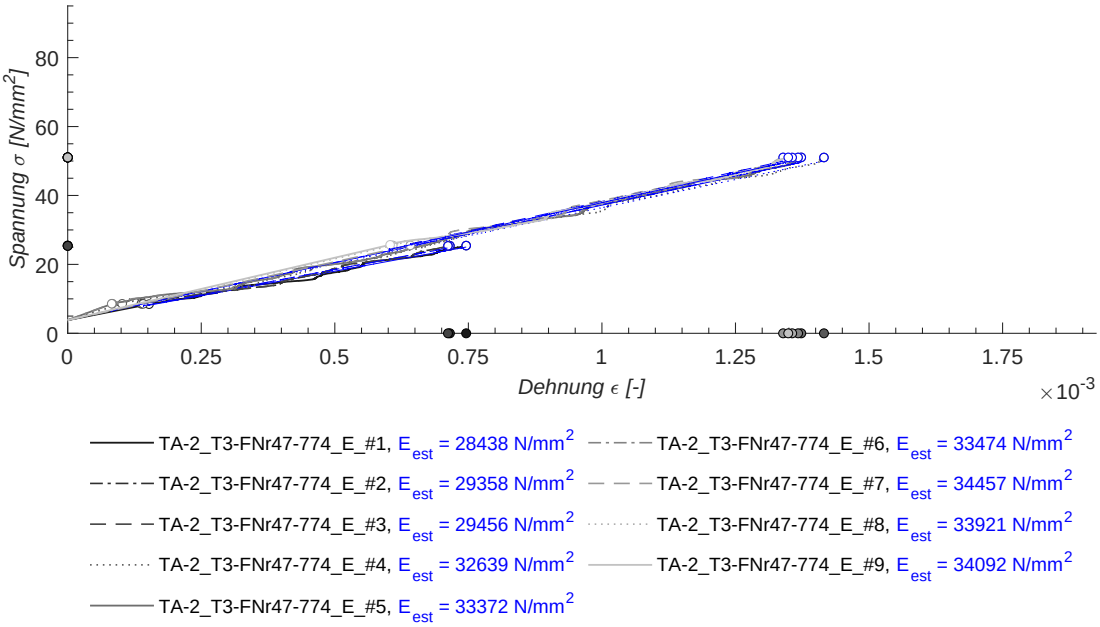


Abbildung A.101 Steifigkeitsreferenz zu Versuchsbeginn. Auswertung für TA-2_T3-FNr47-774_#1, Darstellung aller Zyklen vor Erwärmungsbeginn

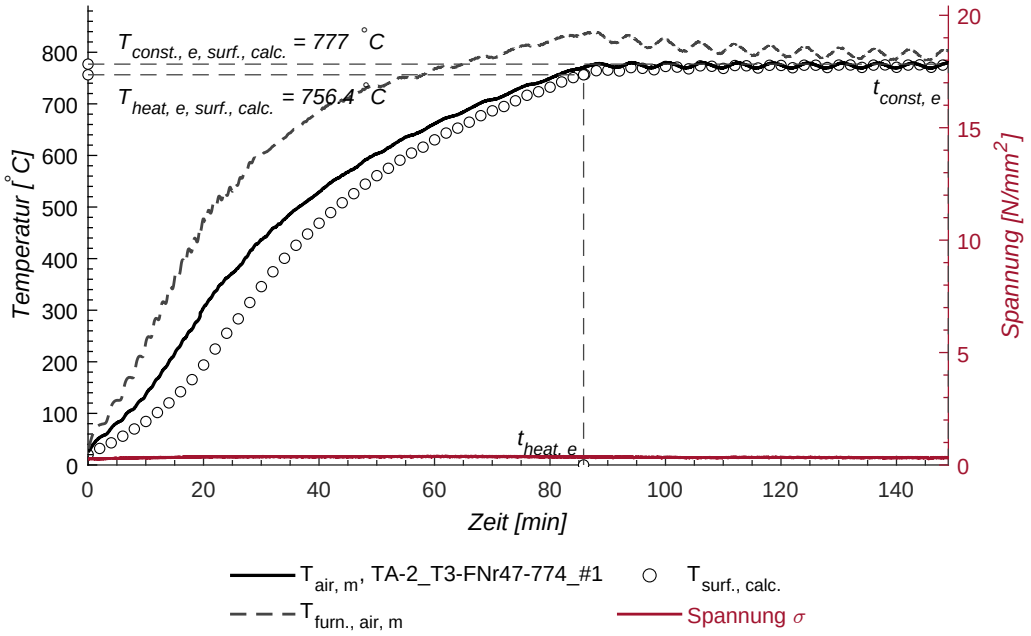


Abbildung A.102 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während der Erwärmung für für TA-2_T3-FNr47-774_#1. Darstellung der Temperatur und Spannung zur Zeit (rechts)

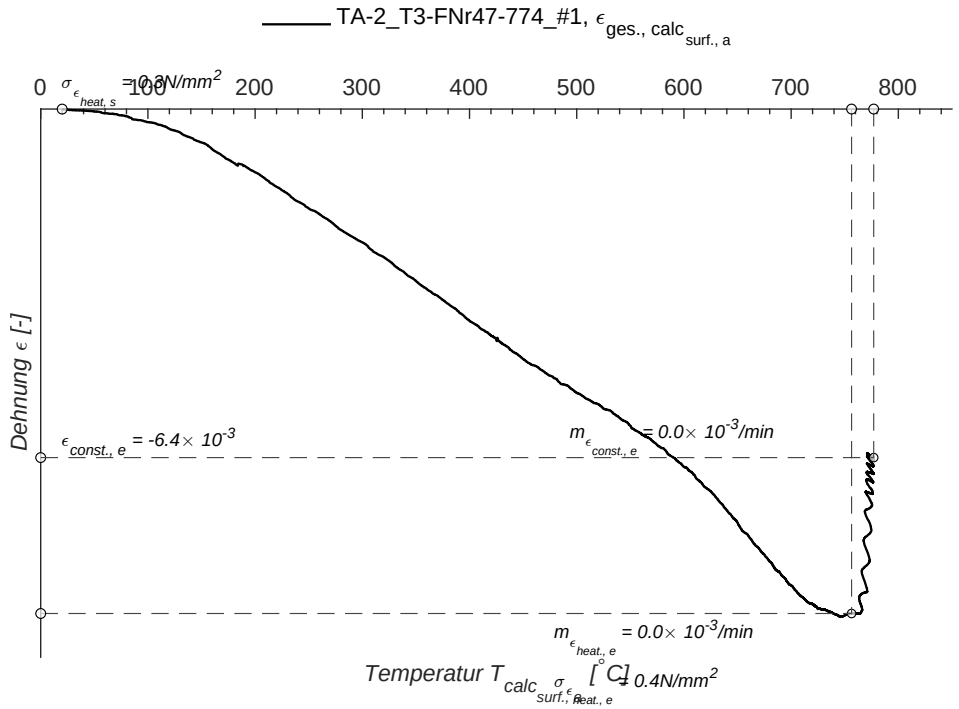


Abbildung A.103 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während der Erwärmung für für TA-2_T3-FNr47-774_#1. Darstellung der Dehnungen zur Temperatur

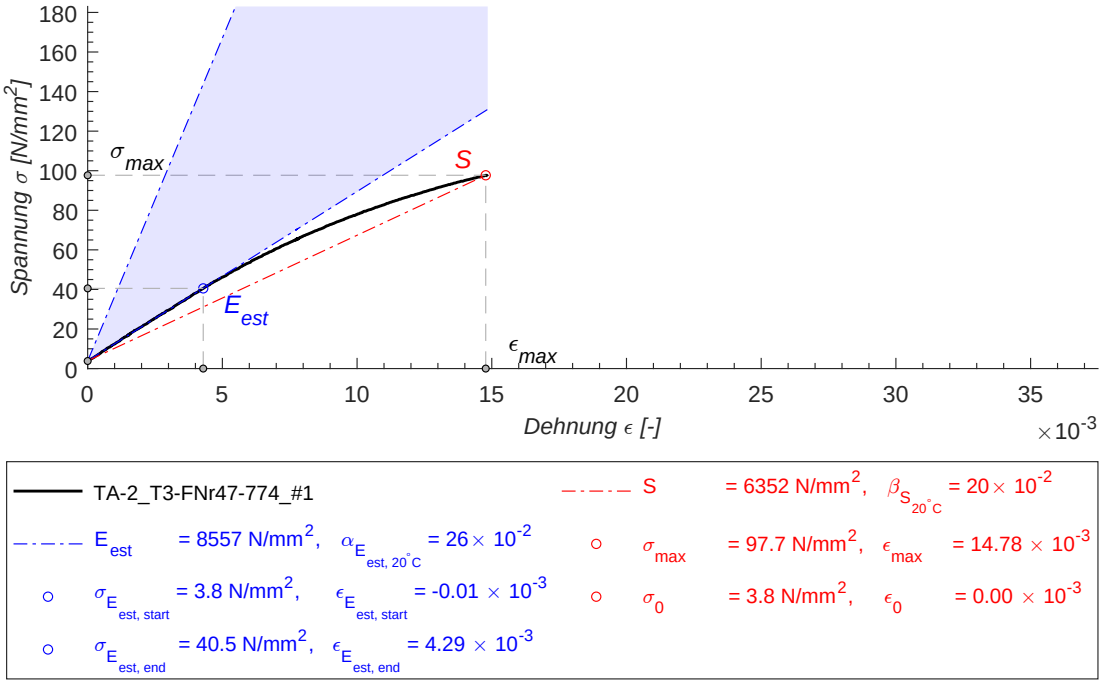


Abbildung A.104 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während des Bruchversuchs für für TA-2_T3-FNr47-774_#1. Darstellung der Spannung zur Dehnung

Versuch: TA-2_T3-FNr47-774_#2

Abbildung A.105 Fotodokumentation für TA-2_T3-FNr47-774_#2, Darstellung zu Beginn (links) und am Ende (rechts) des Versuchs

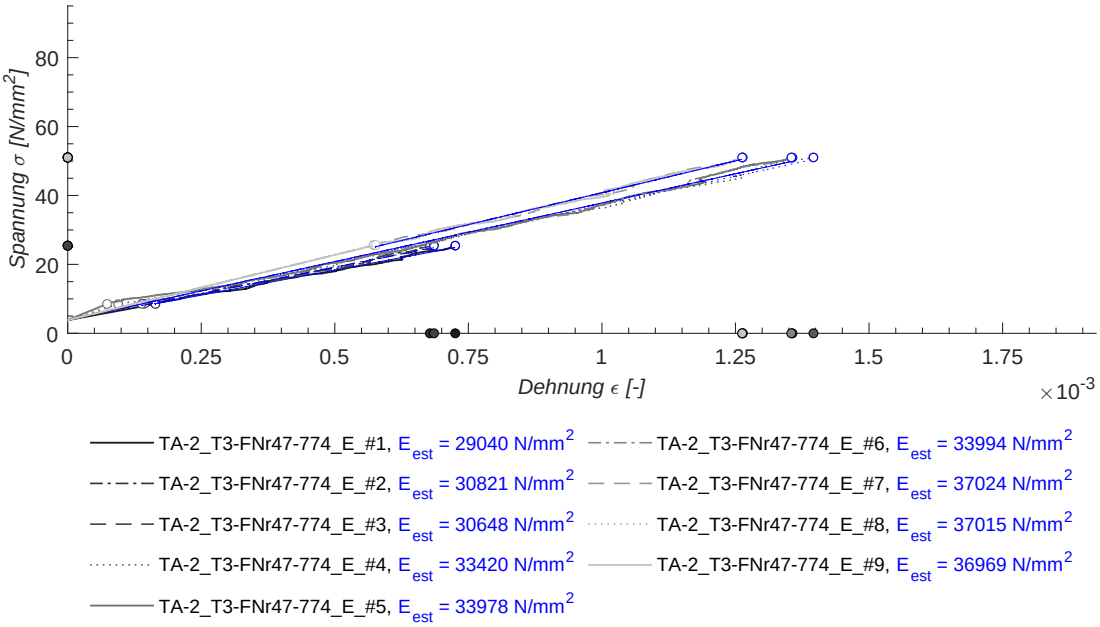


Abbildung A.106 Steifigkeitsreferenz zu Versuchsbeginn. Auswertung für TA-2_T3-FNr47-774_#2, Darstellung aller Zyklen vor Erwärmungsbeginn

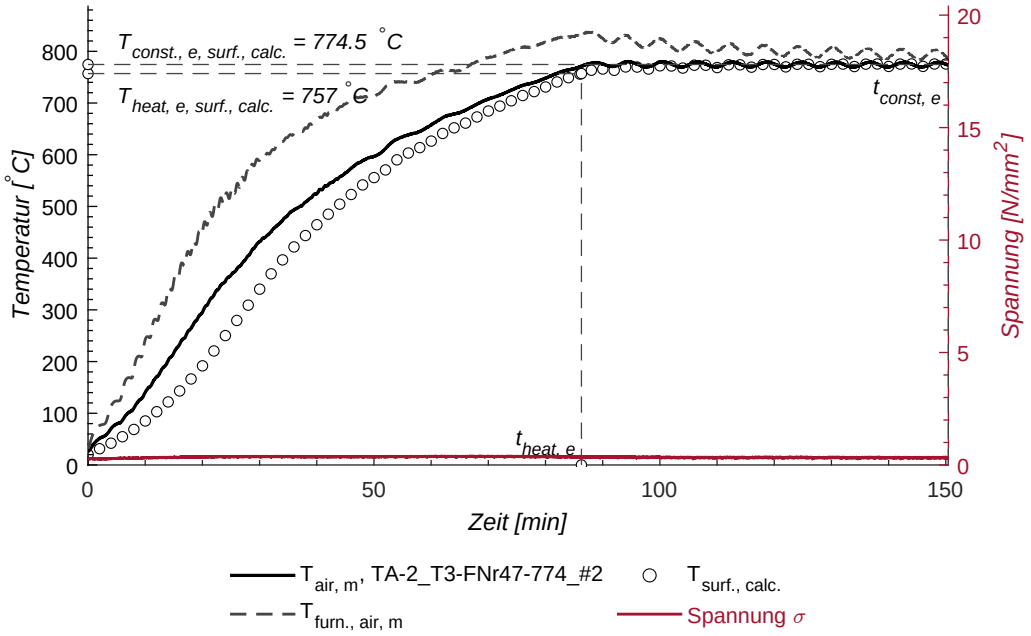


Abbildung A.107 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während der Erwärmung für für TA-2_T3-FNr47-774_#2. Darstellung der Temperatur und Spannung zur Zeit (rechts)

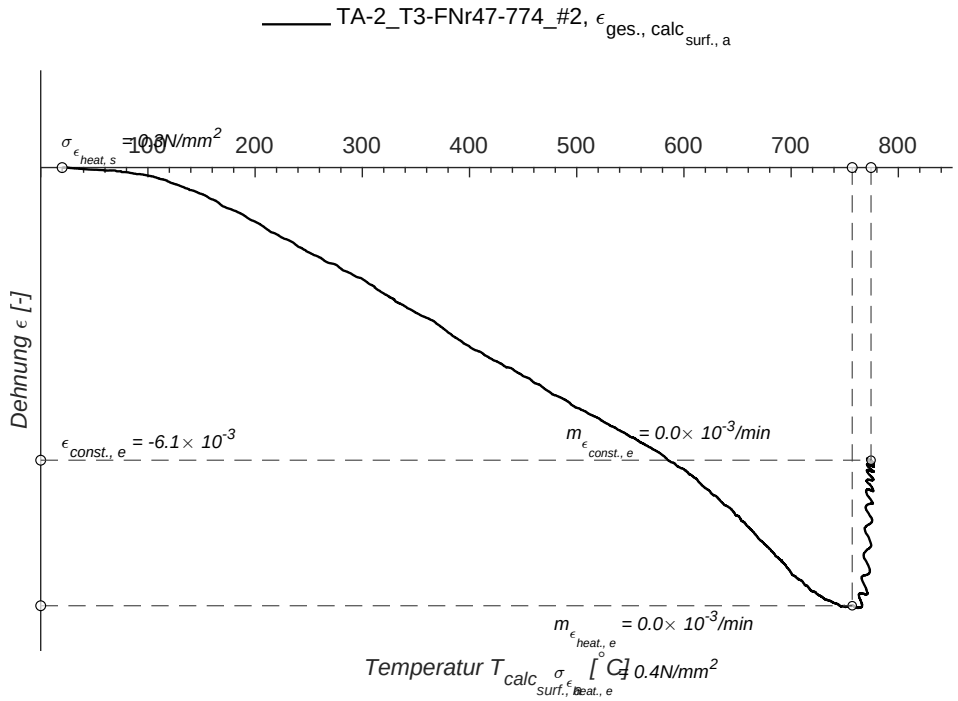


Abbildung A.108 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während der Erwärmung für für TA-2_T3-FNr47-774_#2. Darstellung der Dehnungen zur Temperatur

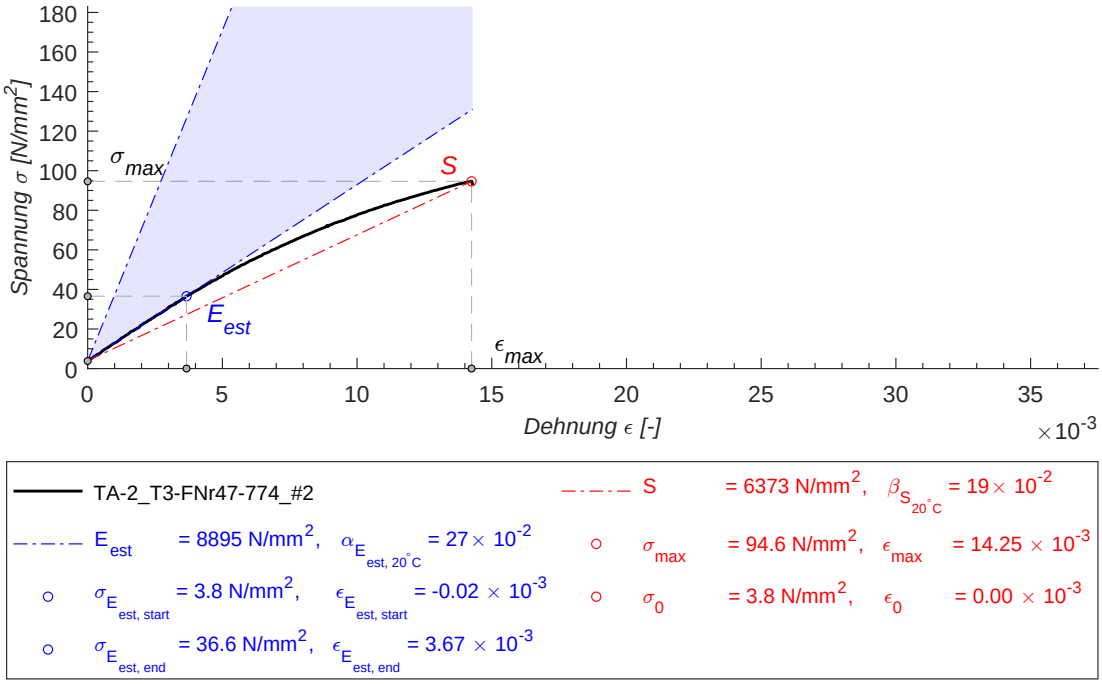


Abbildung A.109 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während des Bruchversuchs für für TA-2_T3-FNr47-774_#2. Darstellung der Spannung zur Dehnung

Versuch: TB-20_T3-FNr47-774_#1

Abbildung A.110 Fotodokumentation für TB-20_T3-FNr47-774_#1, Darstellung zu Beginn (links) und am Ende (rechts) des Versuchs

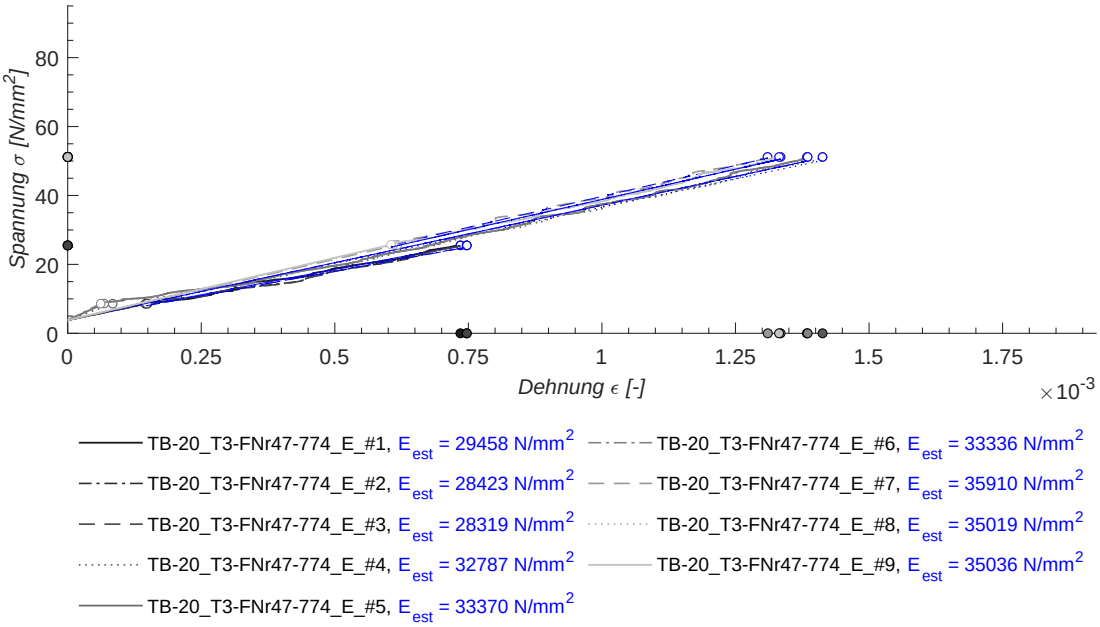


Abbildung A.111 Steifigkeitsreferenz zu Versuchsbeginn. Auswertung für TB-20_T3-FNr47-774_#1, Darstellung aller Zyklen vor Erwärmungsbeginn

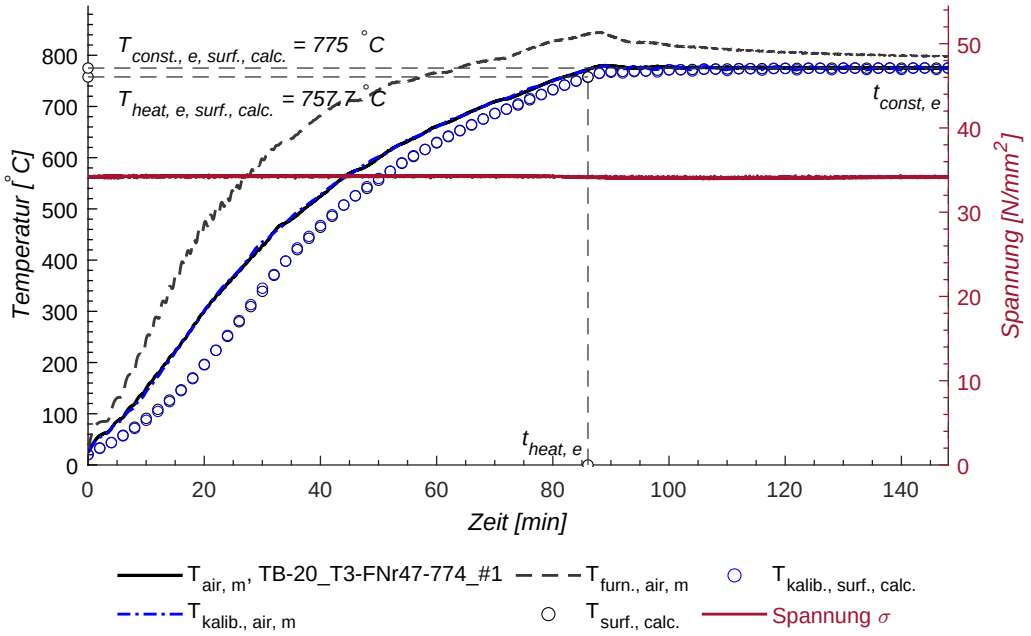


Abbildung A.112 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während der Erwärmung für für TB-20_T3-FNr47-774_#1. Darstellung der Temperatur und Spannung zur Zeit (rechts)

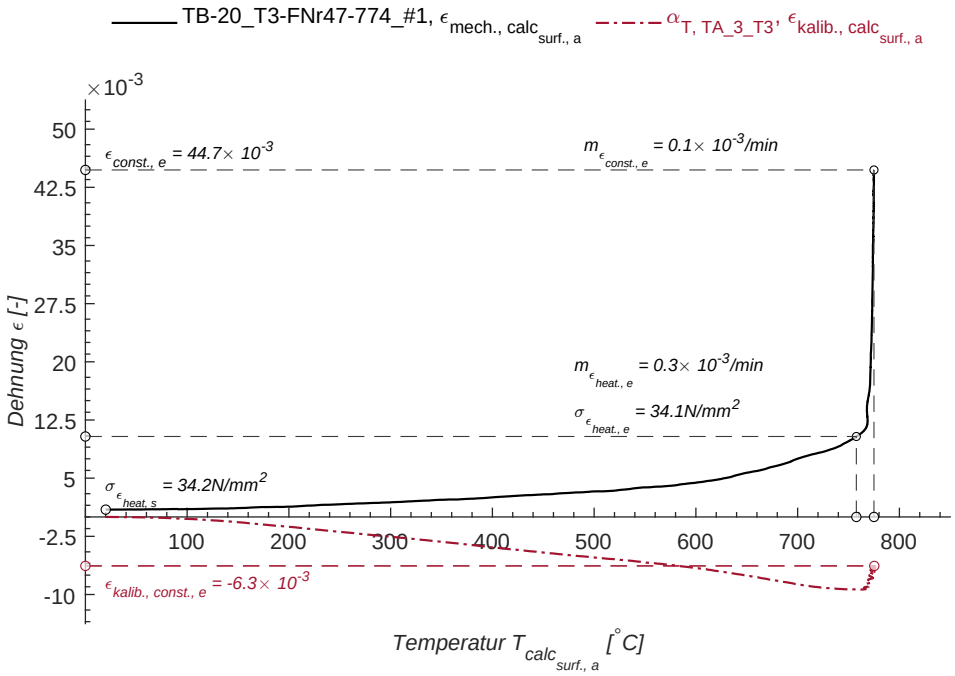


Abbildung A.113 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während der Erwärmung für für TB-20_T3-FNr47-774_#1. Darstellung der Dehnungen zur Temperatur

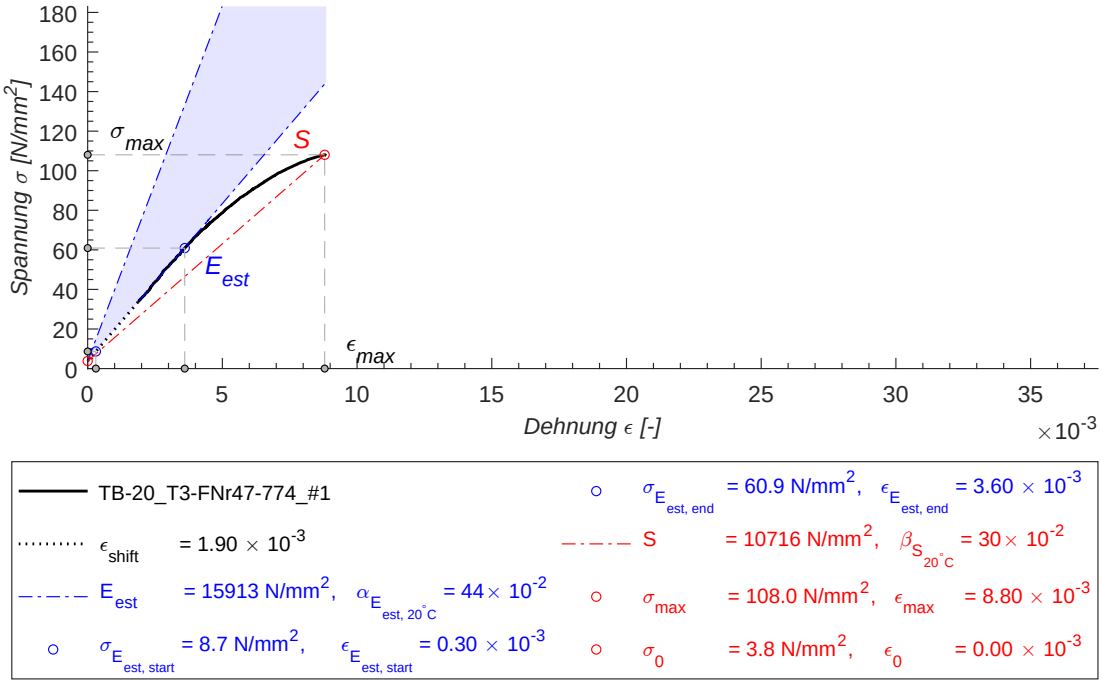


Abbildung A.114 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während des Bruchversuchs für für TB-20_T3-FNr47-774_#1. Darstellung der Spannung zur Dehnung

Versuch: TB-20_T3-FNr47-774_#2

Abbildung A.115 Fotodokumentation für TB-20_T3-FNr47-774_#2, Darstellung zu Beginn (links) und am Ende (rechts) des Versuchs

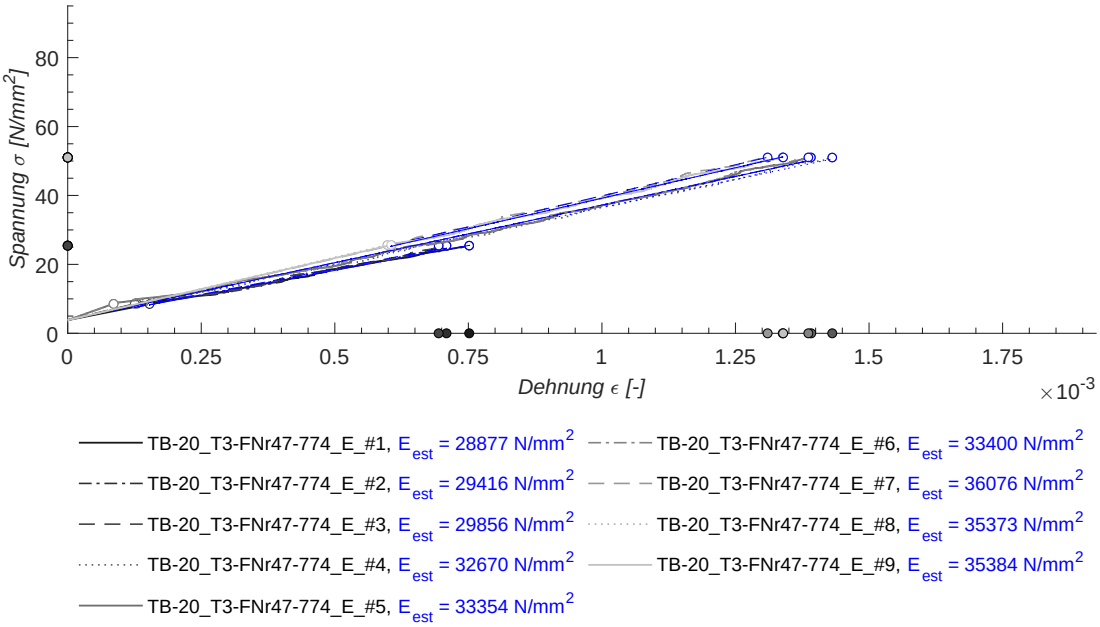


Abbildung A.116 Steifigkeitsreferenz zu Versuchsbeginn. Auswertung für TB-20_T3-FNr47-774_#2, Darstellung aller Zyklen vor Erwärmungsbeginn

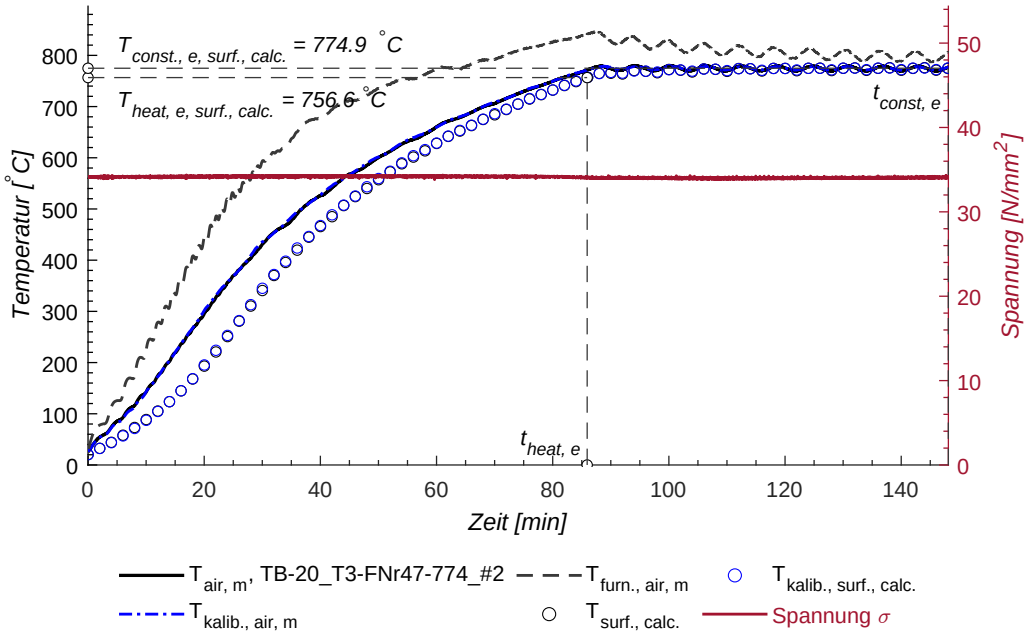


Abbildung A.117 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während der Erwärmung für für TB-20_T3-FNr47-774_#2. Darstellung der Temperatur und Spannung zur Zeit (rechts)

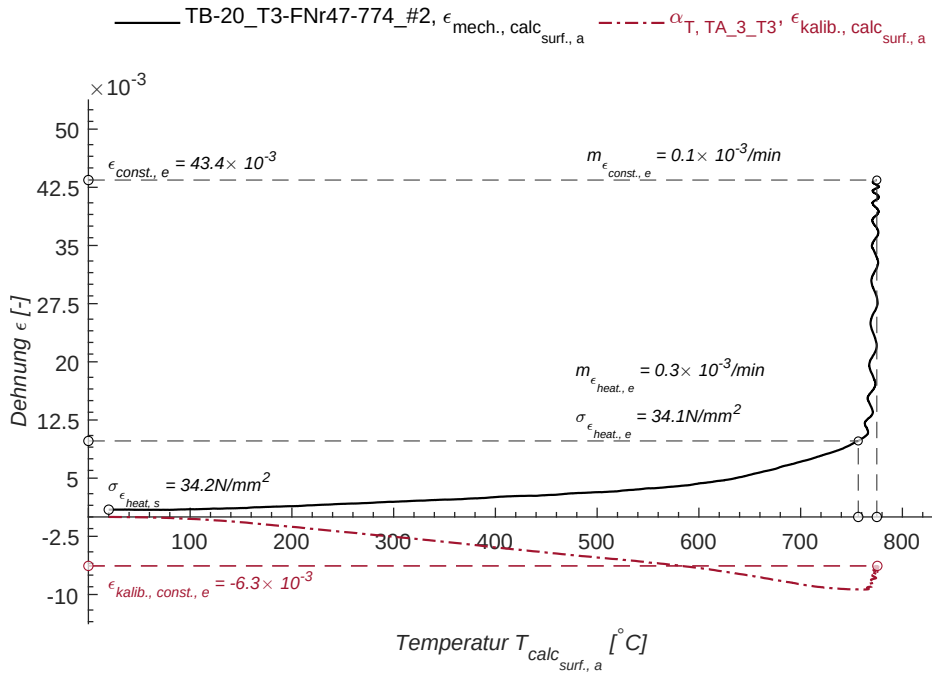


Abbildung A.118 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während der Erwärmung für für TB-20_T3-FNr47-774_#2. Darstellung der Dehnungen zur Temperatur

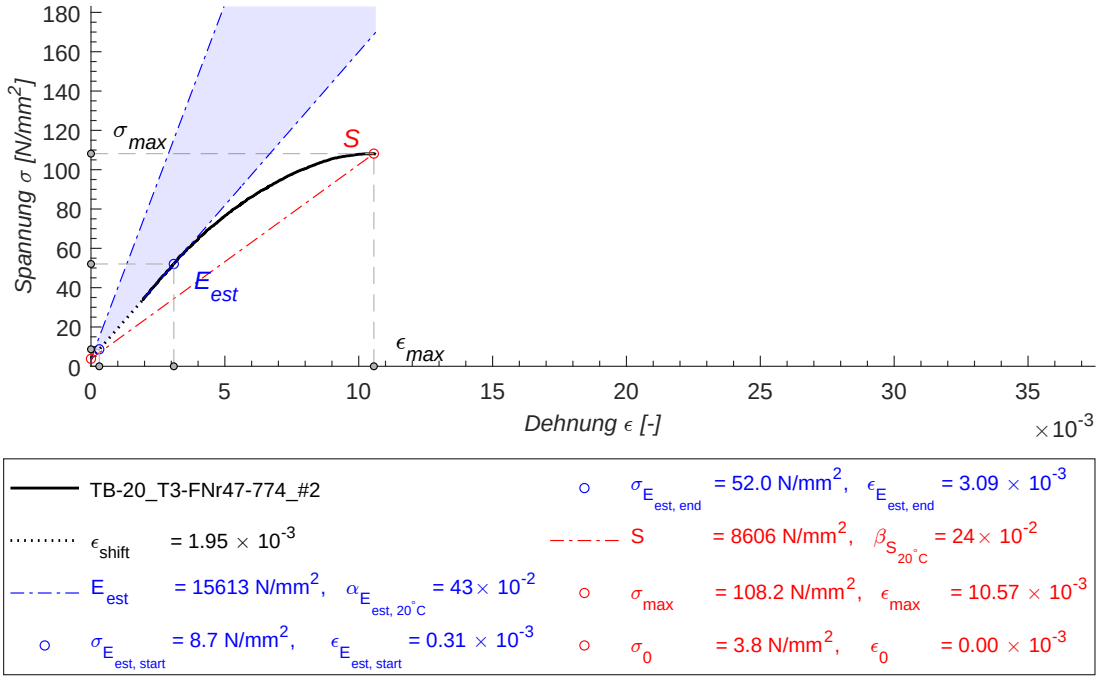


Abbildung A.119 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während des Bruchversuchs für für TB-20_T3-FNr47-774_#2. Darstellung der Spannung zur Dehnung

Versuch: TB-30_T3-FNr47-774_#1

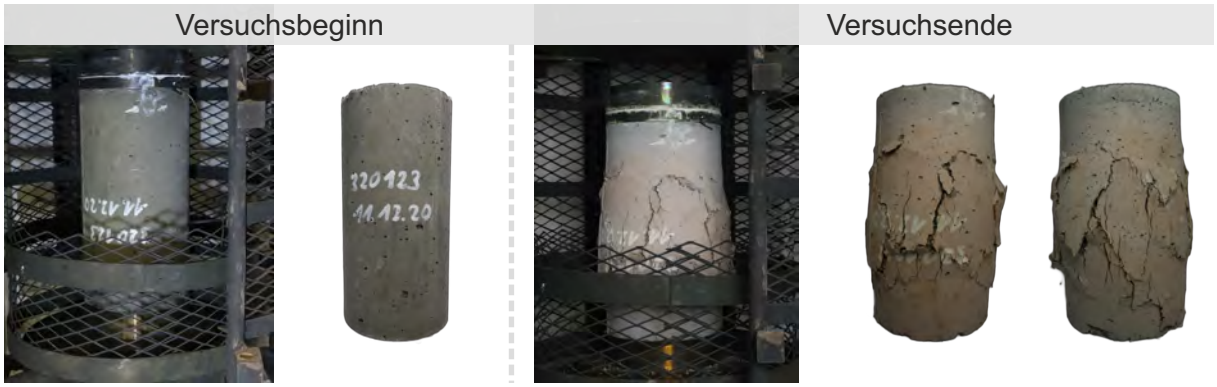


Abbildung A.120 Fotodokumentation für TB-30_T3-FNr47-774_#1, Darstellung zu Beginn (links) und am Ende (rechts) des Versuchs

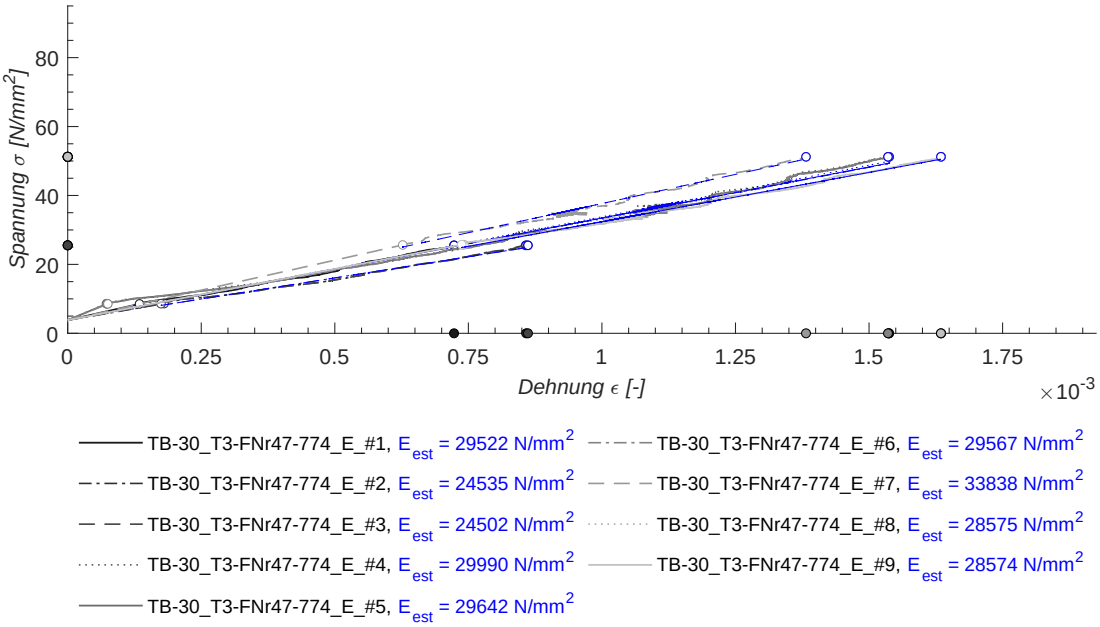


Abbildung A.121 Steifigkeitsreferenz zu Versuchsbeginn. Auswertung für TB-30_T3-FNr47-774_#1, Darstellung aller Zyklen vor Erwärmungsbeginn

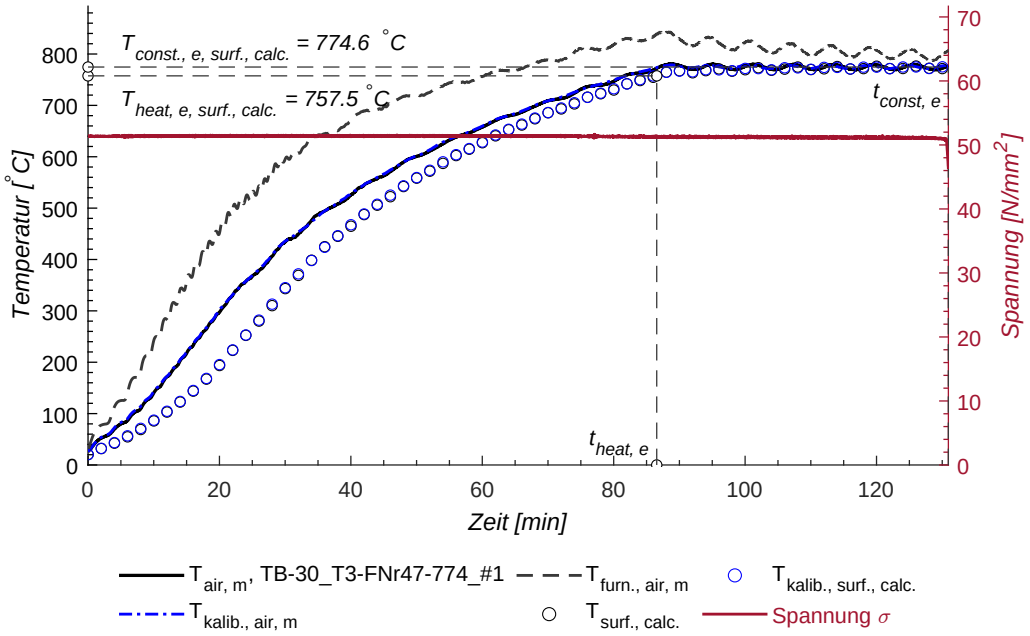


Abbildung A.122 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während der Erwärmung für für TB-30_T3-FNr47-774_#1. Darstellung der Temperatur und Spannung zur Zeit (rechts)

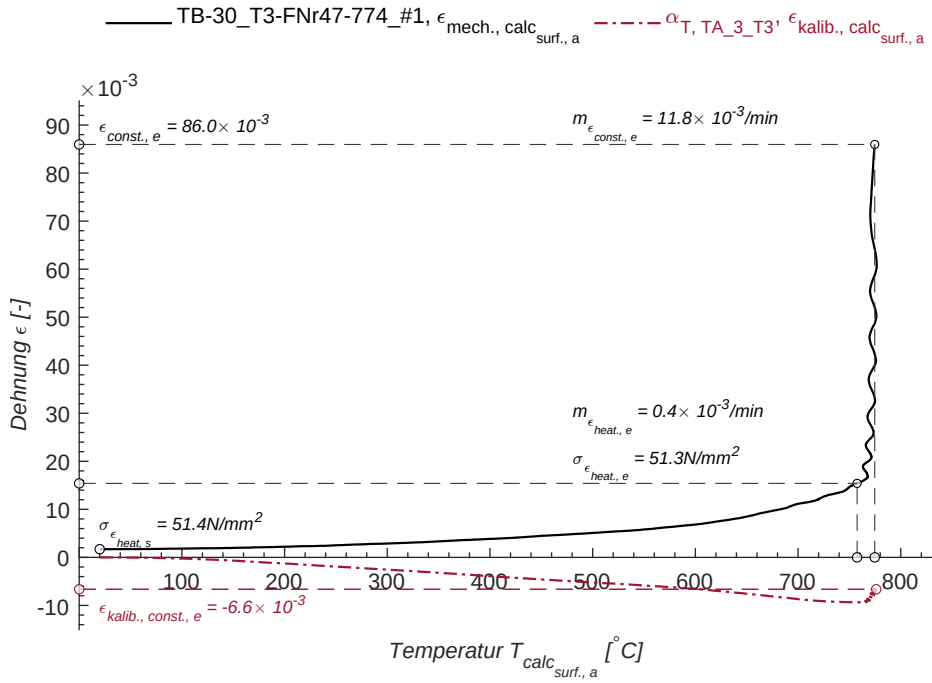


Abbildung A.123 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während der Erwärmung für für TB-30_T3-FNr47-774_#1. Darstellung der Dehnungen zur Temperatur

Versuch: TA-3_T3-FNr47-2-774_#1

Abbildung A.124 Fotodokumentation für TA-3_T3-FNr47-2-774_#1, Darstellung zu Beginn (links) und am Ende (rechts) des Versuchs

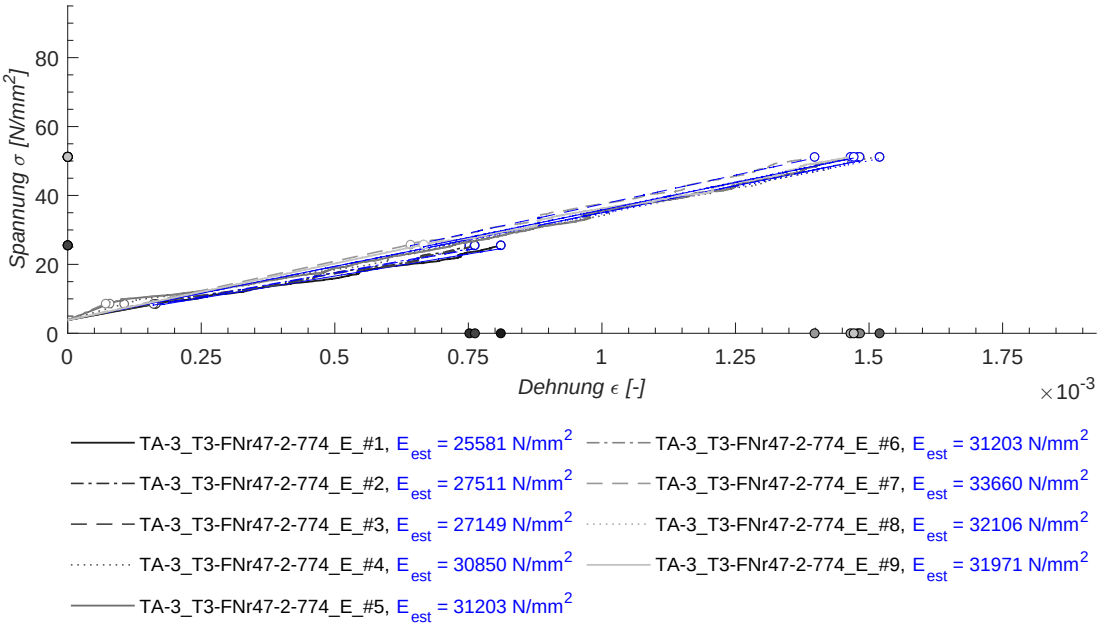


Abbildung A.125 Steifigkeitsreferenz zu Versuchsbeginn. Auswertung für TA-3_T3-FNr47-2-774_#1, Darstellung aller Zyklen vor Erwärmungsbeginn

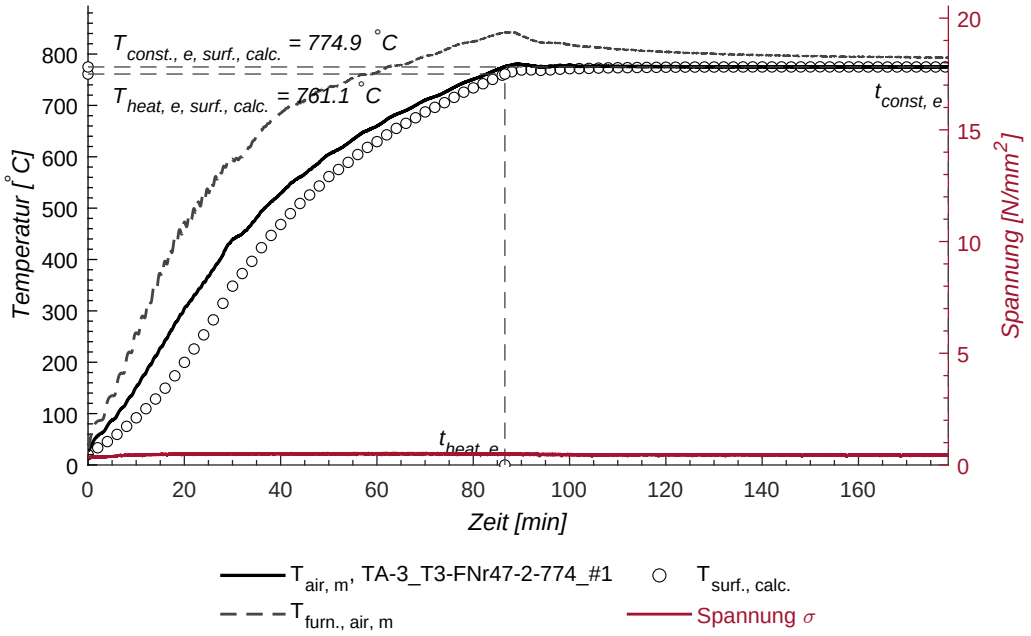


Abbildung A.126 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während der Erwärmung für für TA-3_T3-FNr47-2-774_#1. Darstellung der Temperatur und Spannung zur Zeit (rechts)

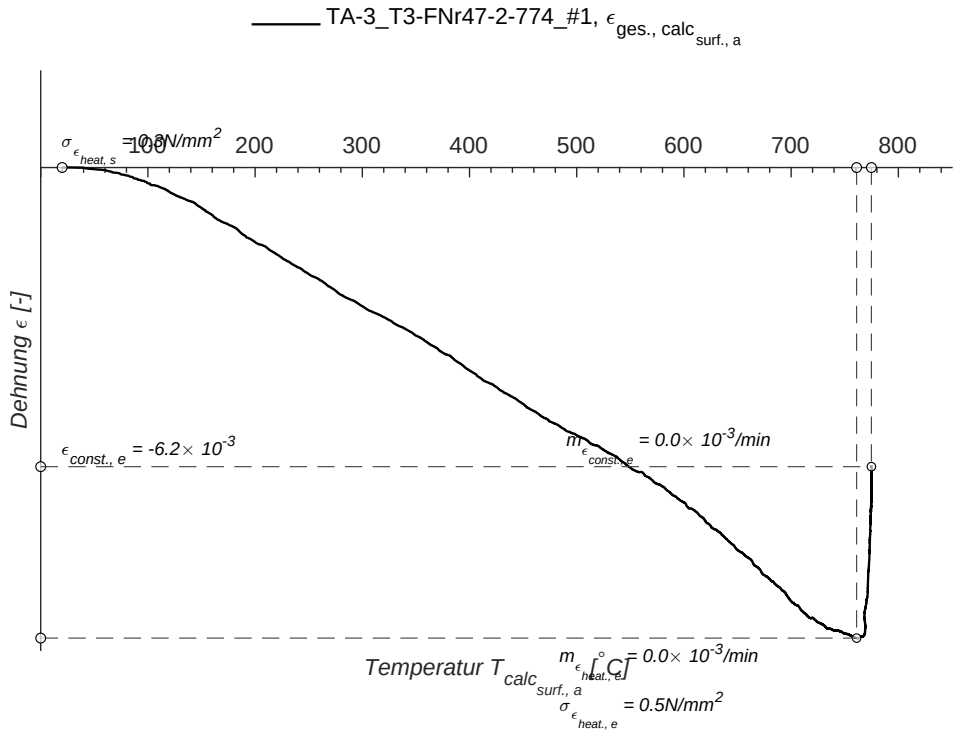


Abbildung A.127 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während der Erwärmung für für TA-3_T3-FNr47-2-774_#1. Darstellung der Dehnungen zur Temperatur

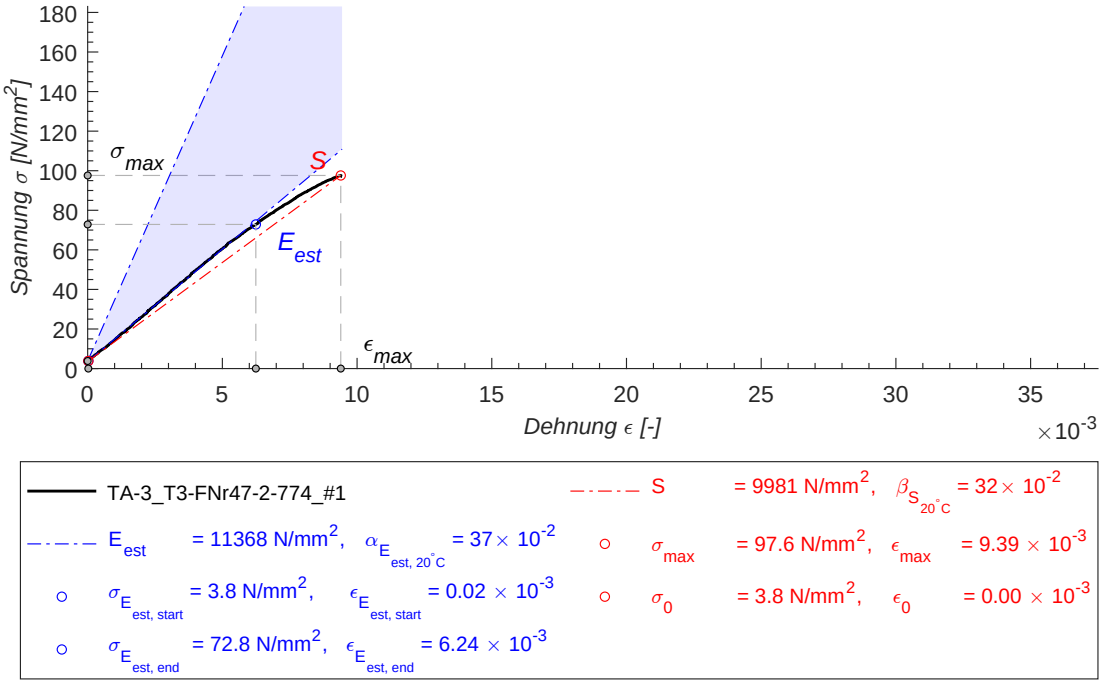


Abbildung A.128 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während des Bruchversuchs für für TA-3_T3-FNr47-2-774_#1. Darstellung der Spannung zur Dehnung

Versuch: TB-20_T3-FNr47-2-774_#1

Abbildung A.129 Fotodokumentation für TB-20_T3-FNr47-2-774_#1, Darstellung zu Beginn (links) und am Ende (rechts) des Versuchs

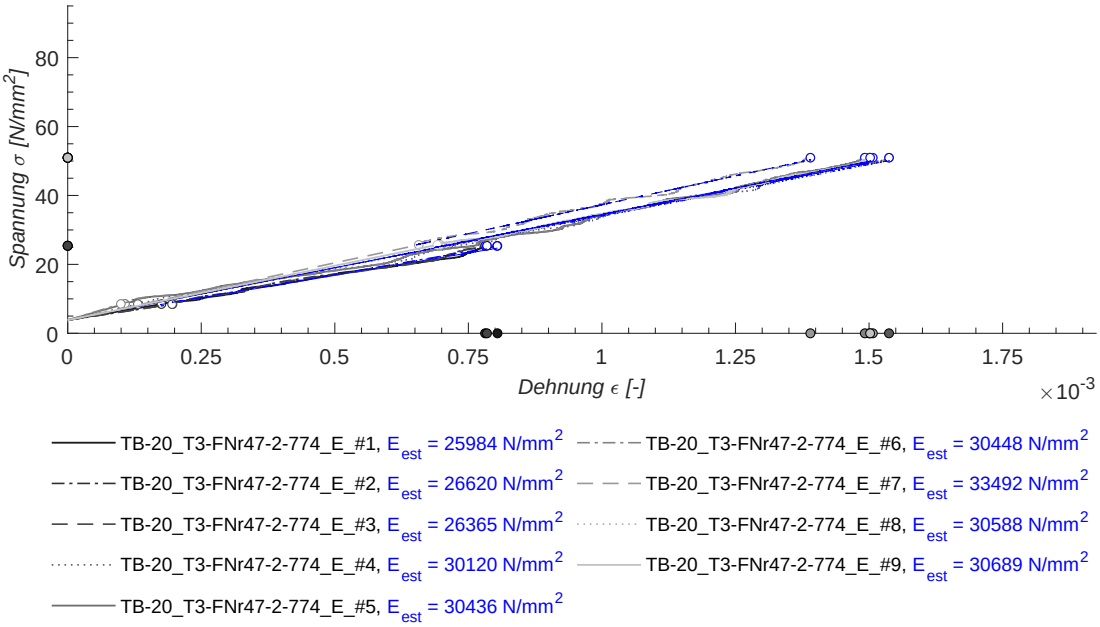


Abbildung A.130 Steifigkeitsreferenz zu Versuchsbeginn. Auswertung für TB-20_T3-FNr47-2-774_#1, Darstellung aller Zyklen vor Erwärmungsbeginn

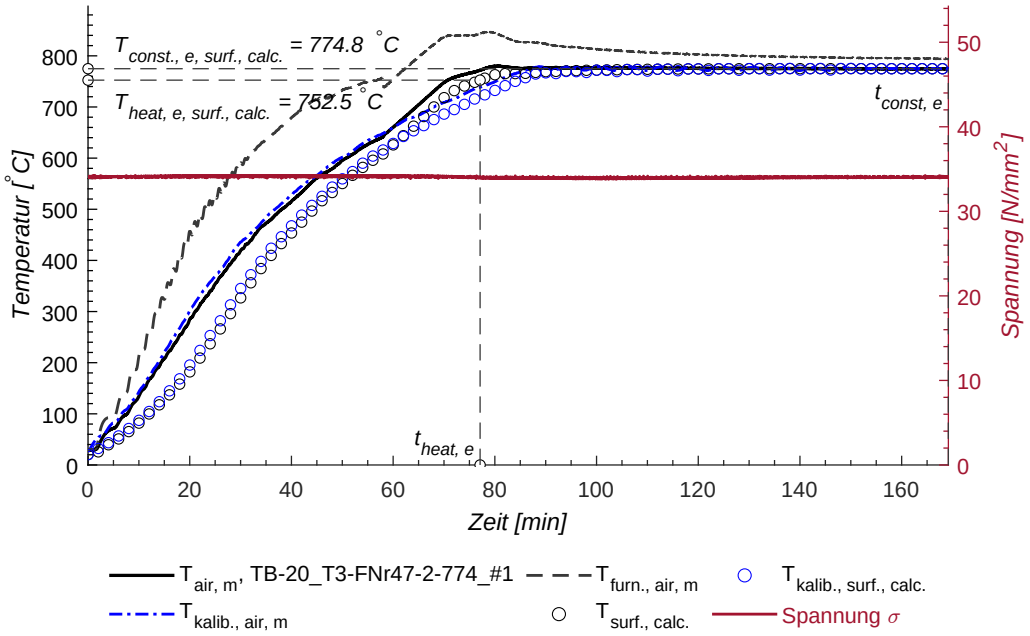


Abbildung A.131 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während der Erwärmung für für TB-20_T3-FNr47-2-774_#1. Darstellung der Temperatur und Spannung zur Zeit (rechts)

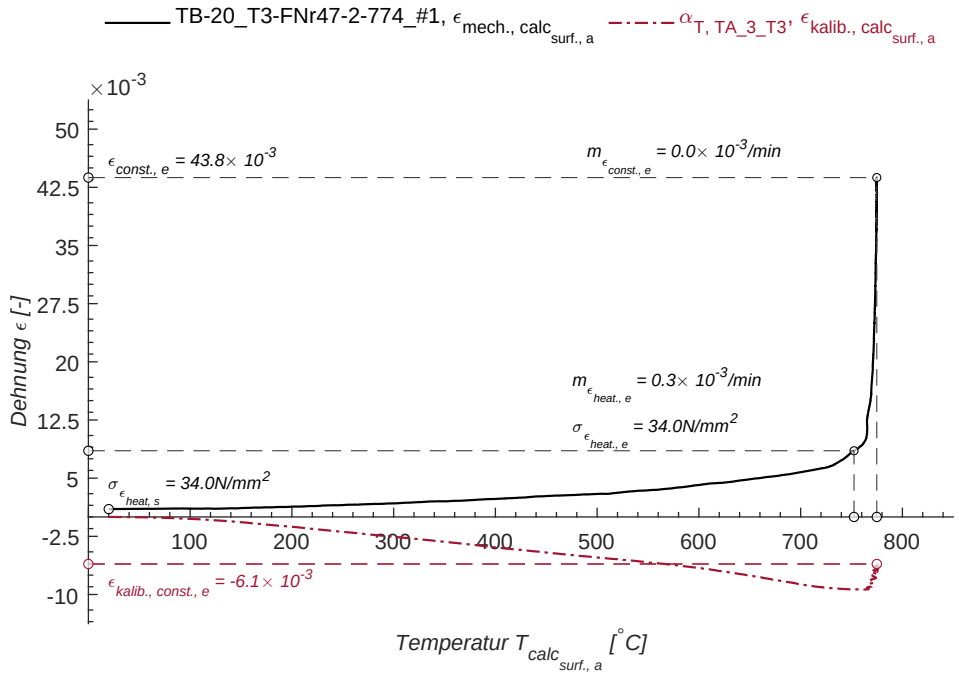


Abbildung A.132 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während der Erwärmung für für TB-20_T3-FNr47-2-774_#1. Darstellung der Dehnungen zur Temperatur

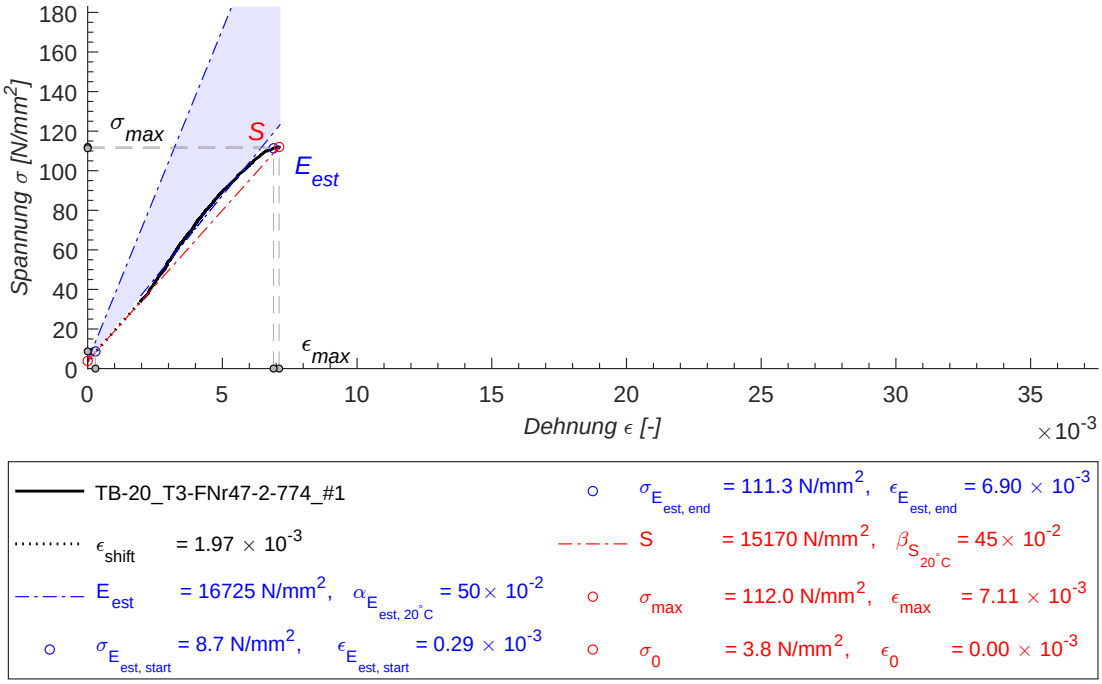


Abbildung A.133 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während des Bruchversuchs für für TB-20_T3-FNr47-2-774_#1. Darstellung der Spannung zur Dehnung

Versuch: TA-2_T2-FNr47-768_#1

Abbildung A.134 Fotodokumentation für TA-2_T2-FNr47-768_#1, Darstellung zu Beginn (links) und am Ende (rechts) des Versuchs

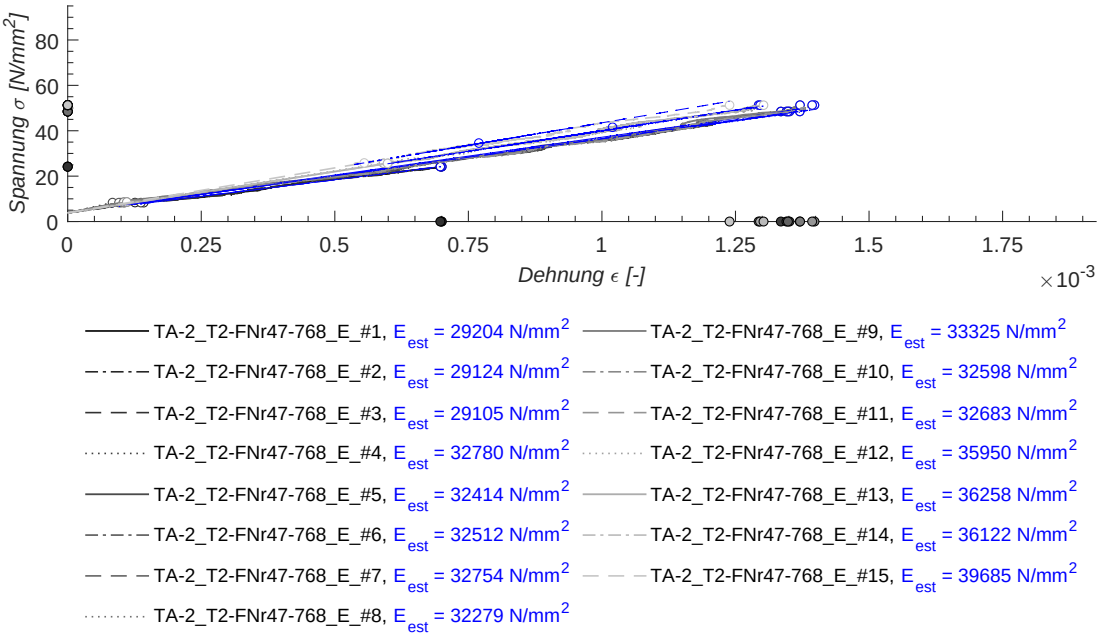


Abbildung A.135 Steifigkeitsreferenz zu Versuchsbeginn. Auswertung für TA-2_T2-FNr47-768_#1, Darstellung aller Zyklen vor Erwärmungsbeginn

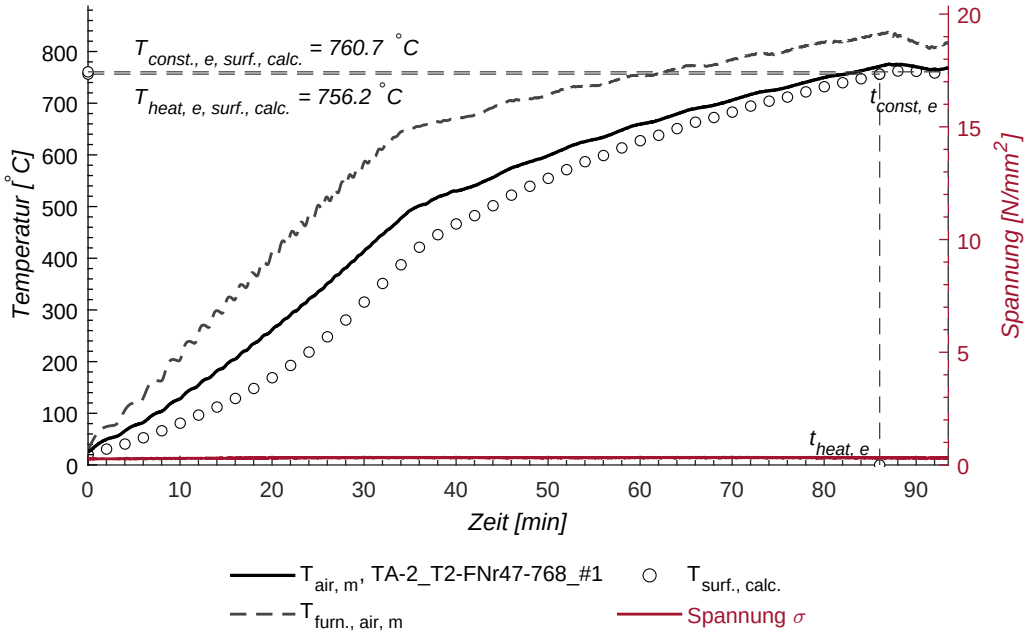


Abbildung A.136 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während der Erwärmung für für TA-2_T2-FNr47-768_#1. Darstellung der Temperatur und Spannung zur Zeit (rechts)

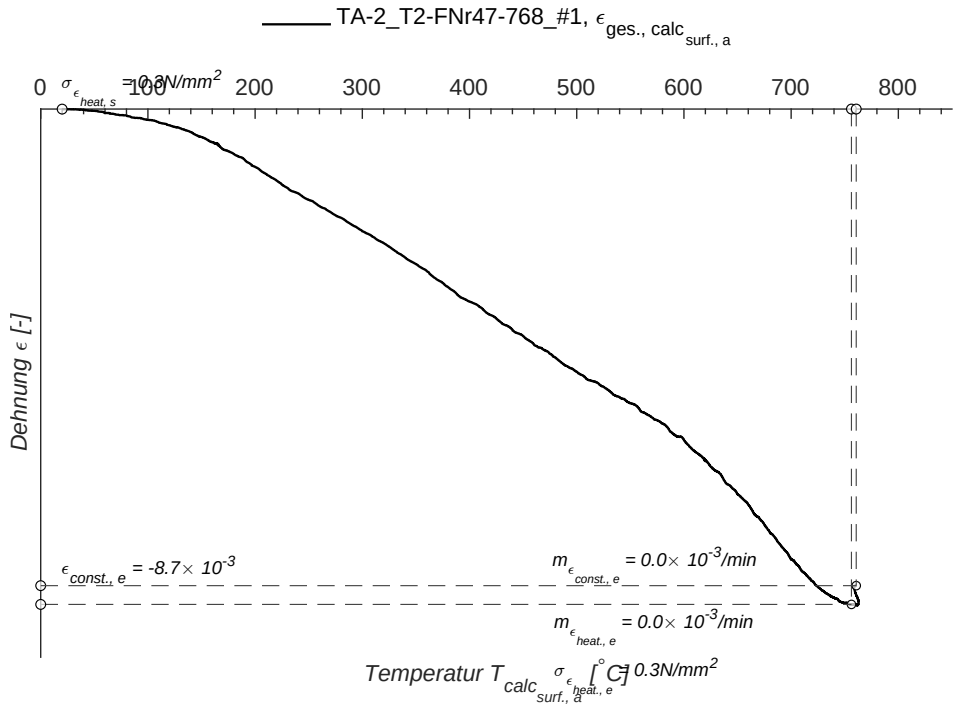


Abbildung A.137 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während der Erwärmung für für TA-2_T2-FNr47-768_#1. Darstellung der Dehnungen zur Temperatur

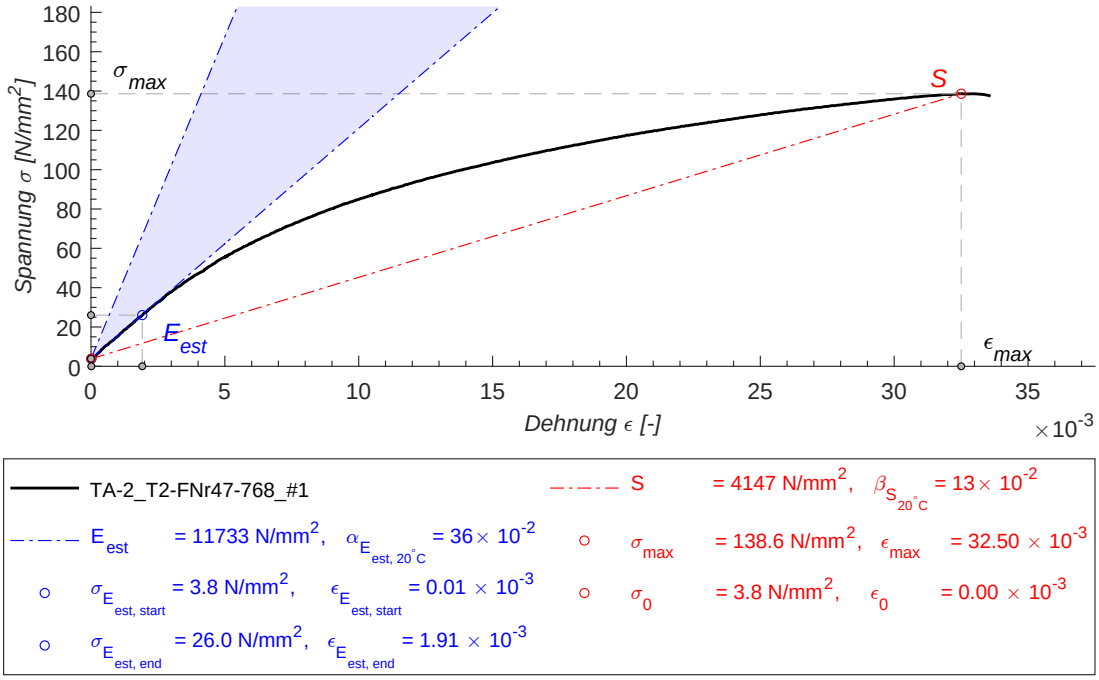


Abbildung A.138 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während des Bruchversuchs für für TA-2_T2-FNr47-768_#1. Darstellung der Spannung zur Dehnung

Versuch: TB-30_T2-FNr47-768_#1

Abbildung A.139 Fotodokumentation für TB-30_T2-FNr47-768_#1, Darstellung zu Beginn (links) und am Ende (rechts) des Versuchs

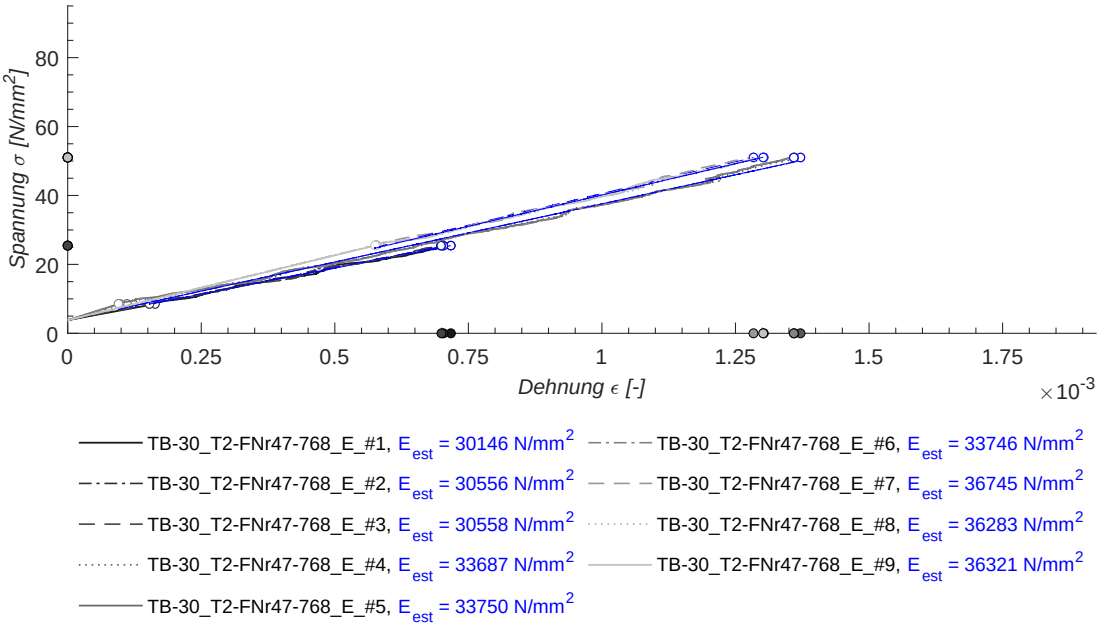


Abbildung A.140 Steifigkeitsreferenz zu Versuchsbeginn. Auswertung für TB-30_T2-FNr47-768_#1, Darstellung aller Zyklen vor Erwärmungsbeginn

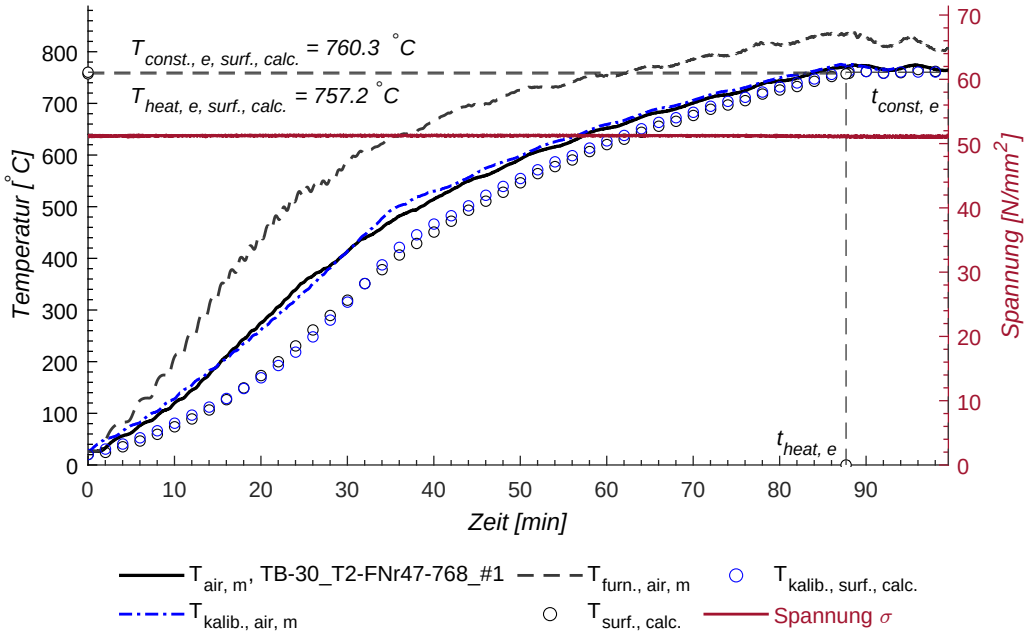


Abbildung A.141 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während der Erwärmung für für TB-30_T2-FNr47-768_#1. Darstellung der Temperatur und Spannung zur Zeit (rechts)

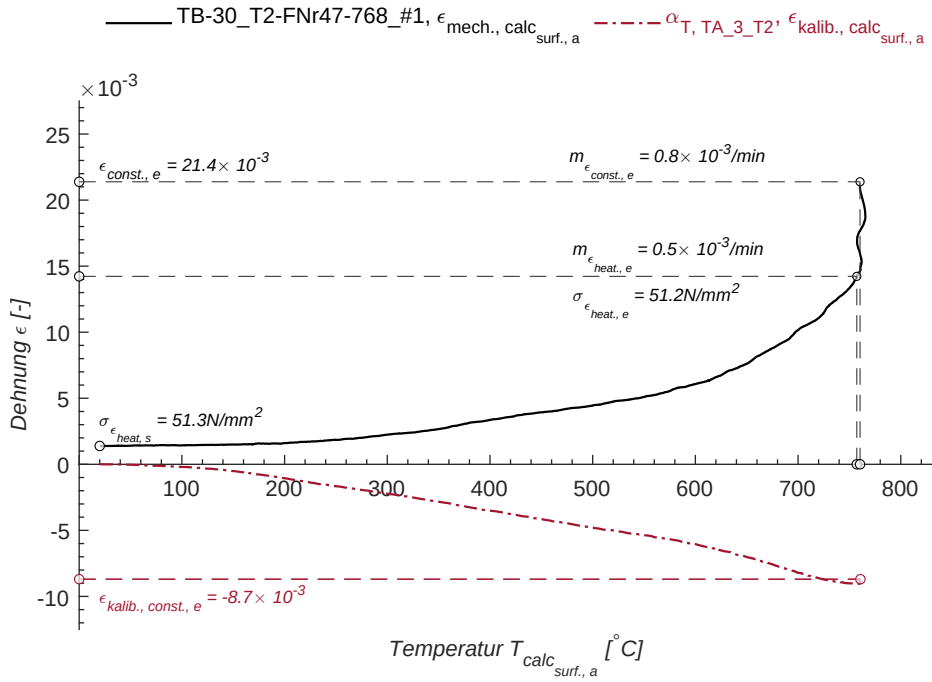


Abbildung A.142 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während der Erwärmung für für TB-30_T2-FNr47-768_#1. Darstellung der Dehnungen zur Temperatur

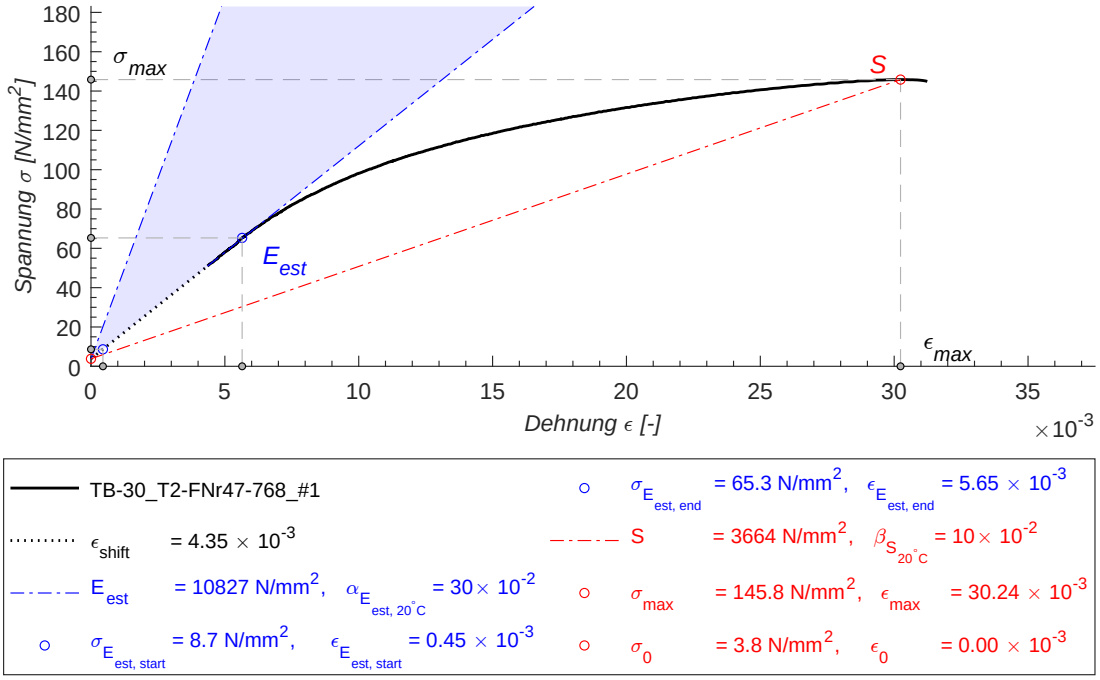


Abbildung A.143 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während des Bruchversuchs für für TB-30_T2-FNr47-768_#1. Darstellung der Spannung zur Dehnung

Versuch: TB-40_T2-FNr47-774-TO_#1

Abbildung A.144 Fotodokumentation für TB-40_T2-FNr47-774-TO_#1, Darstellung zu Beginn (links) und am Ende (rechts) des Versuchs

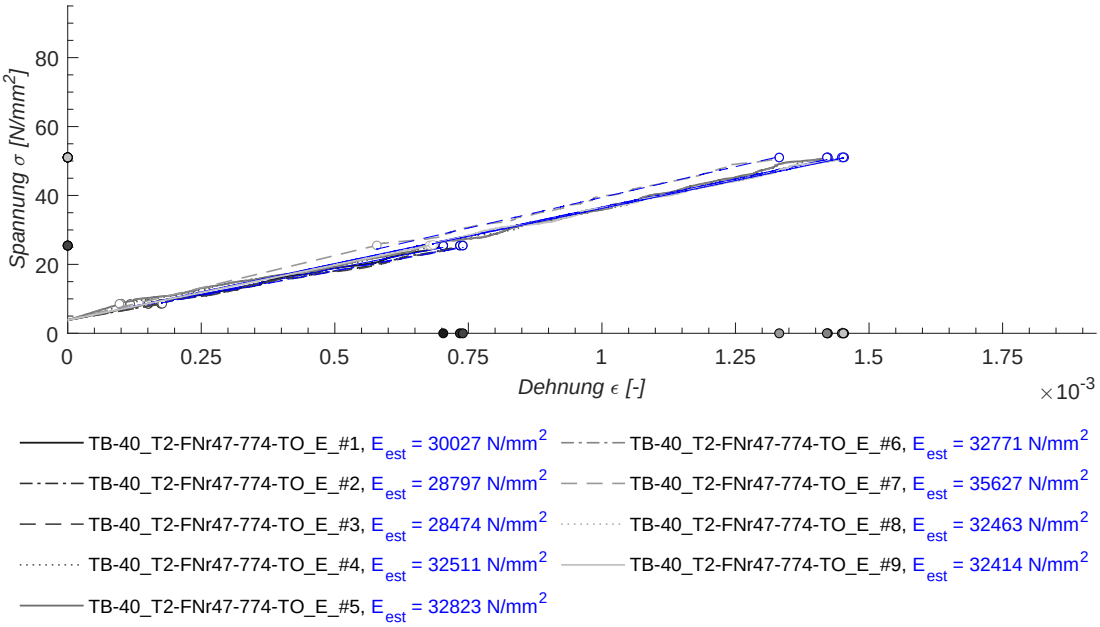


Abbildung A.145 Steifigkeitsreferenz zu Versuchsbeginn. Auswertung für TB-40_T2-FNr47-774-TO_#1, Darstellung aller Zyklen vor Erwärmungsbeginn

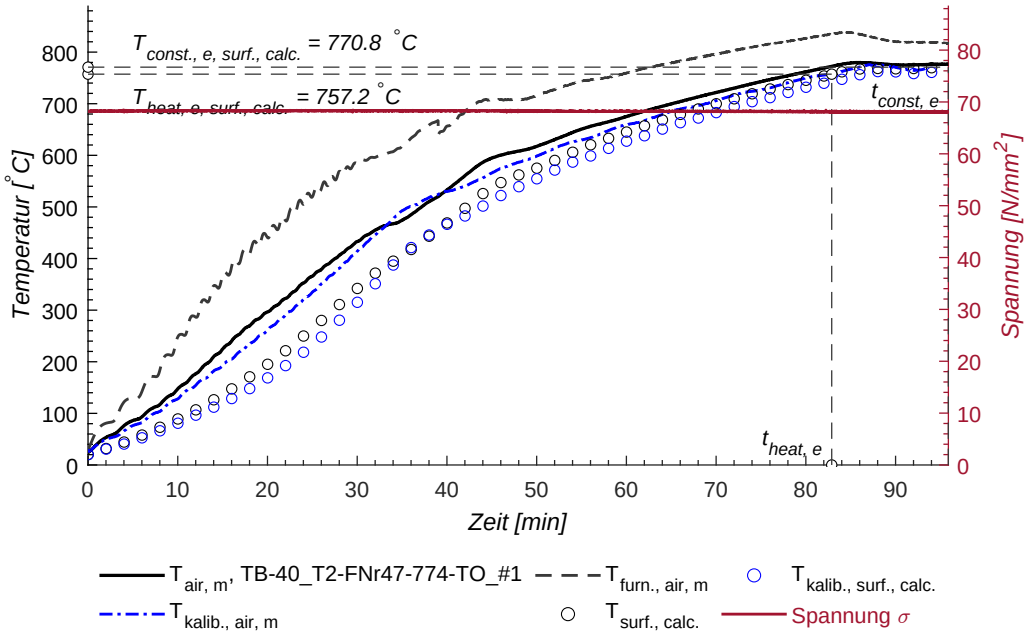


Abbildung A.146 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während der Erwärmung für für TB-40_T2-FNr47-774-TO_#1. Darstellung der Temperatur und Spannung zur Zeit (rechts)

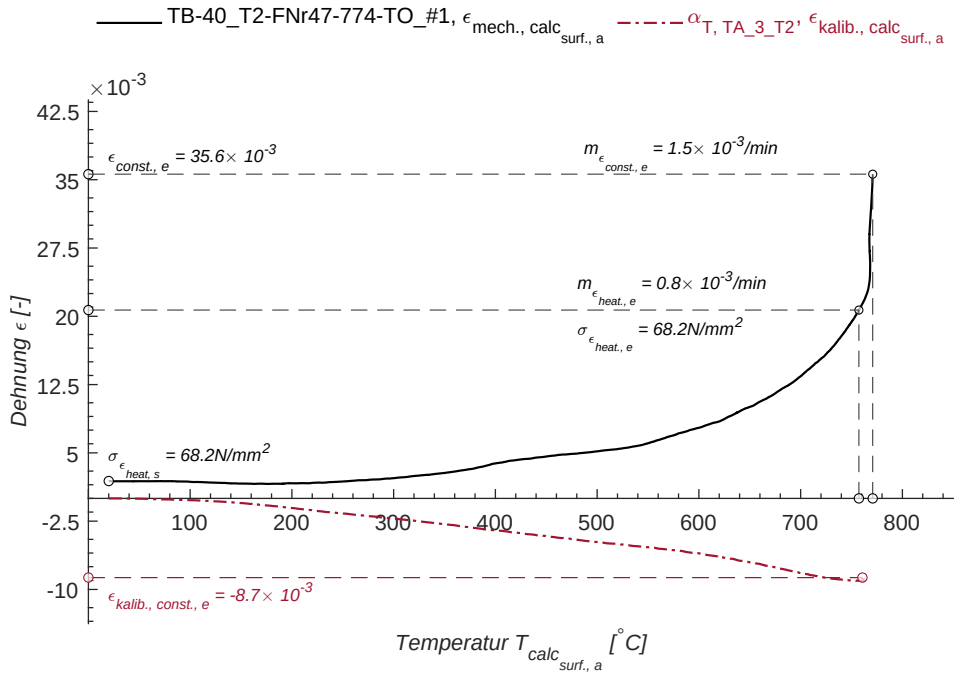


Abbildung A.147 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während der Erwärmung für für TB-40_T2-FNr47-774-TO_#1. Darstellung der Dehnungen zur Temperatur

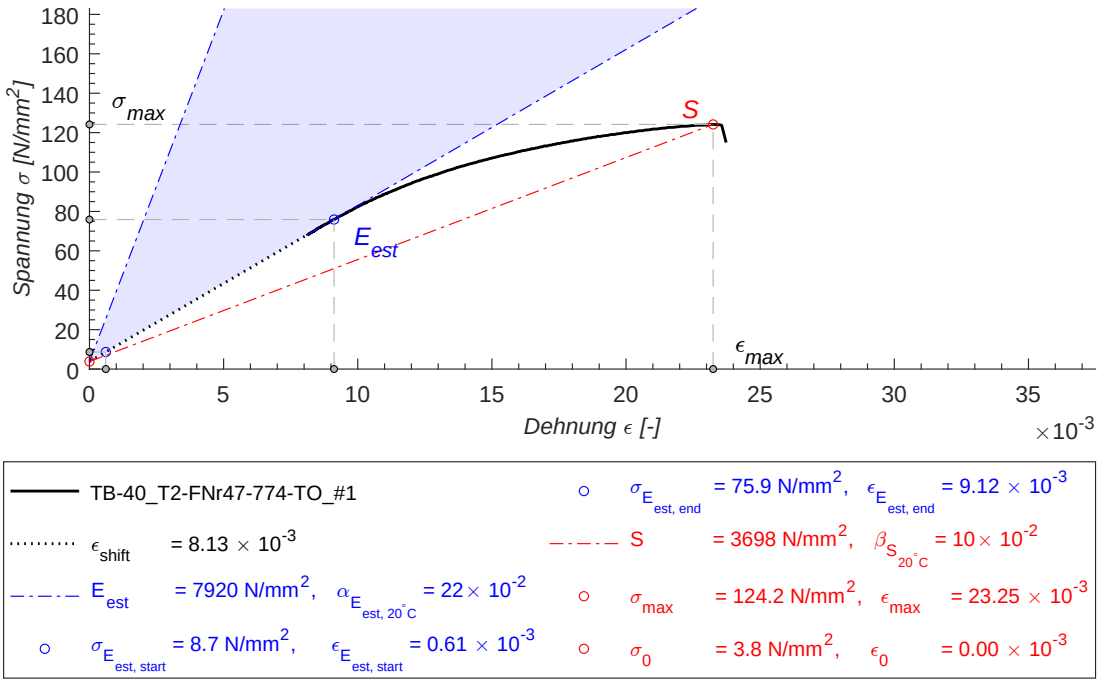


Abbildung A.148 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während des Bruchversuchs für für TB-40_T2-FNr47-774-TO_#1. Darstellung der Spannung zur Dehnung

Versuch: TB-40_T2-FNr47-774-TO_#2

Abbildung A.149 Fotodokumentation für TB-40_T2-FNr47-774-TO_#2, Darstellung zu Beginn (links) und am Ende (rechts) des Versuchs

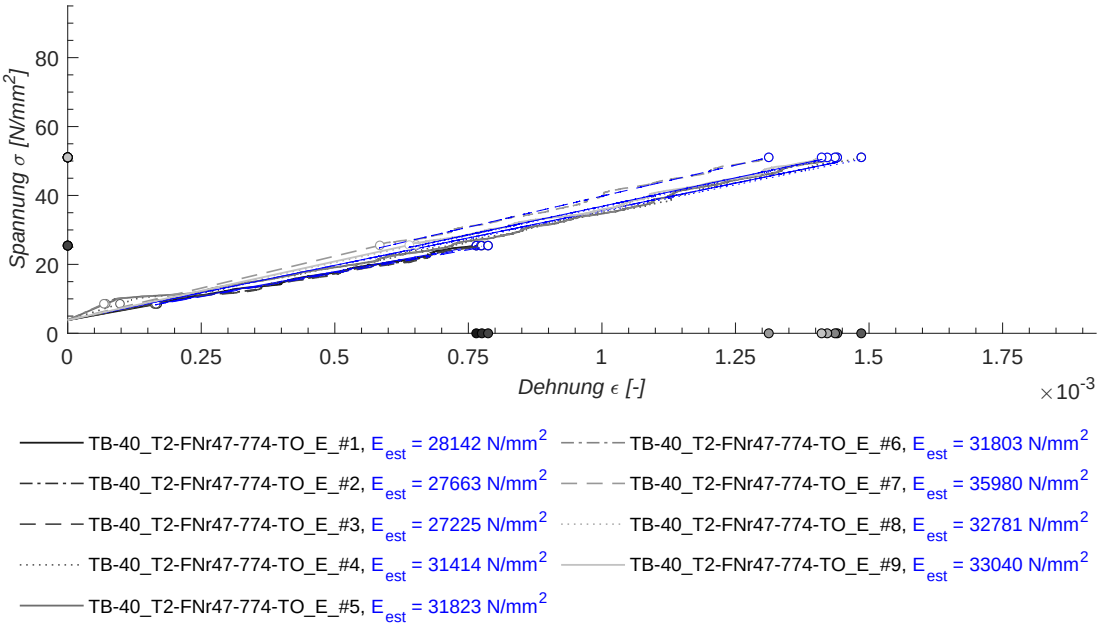


Abbildung A.150 Steifigkeitsreferenz zu Versuchsbeginn. Auswertung für TB-40_T2-FNr47-774-TO_#2, Darstellung aller Zyklen vor Erwärmungsbeginn

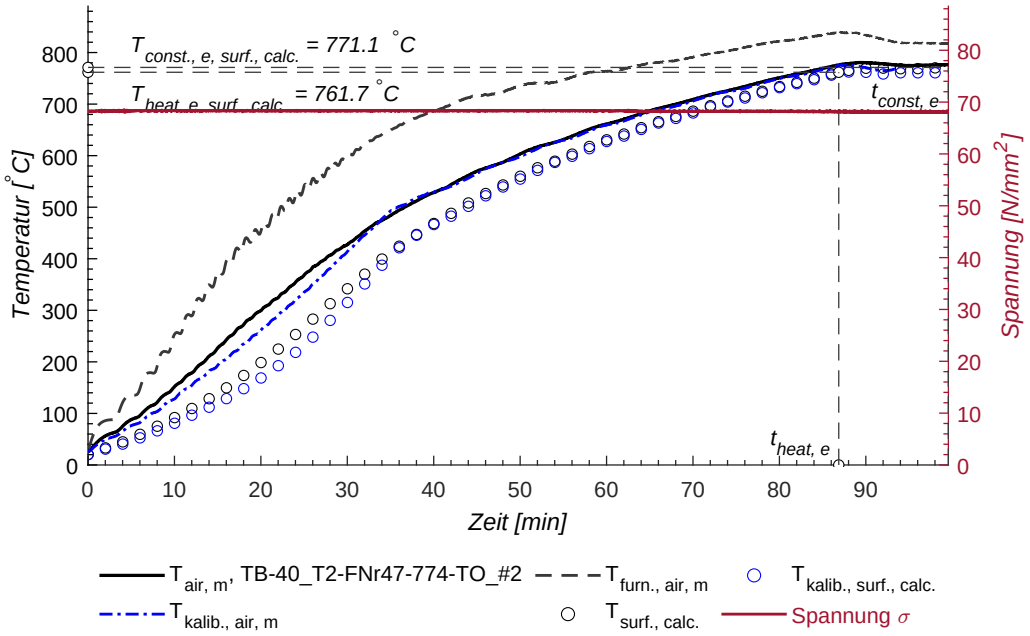


Abbildung A.151 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während der Erwärmung für für TB-40_T2-FNr47-774-TO_#2. Darstellung der Temperatur und Spannung zur Zeit (rechts)

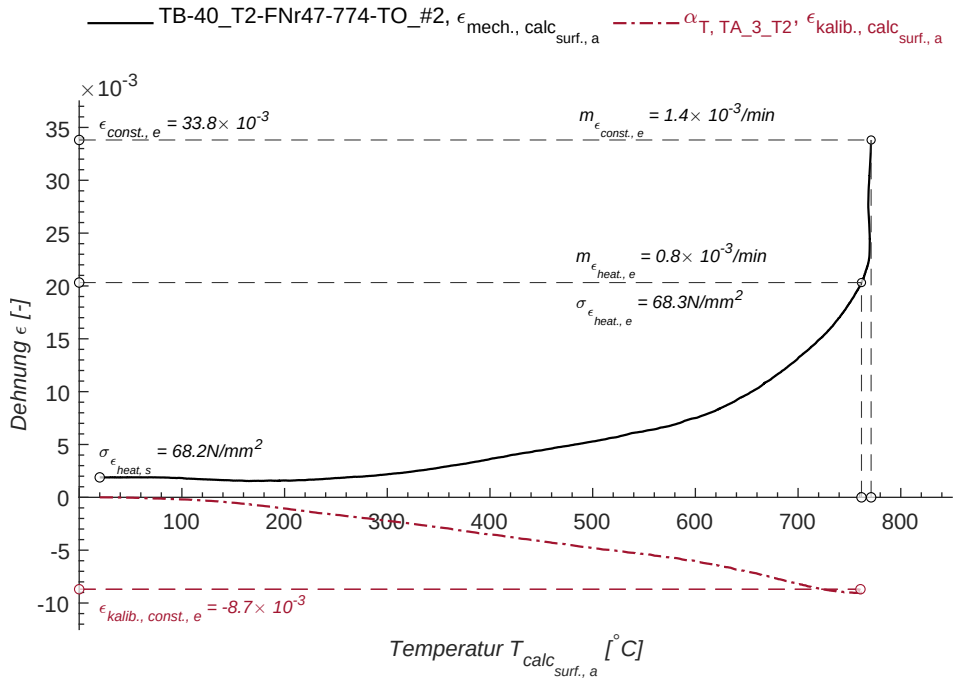


Abbildung A.152 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während der Erwärmung für für TB-40_T2-FNr47-774-TO_#2. Darstellung der Dehnungen zur Temperatur

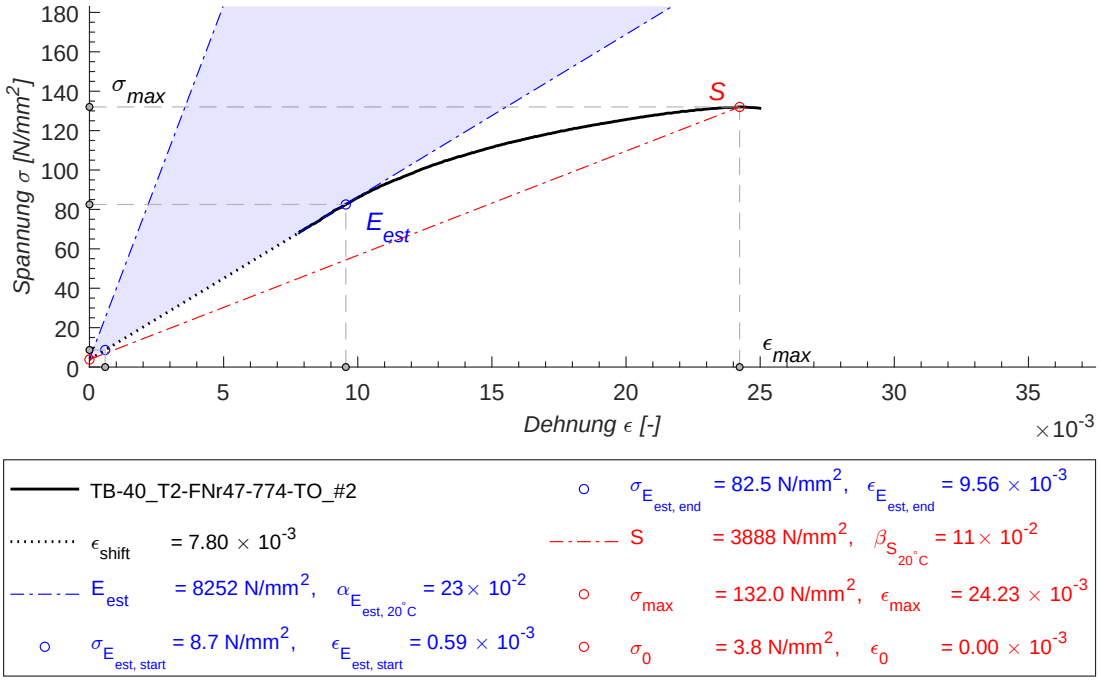


Abbildung A.153 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während des Bruchversuchs für für TB-40_T2-FNr47-774-TO_#2. Darstellung der Spannung zur Dehnung

Versuch: TB-50_T2-FNr47-774_#1

Abbildung A.154 Fotodokumentation für TB-50_T2-FNr47-774_#1, Darstellung zu Beginn (links) und am Ende (rechts) des Versuchs

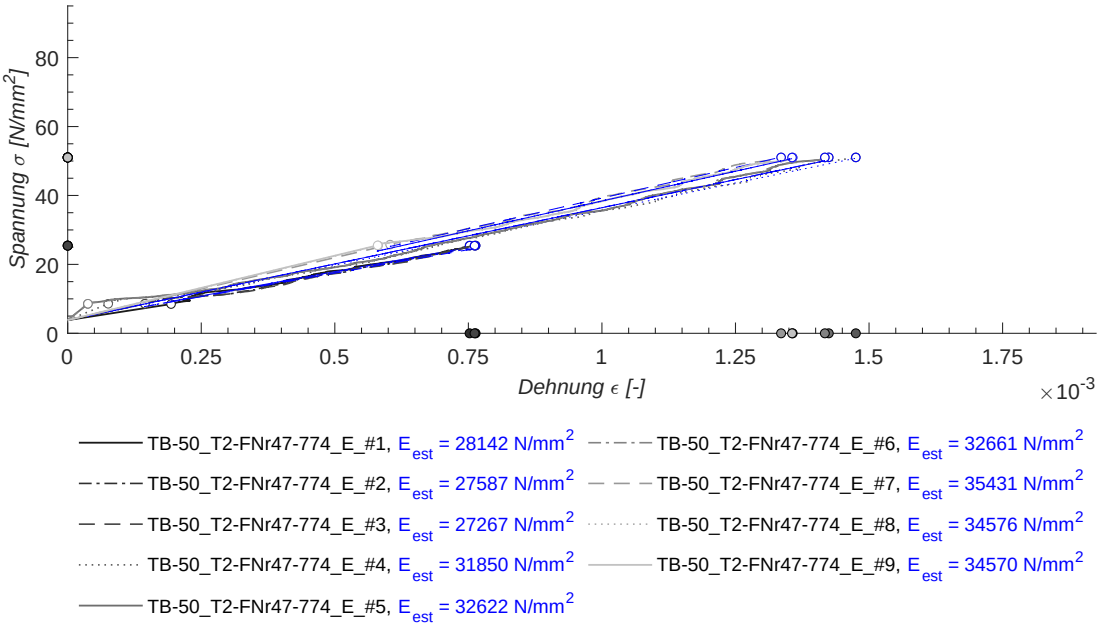


Abbildung A.155 Steifigkeitsreferenz zu Versuchsbeginn. Auswertung für TB-50_T2-FNr47-774_#1, Darstellung aller Zyklen vor Erwärmungsbeginn

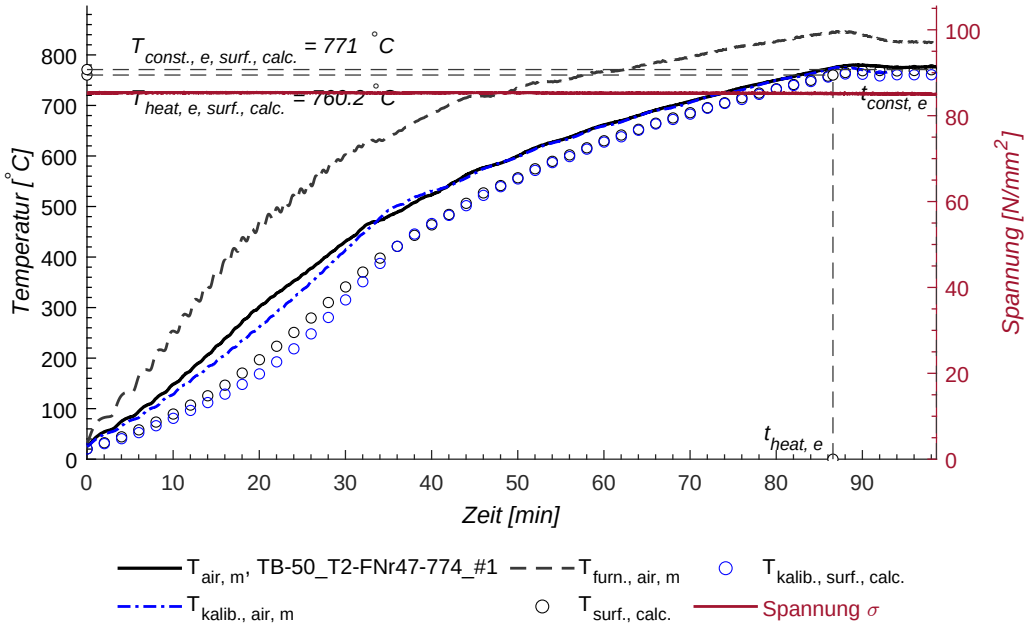


Abbildung A.156 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während der Erwärmung für für TB-50_T2-FNr47-774_#1. Darstellung der Temperatur und Spannung zur Zeit (rechts)

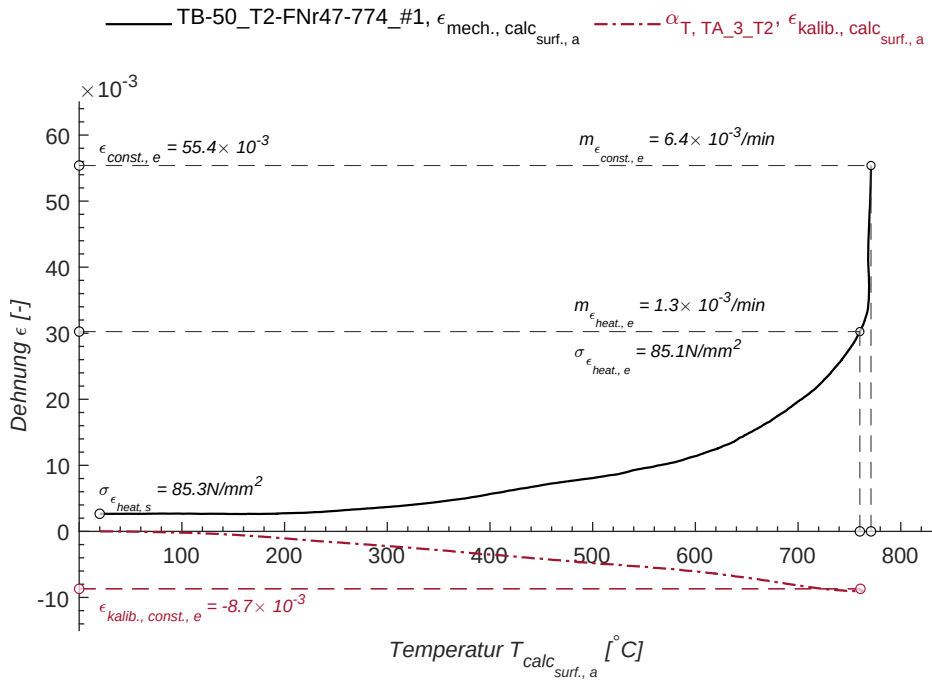


Abbildung A.157 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während der Erwärmung für für TB-50_T2-FNr47-774_#1. Darstellung der Dehnungen zur Temperatur

Versuch: TC-FNr47-20-40_T2-FNr47-774-TO_#1

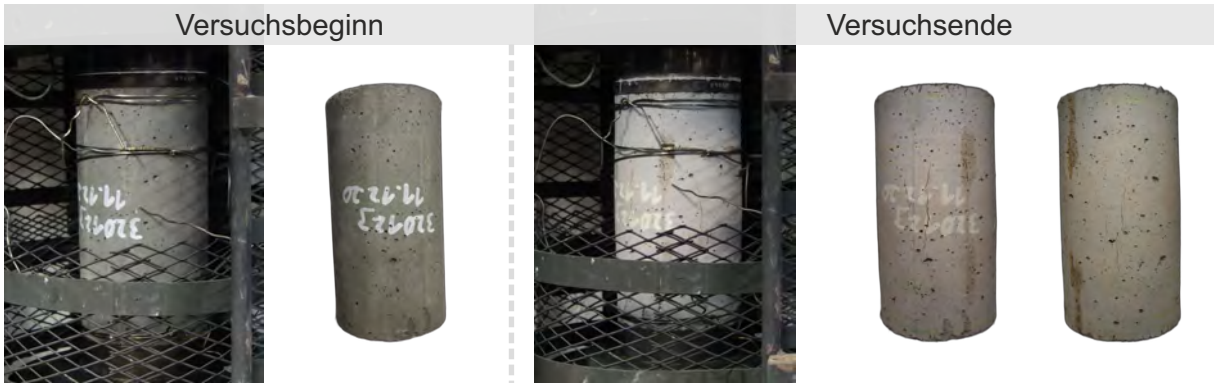


Abbildung A.158 Fotodokumentation für TC-FNr47-20-40_T2-FNr47-774-TO_#1, Darstellung zu Beginn (links) und am Ende (rechts) des Versuchs

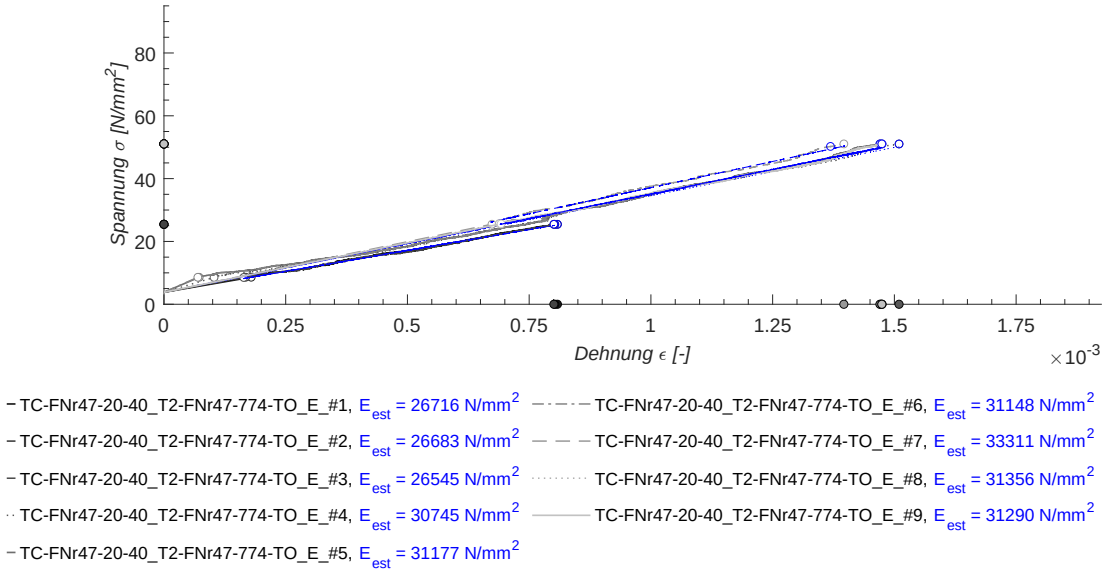


Abbildung A.159 Steifigkeitsreferenz zu Versuchsbeginn. Auswertung für TC-FNr47-20-40_T2-FNr47-774-TO_#1, Darstellung aller Zyklen vor Erwärmungsbeginn

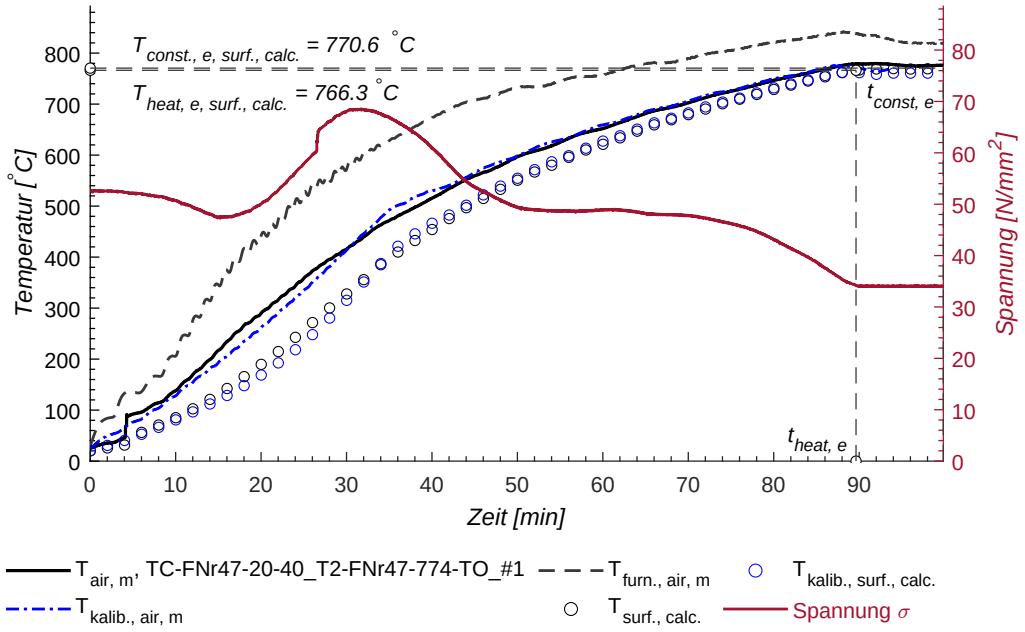


Abbildung A.160 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während der Erwärmung für für TC-FNr47-20-40_T2-FNr47-774-TO_#1. Darstellung der Temperatur und Spannung zur Zeit (rechts)

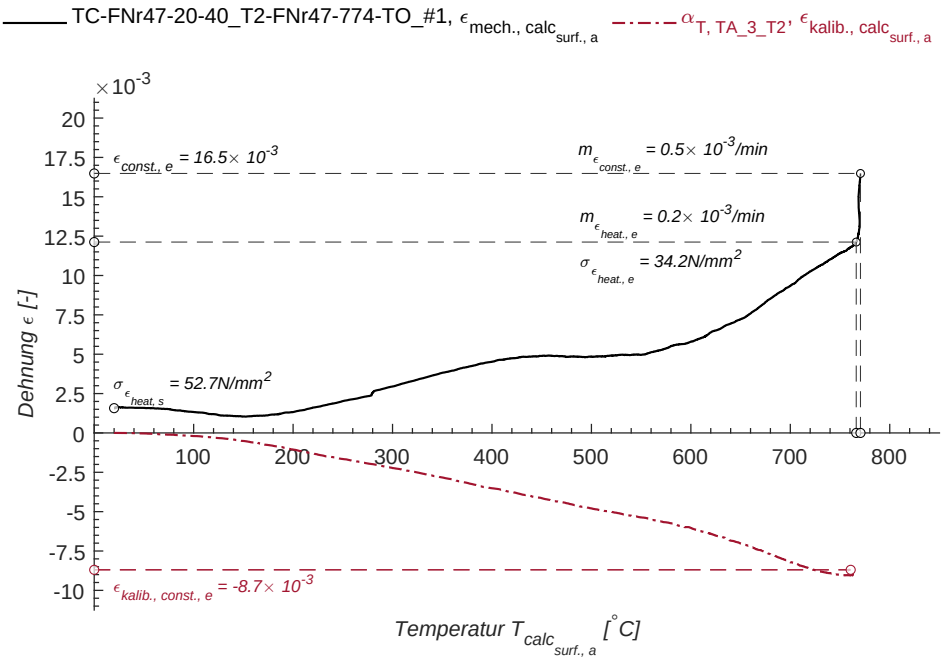


Abbildung A.161 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während der Erwärmung für für TC-FNr47-20-40_T2-FNr47-774-TO_#1. Darstellung der Dehnungen zur Temperatur

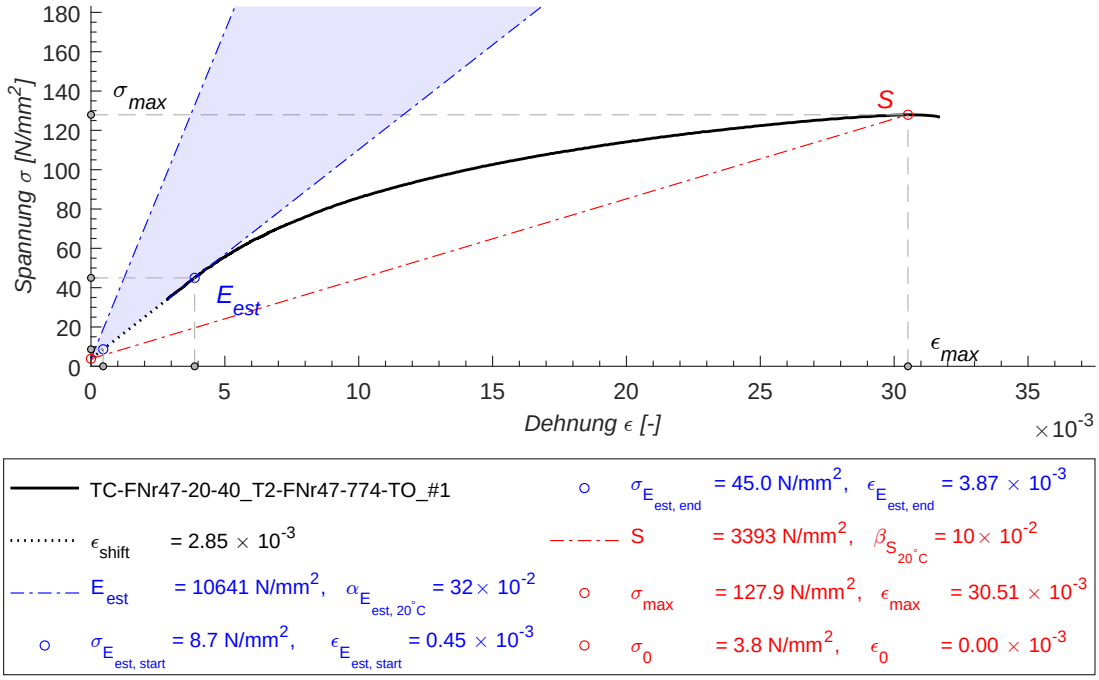


Abbildung A.162 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während des Bruchversuchs für für TC-FNr47-20-40_T2-FNr47-774-TO_#1. Darstellung der Spannung zur Dehnung

Versuch: TC-FNr47-20-50_T2-FNr47-774-TO_#1

Abbildung A.163 Fotodokumentation für TC-FNr47-20-50_T2-FNr47-774-TO_#1, Darstellung zu Beginn (links) und am Ende (rechts) des Versuchs

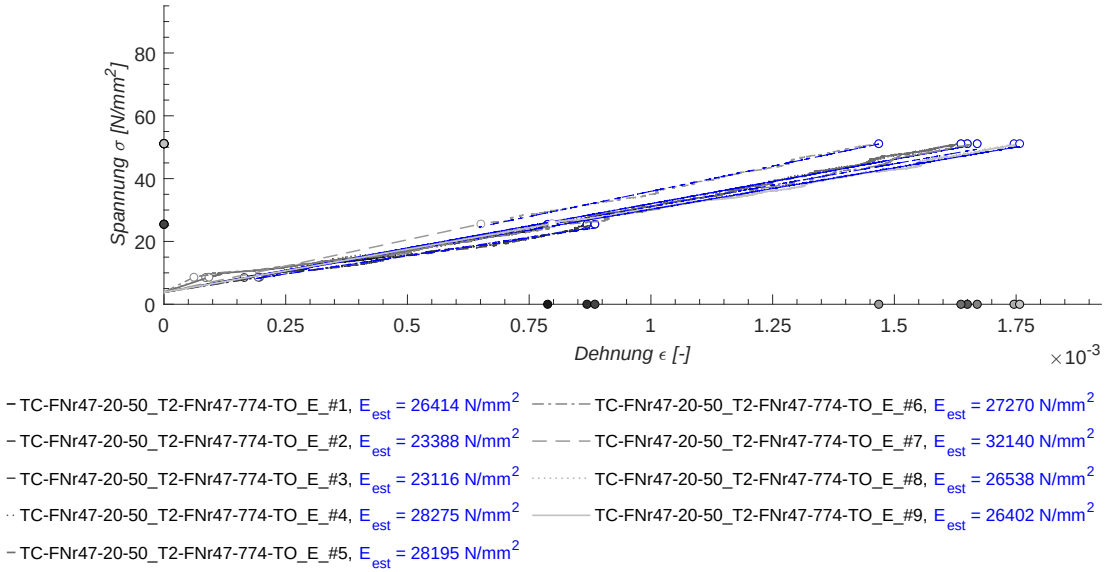


Abbildung A.164 Steifigkeitsreferenz zu Versuchsbeginn. Auswertung für TC-FNr47-20-50_T2-FNr47-774-TO_#1, Darstellung aller Zyklen vor Erwärmungsbeginn

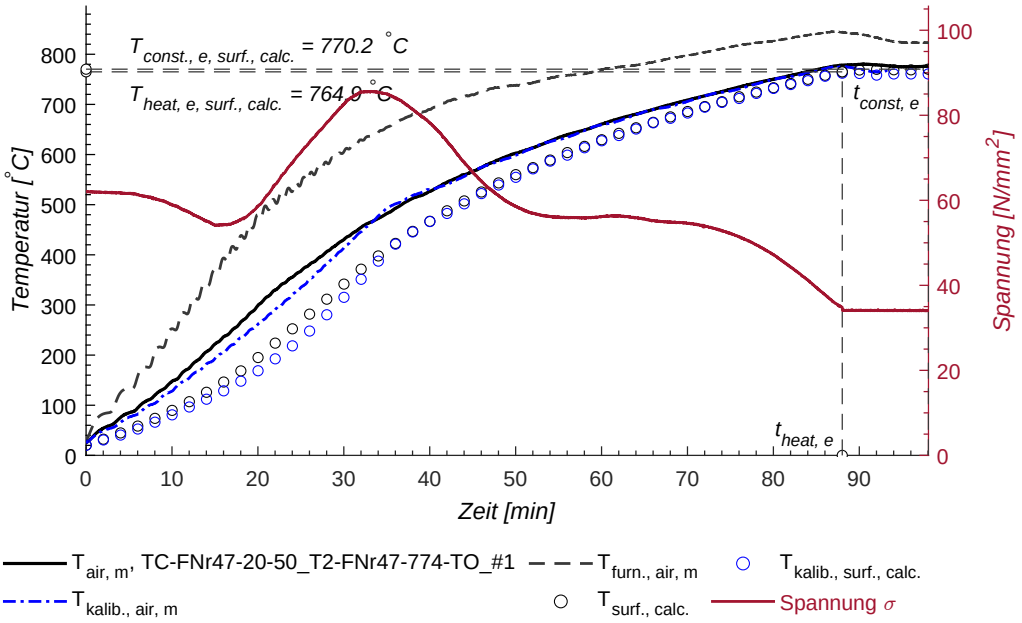


Abbildung A.165 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während der Erwärmung für für TC-FNr47-20-50_T2-FNr47-774-TO_#1. Darstellung der Temperatur und Spannung zur Zeit (rechts)

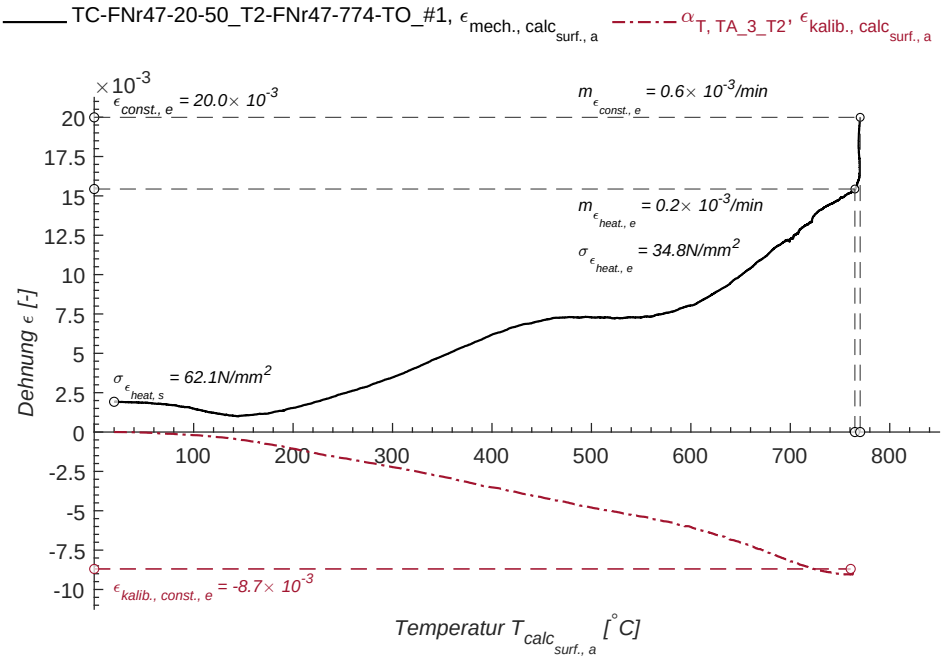


Abbildung A.166 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während der Erwärmung für für TC-FNr47-20-50_T2-FNr47-774-TO_#1. Darstellung der Dehnungen zur Temperatur

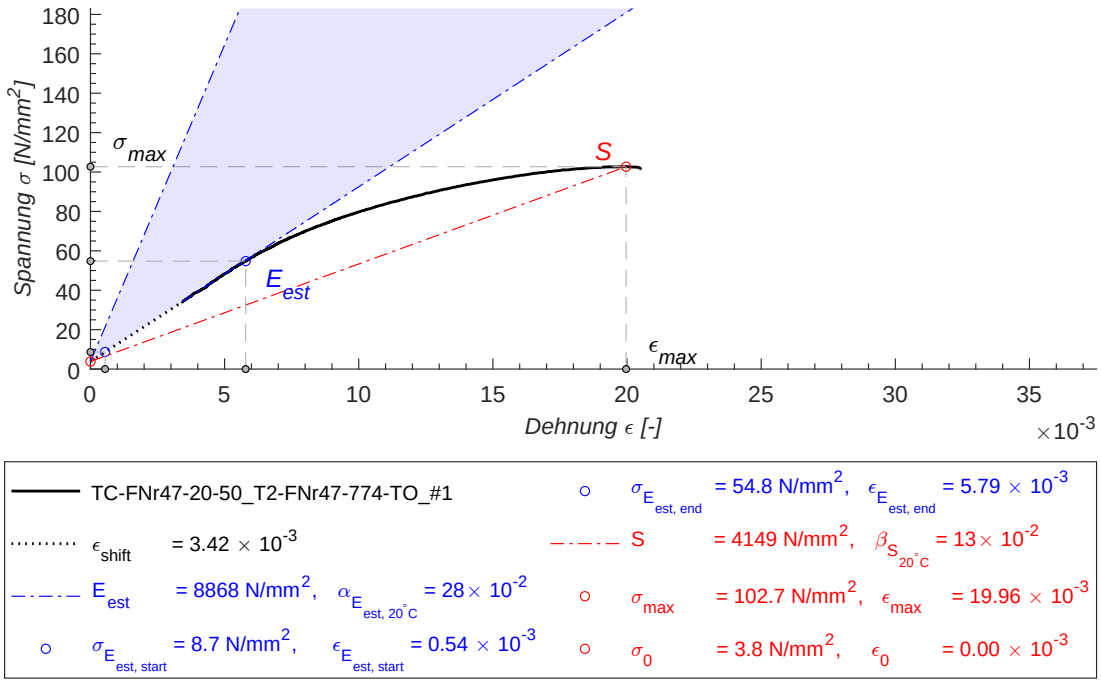


Abbildung A.167 Auswertung der Mess- bzw. Rechenergebnisse während des Bruchversuchs für für TC-FNr47-20-50_T2-FNr47-774-TO_#1. Darstellung der Spannung zur Dehnung

A.4.2 Zusammenfassung: TUM_BQ1

Eine tabellarische Zusammenfassung der thermomechanischen Ergebnisse für die Mischung TUM_BQ1 des in Unterabschnitt 7.2.2 beschriebenen Versuchsprogramms kann der Tabelle A.2 entnommen werden.

Tabelle A.2 Zusammenfassung der thermomechanischen Versuchsergebnisse Mischung "TUM_BQ1 "(interne Chargennummer "32 – 0 – 123")

Bezeichnung Reihe	ϵ_{shift} 10^{-3}	E_{est} $\frac{N}{mm^2}$	$\epsilon_{E_{est,s}}$ $\frac{N}{mm^2}$	$\sigma_{E_{est,s}}$ $\frac{N}{mm^2}$	$\epsilon_{E_{est,e}}$ 10^{-3}	$\sigma_{E_{est,e}}$ $\frac{N}{mm^2}$	$\alpha_{E_{est,20°}}$ 10^{-2}	S $\frac{N}{mm^2}$	ϵ_{max} 10^{-3}	σ_{max} $\frac{N}{mm^2}$	$\beta_{S_{20°}}$ 10^{-2}	$\epsilon_{ges.}$ 10^{-3}	$m(\epsilon_s)$ $\frac{10^{-3}}{min}$
TA-2_T1-5-1000-TI_#1	-0.16	4806	0	3.8	2.95	17.7	21.3	2319	22.57	55.8	10.4	17.07	0
TA-2_T1-10-1000-TI_#1	-0.1	3601	0	3.8	4.46	19.6	14.5	1801	26.71	51.7	7.4	17.71	0.1

Bezeichnung Reihe	ϵ_{shift} 10^{-3}	E_{est} $\frac{N}{mm^2}$	$\epsilon_{E_{est,s}}$ $\frac{N}{mm^2}$	$\sigma_{E_{est,s}}$ $\frac{N}{mm^2}$	$\epsilon_{E_{est,e}}$ 10^{-3}	$\sigma_{E_{est,e}}$ $\frac{N}{mm^2}$	$\alpha_{E_{est,20°}}$ 10^{-2}	S $\frac{N}{mm^2}$	ϵ_{max} 10^{-3}	σ_{max} $\frac{N}{mm^2}$	$\beta_{S_{20°}}$ 10^{-2}	$\epsilon_{mech.}$ 10^{-3}	$m(\epsilon_s)$ $\frac{10^{-3}}{min}$
TA-3_T1-1-646_#1	0.04	17693	0	3.8	3.68	67.4	58.1	11578	12.9	153.6	39.8	13.21	0
TB-20_T1-1-646_#1	-1.38	21806	0.22	8.7	4.41	98.2	69.5	14121	10.33	160.5	45.8	20.71	0.1
TC-FNr53-FNr47-i_T1-1-646_#1	-2.67	19811	0.24	8.7	5.57	112.9	59	15231	8.58	147.2	43.9	26.87	0.1
TB-20_T1-1-710_#1	-1.7	17653	0.27	8.7	3.88	72	58.9	8842	15.06	152.3	30.3	28.98	0.1
TA-2_T1-1-774_#1	-0.01	5906	0	3.8	1.5	12.6	18.9	1640	45.51	78.5	5.4	45.51	0
TB-20_T1-1-774_#1	-4.23	7157	0.67	8.7	5.19	40.9	20.8	2224	26.35	83.2	6.8	85.18	1.6
TA-2_T3-FNr47-768-TI_#1	-0.05	6997	0	3.8	2.12	18.3	23.6	2627	30.62	84.2	8.8	31.81	0.1
TA-2_T3-FNr47-774_#1	-0.01	8557	0	3.8	4.3	40.5	26.2	6352	14.79	97.7	19.7	14.76	0
TA-2_T3-FNr47-774_#2	-0.02	8895	0	3.8	3.69	36.6	26.6	6373	14.27	94.6	19.5	14.47	0
TB-20_T3-FNr47-774_#1	-1.9	15913	0.3	8.7	3.6	60.9	44.3	10716	8.8	108	29.1	53.54	0.1
TB-20_T3-FNr47-774_#2	-1.95	15613	0.31	8.7	3.09	52	43.3	8606	10.57	108.2	23.8	54.01	0.1
TB-30_T3-FNr47-774_#1	–	–	–	–	–	–	–	–	–	51.4	–	86.13	245.8
TA-3_T3-FNr47-2-774_#1	0.02	11368	0	3.8	6.22	72.8	36.8	9981	9.37	97.6	33.2	9.17	0
TB-20_T3-FNr47-2-774_#1	-1.97	16725	0.29	8.7	6.9	111.3	49.9	15170	7.11	112	44	50.86	0
TA-2_T2-FNr47-768_#1	0.01	11733	0	3.8	1.9	26	35.8	4147	32.49	138.6	13	32.49	0
TB-30_T2-FNr47-768_#1	-4.35	10827	0.45	8.7	5.65	65.3	29.5	3664	30.24	145.8	10.2	51.63	0.8
TB-40_T2-FNr47-774-TO_#1	-8.13	7920	0.61	8.7	9.12	75.9	22.2	3698	23.25	124.2	10.9	58.86	1.5
TB-40_T2-FNr47-774-TO_#2	-7.8	8252	0.59	8.7	9.56	82.5	22.9	3888	24.23	132	11.1	58.04	1.4
TB-50_T2-FNr47-774_#1	–	–	–	–	–	–	–	–	–	85.3	–	55.4	6.4
TC-FNr47-20-40_T2-FNr47-774-TO_#1	-2.85	10641	0.45	8.7	3.87	45	31.9	3393	30.51	127.9	9.6	46.99	0.5
TC-FNr47-20-50_T2-FNr47-774-TO_#1	-3.42	8868	0.54	8.7	5.79	54.8	27.6	4149	19.96	102.7	13.3	39.95	0.6