

Jens Löschmann

Geregelte Temperaturinduktion in Stahlbetontragwerke

Schriftenreihe des Instituts für
Konstruktiven Ingenieurbau, Heft 2023-02

Geregelte Temperaturinduktion in Stahlbetontragwerke

vorgelegte

Dissertation

zur

**Erlangung des Grades
Doktor-Ingenieur (Dr.-Ing.)**

der

**Fakultät für Bau- und Umweltingenieurwissenschaften der
Ruhr-Universität Bochum**

von

Jens Löschmann, M. Sc.

Bochum, im Juli 2022

Schriftenreihe des Instituts für Konstruktiven Ingenieurbau

Herausgeber:
Geschäftsführender Direktor des
Instituts für Konstruktiven Ingenieurbau
Ruhr-Universität Bochum

Heft 2023-2

Jens Löschmann

**Geregelte Temperaturinduktion
in Stahlbetontragwerke**

Shaker Verlag
Düren 2023

Bibliografische Information der Deutschen Nationalbibliothek

Die Deutsche Nationalbibliothek verzeichnet diese Publikation in der Deutschen Nationalbibliografie; detaillierte bibliografische Daten sind im Internet über <http://dnb.d-nb.de> abrufbar.

Zugl.: Bochum, Univ., Diss., 2022

Copyright Shaker Verlag 2023

Alle Rechte, auch das des auszugsweisen Nachdruckes, der auszugsweisen oder vollständigen Wiedergabe, der Speicherung in Datenverarbeitungsanlagen und der Übersetzung, vorbehalten.

Printed in Germany.

ISBN 978-3-8440-8937-0

ISSN 1614-4384

Shaker Verlag GmbH • Am Langen Graben 15a • 52353 Düren

Telefon: 02421 / 99 0 11 - 0 • Telefax: 02421 / 99 0 11 - 9

Internet: www.shaker.de • E-Mail: info@shaker.de

Zusammenfassung

In der Arbeit wird eine Methode zur Steuerung von Schnittgrößen durch geregelte Temperaturinduktion entwickelt und experimentell an Stahlbetonbalken validiert. Die Methode basiert darauf, dass Temperaturänderungen Dehnungen hervorrufen, aus denen Verformungen und bei Behinderung der freien Ausdehnung Zwangsschnittgrößen hervorgehen. Die Arbeit zeigt, wie Temperaturfelder aktiv beeinflusst und dadurch Schnittgrößen in Stabtragwerken gesteuert werden können. Eine Übertragung auf weitere Tragwerksarten, z. B. einachsig gespannte Platten, ist möglich. Zur gezielten Erzeugung von stationären Temperaturfeldern in Betonbauteilen werden Heiz- und Kühlsysteme entwickelt und technisch umgesetzt. Als geeignete Heizsysteme erweisen sich Silikonheizmatten und Infrarotstrahler. Zum Kühlen werden Systeme mit Wasserkreisläufen ($\geq 5\text{ °C}$) und Peltier-Elementen ($< 5\text{ °C}$) entworfen. Wesentliche Entwicklungspunkte sind die präzise Regelung der Bauteiltemperatur, die Minimierung thermischer Verluste an die Umgebung und die Kombination von Systemen zur Erzielung vertikaler Temperaturgradienten. Zur Steuerung der aus den induzierten Temperaturfeldern hervorgehenden Schnittgrößen werden analytische Berechnungsformeln und Diagramme für beliebige statisch unbestimmte Systeme abgeleitet.

Mit der entwickelten Methode können Tragwerke lokal entlastet und ungünstige Zwangsbeanspruchungen temporär kompensiert werden. Darüber hinaus werden zwei Methoden zur praktischen Umsetzung der Schnittgrößensteuerung bei der Herstellung und der Verstärkung von Tragwerken eingeführt. Bei der abschnittswisen Tragwerksherstellung, wie z. B. dem Freivorbau, ermöglicht Temperaturinduktion eine beliebige Umlagerung des aus dem Bauzustand eingepprägten Eigenlastmoments. Bei der Tragwerksverstärkung kann Temperaturinduktion eingesetzt werden, um nachträglich ergänzte Bewehrung vorzuspannen und diese dadurch für die Abtragung des Eigengewichts zu aktivieren. Beide Methoden werden erfolgreich an Stahlbetonbalken demonstriert. Grundsätzlich bestätigen die Versuche, dass eine präzise Steuerung von Biegemomenten mittels Temperaturinduktion möglich ist. Es zeigt sich, dass Rissbildung zu einem Abbau der induzierten Schnittgrößen führt, sodass nichtlineare Berechnungen mit wirklichkeitsnahen Steifigkeiten erforderlich werden. Die Berechnungen erfolgen hier auf der Grundlage modifizierter Momenten-Krümmungs-Beziehungen.

Ergänzend zu den Versuchen werden numerische Simulationsrechnungen zur Regelung von Temperaturfeldern unter ambienten Bedingungen durchgeführt. Sie zeigen die Machbarkeit der Methode an realmaßstäblichen Brücken und ermöglichen eine erste Abschätzung des Energiebedarfs.

Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand in den Jahren 2016 bis 2022 während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Lehrstuhl für Massivbau der Ruhr-Universität Bochum. Sie wurde von der dortigen Fakultät für Bau- und Umweltingenieurwissenschaften als Dissertation angenommen.

Mein besonderer Dank gilt Herrn Prof. Dr.-Ing. habil. Peter Mark für die Begleitung und Förderung meiner Forschungsarbeit sowie für den gewährten Freiraum bei der Erstellung der Arbeit an seinem Lehrstuhl. Weiterhin danke ich Herrn Prof. Dr.-Ing. habil. Thomas Meurer und Herrn Prof. Dr.-Ing. Günter A. Rombach für den wissenschaftlichen Austausch und die Übernahme der weiteren Fachgutachten. Darüber hinaus danke ich Herrn Prof. Dr.-Ing. Justin Geistefeldt für die Übernahme des Vorsitzes der Prüfungskommission.

Bei meinen Kolleginnen und Kollegen am Lehrstuhl möchte ich mich für den fachlichen und freundschaftlichen Austausch und die angenehme Arbeitsatmosphäre bedanken. Herrn Dr.-Ing. David Sarnio und Herrn Dr.-Ing. Mark Alexander Ahrens danke ich für die wertvollen Anregungen bei der Durchsicht des Manuskriptes und die hilfreichen Diskussionen in der Entstehungsphase der Arbeit. Meinen wissenschaftlichen Hilfskräften Magdalena Kühl und Lasse Bentlage bin ich für ihre vielfältigen Tätigkeiten und ihren zuverlässigen Einsatz dankbar. Den Mitarbeitern der Konstruktionsteilprüfung unter der Leitung von Herrn Dr.-Ing. Hussein Alawieh sei für die erfolgreiche Umsetzung meiner Versuche sowie die wertvolle Unterstützung bei der Planung gedankt.

Schließlich bedanke ich mich ganz herzlich bei meiner Familie und meinen Freunden – insbesondere bei meiner zukünftigen Frau Dunja, meinen Eltern, meiner Großmutter und meiner Schwester – für ihre Unterstützung, ihr Verständnis und den bedingungslosen Rückhalt in den letzten Jahren.

Bochum, im Dezember 2022

Jens Löschmann

Tag der Einreichung: 04.07.2022

Tag der mündlichen Prüfung: 14.11.2022

Gutachter: Prof. Dr.-Ing. habil. Peter Mark, Ruhr-Universität Bochum
Prof. Dr.-Ing. habil. Thomas Meurer, Christian-Albrechts-Universität zu Kiel
Prof. Dr.-Ing. Günter A. Rombach, Technische Universität Hamburg
Prof. Dr.-Ing. Justin Geistefeldt, Ruhr-Universität Bochum

Inhaltsverzeichnis

Zusammenfassung	I
Vorwort	III
1 Einleitung	1
1.1 Einführung und Motivation	1
1.2 Zielsetzung	3
1.3 Aufbau der Arbeit	4
2 Grundlagen der Berechnung und Regelung von Temperaturfeldern	7
2.1 Theorie der Wärmeübertragung	7
2.1.1 Vorgänge des Wärmetransports	7
2.1.2 Wärmeleitung nach Fourierschem Gesetz	9
2.1.3 Konvektiver Wärmeübergang	11
2.1.4 Wärmeübertragung durch Strahlung	14
2.2 Numerische Berechnung instationärer Temperaturfelder	16
2.3 Regelungstechnik	19
2.3.1 Allgemeines	19
2.3.2 Regelstrecke	20
2.3.3 Regeleinrichtung	21
3 Wirkung von Temperaturänderungen auf Stahlbetontragwerke	25
3.1 Einwirkungsarten	25
3.2 Temperatureinwirkungen	27
3.2.1 Thermische Dehnungen	27
3.2.2 Wirkung auf Systemebene	31
3.2.3 Schnittgrößenberechnung nach Elastizitätstheorie	34
3.3 Einfluss von Rissbildung	37
3.3.1 Allgemeines	37
3.3.2 Mitwirkung des Betons am Zugstab	37
3.3.3 Übertragung der Zugversteifung auf Biegebauteile	43

3.3.4	Nichtlineare Schnittgrößenberechnung	45
3.4	Einfluss von Kriechen	46
4	Entwicklung einer Methode zur Steuerung von Schnittgrößen durch induzierte Temperaturen	49
4.1	Prinzip und Randbedingungen	49
4.2	Temperaturinduktion in Stahlbetontragwerke	50
4.2.1	Allgemeines	50
4.2.2	Methode der Temperaturinduktion	52
4.2.3	Experimentelle Untersuchungen zur Methode	59
4.2.4	Auswertung von Temperaturfeldern	66
4.2.5	Fazit und Empfehlungen	68
4.3	Steuerung von Schnittgrößen	69
4.3.1	Einführung	69
4.3.2	Linear-elastische Berechnung	70
4.3.3	Nichtlineare Berechnung	75
5	Praktische Umsetzung der Schnittgrößensteuerung	77
5.1	Umlagerung von Schnittgrößen	77
5.1.1	Konventionelle Tragwerksherstellung	78
5.1.2	Tragwerksherstellung mit Temperaturinduktion	80
5.1.3	Zeitabhängige Verluste und Umlagerungen	82
5.2	Thermische Vorspannung	84
5.2.1	Konventionelle Querschnittsverstärkung	84
5.2.2	Querschnittsverstärkung mit Temperaturinduktion	86
6	Numerische Simulationsrechnungen und prototypische Umsetzungen	89
6.1	Berechnungen zur Regelung von Temperaturfeldern	89
6.1.1	Temperaturfeldberechnungen für Brücken	90
6.1.2	Temperaturregelung unter ambienten Bedingungen	94
6.2	Experimente	97
6.2.1	Tragwerksherstellung mit Temperaturinduktion	97
6.2.2	Querschnittsverstärkung mit Temperaturinduktion	108
7	Schlussfolgerungen und Ausblick	123
	Literaturverzeichnis	127
A	Herleitungen zur Berechnung induzierter Schnittgrößen	145
B	Ergänzende Materialdaten	151
C	Ergänzende Messdaten	153

Einleitung

1.1 Einführung und Motivation

Tragwerke sind Temperaturänderungen ausgesetzt, die aus wechselnden Umgebungseinflüssen resultieren und thermische Dehnungen hervorrufen. Werden letztere auf Querschnitts- oder Systemebene zurückgehalten, entstehen Eigenspannungen oder Zwangskräfte [14, 63, 242]. Eigenspannungen bilden verteilt über die Fläche eines Querschnitts einen Gleichgewichtszustand und bewirken keine Schnittgrößen [67, 83]. Sie haben in der Bemessung eines Tragwerks daher meist nur eine untergeordnete Bedeutung. Zwangskräfte hingegen rufen Schnittgrößen hervor, die bei Brücken [30, 67, 240], Hochbauten [63, 85, 201] und Kühltürmen [13, 95] einen bedeutenden Anteil an der Gesamtbeanspruchung haben.

Üblicherweise akzeptieren Bauingenieure die zusätzlichen Beanspruchungen aus Temperaturänderungen und berücksichtigen sie als Einwirkungen in der Bemessung oder Nachrechnung eines Tragwerks [4, 28, 53]. Temperaturfelder in Bauwerken aktiv zu verändern, um dadurch Verformungen zu kompensieren, Beanspruchungen zu reduzieren oder gezielt günstige Tragwerksreaktionen hervorzurufen, ist nicht bekannt. Stattdessen werden die negativen Auswirkungen von Temperatureinwirkungen auf ein Tragwerk hingenommen [1, 63, 67].

Die Grundlagen für eine gezielte Beeinflussung von Temperaturfeldern in Bauwerken sind bereits vorhanden. Eine Vielzahl an Wissenschaftlerinnen und Wissenschaftlern hat sich in der Vergangenheit ausgiebig mit Temperaturvariationen [30, 66, 207] und daraus hervorgehenden Tragwerksreaktionen beschäftigt [136, 157]. Es wurden Monitorings an Bestandsbauwerken durchgeführt [18, 189, 190, 191, 192, 193, 227] und numerische Verfahren zur Berechnung instationärer Temperaturfelder unter Einbezug von realen Messdaten entwickelt [25, 68, 195].

Darüber hinaus existieren im Bauwesen bereits einige spezifische Anwendungen aktiver Temperierungen. Dies sind z. B. die Beheizung von Brücken und Parkhäusern zur Enteisung der Fahrbahn (Abbildung 1.1, links) [132, 240] und die Wärmebehandlung von Betonfertigteilen (rechts) zur Erhärtungsbeschleunigung [217, 218, 219] oder Schwindreduktion [209, 210]. Darüber hinaus ist das



Abbildung 1.1: Fußgängerbrücke mit Beheizungssystem (links, [196]) und Wärmebehandlung bei der Herstellung von Betonfertigteilen (rechts, [127])

Temperieren von Bauteilen Bestandteil aktueller Untersuchungen zur Vorspannung von Verstärkungen mittels Formgedächtnislegierungen (engl.: *shape memory alloys*) [36, 45, 160, 213], zur aktiven thermischen Dämmung von Hochbauten [138, 199, 228] und zum Einfluss der Temperatur auf Messungen mittels Ultraschallwellen und faseroptischer Sensorik [37, 38, 39]. In anderen ingenieurwissenschaftlichen Fachgebieten ist die Beeinflussung und Regelung von Temperaturen bereits gängige Praxis [3, 64, 197]. Beispiele sind die Beheizung und Klimatisierung von Gebäuden [64, 93], die Wärmebehandlung von Metallen [8, 119, 205, 215] und der Einsatz von Formgedächtnislegierungen [114, 115].

Die gezielte Beeinflussung von Temperaturfeldern in Bauwerken zur Steuerung von Tragwerksreaktionen erfordert die Entwicklung neuartiger Methoden. Dies erfolgt auf der Basis des vorhandenen Wissens über Materialeigenschaften und Temperaturvariationen in Kombination mit den Analyse- und Entwurfsmethoden der Regelungstechnik. Es sind leistungsstarke Heiz- und Kühlsysteme mit zuverlässigen Temperaturregelungen zur Kompensation von stark veränderlichen Randbedingungen zu verknüpfen.

Grundlegend für die im Rahmen dieser Arbeit entwickelte Methode ist, dass die Dehnung in jeder Querschnittsfaser eines Tragwerks durch gezielte Temperaturinduktion beeinflusst werden kann. Dies erfolgt über den thermischen Dehnungsanteil $\varepsilon_{\Delta T}$, der aus dem materialabhängigen Wärmeausdehnungskoeffizienten α_T und der Temperaturänderung ΔT hervorgeht. Zusammen mit dem lastinduzierten Anteil ε bildet er die Gesamtdehnung ε_{ges} :

$$\begin{aligned}\varepsilon_{\text{ges}} &= \varepsilon + \varepsilon_{\Delta T} \\ &= \varepsilon + \alpha_T \cdot \Delta T\end{aligned}\tag{1.1}$$

Durch das Induzieren von Temperaturfeldern können Dehnungsverteilungen in Querschnitten erzeugt werden, woraus – bei Behinderung der freien Ausdehnung – Schnittgrößen hervorgehen. Das Prinzip wird im Folgenden an den grundlegenden Differentialgleichungen eines Stabs bzw. Balkens demonstriert. Dabei gelten die Hypothese vom Ebenbleiben der Querschnitte („Bernoulli-Hypothese“) und vereinfacht linear-elastisches Materialverhalten. Bei Tragwerken aus Stahlbeton sind zusätzlich nichtlineare Effekte wie Rissbildung zu berücksichtigen, die hier zunächst nicht betrachtet werden.

Eine konstante Temperaturänderung ΔT_u bewirkt in einem Stab oder Balken eine Längsdehnung $\varepsilon_{\Delta T}$. Diese überlagert sich mit einem lastinduzierten Anteil, der aus der Normalkraft N und der Dehnsteifigkeit EA hervorgeht. Die Gesamtlängsdehnung entspricht der Ableitung der Verschiebung u entlang der Längsachse x :

$$u' = \frac{N}{EA} + \alpha_T \cdot \Delta T_u \quad (1.2)$$

Analog dazu bewirkt ein Temperaturgradient eine Krümmung w'' in einem Balken. Diese ergibt sich aus dem vertikalen Temperaturunterschied ΔT_z bezogen auf die Querschnittshöhe h und dem lastinduzierten Anteil, definiert durch das Biegemoment M_y und die Biegesteifigkeit EI :

$$w'' = -\frac{M_y}{EI} - \frac{\alpha_T \cdot \Delta T_z}{h} \quad (1.3)$$

Durch aktive Temperaturinduktion können die Temperaturanteile ΔT_u bzw. ΔT_z gezielt beeinflusst werden, sodass – in Abhängigkeit von den Lagerbedingungen des Tragwerks – Verformungen oder Schnittgrößen steuerbar sind. Die Arbeit fokussiert sich auf die Steuerung von Schnittgrößen. Das Anwendungsfeld der Methode umfasst z. B. die temporäre Entlastung von Tragwerken, die Umlagerung von Schnittgrößen und das thermische Vorspannen nachträglicher Querschnittsverstärkungen.

1.2 Zielsetzung

Die vorliegende Arbeit hat das Ziel, eine Methode zur Steuerung von Schnittgrößen in Stabtragwerken zu entwickeln. Hierfür sind Temperaturen gezielt in Tragwerke einzubringen, um deren Temperaturfelder aktiv zu regeln. Die Methode wird bei der Herstellung und der Verstärkung von Tragwerken praktisch umgesetzt und an Prototypen im Labor experimentell verifiziert. Die Regelung von Temperaturfeldern bei ambienten Umgebungsbedingungen wird an einem mithilfe von realen Messdaten verifizierten Berechnungsmodell numerisch simuliert.

Die Schwerpunkte der Arbeit sind:

- Theoretische Entwicklung und technische Realisierung der Temperaturinduktion zur gezielten Beeinflussung und Regelung von Temperaturfeldern in Betonbauteilen
- Entwicklung einer Methode zur Steuerung von Schnittgrößen in einachsigen gespannten Tragwerken durch induzierte Temperaturen
- Aufstellen von praktischen Umsetzungsmethoden der Schnittgrößensteuerung:
 - (1) Umlagerung von Biegemomenten bei der abschnittswisen Tragwerksherstellung
 - (2) Thermische Vorspannung von nachträglichen Querschnittsergänzungen
- Numerische Simulationsrechnungen zur Regelung von Temperaturfeldern in realmaßstäblichen Bauwerken unter ambienten Bedingungen
- Experimentelle Verifikation der Temperaturinduktion und prototypische Umsetzung der Schnittgrößensteuerung an Stahlbetonbalken

1.3 Aufbau der Arbeit

Die Arbeit gliedert sich in sieben Kapitel, von denen **Kapitel 1** in die Thematik einführt und die Zielsetzung definiert.

Kapitel 2 stellt die Grundlagen der Berechnung und Regelung von instationären Temperaturfeldern zusammen. Einführend werden die verschiedenen Vorgänge des Wärmetransports erläutert und Berechnungsansätze für die Wärmeleitung, den konvektiven Wärmeübergang sowie die Wärmeübertragung durch Strahlung bereitgestellt. Darauf aufbauend wird ein etablierter Ansatz zur numerischen Berechnung örtlich und zeitlich transienter Temperaturfelder in Bauwerken vorgestellt. Abschließend wird ein Überblick über Steuerungs- und Regelungssysteme im Allgemeinen und mit Bezug auf Temperaturfelder gegeben.

In **Kapitel 3** wird die mechanische Wirkung von Temperaturänderungen auf Stahlbetontragwerke aufbereitet und mathematisch hergeleitet. Zunächst werden direkte und indirekte Einwirkungen definiert und die grundlegenden Zusammenhänge zwischen Temperatur und Dehnungen auf Querschnittsebene dargestellt. Im Anschluss wird die Wirkung beliebiger Temperaturfelder auf Systemebene hergeleitet. Darauf aufbauend folgt die Einführung eines Verfahrens zur Berechnung von Schnittgrößen aus Temperatureinwirkungen bei linear-elastischem Materialverhalten. Abschließend werden die Einflüsse von Rissbildung und Kriechen auf Zwangsschnittgrößen dargestellt. Es wird eine wirklichkeitsnahe, modifizierte Arbeitslinie des Betonstahls eingeführt, welche die Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen Rissen berücksichtigt und die Grundlage für nichtlineare Schnittgrößenberechnungen auf der Basis effektiver Querschnittssteifigkeiten bildet.

In **Kapitel 4** wird eine Methode zur Steuerung von Schnittgrößen durch induzierte Temperaturen entwickelt. Die Methode gliedert sich in zwei Komponenten, die jeweils auf einem der beiden Grundlagenkapitel aufbauen. Die erste Komponente umfasst die gezielte Beeinflussung und Regelung von Temperaturfeldern in Betonbauteilen. Hierfür wird die Methode der Temperaturinduktion entwickelt und an realen Bauteilen praktisch umgesetzt. Zur Auswertung der induzierten Temperaturfelder wird ein hybrider Ansatz bereitgestellt, der Messwerte durch approximierte Werte anreichert und dreidimensionale Felder idealisiert über effektive Werte abbildet.

Die zweite Komponente der Methode enthält die Steuerung von Schnittgrößen und setzt gezielt induzierte Temperaturfelder voraus. Es werden für linear-elastisches Materialverhalten gültige Berechnungsformeln und Diagramme zur Dimensionierung und Positionierung der Temperaturinduktion aufgestellt. Für nichtlineares Materialverhalten, d. h. für gerissene Stahlbetontragwerke, erfolgt eine iterative Berechnung auf der Grundlage effektiver Querschnittssteifigkeiten.

Kapitel 5 stellt entwickelte Methoden zur praktischen Umsetzung der Schnittgrößensteuerung bei der Herstellung und der Verstärkung von Tragwerken vor. Es werden zunächst konventionelle Verfahren der abschnittsweisen Tragwerksherstellung, wie z. B. das Freivorbauverfahren, beschrieben. Darauf aufbauend wird eine Methode zur gezielten Umlagerung von Biegemomenten während des Herstellungsprozesses entwickelt. Dabei werden temperaturinduzierte Biegemomente nach einem

Systemwechsel dauerhaft in das Tragwerk eingepägt. Kriechbedingte Umlagerungen können so vorweggenommen werden, was sich günstig auf die Bemessung auswirkt.

Im Anschluss wird ein neuartiges Verstärkungsverfahren entwickelt. Unter Einsatz von Temperaturinduktion können nachträgliche Querschnittsergänzungen vorgespannt und dadurch für das Konstruktionseigengewicht aktiviert werden. Die Wirkung auf das Last-Verformungsverhalten eines Tragwerks wird abschließend analysiert.

Kapitel 6 umfasst numerische Simulationsrechnungen zur Regelung von Temperaturfeldern in Brücken und Experimente zur entwickelten Methode.

Die Simulationsrechnungen erfolgen nach der Methode der Finiten Elemente an einem mithilfe von realen Messdaten verifizierten Brückenmodell und unter Berücksichtigung veränderlicher ambienter Randbedingungen. Es werden die induzierten Temperaturfelder, das Regelungsverhalten und der erforderliche Energiebedarf untersucht und bewertet. Die Berechnungen ergänzen die Experimente, die an kleinmaßstäblichen Tragwerken und unter Laborbedingungen erfolgen.

Die Experimente umfassen zwei Großversuche. Der erste Versuch demonstriert die abschnittsweise Herstellung eines Tragwerks unter Einsatz von Temperaturinduktion. Es werden zwei Kragträger aus Stahlbeton mittels induzierter Temperaturgradienten vorgekrümmt und in diesem Zustand nach dem Freivorbauprinzip gekoppelt. Bei Temperaturrückgang lagert sich das Biegemoment dauerhaft in den Eingusszustand um, sodass kriechbedingte Umlagerungen vorweggenommen werden.

Der zweite Versuch setzt die Verstärkung mit Temperaturinduktion an Zweifeldträgern aus Stahlbeton im ungerissenen und gerissenen Zustand um. Die nachträglich ergänzte Bewehrung wird vorgespannt und für die Aufnahme des Konstruktionseigengewichts aktiviert, was zu einer Entlastung des Bestandsquerschnitts führt. Abschließend wird das Last-Verformungsverhalten der zwei verstärkten Balken bestimmt und mit dem eines Referenzbalkens verglichen.

Kapitel 7 fasst die in der Arbeit gewonnenen Erkenntnisse zusammen, formuliert Schlussfolgerungen und gibt einen Ausblick auf Anwendungsperspektiven und weiteren Forschungsbedarf.

Es sei abschließend darauf hingewiesen, dass Teilergebnisse der Arbeit in folgenden Aufsätzen vorab publiziert wurden: [40, 140, 142, 143, 144, 145].

Grundlagen der Berechnung und Regelung von Temperaturfeldern

Das Kapitel stellt wesentliche Grundlagen zur Berechnung und Regelung von instationären Temperaturfeldern zusammen und bildet den theoretischen Unterbau für die in der Arbeit entwickelte Methode der Temperaturinduktion.

Abschnitt 2.1 gibt einleitend einen Überblick über die Vorgänge des Wärmetransports und liefert Berechnungsansätze für die Wärmeleitung, Konvektion und Strahlung bei Bauwerken unter klimatischen Randbedingungen. Darauf aufbauend wird in Abschnitt 2.2 eine numerische Berechnungsmethode für örtlich und zeitlich transiente Temperaturfelder vorgestellt. Die Methode basiert auf der Bilanzierung von Wärmeströmen an diskreten Flächenelementen und integriert reale Messdaten zur Abbildung der klimatischen Randbedingungen. Abschnitt 2.3 widmet sich abschließend der Steuerungs- und Regelungstechnik und nimmt Bezug auf die Regelung von Temperaturfeldern.

2.1 Theorie der Wärmeübertragung

2.1.1 Vorgänge des Wärmetransports

Die Theorie der Wärmeübertragung behandelt den Transport von thermischer Energie in oder zwischen Körpern, d. h. Objekten mit Masse und Volumen [7, 22, 62, 94, 152, 176, 203]. Jeder Körper besitzt thermische Energie Q [J], die auch als Wärmeenergie bezeichnet wird und nach Gl. 2.1 über die Masse m [kg] und die spezifische Wärmekapazität c [J/(kg·K)] proportional mit der Temperatur T [K] verknüpft ist.

$$Q = c \cdot m \cdot T \tag{2.1}$$

Bei der Berechnung von absoluten Wärmeenergien ist die Temperatur in der SI-Basiseinheit Kelvin [K] anzugeben. Die Temperatur ϑ in Grad Celsius [°C] unterscheidet sich von T durch die Konstante $T_0 = 273,15$ K [29]. Aus der additiven Verknüpfung folgt, dass Temperaturunterschiede

unabhängig von der Einheit sind ($\Delta T = \Delta \vartheta$) und Änderungen der Wärmeenergie Q äquivalent in [K] oder [°C] berechnet werden können [7, 62, 152, 203]. Hier werden Temperaturfelder aus Gründen der Anschaulichkeit in [°C] angegeben. Das Temperaturfeld ϑ stellt eine skalarwertige Funktion dar, die jedem Koordinatenpunkt im dreidimensionalen Raum – definiert durch x, y, z – einen Temperaturwert zum Zeitpunkt t zuordnet [7, 203]:

$$\vartheta = \vartheta(x, y, z, t) \quad (2.2)$$

Durch partielles Ableiten der Temperaturfunktion ergibt sich der Vektor des Temperaturgradienten, der die Temperaturänderungen in der jeweiligen Raumrichtung in der Einheit [°C/m] enthält:

$$\nabla \vartheta = \begin{pmatrix} \frac{\partial \vartheta}{\partial x} \\ \frac{\partial \vartheta}{\partial y} \\ \frac{\partial \vartheta}{\partial z} \end{pmatrix} \quad (2.3)$$

Ein Transport von Wärmeenergie Q erfolgt bei vorhandenen Gradienten $\nabla \vartheta$ innerhalb von und zwischen Körpern [7, 22, 152]. Der Wärmestrom \dot{Q} [W] quantifiziert die pro Zeitintervall dt [s] übertragene Wärmeenergie dQ [J] (Gl. 2.4) und fließt nach dem zweiten Hauptsatz der Thermodynamik immer in Richtung fallender Temperaturen [6, 62, 152, 203].

$$\dot{Q} = \frac{dQ}{dt} \quad (2.4)$$

Wird der Wärmestrom auf die Kontaktfläche A der Wärmeübertragung bezogen, so ergibt sich die Wärmestromdichte \dot{q} [J/(m²·s)] zu:

$$\dot{q} = \frac{\dot{Q}}{A} = \frac{dQ}{A \cdot dt} \quad (2.5)$$

Eine Änderung der Wärmeenergie führt nach Gl. 2.1 zu einer Änderung des Temperaturfelds. Dieses wird als stationär bezeichnet, wenn es zeitunabhängig ist [7, 22], d. h. die Wärmeströme \dot{Q} keine Temperaturänderungen hervorrufen.

Bei der Wärmeübertragung wird zwischen stoff- und nicht stoffgebundenen Transportvorgängen unterschieden [7, 22, 152]. Erstere benötigen einen Festkörper oder ein Fluid und umfassen die Wärmeleitung und die Konvektion. Wärmestrahlung erfolgt ohne stofflichen Träger. Neben den drei im Folgenden beschriebenen Transportvorgängen können innere Wärmequellen, z. B. infolge chemischer Reaktionen, eine Änderung der Wärmeenergie herbeiführen.

- **Wärmeleitung** bezeichnet den Transport von Wärmeenergie innerhalb eines Festkörpers infolge von Temperaturgradienten. Physikalisch betrachtet erfolgt im Falle eines thermischen Ungleichgewichts ein molekularer Wärmetransport gemäß dem *Fourierschen Gesetz* [7, 22, 32, 88, 152, 203].
- **Konvektion** umfasst den massegebundenen Wärmetransport durch strömende Fluide wie Luft oder Wasser und kann nach dem *Newtonschen Wärmeübergangsgesetz* bestimmt werden [62, 88, 92, 151, 203]. Es wird zwischen freier und erzwungener Konvektion unterschieden.

Erstere erfolgt durch selbsterzeugte Strömungen, die bei Dichteunterschieden infolge von Temperaturdifferenzen in einem Fluid auftreten. Erzwungene Konvektion entsteht durch äußere Einflüsse, wie z. B. Wind oder Pumpenantriebe.

- **Wärmestrahlung** beschreibt den Wärmeaustausch zwischen Körpern unterschiedlicher Temperatur mittels elektromagnetischer Wellen. Der Transportvorgang benötigt keinen stofflichen Träger und ist somit auch im Vakuum möglich. Die Wärmestrahlung kann mithilfe des *Stefan-Boltzmann-Gesetzes* bestimmt werden [62, 88, 118, 152, 203].

An einem Bauwerk treten alle drei Wärmetransportvorgänge auf. Innerhalb von Bauteilen erfolgt Wärmeleitung (Abschnitt 2.1.2). An den Rändern findet ein Wärmeübergang durch Konvektion (Abschnitt 2.1.3) und Strahlung (Abschnitt 2.1.4) statt [30, 77, 136, 151, 195]. Abbildung 2.1 zeigt die wesentlichen Wärmeübergänge und die äußeren Einflüsse (Wind, Sonneneinstrahlung, Untergrund, Bebauung, etc.) exemplarisch an einer Hohlkastenbrücke.

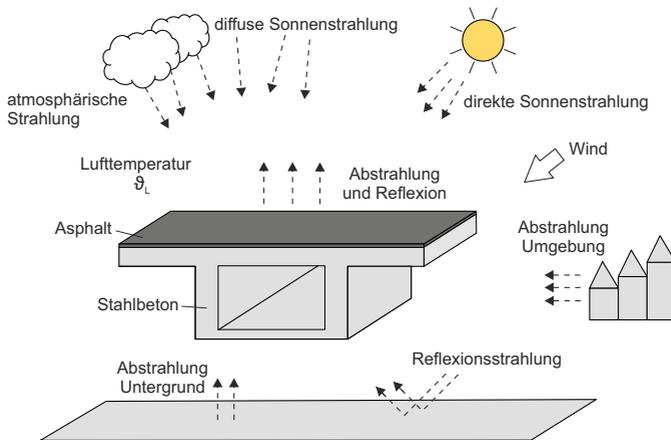


Abbildung 2.1: Vorgänge des Wärmeübergangs an einer Brücke, nach [30, 195]

2.1.2 Wärmeleitung nach Fourierschem Gesetz

Die Berechnung der Wärmeleitung in homogenen, isotropen Körpern basiert auf dem *Fourierschen Gesetz*, welches sich aus der Wärmebilanz an Körpern ableitet [7, 22, 32, 88, 152, 174, 203]. Das Gesetz stellt mithilfe eines Proportionalitätsfaktors, der Wärmeleitfähigkeit λ [W/(m·K)], eine Beziehung zwischen dem Temperaturgradienten $\nabla\vartheta$ (Gl. 2.3) und der Wärmestromdichte \dot{q} (Gl. 2.5) her. λ ist eine material-, druck- und feuchteabhängige Stoffkonstante, welche die „Fähigkeit“ der Wärmeleitung eines Materials quantifiziert. Mit λ ergibt sich der räumliche Vektor der Wärmestromdichte zu:

$$\dot{q} = -\lambda \cdot \nabla\vartheta \quad (2.6)$$

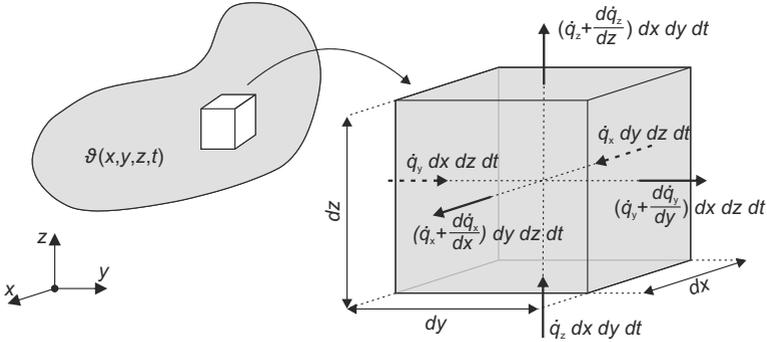


Abbildung 2.2: Wärmebilanz an einem quadratischen Volumenelement eines isotropen Körpers mit räumlich und zeitlich transientem Temperaturfeld ϑ

Bei Annahme eines kartesischen Koordinatensystems lässt sich $\dot{\mathbf{q}}$ in drei Komponenten zerlegen. Gl. 2.7 zeigt exemplarisch die Komponente in x-Richtung.

$$\dot{q}_x = -\lambda \cdot \frac{\partial \vartheta}{\partial x} \quad (2.7)$$

Zur Ermittlung der räumlich und zeitlich transienten Wärmeleitung wird an einem Volumenelement eines isotropen Körpers eine Wärmebilanz aufgestellt (Abbildung 2.2). Die Änderung der thermischen Energie dQ im Zeitintervall dt ergibt sich aus den Wärmeströmen zu:

$$dQ = - \left[\frac{\partial \dot{q}_x}{\partial x} + \frac{\partial \dot{q}_y}{\partial y} + \frac{\partial \dot{q}_z}{\partial z} \right] dx dy dz dt \quad (2.8)$$

Einsetzen von Gl. 2.6 verknüpft dQ mit den gerichteten Temperaturgradienten $\partial \vartheta / \partial n$:

$$dQ = \lambda \cdot \left[\frac{\partial^2 \vartheta}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \vartheta}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \vartheta}{\partial z^2} \right] dx dy dz dt \quad (2.9)$$

Die Änderung der thermischen Energie des Volumenelements während des Zeitintervalls dt , auch umgesetzte Wärmeenergie genannt, lässt sich mithilfe von Gl. 2.1 auch über die Temperaturänderung $\partial \vartheta / \partial t$ ausdrücken. Dabei wird die Masse m als Produkt aus Dichte ρ und Volumen $dV = dx \cdot dy \cdot dz$ angegeben.

$$dQ = c \cdot \rho \cdot dV \cdot \frac{\partial \vartheta}{\partial t} \cdot dt \quad (2.10)$$

Zugeführte (Gl. 2.9) und umgesetzte Wärmeenergie (Gl. 2.10) stehen gemäß Wärmebilanz im Gleichgewicht. Aus diesem resultiert die *Fouriersche Differentialgleichung* (DGL):

$$\lambda \cdot \left[\frac{\partial^2 \vartheta}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \vartheta}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \vartheta}{\partial z^2} \right] - c \cdot \rho \cdot \frac{\partial \vartheta}{\partial t} = 0 \quad (2.11)$$

Die lineare, partielle DGL zweiter Ordnung beschreibt die räumlich und zeitlich transiente Wärmeleitung in isotropen Festkörpern. Sie ergibt sich umgeformt nach der Temperaturänderung $\partial\vartheta/\partial t$ sowie unter Berücksichtigung einer inneren Wärmequelle W zu:

$$\frac{\partial\vartheta}{\partial t} = \frac{\lambda}{c \cdot \rho} \cdot \nabla^2\vartheta + \frac{W}{c \cdot \rho} \quad (2.12)$$

Zur Lösung der DGL sind räumliche und zeitliche Anfangs- und Randbedingungen erforderlich. Die Anfangsbedingungen werden durch die Vorgabe eines Temperaturfeldes zum Zeitpunkt $t = 0$ festgelegt. Die Randbedingungen unterscheiden sich in drei Arten [7, 32, 88, 151, 152, 188, 240]:

- 1. Art: Vorgabe von Oberflächentemperaturen ϑ_O als orts- und zeitabhängige Funktion.
- 2. Art: Vorgabe von Wärmestromdichten \dot{q}_r als orts- und zeitabhängige Funktion.
- 3. Art: Vorgabe von Lufttemperaturen ϑ_L und Gesetzen bzw. Modellen des Wärmeübergangs infolge Konvektion und Strahlung.

Eine analytische Lösung der partiellen DGL ist nur für spezielle Geometrien und lineare Randbedingungen, also temperaturunabhängige Wärmeübergangskoeffizienten, möglich [32, 151]. Für den eindimensionalen Fall der Wärmeleitung, der für Platten mit theoretisch unendlicher Ausdehnung in der Ebene angenommen werden kann, existieren beispielsweise analytische Lösungsverfahren (z. B. *Laplace-Transformation*) [32, 62, 74, 88, 152, 172, 214, 217]. Durch eine Transformation der eindimensionalen Wärmeleitung in radiale Richtung können analytische Verfahren auch auf Zylinder und Kugeln angewendet werden [22, 203].

Bauwerke weisen jedoch im Allgemeinen komplexe Geometrien mit einem mehrdimensionalen Wärmefluss auf und sind klimatischen Einflüssen ausgesetzt (vgl. Abbildung 2.1), die nichtlineare Randbedingungen 3. Art darstellen. Die Nichtlinearität des Wärmeübergangs infolge Konvektion und Strahlung zeigt sich durch Wärmeübergangskoeffizienten α_K , die nichtlinear von der Oberflächentemperatur des Bauwerks abhängen. Eine analytische Lösung der DGL ist für diesen Fall nicht möglich [32, 151]. Um die Randbedingungen abzubilden, sind numerische Lösungsansätze mit Zeitintegration eines in Volumen- oder Flächenelemente diskretisierten Körpers zu verwenden [25, 32, 66, 195]. Ein solcher numerischer Ansatz wird in Abschnitt 2.2 vorgestellt.

2.1.3 Konvektiver Wärmeübergang

Konvektion bewirkt einen ständigen Austausch von Fluidteilchen unterschiedlicher Temperaturen [62]. Der Austausch verringert sich mit abnehmender Distanz zu einer Oberfläche eines Körpers, sodass sich eine Grenzschicht aus ruhenden und laminar strömenden Fluidteilchen bildet. Zwischen dieser oberflächennahen Grenzschicht und der Oberfläche findet ein Wärmetransport statt [62, 136]. Abbildung 2.3 zeigt links qualitativ den Temperaturverlauf in der Grenzschicht. Die Lufttemperatur ϑ_L fällt in Richtung der Oberfläche nichtlinear ab bis schließlich ϑ_O erreicht wird.

Der komplexe konvektive Wärmeübergang kann nach dem *Newtonschen Wärmeübergangsgesetz* mithilfe des Wärmeübergangskoeffizienten α_K [$W/(m^2 \cdot K)$] approximiert werden [62, 88, 92, 151,

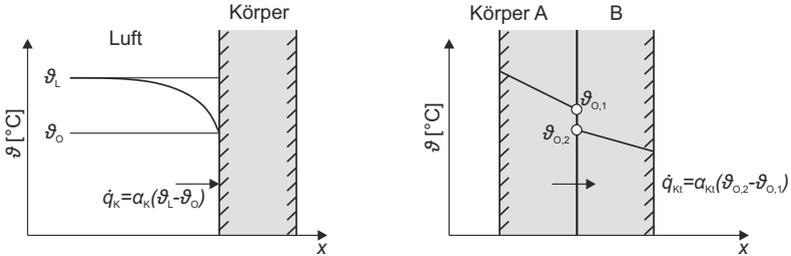


Abbildung 2.3: Konvektiver Wärmeübergang an einer senkrechten Fläche (links) und zwischen zwei Körpern mit gestörter Grenzfläche (rechts)

203]. α_K verknüpft als Proportionalitätsfaktor die konvektive Wärmestromdichte \dot{q}_K mit der Temperaturdifferenz und hängt von den geometrischen, thermischen und materiellen Gegebenheiten ab. \dot{q}_K ergibt sich damit aus α_K und der Differenz aus ϑ_L und ϑ_o :

$$\dot{q}_K = \alpha_K \cdot (\vartheta_L - \vartheta_o) \quad (2.13)$$

Das Gesetz des konvektiven Wärmeübergangs kann auch zur Abbildung des thermischen Widerstands an der Grenze zweier sich berührender Körper A und B eingesetzt werden [7]. Bei einer optimalen Grenzfläche, d. h. einer festen Verbindung von zwei Körpern, weist der Temperaturverlauf aufgrund der sich ändernden Wärmeleitfähigkeit lediglich einen Knick an der Grenzstelle auf. Es gilt das *Fouriersche Gesetz* der Wärmeleitung. Eine gestörte Grenzfläche führt zu einem Kontaktwiderstand, der einen Temperatursprung hervorruft (Abbildung 2.3, rechts). Die Berechnung des Wärmeübergangs kann für diesen Fall analog zu Gl. 2.13 mit dem Kontaktwiderstandskoeffizienten α_{Kl} und den Grenzschichttemperaturen $\vartheta_{O,1}$ und $\vartheta_{O,2}$ erfolgen [7].

Für die Bestimmung der Wärmeübergangskoeffizienten von Bauwerken existieren verschiedene empirische Ansätze. Dabei wird in der Regel zwischen freier und erzwungener Konvektion unterschieden. Die Überlagerung beider Anteile kann nach [77, 136, 151, 188, 195] über einen kubischen Ansatz erfolgen. Damit ergibt sich

$$\alpha_K = \sqrt[3]{\alpha_{K,f}^3 + \alpha_{K,e}^3} \quad (2.14)$$

mit den Koeffizienten $\alpha_{K,f}$ für freie und $\alpha_{K,e}$ für erzwungene Konvektion. Der Ansatz setzt die Einhaltung des Verhältnisses $\alpha_{K,f} : \alpha_{K,e} < 0,8$ sowie gleichgerichtete Strömungen voraus. Von gleichgerichteten Strömungen kann nach *Lichte* und *Fouad* [77, 136] ausgegangen werden, wenn

- die betrachtete Oberfläche senkrecht ausgerichtet ist,
- die Oberflächentemperatur an einer waagerechten Oberseite größer als die Lufttemperatur ist oder
- die Oberflächentemperatur an einer waagerechten Unterseite kleiner als die Lufttemperatur ist.

Bei entgegengerichteten Strömungen werden die Anteile voneinander subtrahiert.

Freie Konvektion

Zur Abbildung der freien Konvektion wird hier ein empirischer Ansatz dargestellt, mit dem sich $\alpha_{K,f}$ für verschiedene Flächenausrichtungen nach Tabelle 2.1 berechnen lässt [77, 136, 188, 195]. Der Ansatz berücksichtigt, dass sich Luftströmungen an senkrechten und waagerechten Flächen signifikant unterscheiden. Bei letzteren Flächen wird zusätzlich zwischen der Ober- und der Unterseite eines Bauwerks differenziert. So fließt in den Wärmeübergangskoeffizienten $\alpha_{K,f,u}$ an der Unterseite eines Bauwerks die Breite, auch Anströmlänge L_A genannt, gemäß Gl. 2.16 ein. Es ist zu beachten, dass die Luft- und die Oberflächentemperaturen T_L und T_O in allen Gleichungen in der Einheit Kelvin einzusetzen sind.

Tabelle 2.1: Wärmeübergangskoeffizienten bei freier Konvektion für verschiedene Flächenausrichtungen, nach [77, 136]

Fläche (Ausrichtung)	Wärmeübergangskoeffizient
Oberseite (waagrecht)	$\alpha_{K,f,o} = 14,13 \cdot \sqrt[3]{\frac{ T_L - T_O }{T_L}} \quad (2.15)$
Unterseite (waagrecht)	$\alpha_{K,f,u} = 1,84 \cdot \sqrt[5]{\frac{ T_L - T_O \cdot L_A^2}{T_L}} \quad (2.16)$
Senkrechte Flächen	$\alpha_{K,f,v} = 9,7 \cdot \sqrt[3]{\frac{ T_L - T_O }{T_L}} \quad (2.17)$

Erzwungene Konvektion

Erzwungene Konvektion resultiert aus äußeren Einflüssen, die sich bei Bauwerken auf den Wind beschränken. [136] liefert einen Ansatz, der $\alpha_{K,e}$ als Funktion der Strömungsgeschwindigkeit der Luft, also der Windgeschwindigkeit v , darstellt (Gl. 2.18). Der Parameter ζ ist mit einem Wert zwischen 4,0 und 5,0 anzusetzen [77]. Hier wird ζ gemäß [195] zu 5,0 abgeschätzt, um näherungsweise einen stetigen Übergang für Windgeschwindigkeiten über und unter 5 m/s zu erhalten.

$$\alpha_{K,e} = \zeta \cdot v \quad \text{mit } \zeta = 5,0 \quad \text{für } v \leq 5 \text{ m/s} \quad (2.18)$$

$$\alpha_{K,e} = 7,15 \cdot v^{0,78} \quad \text{für } v > 5 \text{ m/s} \quad (2.19)$$

2.1.4 Wärmeübertragung durch Strahlung

Die von einer Oberfläche eines Körpers ausgestrahlte Wärme kann durch die sogenannte *Stefan-Boltzmann-Konstante* ($\sigma = 5,67 \cdot 10^{-8} \text{ W}/(\text{m}^2 \cdot \text{K}^4)$) quantifiziert werden [62, 66, 88, 118, 152, 203]. Mit σ , der Temperatur T in [K] und dem Emissionsgrad ε der abstrahlenden Oberfläche ergibt sich der Wärmestrom \dot{q}_S infolge Strahlung nach dem *Stefan-Boltzmann-Gesetz* zu:

$$\dot{q}_S = \varepsilon \cdot \sigma \cdot T^4 \quad (2.20)$$

Der Absorptionsgrad α einer Oberfläche bestimmt, welche Anteile der Wärmestrahlung von einem Körper absorbiert, reflektiert oder durchgelassen werden. Nur die absorbierte Strahlung wird in Wärmeenergie umgewandelt, die sich mittels Wärmeleitung im Körper ausbreitet. Der reflektierte Anteil wird vom Körper wieder in die Umgebung abgestrahlt. α beträgt null, wenn die Strahlung vollständig reflektiert oder durchgelassen wird und eins, wenn sie vollständig absorbiert wird. Letzteres trifft auf einen ideal schwarzen Körper zu.

Nach dem *Kirchhoffschen Gesetz* emittiert eine Oberfläche genau den Anteil an Strahlung, den sie absorbiert, sodass der Absorptionsgrad α dem Emissionsgrad ε entspricht. Die von einem Körper absorbierte Strahlung ergibt sich demnach – unter der Annahme eines zweiten Körpers bzw. einer Umgebung mit idealem Abstrahlverhalten und der Temperatur T – ebenfalls nach Gl. 2.20.

Die Wärmeübertragung an Bauwerken setzt sich aus verschiedenen Strahlungsanteilen zusammen, die in Abbildung 2.1 zusammengefasst sind. Sie lassen sich übergeordnet in Sonnenstrahlung sowie Abstrahlungen von benachbarten Bauwerken oder dem Untergrund einteilen. Strahlung durch künstliche Quellen (z. B. Infrarotstrahler) kann weitgehend analog zur Sonnenstrahlung berechnet werden.

Wärmestrahlung zwischen Oberflächen

Die Wärmeübertragung durch Abstrahlung von Oberflächen ist vielmehr ein Austausch von Wärmeenergie zwischen zwei Oberflächen. Der Strahlungsaustausch leitet sich aus Gl. 2.20 ab und hängt von den Temperaturen T_i [K] und Emissionsgraden ε_i der beiden Oberflächen und der Strahlungszahl $C_s = 5,67 \text{ W}/(\text{m}^2 \cdot \text{K}^4)$ eines ideal schwarzen Körpers ab [22, 77, 136, 151, 195]. C_s geht aus der *Stefan-Boltzmann-Konstanten* hervor. Der eingehende Wärmestrom ergibt sich damit zu:

$$\dot{q}_{S,1,2} = \varepsilon_1 \cdot \varepsilon_2 \cdot C_s \cdot \varphi_{1,2} \cdot \left[\left(\frac{T_1}{100} \right)^4 - \left(\frac{T_2}{100} \right)^4 \right] \quad (2.21)$$

Das geometrische Verhältnis der zwei Oberflächen fließt über die Einstrahlzahl $\varphi_{1,2}$ in Gl. 2.21 ein. Konkret wird durch $\varphi_{1,2}$ berücksichtigt, dass die von einer Oberfläche emittierte Wärmestrahlung vom Einstrahlwinkel abhängt. Der maximale Wärmestrom \dot{q}_{\max} ergibt sich bei senkrechter Einstrahlung. Er reduziert sich nach dem *Lambertschen Kosinusetz* mit zunehmender Winkelabweichung φ von der Flächennormalen (Abbildung 2.4a) [62, 117]. Auf dieser Grundlage ergibt sich $\varphi_{1,2}$ nach Abbildung 2.4b aus den Winkeln φ_i , den Flächen dA_i und dem Abstand s der zwei Oberflächen zu:

$$\varphi_{1,2} = \frac{1}{\pi \cdot A_1} \cdot \int_{A_1} \int_{A_2} \frac{\cos \varphi_1 \cdot \cos \varphi_2}{s^2} dA_2 dA_1 \quad (2.22)$$

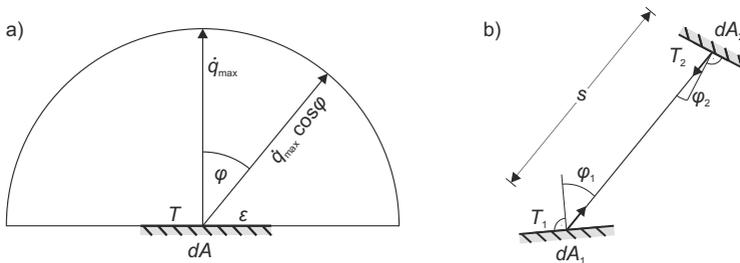


Abbildung 2.4: a) Einfluss des Winkels auf die Wärmestrahlung nach dem *Lambertschen Kosinusetz*, b) Strahlungsaustausch zwischen zwei Oberflächen, nach [136]

Die Berechnung der Abstrahlung des Untergrunds basiert auf Gl. 2.21. Dabei kann der Boden gemäß [195] als unendlich große Fläche betrachtet werden, sodass die Abstrahlung stets senkrecht auf die Brückenunterseite erfolgt ($\varphi_{1,2} = 1$). Zudem wird die Bodentemperatur vereinfachend mit der Lufttemperatur gleichgesetzt [202]. Gl. 2.21 vereinfacht sich dadurch zu:

$$\dot{q}_{S,U} = \varepsilon_1 \cdot \varepsilon_U \cdot C_s \cdot \varphi_{1,2} \cdot \left(\frac{T_L}{100} \right)^4 \quad (2.23)$$

Sonnenstrahlung

Die Wärmeübertragung aus Sonnenstrahlung lässt sich in vier verschiedene Anteile unterteilen (vgl. Abbildung 2.1) [136, 188, 195]:

- Direkte und
- diffuse Sonnenstrahlung,
- Reflexionsstrahlung und
- atmosphärische Strahlung.

Die direkte und die beim Eintritt in die Erdatmosphäre diffus gestreute Sonnenstrahlung bilden zusammen die sogenannte Globalstrahlung, die aus der jeweiligen Strahlungsintensität (I_{dir} , I_{diff}), einem Abminderungsfaktor κ_B zur Abbildung der Bewölkung und dem Emissionskoeffizienten ε_K der Oberfläche für kurzwellige Strahlung hervorgeht [77, 136, 195]:

$$\dot{q}_{S,S} = \kappa_B \cdot \varepsilon_K \cdot (I_{\text{dir}} + I_{\text{diff}}) \quad (2.24)$$

Die Strahlungsintensität hängt von einer Vielzahl an geographischen, klimatischen und zeitlichen Parametern ab. Dies sind vor allem die geografische Lage, die Jahres- und Tageszeit, der Bewölkungsgrad und die Trübung der Atmosphäre. Ein Teil der Globalstrahlung wird vom Untergrund reflektiert und auf das Bauwerk abgestrahlt. Die Wärmestromdichte der reflektierten Sonnenstrahlung

hängt – analog zur Globalstrahlung – von der Intensität der Sonnenstrahlung und dem Emissionskoeffizienten ε_K ab. Zusätzlich fließt der Reflexionskoeffizient ρ_U des Bodens und die Einstrahlzahl $\varphi_{1,2}$ in die Gleichung ein:

$$\dot{q}_{S,Ref} = \varphi_{1,2} \cdot \rho_U \cdot \varepsilon_K \cdot (I_{dir} + I_{diff}) \quad (2.25)$$

Die Atmosphäre, bestehend aus Wasserdampf, Ozon und weiteren Gasen, strahlt ebenfalls Wärme ab. Die Wärmestromdichte hängt nach Gl. 2.26 vom Emissionskoeffizienten der Atmosphäre ε_{Atm} , dem Koeffizienten des Bauwerks ε_L für langwellige Strahlung und dem Trübungsfaktor T_{Li} ab.

$$\dot{q}_{S,Atm} = \varepsilon_L \cdot \varepsilon_{Atm} \cdot C_s \cdot \varphi_{1,2} \cdot \left(\frac{T_{Li}}{100} \right)^4 \quad (2.26)$$

Auf eine detailliertere Darstellung und Herleitung der einzelnen Strahlungsanteile und -mechanismen wird hier verzichtet. Für genauere physikalische Hintergründe, z. B. zu den Einflüssen aus Beschattung, Trübung oder dem Sonnenstandswinkel, wird auf [77, 117, 136, 151, 188, 195] verwiesen.

2.2 Numerische Berechnung instationärer Temperaturfelder

Numerische Methoden können zur Berechnung von instationären Temperaturfeldern in Bauwerken eingesetzt werden. Sie ermöglichen – im Gegensatz zu analytischen Ansätzen – eine Berücksichtigung von Randbedingungen 3. Art, die erforderlich sind, um den nichtlinearen Wärmeübergang auf ein Bauwerk infolge Konvektion und Strahlung abzubilden. Vorteilhaft sind individuelle Berechnungsroutinen auf der Grundlage finiter Elemente. Diese bieten eine hohe Anpassungsfähigkeit an die jeweilige Problemstellung und ermöglichen die Einbettung von nichtlinearen Wärmeübergangsmodellen und realen Messdaten [77, 100, 136, 188, 195].

Numerische Temperaturberechnungen basieren auf einer zeitlichen und räumlichen Diskretisierung eines Körpers und der Bilanzierung von Wärmeflüssen an den Elementen. Die Elemente besitzen jeweils einen Temperaturwert sowie eine definierte Wärmeleitfähigkeit λ , Wärmekapazität c und Dichte ρ [25, 66] und bilden zusammen das Temperaturfeld ϑ ab. Die folgenden Ausführungen beschränken sich auf ebene Temperaturfelder in einzelnen Querschnitten, da Verläufe in Längsrichtung einer Brücke weitgehend konstant sind, sofern sich der Querschnitt und die Randbedingungen nicht signifikant ändern [25, 66, 77, 188, 195]. Variierende Bedingungen, z. B. infolge einer stark gekrümmten Brückenlängsachse oder unterschiedlichen Verschattungsbedingungen, können durch eine Querschnittsbetrachtung an mehreren Stellen im Längssystem berücksichtigt werden [136].

Die Flächenelemente sind im Allgemeinen rechteckig, sodass sich an jeder der vier Seiten ein Wärmestrom q bzw. eine Wärmestromdichte \dot{q} einstellt [136, 195]. Während bei Innenelementen ausschließlich Wärmeleitung auftritt, wirken an Randelementen zusätzlich Konvektion und Strahlung. Daraus folgt die Notwendigkeit einer Unterscheidung zwischen Innen- und Randelementen gemäß Abbildung 2.5. An Innenelementen stellt sich allseitig eine Wärmestromdichte $\dot{q}_{i,k}$ ein, die gemäß Gl. 2.6 von der Wärmeleitfähigkeit λ und dem Temperaturgradienten zwischen dem betrachteten und dem benachbarten Element abhängt:

$$\dot{q}_{i,k} = \lambda \cdot \frac{\vartheta_k - \vartheta_i}{l_i/2 + l_k/2} \quad (2.27)$$

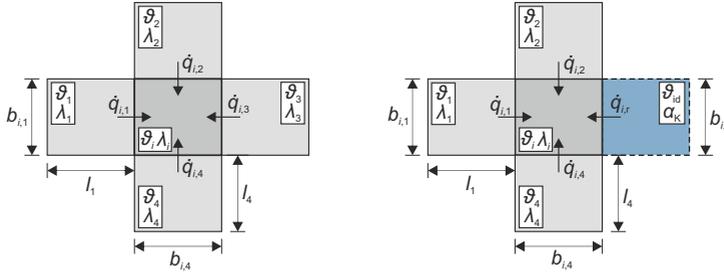


Abbildung 2.5: Wärmeströme an einem Innen- (links) und einem Randlelement (rechts) mit Bemaßung und Angabe von Temperatur ϑ und Wärmeleitfähigkeit λ , nach [151]

Der Gradient resultiert aus der Differenz der Elementtemperaturen ϑ_k und ϑ_i bezogen auf die Strecke zwischen den Elementmittelpunkten, die der Summe der halben Elementlängen l_i und l_k entspricht. In Gl. 2.27 kann λ/l als Wärmedurchgangswiderstand zusammengefasst werden. Unterscheidet sich λ in den beiden betrachteten Elementen aufgrund von unterschiedlichen Materialien, addieren sich die Wärmedurchgangswiderstände der beiden Elemente analog zum Prinzip einer Reihenschaltung auf [62, 92, 152], sodass sich die Wärmestromdichte wie folgt ergibt:

$$\begin{aligned} \dot{q}_{i,k} &= \frac{1}{\frac{l_i/2}{\lambda_i} + \frac{l_k/2}{\lambda_k}} \cdot [\vartheta_k - \vartheta_i] \\ &= \frac{2\lambda_i\lambda_k}{\lambda_i l_k + \lambda_k l_i} \cdot [\vartheta_k - \vartheta_i] \end{aligned} \quad (2.28)$$

Randlelemente grenzen an mindestens einer der vier Seiten an Luft. Der Wärmestrom $\dot{q}_{i,r}$ an der luftseitigen Oberfläche resultiert aus Anteilen infolge Konvektion (Abschnitt 2.1.3) und Strahlung (Abschnitt 2.1.4):

$$\dot{q}_{i,r} = \dot{q}_{i,K} + \dot{q}_{i,S} \quad (2.29)$$

Für die Berechnung können beide Anteile durch eine ideelle Randtemperatur ϑ_{id} zusammengefasst werden [77, 136, 151, 195, 240]. Dadurch kann der Wärmeübergang infolge Strahlung analog zur Konvektion über den Wärmeübergangskoeffizienten α_K nach Gl. 2.13 ausgedrückt werden:

$$\begin{aligned} \dot{q}_r &= \alpha_K \cdot (\vartheta_L - \vartheta_O) + \dot{q}_S \\ &= \alpha_K \cdot (\vartheta_{id} - \vartheta_O) \\ \Leftrightarrow \vartheta_{id} &= \frac{\dot{q}_r}{\alpha_K} + \vartheta_O \end{aligned} \quad (2.30)$$

Die Berechnung der Wärmestromdichte am Randelement kann damit analog zu Gl. 2.28 erfolgen:

$$\dot{q}_{i,r} = \frac{1}{\frac{l_i/2}{\lambda_i} + \frac{1}{\alpha_{K,i}}} \cdot [\vartheta_{id,i} - \vartheta_i] \quad (2.31)$$

Die Wärmeströme von benachbarten Elementen und am Querschnittsrand resultieren aus den Wärmestromdichten $\dot{q}_{i,k}$ bzw. $\dot{q}_{i,r}$ und der zugehörigen Kontaktlänge $b_{i,k}$ bzw. $b_{i,r}$. Die Summe aller Wärmeströme multipliziert mit dem Zeitintervall Δt ergibt die Änderung der Wärmeenergie in einem Element:

$$\Delta Q_i = \Delta t \cdot \left[\sum_{k=1}^m (\dot{q}_{i,k} \cdot b_{i,k}) + \sum_{k=1}^m (\dot{q}_{i,r} \cdot b_{i,r}) \right] \quad (2.32)$$

Aus ΔQ_i geht eine Änderung der Elementtemperatur ϑ_i hervor, die gemäß Gl. 2.1 zusätzlich von der Wärmekapazität c_i und der Masse $m_i = \rho_i \cdot y_i \cdot z_i$ des Elements abhängt:

$$\vartheta_i^{t+\Delta t} = \frac{\Delta Q_i}{c_i \cdot \rho_i \cdot y_i \cdot z_i} + \vartheta_i^t \quad (2.33)$$

In [188, 195] wird eine mögliche Umsetzung der numerischen Temperaturfeldberechnung in einem Tabellenkalkulationsprogramm vorgestellt. Das Prinzip basiert auf einer direkten Übertragung der räumlichen Diskretisierung eines Querschnitts auf die Zellenstruktur des Programms, wodurch die Temperatur ϑ_i , die Materialparameter c_i , ρ_i und λ_i sowie die Wärmeströme q_i elementweise in Form von Matrizen dargestellt werden. Die Randbedingungen ergeben sich aus den in den Abschnitten 2.1.3 und 2.1.4 vorgestellten Wärmeübergangsmodellen, in die reale Messdaten (Lufttemperaturen, Bewölkungsgrade, Windgeschwindigkeiten) einfließen. In der Berechnungsroutine wird je Zeitschritt elementweise die Änderung der Wärmeenergie ΔQ_i bestimmt, woraus nach Gl. 2.33 die neuen Elementtemperaturen zum Zeitpunkt $t + \Delta t$ hervorgehen. Über eine programmierte Schleife wird das berechnete Temperaturfeld nach einem Zeitschritt Δt wieder als Ausgangsfeld definiert und die Tabellenkalkulation neu gestartet.

Die räumliche und die zeitliche Diskretisierung sind so zu wählen, dass numerische Stabilität gewährleistet wird. Die aus dieser Forderung hervorgehende maximale Zeitschrittlänge Δt_{\max} ergibt sich nach Gl. 2.34 [240] in Abhängigkeit von den Materialparametern und der Elementgröße, die durch die Kantenlängen y_i und z_i definiert wird.

$$\Delta t_{\max} \leq \frac{c_i \cdot \rho_i}{2\lambda_i} \cdot \frac{\Delta y_i^2 \cdot \Delta z_i^2}{\Delta y_i^2 + \Delta z_i^2} \quad (2.34)$$

Die Elementgröße ist grundsätzlich frei wählbar. Es ist jedoch zu beachten, dass sich Δt_{\max} mit ansteigender Elementgröße verringert. Kleinere Zeitschritte bedeuten längere Berechnungszeiten. Die Elementgröße bestimmt außerdem die Auflösung und die Genauigkeit der Berechnungsergebnisse [195]. Da die Temperaturen stets für den Elementschwerpunkt gelten, sinkt mit steigender Elementgröße die Genauigkeit des von der Oberflächentemperatur abhängigen Wärmeübergangs am Querschnittsrand. Es wird daher eine Diskretisierung in mindestens fünf Elemente über die Höhe und die Breite eines Teilquerschnitts und in zwei Elemente je Materialschiicht empfohlen [188].

2.3 Regelungstechnik

2.3.1 Allgemeines

Regelungstechnik wird zur gezielten Beeinflussung von zeitlich veränderlichen Prozessen eingesetzt [19, 148, 223]. Ein Prozess läuft in einem System ab, das Ein- und Ausgangsgrößen besitzt und sich durch Funktionen oder Modelle beschreiben lässt. Bei einer gewöhnlichen Klimaregelung stellt beispielsweise der Raum das dynamische System dar, mit der elektrischen Heizenergie als Eingangsgröße und der Lufttemperatur als Ausgangsgröße [148]. Der zu beeinflussende Prozess ist dabei das Erwärmen der Raumluft. Weitere Beispiele für Systeme sind technische Geräte, Anlagen oder Roboter [64, 93, 223].

Bei der Beeinflussung von Prozessen ist grundsätzlich nach dem Wirkungsablauf zwischen Steuerungen und Regelungen zu unterscheiden [19, 103, 148, 223]. Eine Steuerung (engl.: *open loop control*) weist eine offene Wirkungskette auf, in der die Eingangsgröße direkt aus einer dem System eigentümlichen Gesetzmäßigkeit hervorgeht [59]. Abbildung 2.6 zeigt ein typisches Steuerungssystem als Blockschaltbild, das alle Systemkomponenten mit den ein- und ausgehenden Größen und den Wirkungsrichtungen darstellt. Die Stellgröße $u(t)$ wird durch eine Steuereinrichtung auf der Grundlage einer Führungsgröße $w(t)$ vorgegeben und fließt als Eingangsgröße in das dynamische System ein, das hier als Steuerstrecke bezeichnet wird. Neben $u(t)$ wirken unbekannte Störgrößen $z(t)$ auf die Steuerstrecke ein und führen zu Abweichungen zwischen der Regelgröße $y(t)$ und der Führungsgröße $w(t)$. Steuerungen sind daher nur sinnvoll, wenn keine signifikanten oder ausschließlich erfassbare Störgrößen auftreten. Letztere können der Steuereinrichtung als planmäßige Eingangsgrößen zugeführt werden (Störgrößenaufschaltung).

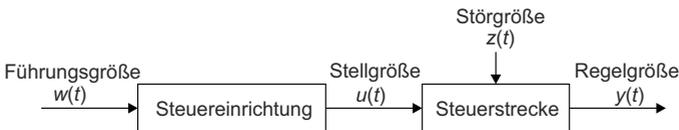


Abbildung 2.6: Steuerungssystem mit offener Wirkungskette

Treten unbekannte Störgrößen auf, bietet sich der Einsatz einer Regelung (engl.: *closed loop control*) an. Ziel einer Regelung ist es, äußere Störungen zu kompensieren und die Regelgröße $y(t)$ der Führungsgröße $w(t)$ kontinuierlich nachzuführen [19, 148, 223]. Dazu ist ein geschlossener Kreislauf notwendig, in dem $y(t)$ fortlaufend erfasst und mit $w(t)$ verglichen wird (Abbildung 2.7) [59]. Der wesentliche Unterschied zu einer Steuerung liegt demnach in der integrierten Messeinheit und der kontinuierlichen Bestimmung der Abweichung zwischen Soll- und Ist-Zustand ($e(t) = w(t) - y(t)$). Die Regeleinrichtung stellt die Stellgröße dann mithilfe eines Reglergesetzes auf der Grundlage der Regelabweichung $e(t)$ und unter Berücksichtigung der dynamischen Eigenschaften der Regelstrecke ein. Durch die kontinuierliche Rückführung können unbekannte, auf die Regelstrecke einwirkende Störgrößen $z(t)$ kompensiert und die daraus resultierenden Abweichungen klein gehalten werden.

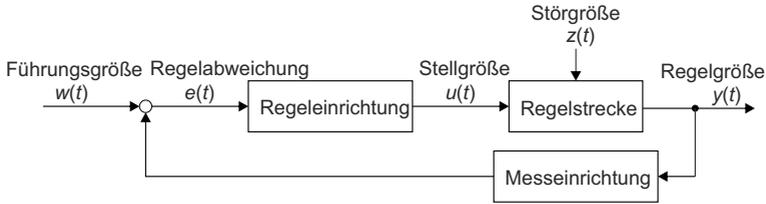


Abbildung 2.7: Regelungssystem mit geschlossenem Kreislauf

Steuerungen haben technische und ökonomische Vorteile, wenn das dynamische System bekannt und stabil ist und keine unbekanntes Störgrößen auftreten [103, 148, 223]. Wenn diese Bedingungen erfüllt sind, kann eine Steuerung die Ausgangsgröße aufgrund der offenen Wirkungskette im Allgemeinen schneller auf den Sollwert bringen als eine Regelung. Letztere ist bei weniger bekanntem Systemverhalten vorteilhaft oder sogar zwingend notwendig, um entstehende Abweichungen zwischen Soll- und Ist-Zustand kontinuierlich auszugleichen. Regelungen werden teilweise um eine Vorsteuerung ergänzt, um die Vorteile beider Systeme zu vereinen [148].

Im Folgenden werden die Regelstrecke (Abschnitt 2.3.2) und die Regeleinrichtung (Abschnitt 2.3.3) genauer charakterisiert. Es sei an dieser Stelle darauf hingewiesen, dass die Grundlagen der Regelungstechnik hier nur angerissen werden, um ein Grundverständnis für die in der Arbeit angewendeten Regelungen zu verschaffen. Für vertiefte Grundlagen wird auf [19, 93, 148, 223] verwiesen.

2.3.2 Regelstrecke

Die Regelstrecke umfasst das zu beeinflussende System mit eingehenden Stell- und Störgrößen und ausgehenden Regelgrößen. Es kann durch Modelle oder physikalische Gesetze mathematisch beschrieben werden. Dabei ist grundlegend zwischen linearen und nichtlinearen, statischen und dynamischen sowie Ein- und Mehrgrößensystemen zu differenzieren [2, 103, 148, 223]. In linearen Systemen sind die Ausgangsgrößen linear mit den Eingangsgrößen verknüpft. Ein System ist statisch, wenn die Ausgangsgrößen ausschließlich durch die aktuellen Werte der Eingangsgrößen bestimmt werden. In dynamischen Systemen hängen die Ausgangsgrößen zusätzlich von der Historie der Eingangsgrößen ab. Mehrgrößensysteme charakterisieren sich dadurch, mehrere Ein- oder Ausgangsgrößen zu besitzen.

Es wird im Folgenden bereits Bezug auf Temperaturfelder in Bauwerken genommen. Das Bauwerk stellt mit seinen Materialparametern ein komplexes Mehrgrößensystem mit den Wärmeströmen an der Oberfläche als Eingangsgrößen und dem Temperaturfeld als Ausgangsgröße dar. Zur Regelung des Temperaturfelds sind Wärmeströme gezielt durch künstliche Wärmequellen zu erzeugen und einzuleiten. Als Stellgrößen können entweder die Wärmeströme oder alternativ Oberflächentemperaturen dienen. Wärmeströme infolge Konvektion und Strahlung bilden die Störgrößen. Die Systemreaktion hängt von der Historie der Eingangsgrößen ab und ist somit dynamisch. Das System lässt sich durch eine lineare, partielle Differentialgleichung beschreiben. Diese ist jedoch aufgrund der nichtlinearen Randbedingungen, den Wärmeströmen infolge Konvektion und Strahlung, nicht

analytisch lösbar (vgl. Abschnitt 2.1).

Regelstrecken weisen teilweise eine Verzögerung oder eine Totzeit auf. In diesem Fall reagiert die Regelgröße nicht direkt auf eine Änderung der Stellgröße. Eine Totzeit ist eine zeitliche Verzögerung, die bereits auftritt, bevor die Stellgröße auf die Regelstrecke einwirkt. Systeme mit Totzeit können bei einer schlecht parametrisierten Regelung instabil werden, was sich durch extreme Stellgrößen und eine unkontrolliert oszillierende Ausgangsgröße äußert [64, 103, 223].

Regelstrecken mit Verzögerung enthalten Speicherelemente, die zu einer trägen Reaktion der Regelgröße auf Änderungen der Stellgröße führen [19, 64]. Eine solche Trägheit existiert auch bei der Regelung von Temperaturfeldern. Hier wirken die Luft oder ein Festkörper aufgrund der Trägheit der Wärmeleitung als Speicherelemente.

2.3.3 Regeleinrichtung

Die Regeleinrichtung, auch kurz als Regler bezeichnet, gibt die Gesetzmäßigkeit zur Einstellung der Stellgröße vor und berücksichtigt das dynamische Verhalten der Regelstrecke. Das Reglergesetz kann aus einer einfachen Schaltung bestehen, eine lineare Beziehung zwischen Stellgröße und Regelabweichung sein oder zusätzlich den zeitlichen Verlauf von $e(t)$ berücksichtigen. Die Art des Reglers bzw. das Gesetz ist so zu wählen, dass der Regelungskreislauf stabil ist und die Regelgröße beim Auftreten von Störgrößen der Führungsgröße schnell und genau nachgeführt wird [223]. Im Folgenden werden die wesentlichen Reglerarten kurz dargestellt, wobei zwischen unstetigen und stetigen Reglern unterschieden wird [19, 64, 148, 223].

Unstetige Regler

Bei unstetigen Reglern kann die Stellgröße nur wenige diskrete Werte annehmen. Der Regler übt die Stellfunktion als Serie von Impulsen mit festgelegter Energie und begrenzter Einwirkdauer aus. Er wird daher auch schaltender Regler oder Relaissystem genannt und findet aufgrund des einfachen technischen Aufbaus und eines vergleichsweise geringen Wartungsaufwands häufig Anwendung bei Haushaltsgeräten und in der Heizungstechnik [19, 223]. Der einfachste und zugleich häufigste unstetige Regler ist der Zweipunktregler, der zwischen zwei Schaltzuständen variiert (i. d. R. „Ein“ und „Aus“). Mehrpunktregler funktionieren nach dem gleichen Prinzip, haben aber entsprechend mehr Schaltzustände.

Zur Begrenzung der Schaltfrequenz ist häufig die Berücksichtigung einer Hysterese erforderlich [64, 223]. Diese bildet einen symmetrischen Bereich um die Führungsgröße $w(t)$ ab, innerhalb welchem der aktuelle Schaltzustand beibehalten wird. Abbildung 2.8 zeigt links das Arbeitsprinzip eines Zweipunktreglers mit Hysterese an einem Diagramm, das die Stellgröße u auf der Ordinate und die Regelgröße y auf der Abszisse darstellt. Die Schaltdifferenz y_{sd} quantifiziert die Größe der durch einen unteren (y_u) und oberen Grenzwert (y_o) abgesteckten Hysterese. Bei Erreichen von y_o wird die Stellgröße auf „Aus“ geschaltet. Der Schaltzustand wird beibehalten bis der untere Grenzwert y_u erreicht wird. Abbildung 2.8 zeigt rechts qualitativ den aus einer Zweipunktregelung hervorgehenden zeitlichen Verlauf der Regelgröße bei Annahme konstanter Störgrößen. Der sprunghafte Wechsel zwischen den diskreten Stellgrößen bzw. Schaltzuständen führt zu einer peri-

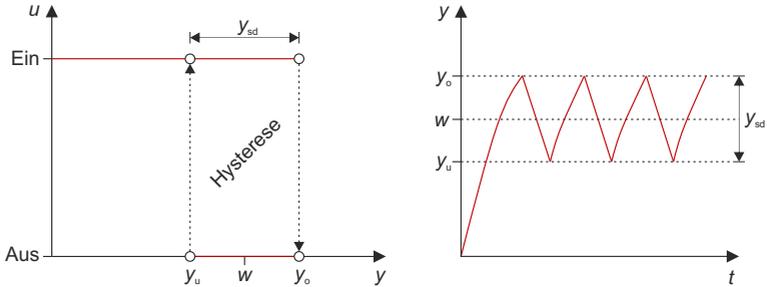


Abbildung 2.8: Darstellung des Arbeitsprinzips eines Zweipunktreglers mit Hysterese an einem Diagramm mit der Stellgröße u und der Regelgröße y (links) und dem zeitlichen Verlauf von y (rechts)

odischen Schwingung um die Führungsgröße w . Die Amplitude der Regelgröße entspricht hier der eingestellten Schaltdifferenz y_{sd} . Sie überschreitet y_{sd} , sofern die Regelstrecke eine Totzeit oder Verzögerung aufweist.

Zweipunktregler kommen zum Einsatz, wenn die Regelung möglichst einfach gehalten werden soll und Abweichungen von der Führungsgröße tolerierbar sind oder wenn das Stellglied – meist aufgrund von technischen Beschränkungen – keine stetige Regelung zulässt [19, 64, 223]. Die Parametrisierung des Reglers beschränkt sich auf die Festlegung des Energieimpulses, der zum Teil durch die Stellgröße bzw. das technische Gerät vorgegeben ist, und einer geeigneten Hysterese.

Stetige Regler

Bei stetigen Reglern variiert die Stellgröße fortlaufend und kann theoretisch unendlich viele Werte annehmen. Sie richtet sich nach der gemessenen Regelabweichung $e(t)$. Stetige Regler setzen sich aus verschiedenen Anteilen zusammen, die kombiniert oder einzeln verwendet werden können. Im Folgenden werden drei grundlegende Anteile beschrieben [19, 64, 148, 223]:

- **Proportionalanteil (P-Anteil):** Die Stellgröße $u(t)$ ist proportional über den Faktor K_P mit der Regelabweichung $e(t)$ verknüpft:

$$u(t) = K_P \cdot e(t) \quad (2.35)$$

Je größer K_P gewählt wird, desto schneller gleicht der Regler Abweichungen vom Sollwert aus. Dies ermöglicht einen schnellen Abbau von $e(t)$. Es ist jedoch zu beachten, dass die Regelung für große K_P instabil werden kann, was sich durch unkontrollierte Schwingungen äußert. Außerdem kann $e(t)$ allein mit dem P-Anteil niemals null werden, da die Stellgröße mit sinkendem $e(t)$ gegen null geht.

- **Integralanteil (I-Anteil):** Die Stellgröße $u(t)$ ergibt sich aus der Integration des aktuellen Wertes und der vorangegangenen Werte der Regelabweichung $e(t)$:

$$u(t) = K_I \cdot \int_0^t e(t) dt \quad (2.36)$$

Durch den I-Anteil können Regelabweichungen vollständig abgebaut werden, da auch die vorangegangene Werte in die Stellgröße einfließen. Nachteilig ist die damit einhergehende langsame Reaktion des Reglers auf Änderungen der Regelgröße.

- **Differentialanteil (D-Anteil):** Die Stellgröße $u(t)$ hängt nicht von der Regelabweichung $e(t)$, sondern dessen Änderungsrate $\partial e(t)/\partial t$ ab:

$$u(t) = K_D \cdot \frac{\partial e(t)}{\partial t} \quad (2.37)$$

Mit dem D-Anteil kann ein Trend der Regelabweichung festgestellt werden, sodass der Regler schnell auf Abweichungen reagieren und diese ausgleichen kann. Der D-Anteil kann niemals alleine, sondern nur in Verbindung mit dem P-Anteil eingesetzt werden.

Durch eine Kombination der Anteile lassen sich verschiedene Regler erstellen, die die jeweiligen Vorteile vereinen [223]. So weist ein gut eingestellter PID-Regler eine hohe Genauigkeit (P-Anteil) und Reaktionsschnelligkeit (D-Anteil) ohne bleibende Regelabweichung (I-Anteil) auf. Abbildung 2.9 zeigt qualitativ den zeitlichen Verlauf der Regelgröße unter der Annahme konstanter Störgrößen. Ein Vergleich mit der Zweipunktregelung (Abbildung 2.8) verdeutlicht die genannten Vorteile. Die Regelabweichung baut sich hier schneller und vollständig ab, wobei letzteres praktisch selten realisierbar ist.

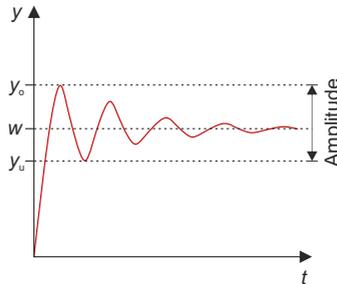


Abbildung 2.9: Qualitative Darstellung des zeitlichen Verlaufs der Regelgröße y bei einer PID-Regelung, nach [223]

Die Wahl des Reglers und der Einstellwerte K_P , K_I und K_D resultieren aus dem Reglerentwurf. Für lineare Systeme stehen weitgehend abgeschlossene Theorien zur Verfügung. Verfahren für den Entwurf im Frequenzbereich (z. B. Frequenzkennlinienverfahren, Wurzelortskurvenverfahren) sind z. B. in [19, 148, 223] zu finden. Für nichtlineare Systeme existieren keine allgemeinen Theorien. Es werden eigene Analyse- und Entwurfsverfahren benötigt, die nur für bestimmte Anwendungsfälle gelten [2]. Daher werden nichtlineare Systeme – wenn möglich – linearisiert [223]. Grundsätzlich ist es empfehlenswert die Qualität eines Reglerentwurfs durch numerische Simulationen zu überprüfen [148, 223].

Wirkung von Temperaturänderungen auf Stahlbetontragwerke

Das Kapitel behandelt die mechanische Wirkung von Temperaturänderungen auf Stahlbetontragwerke und liefert damit wesentliche Grundlagen für die in der Arbeit entwickelte Methode zur Steuerung von temperaturinduzierten Schnittgrößen.

Abschnitt 3.1 gibt einleitend einen Überblick über direkte und indirekte Einwirkungen auf Tragwerke. Es folgt in Abschnitt 3.2 eine detaillierte Aufbereitung des theoretischen Hintergrundes von Temperatureinwirkungen. Beginnend mit der konstitutiven Beziehung zwischen Temperaturänderungen und Dehnungen werden anschließend die Wirkungen eines beliebigen nichtlinearen Temperaturfelds auf Querschnitts- und Systemebene eines Tragwerks hergeleitet. Darauf aufbauend wird ein Verfahren zur linear-elastischen Berechnung von Schnittgrößen aus Temperaturänderungen eingeführt. Abschnitt 3.3 behandelt den Einfluss von Rissbildung auf temperaturinduzierte Zwangsschnittgrößen. Es wird eine wirklichkeitsnahe Materialkennlinie des Betonstahls vorgestellt, welche die Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen Rissen berücksichtigt und als Grundlage für nichtlineare Schnittgrößenberechnungen auf der Basis effektiver Querschnittssteifigkeiten dient. Abschließend wird der Einfluss von Kriechen auf Zwangsschnittgrößen dargestellt (Abschnitt 3.4).

3.1 Einwirkungsarten

Tragwerke sind verschiedenen Arten von Einwirkungen ausgesetzt, die sich übergeordnet nach der Ursache in Lasten und eingeprägte Verformungen unterteilen lassen [14, 125, 242]. Die beiden Einwirkungsarten werden auch als direkt und indirekt bezeichnet. Direkte Lasteinwirkungen sind Eigengewichte sowie äußere Kräfte, z. B. aus Verkehrs- und Nutzlasten, Schnee oder Wind. Indirekte Einwirkungen resultieren aus eingepägten oder zurückgehaltenen inneren Verformungen und

werden als Zwang bezeichnet. Entsprechend der sich einstellenden Wirkung auf Querschnitts- oder Systemebene ist zwischen innerem und äußerem Zwang zu differenzieren [14, 86, 125, 239, 242]. Innerer Zwang entsteht aus Verformungen, die auf Querschnittsebene behindert werden. Dies betrifft nichtlinear verteilte Dehnungen, die – unter der Annahme ebener Querschnitte – durch benachbarte Querschnittsfasern zurückgehalten werden [67, 128, 149]. Daraus gehen Eigenspannungszustände hervor, die sich dadurch charakterisieren, innerhalb eines Querschnitts im Gleichgewicht zu stehen [14, 66, 67, 242]. Eigenspannungen rufen daher keine Schnittgrößen in einem Tragwerk hervor, sie erhöhen jedoch die Spannungen in einzelnen Querschnittsfasern. Innerer Zwang tritt insbesondere infolge von Schwinden oder nichtlinearen Temperaturverläufen auf. Letztere ergeben sich beispielsweise aus abfließender Hydratationswärme, veränderlichen klimatischen Randbedingungen oder Schweißvorgängen an Stahlbauteilen [71, 85, 125, 162].

Äußerer Zwang entsteht auf Systemebene infolge aufgezwungener oder durch Auflager oder angrenzende Bauteile zurückgehaltener innerer Verformungen. Die Verformungen resultieren zum Beispiel aus ungleichmäßigen Lageretzungen [125], Temperaturänderungen infolge veränderlicher Umgebungsbedingungen [13, 67, 191, 201], Schwinden [201] oder Vorspannung [23, 184]. Die bei statisch unbestimmter Lagerung entstehenden Zwangskräfte sind proportional mit der Dehn- bzw. Biegesteifigkeit verknüpft und werden durch Materialentfestigung, wie z. B. Rissbildung oder Kriechen, abgebaut [14, 15, 63, 67, 123]. Infolgedessen erhöht Zwang vor allem auf Gebrauchslastniveau die Gesamtbeanspruchung eines Tragwerks und wird im Grenzzustand der Tragfähigkeit erheblich reduziert. Lastinduzierte Schnittgrößen hängen zum Vergleich ausschließlich von der Verteilung der Steifigkeiten entlang eines Tragwerks ab und lagern sich bei Steifigkeitsänderungen lediglich um [123, 125].

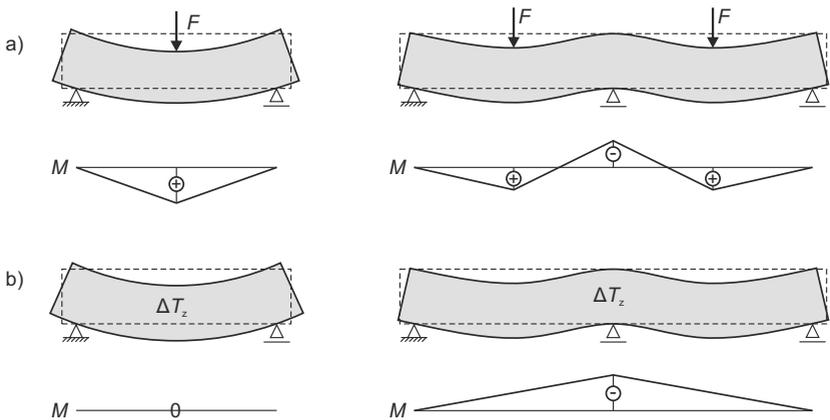


Abbildung 3.1: Verformungen und Schnittgrößen aus (a) Einzellasten F und (b) vertikalen Temperaturunterschieden ΔT_z an einem Einfeldträger und einem statisch unbestimmten Zweifeldträger

Abbildung 3.1 stellt exemplarisch die aus (a) Einzellasten F und (b) vertikalen Temperaturunterschieden ΔT_z hervorgehenden Bauteilreaktionen an einem Einfeldträger und einem statisch unbestimmten Zweifeldträger gegenüber. Die Einzellasten rufen in beiden Systemen Biegemomente mit linearen Verläufen und Knickstellen an den Auflagern sowie den Lastangriffspunkten hervor. Die Wirkung von ΔT_z hängt im Gegensatz dazu vom statischen System ab. Bei statisch bestimmter Lagerung stellt sich die durch ΔT_z hervorgerufene Krümmung spannungsfrei ein, sodass keine Schnittgrößen entstehen. Im statisch unbestimmten Zweifeldträger werden die temperaturinduzierten Verformungen durch das Mittelauflager zurückgehalten. Es entstehen Reaktionskräfte an den Auflagern, aus denen ein lineares Zwangsmoment hervorgeht.

3.2 Temperatureinwirkungen

3.2.1 Thermische Dehnungen

Eine Temperaturänderung ΔT [K] bewirkt thermische Dehnungen $\varepsilon_{\Delta T}$ in den drei geometrischen Hauptrichtungen x , y und z eines Körpers [150, 185]:

$$\varepsilon_{\Delta T} = \begin{pmatrix} \varepsilon_{x,\Delta T} \\ \varepsilon_{y,\Delta T} \\ \varepsilon_{z,\Delta T} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \alpha_{T,x} \\ \alpha_{T,y} \\ \alpha_{T,z} \end{pmatrix} \cdot \Delta T \quad (3.1)$$

Der Wärmeausdehnungskoeffizient $\alpha_{T,i}$ [1/K] des Materials je Richtung $i = x, y, z$ dient als Proportionalitätsfaktor zwischen Temperaturänderung und Dehnung. Er wird im Folgenden einheitlich und richtungsunabhängig angenommen. Diese Annahme gilt für isotropes Material.

Bei stabförmigen Tragwerken werden im Allgemeinen ausschließlich Längsdehnungen $\varepsilon_{x,\Delta T}$ betrachtet, da die Ausdehnungen in der Querschnittsebene – aufgrund der geringen Abmessungen im Vergleich zur Stablänge – vernachlässigbar klein sind. Diese Vereinfachung erfolgt auch hier und unter Verzicht auf den Index x .

Die Gesamtlängsdehnung ε_{ges} ergibt sich additiv aus $\varepsilon_{\Delta T}$ und einem lastinduzierten Anteil ε :

$$\varepsilon_{\text{ges}} = \varepsilon + \varepsilon_{\Delta T} \quad (3.2)$$

ε_{ges} entspricht der Dehnung eines eindimensionalen Stabes bzw. einer einzelnen Querschnittsfaser eines Balkens. Die einzelnen Dehnungen bilden über den Querschnitt eines Balkens eine Dehnungsverteilung, aus der Querschnittsverzerrungen hervorgehen. Dabei gilt für schlanke Balken die Hypothese vom Ebenbleiben der Querschnitte („Bernoulli-Hypothese“) [67, 128, 149]. Unter dieser Annahme stellt sich eine Dehnungsebene $\varepsilon_{\text{ges}}(x, y)$ ein, die sich analog zu Gl. 3.2 aus einem lastinduzierten und einem thermischen Anteil zusammensetzt. Ersterer Anteil ergibt sich zu

$$\varepsilon(y, z) = \varepsilon_0 + \kappa_y \cdot z + \kappa_z \cdot y, \quad (3.3)$$

mit der Längsdehnung ε_0 , den Krümmungen κ_y und κ_z sowie den Koordinaten z und y in vertikaler und horizontaler Querschnittsrichtung. Die Dehnungsebene eines beliebigen Querschnitts lässt sich iterativ aus dem Gleichgewicht zwischen inneren und äußeren Kraftgrößen, die auch als Einwirkungen (Index E) und Widerstände (Index R) bezeichnet werden, ermitteln [128, 153, 173]. Für

den räumlichen Fall (schiefe Biegung mit Normalkraft) ergeben sich Gleichgewichtsbedingungen für die Normalkraft N und die Biegemomente M_y und M_z :

$$N_E = N_R; \quad M_{y,E} = M_{y,R}; \quad M_{z,E} = M_{z,R} \quad (3.4)$$

Die inneren Kraftgrößen definieren sich unter der Annahme eines Koordinatensystems im Angriffspunkt der Einwirkungen als Integrale der Normalspannungen σ bzw. ihrer Multiplikation mit der jeweiligen Querschnittsordinate über die Querschnittsfläche A :

$$N_R = \int_A \sigma(\varepsilon) \, dA; \quad M_{y,R} = \int_A \sigma(\varepsilon) \cdot z \, dA; \quad M_{z,R} = - \int_A \sigma(\varepsilon) \cdot y \, dA \quad (3.5)$$

Lineare oder nichtlineare Materialgesetze verknüpfen Normalspannungen σ mit den lastinduzierten Dehnungen ε .

Zur Bestimmung des thermischen Dehnungsanteils $\varepsilon_{\Delta T}(y, z)$ kann ein beliebiges Temperaturfeld $\Delta T(y, z)$ gemäß der DIN EN 1991-1-5 [53] in vier Anteile zerlegt werden:

1. Konstanter Anteil (ΔT_u)
2. Linear über die z -Achse veränderlicher Anteil (ΔT_z)
3. Linear über die y -Achse veränderlicher Anteil (ΔT_y)
4. Nichtlinearer Anteil (ΔT_e)

Abbildung 3.2 zeigt die Zerlegung am Beispiel eines Rechteckquerschnitts mit der Höhe h und der Breite b . Der konstante Temperaturanteil ΔT_u entspricht der Änderung der mittleren Querschnittstemperatur und führt zu einer axialen Dehnung $\varepsilon_{\Delta T}$, auch Dilatation genannt. ΔT_z und ΔT_y quantifizieren die Temperaturunterschiede der linear über die z - bzw. y -Achse veränderlichen Anteile, die Krümmung $\kappa_{y,\Delta T}$ bzw. $\kappa_{z,\Delta T}$ hervorrufen. Der klassischen Balkentheorie folgend wird eine nach unten gerichtete vertikale Achse angenommen [149], sodass ΔT_z positiv ist, wenn die

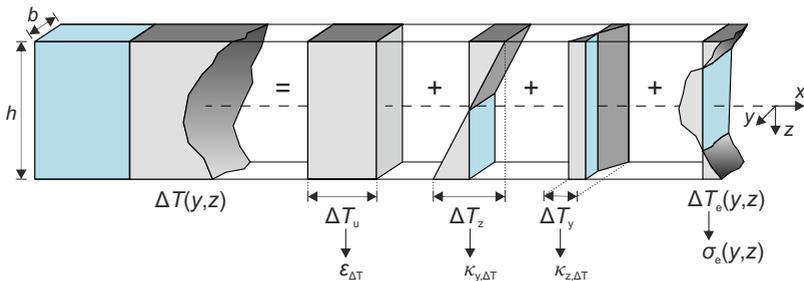


Abbildung 3.2: Zerlegung eines nichtlinearen Temperaturfelds in konstante, linear veränderliche und nicht-lineare Anteile, nach DIN EN 1991-1-5 [53]

Unterseite eines Querschnitts wärmer ist als die Oberseite. Es ist zu beachten, dass in der Definition der DIN EN 1991-1-5 die z-Achse nach oben zeigt und das Vorzeichen von ΔT_z dadurch gedreht zur hier gewählten Konvention ist [53]. ΔT_z und ΔT_y werden im Folgenden vereinfacht als vertikaler bzw. horizontaler Temperaturunterschied bezeichnet. Als weiterer Begriff wird der Temperaturgradient eingeführt, der die konstante Änderungsrate $\Delta T_z/h$ bzw. $\Delta T_y/b$ in [K/m] angibt.

Mit den einzelnen Anteilen lässt sich $\Delta T(y, z)$ bei Annahme eines Koordinatensystems mit dem Ursprung im Schwerpunkt wie folgt ausdrücken:

$$\Delta T(y, z) = \Delta T_u + \frac{\Delta T_z}{h} \cdot z + \frac{\Delta T_y}{b} \cdot y + \Delta T_e(y, z) \quad (3.6)$$

Die Dehnungsebene $\varepsilon_{\Delta T}(y, z)$ ergibt sich aus den drei ebenen Temperaturanteilen zu

$$\varepsilon_{\Delta T}(y, z) = \alpha_T \cdot \left(\Delta T_u + \frac{\Delta T_z}{h} \cdot z + \frac{\Delta T_y}{b} \cdot y \right) \quad (3.7)$$

mit der Längsdehnung $\varepsilon_{\Delta T}$ und den Krümmungen $\kappa_{y,\Delta T}$ und $\kappa_{z,\Delta T}$:

$$\varepsilon_{\Delta T} = \alpha_T \cdot \Delta T_u \quad (3.8)$$

$$\kappa_{y,\Delta T} = \alpha_T \cdot \frac{\Delta T_z}{h} \quad (3.9)$$

$$\kappa_{z,\Delta T} = \alpha_T \cdot \frac{\Delta T_y}{b} \quad (3.10)$$

Der residuale, nichtlineare Temperaturanteil ΔT_e bewirkt Dehnungen, die in schubsteifen Balken von den benachbarten Querschnittsfasern zurückgehalten werden, sodass statt Verformungen Eigenspannungen σ_e im Querschnitt entstehen [67, 128, 240, 242]. Diese bilden verteilt über die Fläche eines beliebigen Verbundquerschnitts einen Gleichgewichtszustand und rufen demnach keine Verformungen oder Schnittgrößen hervor [67, 129, 240]. Daraus folgt mit Gl. 3.5:

$$N = \int_A \sigma_e(\varepsilon) \, dA = 0 \quad (3.11)$$

$$M_y = \int_A \sigma_e(\varepsilon) \cdot z \, dA = 0 \quad (3.12)$$

$$M_z = - \int_A \sigma_e(\varepsilon) \cdot y \, dA = 0 \quad (3.13)$$

Die einzelnen Temperaturanteile lassen sich iterativ bestimmen, indem die drei ebenen Anteile angepasst werden, bis die Gleichgewichtsbedingungen der aus dem residualen Anteil ΔT_e hervorgehenden Eigenspannungen (Gleichungen 3.11 bis 3.13) erfüllt sind. Letztere hängen – analog zu den Normalspannungen σ – von den linearen oder nichtlinearen Materialgesetzen ab.

Unter der Annahme linear-elastischen Materialverhaltens können Formeln zur analytischen Ermittlung der Temperaturanteile abgeleitet werden. σ_e ergibt sich zu

$$\sigma_e(y, z) = -E \cdot \alpha_T \cdot \Delta T_e(y, z) \quad (3.14)$$

mit dem Elastizitätsgesetz

$$\varepsilon_{\text{ges}} = \frac{\sigma}{E} + \alpha_T \cdot \Delta T, \quad (3.15)$$

welches σ proportional über den Elastizitätsmodul E mit ε verknüpft. Einsetzen von Gl. 3.14 und Gl. 3.6 in die Gleichungen 3.11 bis 3.13 ergibt:

$$\int_A -E \cdot \alpha_T \cdot \left(\Delta T(y, z) - \Delta T_u - \frac{\Delta T_z}{h} \cdot z - \frac{\Delta T_y}{b} \cdot y \right) dA = 0 \quad (3.16)$$

$$\int_A -E \cdot \alpha_T \cdot \left(\Delta T(y, z) - \Delta T_u - \frac{\Delta T_z}{h} \cdot z - \frac{\Delta T_y}{b} \cdot y \right) \cdot z dA = 0 \quad (3.17)$$

$$-\int_A -E \cdot \alpha_T \cdot \left(\Delta T(y, z) - \Delta T_u - \frac{\Delta T_z}{h} \cdot z - \frac{\Delta T_y}{b} \cdot y \right) \cdot y dA = 0 \quad (3.18)$$

Die Gleichungen vereinfachen sich unter der Annahme eines Koordinatensystems mit dem Ursprung im Schwerpunkt durch Einsetzen der Flächenmomente 0., 1. und 2. Ordnung. Auflösen nach dem verbleibenden Temperaturanteil führt zu:

$$\Delta T_u = \frac{1}{A} \cdot \int_A \Delta T(y, z) dA \quad (3.19)$$

$$\Delta T_z = \frac{1}{I_y} \cdot \int_A \Delta T(y, z) \cdot z dA \quad (3.20)$$

$$\Delta T_y = \frac{1}{I_z} \cdot \int_A \Delta T(y, z) \cdot y dA \quad (3.21)$$

mit:

$$\int_A dA = A \quad (3.22)$$

$$\int_A z dA = z_s \cdot A = 0, \quad \int_A y dA = y_s \cdot A = 0 \quad (3.23)$$

$$\int_A z^2 dA = I_y, \quad \int_A y^2 dA = I_z \quad (3.24)$$

Mit den Gleichungen 3.19 bis 3.21 können die Temperaturanteile aus einem beliebigen nichtlinearen Temperaturfeld $\Delta T(y, z)$ eines homogenen Querschnitts extrahiert werden. Bei Verbundquerschnitten sind ideale Querschnittswerte anzusetzen.

3.2.2 Wirkung auf Systemebene

Querschnittsverzerrungen aus Temperaturänderungen führen auf Systemebene – in Abhängigkeit vom statischen System – zu Verformungen oder Schnittgrößen. In statisch bestimmten Systemen stellen sich temperaturinduzierte Längsdehnungen und Krümmungen spannungsfrei ein. Es resultieren Verschiebungen und Verdrehungen. Bei statischer Unbestimmtheit sind die Schnittgrößen eines Tragwerks mit den Querschnittsverzerrungen verknüpft, sodass zusätzlich zu den Gleichgewichtsbedingungen (Gl. 3.4) Materialgesetze und kinematische Beziehungen in die Berechnung einzubeziehen sind. Gleichzeitig werden innere Verformungen aus Temperaturänderungen durch die Auflager zurückgehalten, wodurch Zwangskräfte entstehen. Diese rufen Schnittgrößen hervor.

Die folgenden Ausführungen zur Verformungs- und Schnittgrößenberechnung beschränken sich auf linear-elastisches Materialverhalten, was die Herleitung analytischer Formeln ermöglicht [67, 150, 240]. Dabei gilt weiterhin die Hypothese vom Ebenbleiben der Querschnitte. Vereinfacht wird ausschließlich einachsige Biegung mit Normalkraft betrachtet. Eine Übertragung auf Biegung um die z -Achse ist möglich. Die inneren Kraftgrößen ergeben sich aus den ersten zwei Beziehungen in Gl. 3.5 und unter der Annahme eines Koordinatensystems mit Ursprung in der Schwerelinie des Balkens. Bei Streichung des Index R ergibt sich

$$N(x) = EA(x) \cdot (u'(x) - \alpha_T \cdot \Delta T_u(x)) \quad (3.25)$$

$$M_y(x) = -EI(x) \cdot \left(w''(x) + \frac{\alpha_T \cdot \Delta T_z}{h} \right) \quad (3.26)$$

mit dem linearen Materialgesetz

$$\sigma = E \cdot (\varepsilon_{\text{ges}} - \alpha_T \cdot \Delta T), \quad (3.27)$$

dem Temperaturfeld $\Delta T(y, z)$ nach Gl. 3.6, den Flächenmomenten 0., 1. und 2. Ordnung (Gl. 3.22 bis Gl. 3.24) und den folgenden geometrischen und kinematischen Beziehungen am differentiellen Balkenelement der Länge dx :

$$\varepsilon_{\text{ges}} = \frac{du}{dx} = u' \quad u(z) = \varphi \cdot z \quad \varphi = -\frac{dw}{dx} = -w' \quad (3.28)$$

u und w stellen die Verschiebungen in Längs- und vertikaler Richtung dar, φ bzw. $-w'$ die Querschnittsneigung. w'' ist dann die Änderung der Querschnittsneigung, die für kleine Verformungen der negativen Balkenkrümmung $-\kappa$ entspricht [129, 149, 150]. Die Schnitt- und Verschiebungsgrößen sowie die Steifigkeiten können in Längsrichtung beliebig veränderlich sein. Auf die Darstellung der Abhängigkeit von der x -Koordinate wird im Folgenden aus Gründen der Übersichtlichkeit verzichtet.

Umformen der Gleichungen 3.25 und 3.26 liefert die Differentialgleichungen eines Stabes bzw. Biegebalkens:

$$u' = \frac{N}{EA} + \alpha_T \cdot \Delta T_u \quad (3.29)$$

$$w'' = -\frac{M_y}{EI} - \frac{\alpha_T \cdot \Delta T_z}{h} \quad (3.30)$$

Mit den Gleichgewichtsbedingungen am differentiellen Balkenelement aus den inneren Schnittgrößen (N , Q , M) bzw. deren differentiellen Zuwächsen (dN , dQ , dM) und den äußeren Streckenlasten (n , q)

$$\frac{dN}{dx} = -n \quad (3.31)$$

$$\frac{d^2 M_y}{dx^2} = -\frac{dQ}{dx} = -q \quad (3.32)$$

ergeben sich Differentialgleichungen höherer Ordnung:

$$(EA \cdot u')' = -n + (EA \cdot \alpha_T \cdot \Delta T_u)' \quad (3.33)$$

$$(EI \cdot w'')'' = q - \left(EI \cdot \frac{\alpha_T \cdot \Delta T_z}{h} \right)'' \quad (3.34)$$

Verformungen und Schnittgrößen lassen sich durch Integration der Differentialgleichungen und unter Einbezug geometrischer und statischer Randbedingungen bestimmen. Treten über die Länge veränderliche Einwirkungen oder Steifigkeiten auf, erfolgt die Integration bereichsweise.

Die Abbildungen 3.3 und 3.4 zeigen die aus ΔT_u und ΔT_z hervorgehenden Reaktionen exemplarisch an einem statisch bestimmten Einfeldträger (a) und einem beidseitig eingespannten Balken (b). Die Temperatureinwirkungen wirken jeweils über die Länge $L_{\Delta T}$. Aus ΔT_u geht in beiden Systemen eine temperaturinduzierte Längsausdehnung $\varepsilon_{\Delta T}$ über $L_{\Delta T}$ hervor. Diese führt im Einfeldträger zu einer Verschiebung u am Loslager (Abbildung 3.3a). Im eingespannten Träger (b) wird die Ausdehnung durch die horizontalen Auflager zurückgehalten. Es bilden sich Auflagerkräfte N_A und N_B , die eine über L konstante Längsdehnung ε_0 und damit einhergehend eine konstante negative Druckkraft N hervorrufen.

ΔT_z bewirkt eine konstante Krümmung $\kappa_{\Delta T}$ über $L_{\Delta T}$. Diese kann sich im Einfeldträger spannungsfrei einstellen (Abbildung 3.4a). Der Balken krümmt sich bei Annahme eines negativen ΔT_z

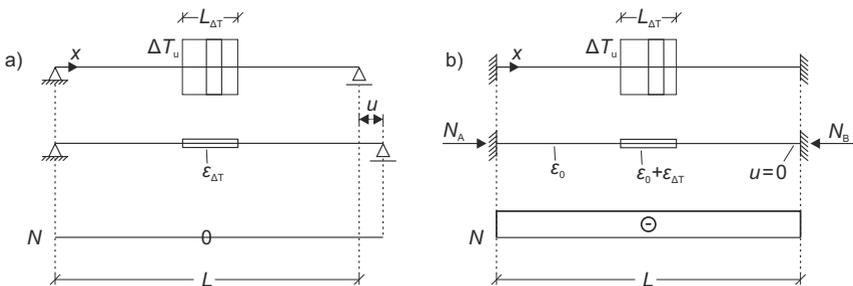


Abbildung 3.3: Verformungen und Schnittgrößen aus ΔT_u an einem Einfeldträger (a) und einem beidseitig eingespannten Balken (b)

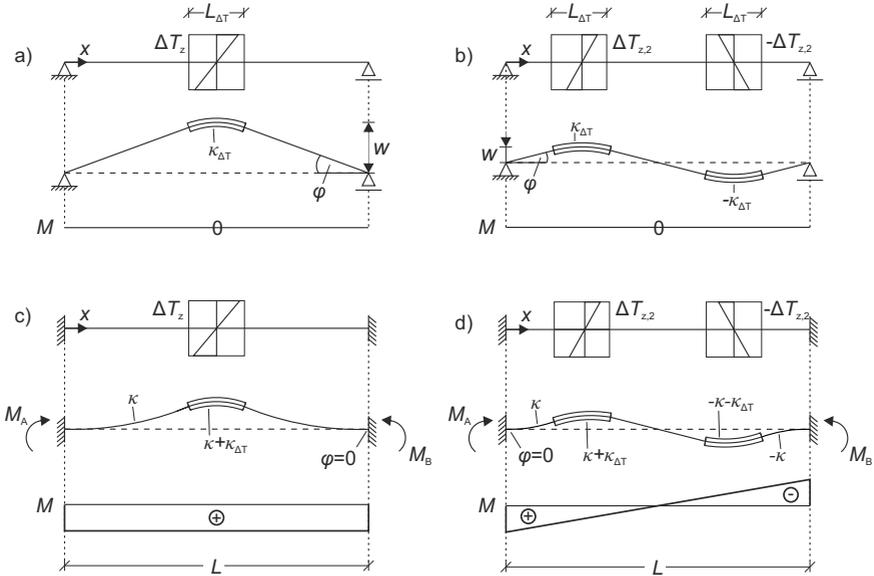


Abbildung 3.4: Verformungen und Schnittgrößen aus ΔT_z an einem Einfeldträger (a,b) und einem beidseitig eingespannten Balken (c,d)

(Oberseite wärmer als Unterseite) nach oben und erfährt eine Verdrehung φ an den beiden Auflagern sowie eine Durchbiegung w . Abbildungen 3.4b zeigt eine Variation der Temperatureinwirkung. $\Delta T_{z,2}$ ist reduziert, sodass sich $\kappa_{\Delta T}$ und damit auch φ und w verringern. Eine zweite Temperatureinwirkung $-\Delta T_{z,2}$ bewirkt einen zweiten, entgegengesetzt gekrümmten Bereich.

Im statisch unbestimmten System wird die aus ΔT_z hervorgehende Krümmung durch die Einspannung zurückgehalten (c). Es bilden sich die Einspannmomente M_A und M_B , aus denen wiederum eine über L konstante Krümmung κ hervorgeht. Aus dieser resultiert ein Biegemoment M . Wirken zwei Temperaturunterschiede $\pm \Delta T_{z,2}$ mit umgekehrten Vorzeichen, so überlagern sich die daraus entstehenden Biegemomente. Im Fall einer symmetrischen Anordnung der Temperatureinwirkungen entsteht ein Momentenverlauf, der punktsymmetrisch zum Mittelpunkt des Systems ist (d).

Abbildung 3.5 gibt abschließend einen Überblick über die Wirkung von Temperaturänderungen auf Querschnitts- und Systemebene und zeigt Möglichkeiten zur gezielten Beeinflussung von Tragwerksreaktionen auf. a) zeigt die spannungsfreie Ausdehnung einer einzelnen Querschnittsfaser infolge ΔT am Beispiel eines Spannglieds, das verbundlos in einem Hüllrohr innerhalb eines Bauteils liegt. Liegt Verbund vor, wird die Dehnung durch den Betonquerschnitt zurückgehalten, sodass Eigenspannungen entstehen. Durch das Induzieren von Temperaturänderungen in einzelnen Querschnittsfasern können demnach – analog zum Prinzip konventioneller Vorspannung – gezielt Eigenspannungszustände hervorgerufen werden.

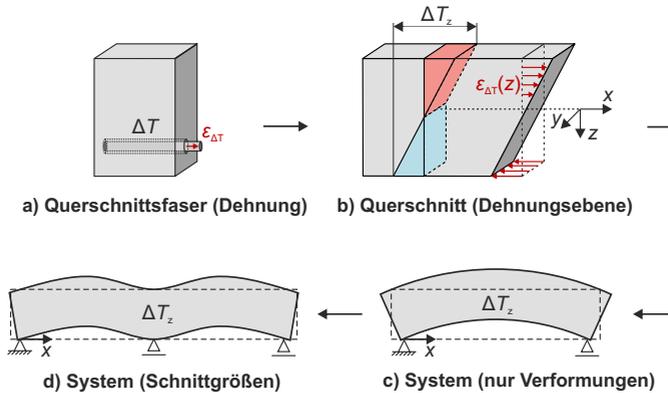


Abbildung 3.5: Thermische Dehnung einer Querschnittsfaser (a) und Dehnungsebene in einem Balkenquerschnitt (b), Darstellung sich frei einstellender (c) und behinderter Verformungen (d) auf Systemebene

In (b) ruft ein vertikaler Temperaturunterschied ΔT_z eine Dehnungsebene $\epsilon_{\Delta T}(z)$ im Balkenquerschnitt hervor. Auf Systemebene führt ΔT_z im statisch bestimmten System zu einer spannungsfreien Verformung des Balkens (c). Es entsteht Krümmung. Im statisch unbestimmten Zweifeldträger werden Verformungen durch das Mittelaullager zurückgehalten (d), sodass Reaktionskräfte an den Auflagern und Schnittgrößen im Balken entstehen. Durch das Induzieren von Temperaturfeldern können somit gezielt Verformungen oder Schnittgrößen in Tragwerken hervorgerufen werden.

3.2.3 Schnittgrößenberechnung nach Elastizitätstheorie

Die Berechnung von Schnittgrößen aus Temperaturänderungen in statisch unbestimmten Systemen basiert auf den Differentialgleichungen des Zugstabs (Gl. 3.29) und des Biegebalkens (Gl. 3.30). Die Normalkraft N und das Biegemoment M können durch Integration der Gleichungen unter Einbezug geometrischer und statischer Randbedingungen und unter Anwendung des Superpositionsprinzips bestimmt werden. Für die computergestützte Schnittgrößenberechnung in statisch unbestimmten Systemen bieten sich das Kraft- und das Weggrößenverfahren und die Finite-Elemente-Methode an [9, 67, 129, 236]. Im Folgenden wird das in dieser Arbeit eingesetzte Kraftgrößenverfahren (KGV) vorgestellt, welches auf dem Prinzip der virtuellen Kräfte (PVK) und dem Superpositionsprinzip basiert [105, 129, 149]. Letzteres setzt linear-elastisches Materialverhalten voraus. Es werden die Bezeichnungen von Krätzig *et al.* [129] übernommen.

Zunächst wird ein beliebiges System in ein statisch bestimmtes Grundsystem überführt. An den Stellen i der gelösten Kraftgrößen X_i werden mit Hilfe des Prinzips der virtuellen Kräfte die Verschiebungsgrößen δ_{i0} bestimmt. Aus dem Gleichgewicht zwischen äußerer und innerer Arbeit

$$W^e = W^i \quad (3.35)$$

ergeben sich die Verschiebungen bzw. Verdrehungen zu

$$\delta_{i0} = \int_0^L N_i \cdot \varepsilon_0 dx + \int_0^L M_i \cdot \kappa_0 dx \quad (3.36)$$

mit:

$$\varepsilon_0 = \frac{N_0}{EA} + \alpha_T \cdot \Delta T_u \quad (3.37)$$

$$\kappa_0 = \frac{M_0}{EI} + \frac{\alpha_T \cdot \Delta T_z}{h} \quad (3.38)$$

In Gl. 3.36 resultieren die inneren Kraftgrößen N_i und M_i aus den Einheitszuständen am statisch bestimmten Grundsystem. Der Einheitszustand bezeichnet ein von den einwirkenden Lasten unabhängiges Gleichgewichtssystem, auf das eine virtuelle Einzellast oder ein virtuelles Moment der Größe „1“ an der Stelle der gelösten Kraftgröße X_i einwirkt. Die inneren Verschiebungsgrößen ε_0 und κ_0 werden aus dem Lastzustand („Nullzustand“) am statisch bestimmten Grundsystem ermittelt. Der Lastzustand umfasst direkte Lasten, die Verformungen N_0/EA und M_0/EI hervorrufen, sowie eingeprägte Verformungen. Letztere beschränken sich hier auf Temperaturänderungen, da andere Verformungen (z.B. aus Auflagerverschiebungen) keine Relevanz für die weitere Arbeit besitzen. ε_0 und κ_0 lassen sich mit den in Abschnitt 3.2.2 hergeleiteten Differentialgleichungen des Zugstabs bzw. Biegebalkens ermitteln.

Durch die Reduktion in ein statisch bestimmtes Grundsystem werden die Verträglichkeitsbedingungen verletzt. Zur Erfüllung der Bedingungen werden die äußeren Verschiebungsgrößen δ_{ik} aus den gelösten und noch unbekanntem Kraftgrößen X_i mittels PVK bestimmt, indem die Einheitszustände mit sich selbst überlagert werden (Gl. 3.39). Die Verschiebungsgrößen aus X_i entsprechen dann $X_i \cdot \delta_{ik}$.

$$\delta_{ik} = \int_0^L N_i \cdot \frac{N_k}{EA} dx + \int_0^L M_i \cdot \frac{M_k}{EI} dx \quad (3.39)$$

Die Verträglichkeitsbedingungen ergeben sich unter Anwendung des Superpositionsprinzips zu:

$$\delta_i = \delta_{i0} + X_1 \cdot \delta_{i1} + X_2 \cdot \delta_{i2} + \dots + X_n \cdot \delta_{in} = 0 \quad (3.40)$$

Aus Gl. 3.40 können die unbekanntem Größen X_i und damit die Schnittgrößen des Systems ermittelt werden. Abhängig vom Grad der statischen Unbestimmtheit ist eine einzelne Gleichung oder ein Gleichungssystem zu lösen.

Abbildung 3.6 zeigt exemplarisch einen einfach statisch unbestimmtem Zweifeldträger, der durch einen vertikalen Temperaturunterschied ΔT_z (a) und eine Gleichstreckenlast q (b) belastet wird. Das statisch bestimmte Grundsystem wird hier durch das Einfügen eines Gelenks am mittleren Auflager erzeugt. Der Einheitszustand ist für beide Beanspruchungen gleich. Es stellt sich für $X = 1$ ein Stützmoment der gleichen Größe und ein linearer Momentenverlauf ein. Im Lastzustand erzeugt ΔT_z eine konstante Krümmung κ_0 , die sich über beide Felder erstreckt. M_0 ist null, da Verformungen im statisch bestimmten Grundsystem keine Schnittgrößen hervorrufen. Aus q resultiert je Feld

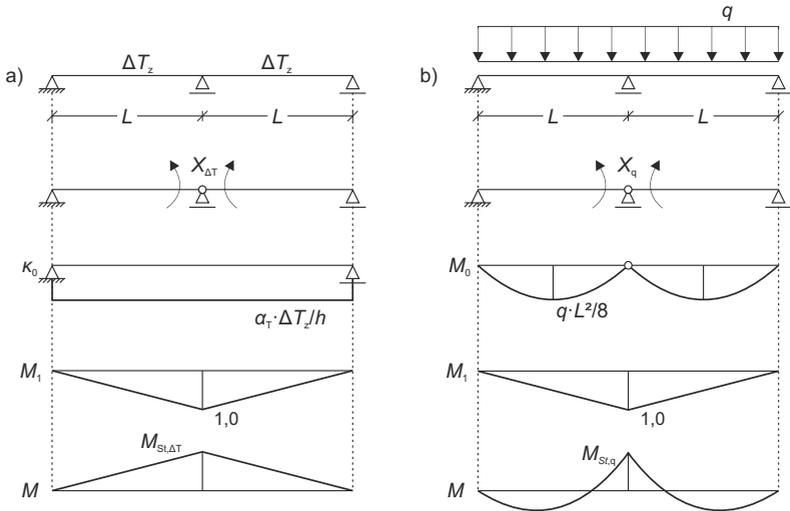


Abbildung 3.6: Zweifeldträger unter a) Temperatur- und b) Lasteinwirkung mit Last- und Einheitszuständen sowie dem resultierenden Biegemoment gemäß dem Kraftgrößenverfahren

ein parabelförmiges Biegemoment der Größe $q \cdot L^2 / 8$. Die gelöste Kraftgröße X , die dem Stützmoment M_{St} entspricht, ergibt sich mit den Gleichungen 3.36, 3.39 und 3.40 durch Überlagerung des Last- und Einheitszustands.

$X_{\Delta T}$ lässt sich nach Gl. 3.41 aus der Temperaturkrümmung $\kappa_{\Delta T}$ und der Biegesteifigkeit EI ermitteln. Es besteht Proportionalität zwischen $X_{\Delta T}$, d. h. dem Stützmoment $M_{St, \Delta T}$, und EI . Mit $X_{\Delta T}$ ergibt sich ein linearer Verlauf des Biegemoments.

$$X_{\Delta T} = -\frac{\delta_{10}}{\delta_{11}} = -\frac{\int_0^L M_1 \cdot \alpha_T \cdot \frac{\Delta T_z}{h} dx}{\int_0^L M_1 \cdot \frac{M_1}{EI} dx} \cdot EI = -1,5 \cdot \frac{\alpha_T \cdot \Delta T_z}{h} \cdot EI \quad (3.41)$$

X_q , das dem Stützmoment $M_{St,q}$ entspricht, ergibt sich zu:

$$X_q = -\frac{\delta_{10}}{\delta_{11}} = -\frac{\int_0^L M_1 \cdot \frac{M_0}{EI} dx}{\int_0^L M_1 \cdot \frac{M_1}{EI} dx} = -0,125 \cdot q \cdot L^2 \quad (3.42)$$

EI tritt im Zähler und im Nenner des Bruches auf und hebt sich auf. $M_{St,q}$ ist demnach unabhängig von der Biegesteifigkeit, sofern diese über die gesamte Länge des Tragwerks konstant ist.

3.3 Einfluss von Rissbildung

3.3.1 Allgemeines

Rissbildung beeinflusst wesentlich die Größe von Schnittgrößen aus Temperatureinwirkungen [14, 63, 167]. Der Einfluss begründet sich durch den proportionalen Zusammenhang zwischen den Zwangsschnittgrößen und der Steifigkeit eines Tragwerks. Während die inneren Verformungen – analog zu einer verformungsgeregelten Belastung [242] – bei einem Steifigkeitsabfall konstant bleiben, reduzieren sich die daraus resultierenden Zwangsschnittgrößen [14, 15, 67, 89]. Im Gegensatz dazu hängen Schnittgrößen aus Lasten ausschließlich von der Verteilung der Steifigkeit im System ab. Partielle Rissbildung führt folglich zu Umlagerungen des Biegemoments [14, 234]. In statisch bestimmten Systemen sind lastinduzierte Schnittgrößen gänzlich unabhängig von der Steifigkeit. Sie bleiben – analog zu einer kraftgeregelten Belastung – bei einem Steifigkeitsabfall konstant, während die Verformungen ansteigen.

Der Einfluss der Rissbildung wirkt sich auf die Wahl eines geeigneten Verfahrens zur Schnittgrößenberechnung aus. Linear-elastische Berechnungen (vgl. Abschnitt 3.2.3) liefern bei Lasteinwirkungen häufig hinreichend genaue Ergebnisse, auch wenn Umlagerungen von Biegemomenten unberücksichtigt bleiben [125]. Zwangsschnittgrößen aus inneren Verformungen können durch Berechnungen mit konstanten Steifigkeiten hingegen deutlich überschätzt werden [13, 14, 125]. Regelwerke erlauben aus diesem Grund unter bestimmten Voraussetzungen eine Abminderung von linear-elastisch berechneten Zwangskräften [28].

Zur genaueren Bestimmung von Zwang in gerissenen Stahlbetontragwerken sind Berechnungen mit wirklichkeitsnahen Steifigkeiten notwendig. Diese gehen aus nichtlinearen Materialkennlinien hervor, die grundsätzlich zwischen dem Zustand I für ungerissene und dem Zustand II für gerissene Querschnitte unterscheiden. Die Annahme des reinen Zustands II ist für Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit sinnvoll, nicht aber für die Berechnung von Verformungen und Steifigkeiten auf Gebrauchslastniveau, die aus dem mittleren Tragverhalten eines Bauteils hervorgehen. Die Steifigkeit und damit auch die Zwangsschnittgrößen werden durch die Annahme des reinen Zustands II unterschätzt. Für eine realistische Abschätzung der Steifigkeit ist stattdessen die Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen zu berücksichtigen. Dieser Effekt, auch als Zugversteifung (engl.: *tension stiffening*) bezeichnet, wird in den folgenden Abschnitten am Zugstab hergeleitet und auf Biegebauteile übertragen. Für weitere Hintergründe wird auf aktuelle Regelwerke [43, 54] und weitere Fachliteratur, z. B. [34, 84, 97, 125, 242], verwiesen.

3.3.2 Mitwirkung des Betons am Zugstab

Die Mitwirkung des Betons auf Zug wird durch die Verbundwirkung zwischen Betonstahl und Beton aktiviert [34, 166]. Durch diese werden Zugkräfte ausgehend vom Rissufer wieder in den Beton eingeleitet. Rechnerisch kann die daraus resultierende Zugversteifung zwischen den Rissen vereinfacht auf Querschnittsebene, entweder auf der Beton- oder auf der Stahlseite, berücksichtigt werden [49, 179]. Auf der Betonseite erfolgt dies durch Ansetzen einer Betonrestzugfestigkeit. Das Verfahren wird in [35, 178, 212] detailliert beschrieben. Auf der Stahlseite kann die Zugver-

steifung über eine modifizierte Spannungs-Dehnungs-Beziehung ($\sigma_s\text{-}\varepsilon_{sm}$) berücksichtigt werden [31, 69, 163, 242]. ε_{sm} stellt dabei eine mittlere Stahldehnung zwischen den Rissen dar. Die $\sigma_s\text{-}\varepsilon_{sm}$ -Beziehung unterteilt sich in vier lineare Teilabschnitte, die das charakteristische Tragverhalten eines Stahlbetonstabs mit stetig ansteigender Zugkraft N abbilden (Abbildung 3.7, rechts) [34, 242]:

- (1) *Ungerissener Zustand:*

Bis zum Erreichen der Zugfestigkeit f_{ct} des Betons herrscht idealer Verbund zwischen Beton und Bewehrung, sodass diese an jeder Stelle des Stabes gleiche Dehnungen aufweisen. Diese sind aufgrund der hohen Dehnsteifigkeit EA^I klein.

- (2) *Rissbildung:*

Bei lokaler Überschreitung von f_{ct} kommt es zur Einzelrissbildung. Es bilden sich Trennrisse (Primärrisse), in denen N vollständig durch die Bewehrung aufgenommen wird und sich die Stahlspannung σ_{sr2} einstellt. Die Steifigkeit des Zugstabs fällt ab, was sich durch ein Abknicken der $\sigma_s\text{-}\varepsilon_{sm}$ -Beziehung zeigt.

Abbildung 3.7 zeigt links einen Ausschnitt eines Zugstabs zum Zeitpunkt der Einzelrissbildung. Es wirkt die Risszugkraft N_{cr} . Im Riss fällt ε_c auf null ab und ε_s weist den Maximalwert ε_{sr2} auf. Die Dehnungsunterschiede führen zu Relativverschiebungen zwischen Beton und Bewehrung, sodass Verbundspannungen entstehen, durch welche die Zugkraft zu beiden Seiten des Risses wieder in den Beton eingeleitet wird. Die erforderliche Länge, um Zugspannungen in Höhe der Zugfestigkeit aufzubauen, wird als Einleitungslänge l_t bezeichnet. Zwischen den Rissen verbleiben zunächst Bereiche mit ungestörtem Verbund ($\varepsilon_c = \varepsilon_s$). Diese verschwinden bei weiterer Steigerung von N durch die Bildung neuer Risse. Die Laststeigerung zwischen Beginn und Abschluss der Rissbildung hängt von der Streuung der Betonzugfestigkeit ab und wird häufig mit $0,3 \cdot \sigma_{sr2}$ abgeschätzt. Die Rissbildung ist demnach bei ca. $1,3 \cdot \sigma_{sr2}$ abgeschlossen (Abbildung 3.7, rechts). Grundsätzlich ist zu beachten, dass einmal gerissene Querschnitte sich bei Wiederbelastungen unterhalb der Risschnittgröße nicht mehr wie ungerissene Querschnitte verhalten [242].

- (3) *Abgeschlossenes Rissbild:*

Die Rissbildung ist abgeschlossen, wenn die Abstände s_r zwischen den Rissen zu gering sind, um über die Verbundwirkung Spannungen oberhalb der Zugfestigkeit des Betons und damit neue Risse zu erzeugen. Bei weiterer Laststeigerung weiten sich die vorhandenen Risse lediglich auf. Die tatsächlichen Rissabstände weisen starke Streuungen auf und liegen zwischen einem unteren und einem oberen Grenzwert. Der minimale Rissabstand ist l_t . Der maximale Abstand $s_{r,max}$, dargestellt in Abbildung 3.7 (links), entspricht der zweifachen Einleitungslänge, da sich bei größeren Abständen ein neuer Riss bilden würde ($\varepsilon_c > \varepsilon_{ct}$).

- (4) *Fließen der Bewehrung:*

Nach Überschreiten der Streckgrenze f_y der Bewehrung steigt die Dehnung des Zugstabes deutlich an. Durch eine Verfestigung des Stahls ist eine geringe Laststeigerung bis zum Erreichen der Zugfestigkeit f_u möglich.

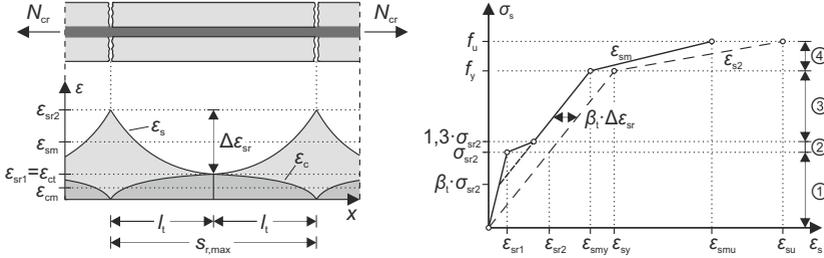


Abbildung 3.7: Ausschnitt eines Zugstabs zum Zeitpunkt der Einzelrissbildung (Sonderfall: maximale Rissabstände) mit Verläufen der Beton- und Stahldehnung (links) und modifizierte Spannungs-Dehnungs-Beziehung (rechts), nach [242]

Zur Bestimmung der modifizierten σ_s - ε_{sm} -Beziehung wird ein Ausschnitt eines Zugstabs zum Zeitpunkt der Einzelrissbildung betrachtet ($N = N_{cr}$; Abbildung 3.7, links). Die Risse liegen im maximalen Abstand $s_{r,max} = 2 \cdot l_t$ zueinander. Die mittleren Dehnungen des Betons ε_{cm} und der Bewehrung ε_{sm} definieren sich zu:

$$\varepsilon_{cm} = \frac{1}{l_t} \cdot \int_0^{l_t} \varepsilon_c(x) dx = \beta_t \cdot \varepsilon_{ct} \quad (3.43)$$

$$\begin{aligned} \varepsilon_{sm} &= \frac{1}{l_t} \cdot \int_0^{l_t} \varepsilon_s(x) dx \\ &= \frac{1}{l_t} \cdot \int_0^{l_t} (\varepsilon_{sr2} - \Delta\varepsilon_{sr}(x)) dx \end{aligned} \quad (3.44)$$

In Gl. 3.43 wird ε_{cm} über die Betonrissdehnung ε_{ct} und den Völligkeitsbeiwert β_t abgebildet [242]. β_t hängt vom Verbundverhalten des Betons ab und hat bei einer stark vereinfachten Annahme konstanter Verbundspannungen – d. h. linearer Dehnungsverläufe $\varepsilon_{cm}(x)$ entlang l_t – den Wert 0,5 [54]. Die Annahme eines parabolischen Verlaufs gemäß Abbildung 3.7 (links) führt auf ein β_t von 0,6 [43, 122]. Zur Abbildung des mittleren Bauteilverhaltens ist statt $s_{r,max}$ der mittlere Rissabstand $s_{r,m}$ anzusetzen. Dieser kann mit $3/2 \cdot l_t$ abgeschätzt und über eine Abminderung des Völligkeitsbeiwerts auf $\beta_t = 2/3 \cdot 0,6 = 0,4$ berücksichtigt werden [34, 69, 242].

Die mittlere Stahldehnung ε_{sm} kann nach Gl. 3.44 durch Integration der Differenzwerte aus der Rissdehnung ε_{sr2} und $\Delta\varepsilon_{sr}(x)$ ermittelt werden. $\Delta\varepsilon_{sr}(x)$ quantifiziert für jede Stelle x die Differenz zwischen der Rissdehnung ε_{sr2} und der tatsächlichen Stahldehnung $\varepsilon_s(x)$. Zur Berechnung der Größen des Integrals wird ein Kräftegleichgewicht an dem in Abbildung 3.7 (links) gezeigten Ausschnitt aufgestellt. Die Zugkraft im Riss muss derjenigen am Ende der Einleitungslänge entsprechen:

$$\varepsilon_{ct} \cdot E_c \cdot A_n + \varepsilon_{sr1} \cdot E_s A_s = \varepsilon_{sr2} \cdot E_s \cdot A_s \quad (3.45)$$

mit:

$$\varepsilon_{ct}: \quad \text{Betonrissdehnung}$$

$\varepsilon_{sr1} / \varepsilon_{sr2}$:	Stahldehnung im Riss unmittelbar vor / nach der Rissbildung
E_c / E_s :	E-Modul von Beton / Stahl
A_n :	Netto-Betonquerschnittsfläche
A_s :	Querschnittsfläche der Bewehrung

Nach Umstellen von Gl. 3.45 ergibt sich ein Gleichgewicht zwischen der Betonzugkraft und der Änderung der Stahlzugkraft infolge Rissbildung:

$$\begin{aligned} \varepsilon_{ct} \cdot E_c \cdot A_n &= E_s \cdot A_s \cdot (\varepsilon_{sr2} - \varepsilon_{sr1}) \\ &= E_s \cdot A_s \cdot \Delta\varepsilon_{sr} \end{aligned} \quad (3.46)$$

Die Gleichgewichtsbeziehung gilt auch für jeden weiteren Querschnitt neben dem Riss:

$$\varepsilon_c(x) \cdot E_c \cdot A_n = \Delta\varepsilon_{sr}(x) \cdot E_s \cdot A_s \quad (3.47)$$

Einsetzen der Gleichungen 3.47 und 3.43 in die Formel der mittleren Stahldehnung (Gl. 3.44) führt zu:

$$\begin{aligned} \varepsilon_{sm} &= \varepsilon_{sr2} - \frac{1}{l} \cdot \frac{E_c \cdot A_n}{E_s \cdot A_s} \cdot \int_0^l \varepsilon_c(x) dx \\ &= \varepsilon_{sr2} - \frac{E_c \cdot A_n}{E_s \cdot A_s} \cdot \beta_t \cdot \varepsilon_{ct} \end{aligned} \quad (3.48)$$

Die Gleichung vereinfacht sich mit Gl. 3.46 zu:

$$\varepsilon_{sm} = \varepsilon_{sr2} - \beta_t \cdot (\varepsilon_{sr2} - \varepsilon_{sr1}) \quad (3.49)$$

β_t ist konstant unter der Annahme, dass sich das Verbundverhalten auch mit zunehmender Dehnung nicht ändert. Gl. 3.49 gilt dann nicht nur für den Risszeitpunkt, sondern auch für Zugkräfte oberhalb von N_{cr} , d. h. für beliebige Stahldehnungen ε_{s2} :

$$\begin{aligned} \varepsilon_{sm} &= \varepsilon_{s2} - \beta_t \cdot (\varepsilon_{sr2} - \varepsilon_{sr1}) \\ &= \varepsilon_{s2} - \beta_t \cdot \Delta\varepsilon_{sr} \end{aligned} \quad (3.50)$$

Die mittlere Stahldehnung ε_{sm} kann bei abgeschlossener Rissbildung somit über den Dehnungssprung $\Delta\varepsilon_{sr}$ bei Übergang in den gerissenen Zustand und die Dehnung ε_{s2} im reinen Zustand II bestimmt werden. Letztere ergibt sich nach Gl. 3.51. Im Riss nimmt die Bewehrung die gesamte Zugkraft N auf, sodass die Dehnsteifigkeit EA^{II} des Zugstabs der Steifigkeit der Bewehrung $E_s A_s$ entspricht.

$$F_{s2} = N \Rightarrow \varepsilon_{s2} = \frac{N}{E_s \cdot A_s} \quad (3.51)$$

Die Stahldehnung unmittelbar vor der Rissbildung (ε_{sr1}) lässt sich über das Steifigkeitsverhältnis zwischen Stahl und Beton ($\alpha_s = E_s/E_c$) aus der Betonzugfestigkeit f_{ct} ermitteln:

$$\varepsilon_{sr1} = \alpha_s \cdot \frac{f_{ct}}{E_s} \quad (3.52)$$

Die Stahldehnung direkt nach der Rissbildung (ε_{sr2}) ergibt sich aus der Risskraft N_{cr} und der Dehnsteifigkeit $E_s A_s$ im reinen Zustand II:

$$\begin{aligned} \varepsilon_{sr2} &= \frac{N_{cr}}{E_s \cdot A_s} = \frac{A_i}{E_s \cdot A_s} \cdot f_{ct} \\ &= \left(\frac{1}{\rho_s} + (\alpha_s - 1) \right) \cdot \frac{f_{ct}}{E_s} \end{aligned} \quad (3.53)$$

mit:

$$N_{cr} = A_i \cdot f_{ct}$$

$$A_i = A_c + (\alpha_s - 1) \cdot A_s$$

$$\rho_s = A_s/A_c$$

Gl. 3.53 setzt voraus, dass die mittels Verbund eingetragenen Betonspannungen gleichförmig über die Höhe eines Querschnitts verteilt sind. Diese Annahme gilt nur für Zugstäbe mit begrenzter Höhe und zentrischer Bewehrung. In Bauteilen mit einer Bewehrungskonzentration am Rand breiten sich die mittels Verbund in den Beton eingetragenen Spannungen hingegen nur über eine begrenzte Höhe und mit einer nichtlinearen Verteilung aus (Abbildung 3.8) [34, 122, 242]. Es kann gemäß [122, 242] angenommen werden, dass die Ausbreitungshöhe ausgehend vom Primärriss im Verhältnis 1:2 ansteigt. Sobald die Zugfestigkeit des Betons lokal überschritten wird, treten Sekundärrisse auf. Die Risskraft kann aufgrund der begrenzten Ausbreitungshöhe geringer sein als bei Primärrissen, wodurch die Wirkung der Zugversteifung beeinflusst wird.

Zur Berücksichtigung der Sekundärrissbildung im Modell der Zugversteifung, d. h. in der modifizierten σ_s - ε_{sm} -Beziehung, werden die nichtlinear verteilten Zugspannungen in einen konstanten Spannungsbereich mit der Höhe $h_{ct,eff}$ und einer äquivalenten resultierenden Betonzugkraft überführt (Abbildung 3.8, Mitte). Aus $h_{ct,eff}$ geht die effektive Betonzugfläche $A_{ct,eff}$ hervor, die auch

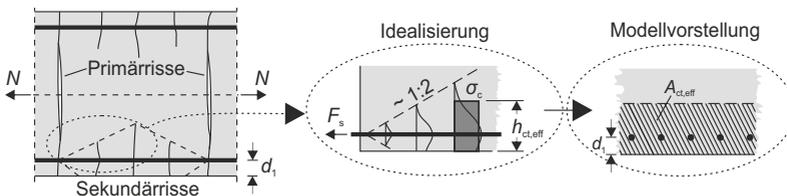


Abbildung 3.8: Ausschnitt eines Zugstabs mit Primär- und Sekundärrissen und idealisierte Modellvorstellung der Rissbildung mit effektiver Betonzugfläche, nach [242]

als Wirkungsbereich der Bewehrung bezeichnet wird und näherungsweise die Querschnittsfläche eines fiktiven Zugstabs gemäß Abbildung 3.7 (links) abbildet. Sekundärrisse entstehen, wenn die in den Beton eingeleitete Zugkraft $N_{cr} = A_{ct,eff} \cdot f_{ct}$ beträgt. $A_{ct,eff}$ kann gemäß der DIN EN 1992-1-1 [43, 54] mit folgender empirisch abgeleiteten Formel bestimmt werden:

$$A_{ct,eff} = 2,5 \cdot (h - d) \cdot b \quad (3.54)$$

$A_{ct,eff}$ ersetzt in Gl. 3.53 die ideale Querschnittsfläche A_i . Weitere Ansätze zur Bestimmung der effektiven Betonzugfläche sind in [31, 163] enthalten.

Der Dehnungssprung $\Delta\varepsilon_{sr}$ in der Bewehrung ergibt sich mit den Gleichungen 3.52 und 3.53 zu:

$$\begin{aligned} \Delta\varepsilon_{sr} &= \varepsilon_{sr2} - \varepsilon_{sr1} \\ &= \left(\frac{1}{\rho_s} + (\alpha_s - 1) \right) \cdot \frac{f_{ct}}{E_s} - \alpha_s \cdot \frac{f_{ct}}{E_s} \\ &= \left(\frac{1}{\rho_s} - 1 \right) \cdot \frac{f_{ct}}{E_s} \end{aligned} \quad (3.55)$$

Mit $\Delta\varepsilon_{sr}$ kann die σ - ε_{sm} -Beziehung, die sich abschnittsweise linear aus den oben beschriebenen vier Phasen zusammensetzt, bestimmt werden. Während ε_{sm} im ungerissenen Zustand der Dehnung ε_{s1} im Zustand I entspricht (Gl. 3.56) und nach Abschluss der Rissbildung mit der hergeleiteten Formel (Gl. 3.58) bestimmt werden kann, ergibt sich die mittlere Dehnung in der Rissbildungsphase vereinfacht durch lineare Interpolation zwischen den beiden genannten Phasen (Gl. 3.57). Die Phase des Fließens der Bewehrung kann näherungsweise durch einen horizontalen Ast oder unter Berücksichtigung einer Verfestigung des Stahls abgebildet werden. Letzteres erfolgt über einen Beiwert δ_d , der die Duktilität der Bewehrung quantifiziert (Gl. 3.59).

1. Ungerissener Zustand ($0 < \sigma_{s2} \leq \sigma_{sr}$)

$$\varepsilon_{sm} = \varepsilon_{s1} \quad (3.56)$$

2. Rissbildung ($\sigma_{sr} < \sigma_{s2} \leq 1,3 \cdot \sigma_{sr}$)

$$\varepsilon_{sm} = \varepsilon_{s2} - \frac{\beta_t \cdot (\sigma_{s2} - \sigma_{sr}) + (1,3 \cdot \sigma_{sr} - \sigma_{s2})}{0,3 \cdot \sigma_{sr}} \cdot (\varepsilon_{sr2} - \varepsilon_{sr1}) \quad (3.57)$$

3. Abgeschlossene Rissbildung ($1,3 \cdot \sigma_{sr} < \sigma_{s2} \leq f_y$)

$$\varepsilon_{sm} = \varepsilon_{s2} - \beta_t \cdot (\varepsilon_{sr2} - \varepsilon_{sr1}) \quad (3.58)$$

4. Fließen der Bewehrung ($f_y < \sigma_{s2} \leq f_t$)

$$\varepsilon_{sm} = \varepsilon_{sy} - \beta_t \cdot (\varepsilon_{sr2} - \varepsilon_{sr1}) + \delta_d \cdot \left(1 - \frac{\sigma_{sr}}{f_y} \right) \cdot (\varepsilon_{s2} - \varepsilon_{sy}) \quad (3.59)$$

Abbildung 3.7 (rechts) zeigt die aus den Gleichungen 3.56 bis 3.59 hervorgehende abschnittsweise lineare Spannungs-Dehnungs-Beziehung sowie zum Vergleich die Beziehung im reinen Zustand II. Das Mitwirken des Betons zwischen den Rissen (*tension stiffening*) bedeutet eine Reduktion der Stahldehnungen. Daraus geht eine erhöhte Steifigkeit des Zugstabs hervor, die durch die effektive Dehnsteifigkeit EA_{eff} wie folgt beschrieben werden kann:

$$EA_{\text{eff}} = \frac{N}{\varepsilon_{\text{sm}}} \quad (3.60)$$

3.3.3 Übertragung der Zugversteifung auf Biegebauteile

Das am bewehrten Zugstab hergeleitete Prinzip der Zugversteifung kann auf die Zugzone von biegebeanspruchten Bauteilen übertragen werden. Dazu wird das Last-Verformungsverhalten des Biegebauteils durch eine modifizierte Momenten-Krümmungs-Beziehung (M - κ_m) abgebildet (Abbildung 3.9). Die mittlere Krümmung κ_m geht aus einer idealisierten Dehnungsebene hervor, die durch die mittlere Stahldehnung ε_{sm} , die statische Nutzhöhe d und die mittlere Druckzonenhöhe x_m definiert ist:

$$\kappa_m = \frac{\varepsilon_{\text{sm}}}{d - x_m} \quad (3.61)$$

In Gl. 3.61 lässt sich ε_{sm} nach den am Zugstab hergeleiteten Gleichungen 3.56 bis 3.59 bestimmen. Die Stahldehnung ε_{s2} ergibt sich bei Biegebauteilen aus dem Biegemoment M , dem inneren Hebelarm z^{II} , der Bewehrungsmenge A_s und dem E-Modul E_s zu:

$$\varepsilon_{s2} = \frac{M}{z^{\text{II}} \cdot A_s \cdot E_s} \quad (3.62)$$

Zur Berechnung des inneren Hebelarms z^{II} existieren für den betrachteten Gebrauchszustand – im Gegensatz zum Grenzzustand der Tragfähigkeit – geschlossene Lösungen. Mit der Annahme eines linearen Materialgesetzes für den Beton im Druckbereich folgt, dass die Betonspannungen linear über die Druckzonenhöhe x verteilt sind. Bei Rechteckquerschnitten ergibt sich der innere Hebelarm damit zu $z^{\text{II}} = d - x/3$. Die Druckzonenhöhe leitet sich bei einer Beanspruchung durch Biegung mit Normalkraft aus den Gleichgewichtsbedingungen am Querschnitt ab. Die Lösung des daraus resultierenden kubischen Polynoms kann analytisch oder numerisch erfolgen. Für Rechteckquerschnitte und Plattenbalken stehen parametrisierte Lösungen in Form von Diagrammen zur Verfügung [242]. Bei reiner Biegebeanspruchung entspricht die Dehnungsnulldlinie der mechanischen Schwerelinie des gerissenen Querschnitts, sodass x – auf Gebrauchslastniveau – vollständig von der Beanspruchung entkoppelt ist und ausschließlich durch die Bewehrung und das Steifigkeitsverhältnis zwischen Beton und Stahl bestimmt wird. Das zu lösende Polynom vereinfacht sich dadurch auf eine quadratische Form, für die geschlossene Formeln für verschiedene Querschnittsformen existieren [242].

Bei Berücksichtigung der Zugversteifung und der daraus hervorgehenden erhöhten Steifigkeit des Zuggurtes vergrößert sich die Druckzone. Dieser Effekt wird in Gl. 3.61 durch das Ansetzen einer

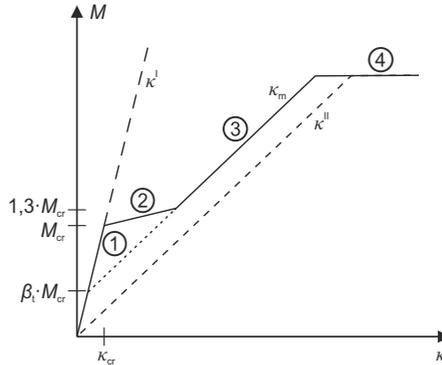


Abbildung 3.9: M - κ -Beziehungen für den Zustand I und II sowie bei Berücksichtigung der Zugversteifung

mittleren Druckzonenhöhe x_m berücksichtigt. Diese geht aus der effektiven Zugzugsteifigkeit $E_{s,\text{eff}}$ hervor:

$$E_{s,\text{eff}} = \frac{\sigma_{s2}}{\varepsilon_{sm}} \quad (3.63)$$

Für den allgemeinen Fall eines doppelt bewehrten Rechteckquerschnitts ergibt sich x_m damit zu [242]:

$$x_m = d \cdot \left(-\alpha_{s,\text{eff}}(\rho_{s1} + \rho_{s2}) + \sqrt{\alpha_{s,\text{eff}}^2(\rho_{s1} + \rho_{s2})^2 + 2\alpha_{s,\text{eff}}\left(\rho_{s1} + \rho_{s2} \cdot \frac{d_2}{d}\right)} \right) \quad (3.64)$$

mit:

$$\alpha_{s,\text{eff}} = \frac{E_{s,\text{eff}}}{E_{cm}} \quad (3.65)$$

Mit ε_{sm} und x_m ergibt sich nach Gl. 3.61 für jedes Biegemoment M die zugehörige mittlere Bauteilkrümmung κ_m . Die Beziehung zwischen M und κ_m kann – analog zur effektiven Dehnsteifigkeit EA_{eff} des Zugstabs (Gl. 3.60) – über die effektive Biegesteifigkeit EI_{eff} ausgedrückt werden:

$$EI_{\text{eff}} = \frac{M}{\kappa_m} \quad (3.66)$$

Abbildung 3.9 zeigt qualitativ die M - κ_m -Beziehung für einen Querschnitt eines Biegebauteils sowie zum Vergleich die Beziehungen für den Zustand I (κ^I) und den reinen Zustand II (κ^{II}). M - κ_m ist proportional zu σ - ε_{sm} (Abbildung 3.7, rechts) und unterteilt sich in die vier Phasen des ungerissenen Zustands (1), der Rissbildung (2), der abgeschlossenen Rissbildung (3) und des Fließens der Bewehrung (4). Letztere Phase wird vereinfacht mit einem horizontalen Ast, also ohne Stahlverfestigung, dargestellt. Die Phasen 2 und 3 können durch einen vereinfachten Ansatz zusammengefasst werden. Dieser nimmt einen geraden Verlauf von $\beta_t \cdot M_{cr}$ bis zum Fließen der Bewehrung an (fein gestrichelte Linie). Die Vereinfachung ist zur Abbildung von Vorgängen mit wiederholter Be- und Entlastung geeignet [47, 83].

3.3.4 Nichtlineare Schnittgrößenberechnung

Nichtlineare Berechnungen mit wirklichkeitsnahen Materialkennlinien ermöglichen eine realistische Abschätzung von Zwangsschnittgrößen in gerissenen, statisch unbestimmten Stahlbetontragwerken [130, 242]. Die Berechnungen charakterisieren sich im Allgemeinen durch die Berücksichtigung belastungsabhängiger Steifigkeiten, wodurch die Schnittgrößen auf Systemebene mit den Verformungen auf Querschnittsebene gekoppelt sind [108, 242]. Das Superpositionsprinzip ist dadurch nicht mehr anwendbar und der Berechnungsaufwand steigt deutlich an. Es ergeben sich nichtlineare Gleichungssysteme, deren Lösung iterativ erfolgt. Ein gängiges Berechnungsverfahren ist die Finite-Elemente-Methode (FEM) [9, 129, 233, 236].

Für Stabtragwerke und einachsig gespannte Platten kann die Berechnung ebenso auf der Grundlage effektiver Querschnittssteifigkeiten EA_{eff} (Gl. 3.60) und EI_{eff} (Gl. 3.66) erfolgen [42, 130, 242]. Die Anrechnung der zugversteifenden Wirkung des Betons zwischen den Rissen ist über die modifizierten Beziehungen $N-\varepsilon_m$ und $M-\kappa_m$ möglich. Ein wesentlicher Unterschied zwischen Biegebauteilen und Zugstäben ist, dass infolge der veränderlichen Biegebeanspruchung in Längsrichtung des Systems verschiedene Rissbildungsstadien und damit auch effektive Steifigkeiten auftreten [242]. So können im Feld oder an den Mittelstützen eines Balkens bzw. einer einachsig gespannten Platte bereits abgeschlossene Rissbilder vorliegen, während die Querschnitte an den Endauflagern ungerissen bleiben. Daraus folgt die Notwendigkeit einer Diskretisierung des Tragwerks. Die Elementdicke ist nach dem Gradienten des Biegemoments auszurichten, um Berechnungsgenauigkeit und -aufwand im Einklang zu halten. Die Berechnung der Schnittgrößen erfolgt iterativ und ist in [42, 130] detailliert beschrieben. Zur Lösung der Gleichungssysteme existieren verschiedene Iterationsverfahren (z. B. Newton-Raphson-Verfahren, Sekantenverfahren) [9, 10, 236]. In der Regel wird die Last inkrementell aufgebracht, um schneller Gleichgewichtszustände zu finden und die

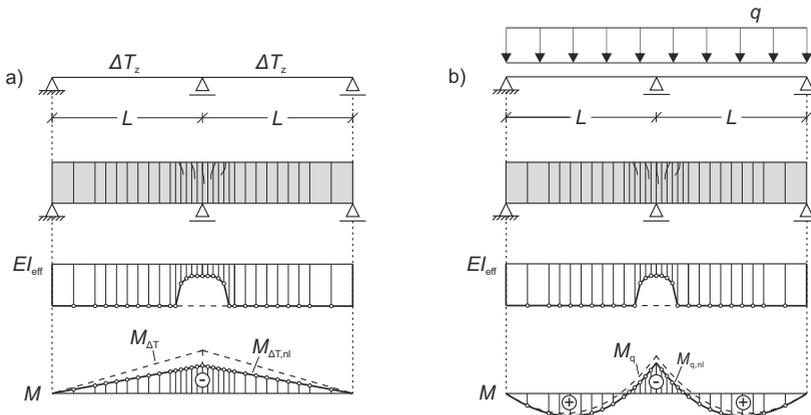


Abbildung 3.10: Zweifeldträger unter a) Temperatur- und b) Lasteinwirkung mit Darstellung der Diskretisierung, der effektiven Steifigkeiten und der linear-elastisch und nichtlinear berechneten Momentenverläufe

Anzahl an Iterationsschritten zu reduzieren [9, 10, 130, 233, 236].

Abbildung 3.10 zeigt für den in Abschnitt 3.2.3 eingeführten Zweifeldträger, der durch ΔT_z (a) und q (b) belastet wird, qualitative Momentenverläufe aus linear-elastischen Berechnungen (gestrichelte Linien) und nichtlinearen Berechnungen auf der Basis effektiver Querschnittssteifigkeiten (durchgezogene Linien). Die Diskretisierung des Balkens richtet sich nach dem erwarteten Gradienten des Biegemoments. Die effektive Biegesteifigkeit EI_{eff} fällt durch die Berücksichtigung der Rissbildung im Stützbereich ab. Es wird vereinfacht angenommen, dass die Balken unter ΔT_z (a) und q (b) die gleiche Steifigkeitsreduktion erfahren. Das steifigkeitsabhängige Biegemoment aus ΔT_z reduziert sich in der Folge von $M_{\Delta T}$ auf $M_{\Delta T, \text{nl}}$. Das lastinduzierte Moment M_q lagert sich vom Stützbereich in die steiferen Felder um.

3.4 Einfluss von Kriechen

Beton weist ein zeitabhängiges Materialverhalten auf, das sich u. a. durch eine allmähliche Dehnungszunahme bei vorgegebener konstanter Spannung äußert [11, 54, 104, 126, 186, 242]. Dieses Verhalten wird als Kriechen bezeichnet.

Die Dehnungszunahme infolge von Kriechen kann durch ein analytisches Modell bestimmt werden, das empirisch an Versuchen kalibriert wurde [161, 211, 221, 242]. Das Modell setzt Proportionalität zwischen Spannungen und Kriechdehnungen voraus (lineares Kriechen), was für Druckspannungen bis maximal 40 % der mittleren Druckfestigkeit des Betons ($0,4 \cdot f_{\text{cm}}$) gilt [242]. Unterhalb dieser Proportionalitätsgrenze können Kriechdehnungen aus verschiedenen Belastungsstufen mittels Superpositionsprinzip näherungsweise überlagert werden [11, 204, 220, 241].

Kriechen kann in die zwei Anteile des Grundkriechens und des Trocknungskriechens unterteilt werden. Das Grundkriechen umfasst Dehnungen, die bei behindertem Feuchtaustausch – z. B. bei versiegelten Proben – auftreten. Dehnungen aus Trocknungskriechen entstehen durch einen Feuchtaustausch mit der Umgebung infolge von Diffusionsprozessen. Die zwei Anteile werden zusammengefasst über die Kriechzahl $\varphi(t, t_0)$ berücksichtigt, die multiplikativ mit der elastischen Dehnung ε_{el} die zeitabhängige Dehnung ergibt [41, 54, 242]:

$$\varepsilon_{\text{el}}(t, t_0) = \varepsilon_{\text{el}} \cdot \varphi(t, t_0) \quad \text{mit} \quad \varepsilon_{\text{el}} = \frac{\sigma_c}{E_c} \quad (3.67)$$

$\varphi(t, t_0)$ ergibt sich aus der Grundkriechzahl φ_0 , die den Endwert zum Zeitpunkt $t = \infty$ darstellt, und der Funktion des zeitlichen Verlaufs $\beta_c(t, t_0)$ zu:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) \quad (3.68)$$

In φ_0 fließen das Betonalter bei Belastungsbeginn, die relative Luftfeuchte der Umgebung, die Druckfestigkeit und die Festigkeitsentwicklung des Betons sowie die Querschnittsdicke ein. $\beta_c(t, t_0)$ hängt vor allem von dem Betonalter bei Belastungsbeginn und dem betrachteten Zeitpunkt ab. Auf eine Darstellung der Berechnungsformeln wird hier verzichtet und stattdessen auf das aktuelle Regelwerk verwiesen (DIN EN 1992-1-1 [54, 108]).

Elastische Verformungen nehmen durch Kriechen gemäß Gl. 3.67 zu. Eingeprägte Verformungen bleiben hingegen in ihrer Größe unverändert. Mit $\varphi(t, t_0)$ ergibt sich die zeitabhängige Gesamtdehnung damit zu:

$$\begin{aligned}\varepsilon(t, t_0) &= \frac{\sigma}{E} \cdot (1 + \varphi(t, t_0)) + \alpha_T \cdot \Delta T \\ &= \frac{\sigma_c}{E_{c,\text{eff}}} + \alpha_T \cdot \Delta T\end{aligned}\quad (3.69)$$

$E_{c,\text{eff}}$ beschreibt in Gl. 3.69 einen effektiven E-Modul, der eine vereinfachte Berechnung von Kriechverformungen ermöglicht. Im Sinne eines Ersatzmodells wird die Veränderung der Dehnung dabei über eine Veränderung des Elastizitätsmoduls berücksichtigt. $E_{c,\text{eff}}$ lässt sich aus E und $\varphi(t, t_0)$ ermitteln [11, 242]:

$$E_{c,\text{eff}} = \frac{E_c}{1 + \varphi(t, t_0)} \quad (3.70)$$

Auf Systemebene wirkt sich Kriechen damit wie folgt auf Beanspruchungen aus Lasten und inneren Verformungen aus: Schnittgrößen aus Verformungen werden infolge von Kriechen abgebaut [89]. Lastinduzierte Schnittgrößen werden bei gleichmäßigem Kriechen entlang eines Tragwerks nicht beeinflusst. Im Fall eines Systemwechsels, z. B. durch das Verbinden von Kragarmen oder Einfeldträgern zu Durchlaufträgern, bewirkt Kriechen eine Umlagerung des Eigenlastmoments hin zur Verteilung des fiktiven Eingangssystems (vgl. Abschnitt 5.1.1) [80, 83, 131, 242].

Entwicklung einer Methode zur Steuerung von Schnittgrößen durch induzierte Temperaturen

In diesem Kapitel wird eine Methode zur Steuerung von Schnittgrößen durch geregelte Temperaturinduktion entwickelt. Abschnitt 4.1 fasst zunächst das grundlegende Prinzip und die erforderlichen Randbedingungen zusammen.

Abschnitt 4.2 liefert die Werkzeuge für eine gezielte Erzeugung von stationären Temperaturfeldern in Stahlbetontragwerken. Dies umfasst die Einführung der Methode der Temperaturinduktion, deren praktische Umsetzung sowie die Validierung durch experimentelle Untersuchungen an realen Betonbauteilen. Zur Ermittlung und Auswertung von induzierten Temperaturfeldern wird ein hybrider Ansatz vorgestellt, der diskrete Messwerte durch approximierte Werte anreichert. Daraus hervorgehende dreidimensionale Temperaturfelder werden entsprechend ihrer mechanischen Wirkung idealisiert durch Effektivwerte dargestellt.

Abschnitt 4.3 behandelt die Steuerung von temperaturinduzierten Schnittgrößen in Stabtragwerken und baut auf der Temperaturinduktion auf. Es werden für linear-elastisches Materialverhalten gültige Berechnungsformeln abgeleitet und ein Diagramm zur Dimensionierung der Temperaturinduktion aufgestellt. Für gerissene Stahlbetontragwerke mit nichtlinearem Materialverhalten wird ein iteratives Berechnungsverfahren auf der Basis effektiver Querschnittssteifigkeiten eingeführt.

4.1 Prinzip und Randbedingungen

Es wird eine Methode zur Steuerung von Schnittgrößen in statisch unbestimmten Systemen entwickelt. Sie basiert darauf, dass Temperaturänderungen Dehnungen hervorrufen, aus denen bei Behinderung der freien Ausdehnung Zwangsschnittgrößen hervorgehen. Durch eine aktive Beeinflussung des Temperaturfelds eines Tragwerks können demnach Schnittgrößen hervorgerufen und gesteuert

werden. Die Arbeit fokussiert sich auf Stabtragwerke und ist auf weitere Tragwerksarten, wie z. B. einachsige gespannte Platten, übertragbar.

Die Methode umfasst die gezielte Erzeugung stationärer Temperaturfelder (Abschnitt 4.2) und die Steuerung der resultierenden Tragwerksreaktion durch linear-elastische und nichtlineare Berechnungen (Abschnitt 4.3). Sie setzt zwei grundlegende Eigenschaften des Tragwerkmaterials voraus. Erstens ist eine thermische Ausdehnung Voraussetzung für die Entstehung von Zwang. Zweitens ist eine ausreichend hohe Wärmeleitfähigkeit λ erforderlich. Temperaturfelder müssen innerhalb von Minuten oder maximal wenigen Stunden induzierbar sein. Je leitfähiger ein Material ist, desto besser sind Temperaturfelder beeinflussbar und regelbar. So eignet sich Stahl ($\lambda = 50,0 \text{ W/(m}\cdot\text{K)}$) [57]) sehr gut, Beton ($\lambda = 2,0 \text{ W/(m}\cdot\text{K)}$) [55]) noch ausreichend gut und Holz ($\lambda = 0,12 \text{ W/(m}\cdot\text{K)}$) [58]) nicht für die Temperaturinduktion und -regelung. Erwähnt sei, dass eine hohe Leitfähigkeit gleichzeitig große Wärmetransporte außerhalb des Temperierbereichs erzeugt, was ungünstig für das Verfahren ist. Dies ist insbesondere bei Stahl zu berücksichtigen. Der Fokus liegt in dieser Arbeit auf Tragwerken aus Stahlbeton.

Die Methode ermöglicht eine gezielte Beeinflussung der Schnittgrößen eines Tragwerks. Konkret können Zwangsmomente, z. B. aus Temperaturänderungen infolge variierender ambienter Bedingungen, vollständig neutralisiert und Biegemomente aus Lasten reduziert oder umgelagert werden. Durch temperaturinduzierte Normalkräfte können – analog zum konventionellen Spannbetonbau – Druckspannungen erzeugt werden, um Rissbildung zu verhindern. Weitere praktische Umsetzungen der Schnittgrößensteuerung werden in Kapitel 5 vorgestellt.

4.2 Temperaturinduktion in Stahlbetontragwerke

4.2.1 Allgemeines

Grundlegend für die Steuerung von temperaturinduzierten Schnittgrößen ist eine gezielte und zuverlässige Erzeugung von stationären Temperaturfeldern. Zu diesem Zweck wird die Methode der Temperaturinduktion entwickelt, deren Bezeichnung sich vom lateinischen Wort *inducere* ableitet und wortwörtlich das „Einführen von Temperaturen“ beschreibt. Physikalisch betrachtet können Temperaturen nicht in einen Körper eingeleitet werden (vgl. Abschnitt 2.1), sodass Temperaturinduktion hier das gezielte Zu- und Abführen von Wärmeenergie bezeichnet, um das Temperaturfeld eines Körpers gezielt zu beeinflussen. Dies erfolgt über die Regelung von Oberflächentemperaturen, wobei grundsätzlich zwischen Heizen und Kühlen unterschieden wird (Abbildung 4.1). Heizen bedeutet Zuführen von Wärmeenergie, sodass die Bauteiltemperatur ansteigt. Beim Kühlen wird dem Bauteil Wärmeenergie entzogen, mit der Konsequenz, dass die Temperatur absinkt. Die Begriffe sind nicht mit bestimmten Temperaturwerten verknüpft, sondern hängen von der Ausgangstemperatur $\vartheta(t_0)$ des Bauteils ab. Diese wird in Abbildung 4.1 exemplarisch zu 20°C angenommen.

Die Heiz- und Kühltemperaturen sind so zu begrenzen, dass sich das Verhalten der Tragwerksmaterialien nicht signifikant ändert und Schädigungen vermieden werden. Es wird daher grundsätzlich empfohlen, die natürlichen Umgebungsbedingungen einzuhalten. Diese liegen in Mitteleuropa etwa zwischen -20°C und 60°C . Je nach Material sind höhere oder niedrigere Temperaturen tolerierbarer.

Bei Stahlbeton treten Schäden spätestens bei ca. 300 °C auf [156]. Bei vorhandener Feuchtigkeit im Beton können jedoch bereits Temperaturen von 100 °C zu Abplatzungen und Schäden infolge Dampfbildung führen. Die Heiztemperatur wird daher auf 100 °C begrenzt. Die wesentlichen Materialkennwerte (E-Modul, Zug- und Druckfestigkeit) können unterhalb dieses Grenzwerts als konstant angesehen werden [55, 99]. Neben den Heiz- und Kühltemperaturen sind ggf. auch die Aufheiz- und Abkühlraten zu beschränken, um die Bildung großer Eigenspannungen an der Bauteiloberfläche zu verhindern.

Das Induzieren von Temperaturen kann von außen über die Bauteiloberflächen oder von innen erfolgen. Die Untersuchungen dieser Arbeit beschränken sich auf erstere Variante, da Temperaturinduktion von innen Schläuche, Kabel o. ä. im Bauteil erfordert, wodurch der Installationsaufwand deutlich ansteigt. Eine Einbringung von Schläuchen in Bestandsbauwerke ist zudem kaum nachträglich realisierbar und kann allgemein die Tragfähigkeit eines Bauteils beeinträchtigen. Die Induktion von außen erfolgt hier ausschließlich über die Ober- und Unterseite eines Bauteils. Zur Erzeugung konstanter Temperaturfelder wird das Bauteil von beiden Seiten gleich temperiert. *Clauß* et al. [38] stellen beispielsweise Experimente zum gleichmäßigen Erhitzen von Betonbauteilen vor. Vertikale Temperaturgradienten werden durch Erwärmen der Oberseite und Kühlen der Unterseite – oder umgekehrt – erzeugt und stehen in den Untersuchungen im Fokus. Alle weiteren Oberflächen werden thermisch isoliert, um energetische Verluste zu reduzieren und die induzierten Temperaturfelder weitgehend unabhängig von den veränderlichen Umgebungsbedingungen zu machen.

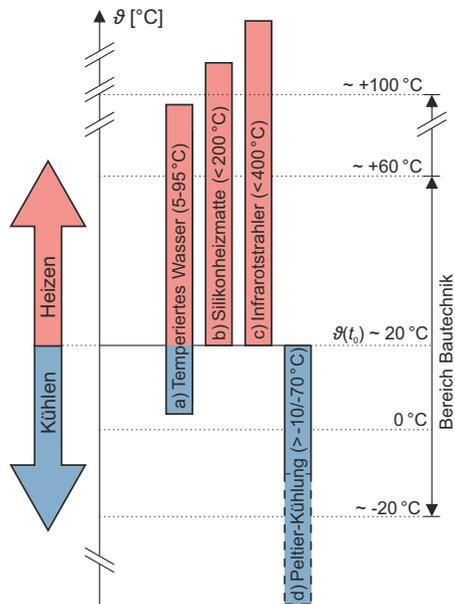


Abbildung 4.1: Systeme zum Heizen und Kühlen mit Angabe der realisierbaren Temperaturbereiche

4.2.2 Methode der Temperaturinduktion

Die Methode der Temperaturinduktion dient der Beeinflussung und Regelung von Temperaturfeldern in Stahlbetonbauteilen und umfasst die folgenden Vorgänge:

1. Erzeugen/Abführen von Wärmeenergie in/aus einem Feststoff oder Medium,
2. Transport der Wärmeenergie und Übertragung auf ein Bauteil,
3. Regelung der Oberflächentemperatur.

Das Abführen von Wärme zum Absenken der Bauteiltemperatur wird im Folgenden auch vereinfacht als Kälteerzeugung bezeichnet. Wärme oder Kälte ist zunächst in einem Feststoff oder Medium zu erzeugen und dann auf ein Bauteil zu übertragen. Der Wärmestrom wird anhand der Temperatur an der Bauteiloberfläche geregelt.

Zur praktischen Umsetzung der Methode werden verschiedene technische Systeme entwickelt, die sich in ihrer Funktionsweise (Erzeugung, Transport und Übertragung von Wärmeenergie, Temperaturregelung) und dadurch auch in ihren Eigenschaften – im Wesentlichen dem realisierbaren Temperaturbereich, der Nennleistung und der Verformbarkeit – unterscheiden. Abbildung 4.2 zeigt vier Systeme, die in den institutseigenen Versuchshallen (*KIB KON*) entwickelt und getestet wurden [37]. Abbildung 4.1 gibt ergänzend einen Überblick über die mit den einzelnen Systemen realisierbaren Temperaturbereiche. Die Heizsysteme unterteilen sich in temperierte Wasserkreisläufe ($< 95\text{ °C}$), Silikonheizmatten ($< 200\text{ °C}$) und Infrarotstrahler ($< 400\text{ °C}$). Es zeigt sich, dass der Bereich bis zur festgelegten Grenztemperatur (100 °C) von allen Heizsystemen nahezu vollständig abgedeckt wird. Kühlen von Bauteilen kann ebenfalls mittels temperiertem Wasser ($> 5\text{ °C}$) sowie mit Peltier-Elementen ($> -10\text{ °C}$, theoretisch bis -70 °C [224]) erfolgen. Letztere ermöglichen Temperaturen weit unter dem Gefrierpunkt, die hier aufgrund der begrenzten elektrischen Leistung des entwickelten Systems jedoch auf ca. -10 °C beschränkt sind.

Allgemein sind in den angegebenen Temperaturen thermische Verluste, die bei der Wärmeübertragung auf ein Bauteil auftreten, nicht berücksichtigt. Die Verluste werden in Abschnitt 4.2.3 untersucht und experimentell bestimmt. Zuvor werden die einzelnen Systeme im Detail vorgestellt, indem jeweils auf die Umsetzung der oben beschriebenen Vorgänge eingegangen wird. Weitere Hintergründe sowie technische Daten zu den Systemen sind in [37] zu finden.

Temperiertes Wasser

Wasser kann im flüssigen Zustand und unter atmosphärischem Druck Temperaturen zwischen ca. 0 °C und 100 °C annehmen [29, 177] und eignet sich daher zum Heizen und Kühlen. Die Temperierung des Wassers erfolgt über Heiz- und Kühlaggregate, die an Wasserkreisläufe angeschlossen sind. Im Heizaggregat (*gwk teco* [82]) wird Wärmeenergie elektrisch durch Heizdrähte erzeugt und dem Wasser zugeführt (Nennleistung: 18 kW). Das Prinzip der elektrischen Wärmeerzeugung wird in [90, 102, 237] beschrieben. Das Kälteaggregat (*gwk weco* [81]) entzieht dem Wasser Wärmeenergie nach dem Prinzip einer Kompressionskühlung [7, 90, 159, 226], die u. a. auch in Kühlschränken zum Einsatz kommt. Die Nennleistung beträgt 9 kW. Die Aggregate decken zusammen einen Bereich von 5 °C bis 95 °C ab.

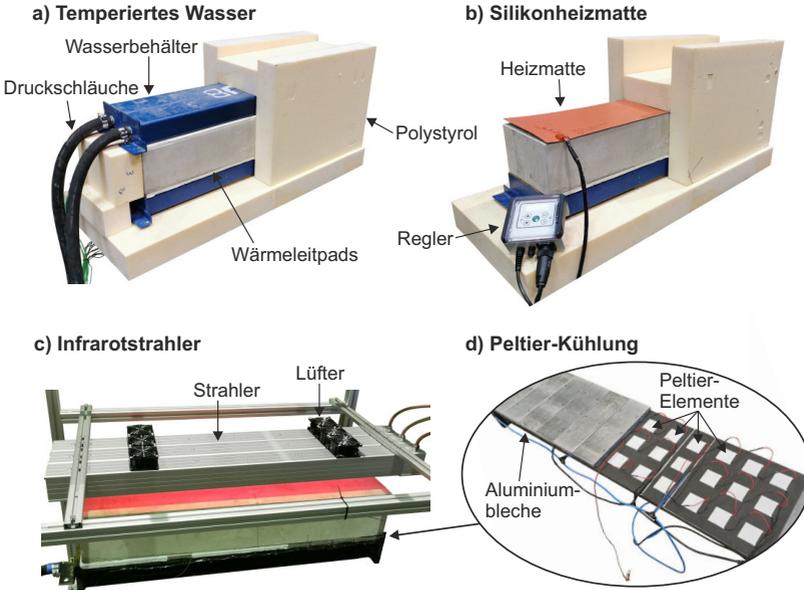


Abbildung 4.2: Systeme zur praktischen Umsetzung der Temperaturinduktion in Stahlbetonbauteile: Temperiertes Wasser (a), Silikonheizmatte (b), Infrarotstrahler (c) und Peltier-Kühlung (d)

Der Transport der im Wasser gespeicherten Wärmeenergie und der Übergang auf ein Bauteil erfolgen über einen geschlossenen Kreislauf. Die Wärmeübertragung setzt sich damit aus einer Kombination aus (erzwungener) Konvektion und Wärmeleitung zusammen (vgl. Abschnitt 2.1). Ersteres umfasst den Transport des Wassers mittels Pumpenantrieb über Druckschläuche in einen am Bauteil angebrachten Behälter (Abbildung 4.2). Der Wärmeaustausch zwischen dem Wasser und dem Bauteil erfolgt dann mittels Wärmeleitung durch den Boden des Behälters. Für eine homogene Wärmeeinleitung kann der Behälter mit Rippen versehen werden, die eine mäanderförmige Durchströmung erzwingen und „Totbereiche“ mit stehendem Wasser verhindern. Die Wärmeeinleitung hängt außerdem von der Fließgeschwindigkeit und die wiederum vom Wasserdruck ab. Es wird ein Druck von ca. 3 bis 5 bar empfohlen, was in etwa dem Versorgungsdruck von herkömmlichen Trinkwasserleitungen entspricht [76, 208].

Die beiden Aggregate nutzen einen Zweipunktregler (Hysterese: $1\text{ }^{\circ}\text{C}$) zur Einstellung der Vorlauftemperatur. Grundsätzlich ist zu beachten, dass die Temperatur des ausgehenden Wassers geregelt wird. Die Wärmeenergie des Wassers wird während des Transports und der Einleitung in ein Bauteil infolge von thermischen Verlusten an die Umgebung reduziert bzw. beim Kühlen erhöht, sodass die Oberflächentemperatur am Bauteil von der im Regler eingestellten Temperatur abweicht.

Silikonheizmatte

Heizmatten aus Silikon können zum Erhitzen von Bauteilen auf bis zu 200 °C, also auf Temperaturen deutlich oberhalb des bautechnischen Bereichs und der festgelegten Grenztemperatur von 100 °C, verwendet werden [109]. Die Wärmeenergie wird in der Matte elektrisch durch Heizdrähte erzeugt [90, 102, 237], die in Schlaufen zwischen einer oberen und einer unteren Silikonschicht verlaufen. Die Heizleistung ergibt sich aus dem Drahtquerschnitt und dem Abstand der Schlaufen. Die in Abbildung 4.2 dargestellte Silikonheizmatte enthält Drähte im Abstand von 3 mm und verfügt über eine Nennleistung von 3 kW [109].

Der Wärmeübergang auf ein Bauteil erfolgt durch Wärmeleitung. Die elastischen Matten, die eine Dicke von 2,5 mm aufweisen und in ihren Abmessungen weitgehend beliebig an verschiedene Bauteilflächen anpassbar sind, werden direkt auf die Oberfläche gelegt oder bei einer Anwendung von unten gegen diese gepresst. Die Heiztemperatur wird mittels Zweipunktregler und über einen in die obere Silikonschicht integrierten Temperaturfühler eingestellt. Aufgrund der Position des Fühlers und der geringen Dicke der Matte kann präzise die Oberflächentemperatur eines Bauteils geregelt werden.

Infrarotstrahler

Gängige Infrarotstrahler erzeugen Temperaturen von bis zu 400 °C [107]. Die Erzeugung der Wärmeenergie erfolgt durch Umwandlung von elektrischer Energie in Infrarotstrahlung [78, 87]. Dazu wird Strom durch metallische Heizdrähte geleitet, die innerhalb eines Quarzglasrohrs verlegt sind. Der Draht stellt einen Heizwiderstand dar, sodass sich dieser erhitzt. Die vom Draht emittierte Strahlung weist Wellenlängen von 0,78 μm bis 1000 μm auf und liegt im Spektrum der elektromagnetischen Wellen im Bereich der Infrarotstrahlung [51, 102, 182]. Diese wandelt sich beim Auftreffen auf einen Festkörper in Wärmeenergie um. Zur Effizienzsteigerung werden Strahler in der Regel in einem Modul mit Reflektoren an den Seiten und der Rückseite angeordnet. Zur Kühlung des Modulgehäuses werden Lüfter integriert. Das in Abbildung 4.2 dargestellte System besteht aus drei Modulen, deren Strahler jeweils eine Nennleistung von 4 kW aufweisen [107]. Der kontaktlose Wärmeübergang auf ein Bauteil erfordert externe Gestelle oder Rahmen zur Positionierung und Fixierung der Strahlermodule.

Die Temperaturregelung erfolgt im entwickelten System durch einen PID-Regler [107]. Der zugehörige Temperaturfühler kann beliebig positioniert werden, sodass die Temperatur direkt an der Oberfläche des Bauteils geregelt werden kann. Dabei ist zu beachten, dass sich eine Abweichung zwischen der gemessenen und der tatsächlichen Oberflächentemperatur einstellen kann, wenn sich die Emissionsgrade des Bauteils und des Fühlers deutlich unterscheiden (vgl. Abschnitt 2.1.4).

Peltier-Kühlung

Peltier-Elemente können grundsätzlich zum Kühlen und zum Heizen verwendet werden. Für letzteres stehen jedoch eine Vielzahl an alternativen, energieeffizienteren Systemen (Abbildung 4.2, a)-c)) zur Verfügung, sodass Peltier-Heizungen hier keine Berücksichtigung finden. Die Untersuchungen beschränken sich auf Peltier-Kühlungen. Diese haben ebenfalls eine vergleichsweise ge-

ringe Effizienz, stellen aber eine zurzeit alleinige Möglichkeit zur Erzielung niedriger Temperaturen von bis zu $-70\text{ }^{\circ}\text{C}$ dar [224, 225]. Die Minimaltemperatur ist – im Gegensatz zu den weiteren Systemen – kein nach unten beschränkter Wert, sondern ergibt sich individuell aus der elektrischen Leistung des Systems, die im Wesentlichen durch die Anzahl an verschalteten Elementen festgelegt wird, und den Randbedingungen, d. h. der Temperatur und Größe des zu kühlenden Bauteils. Das im Rahmen der Arbeit entwickelte System erreicht eine minimale Temperatur von ca. $-10\text{ }^{\circ}\text{C}$.

Ein Peltier-Element ist ein elektrothermischer Wandler, der die gegenseitige Beeinflussung von Wärmeenergie und Elektrizität ausnutzt [102, 137, 159, 182, 224]. Konkret entsteht infolge des Peltier-Effekts bei einem Stromdurchfluss durch einen Leiter ein Wärmefluss. Grundlage ist der Kontakt zwischen zwei Halbleitern aus unterschiedlichen Metallen, die sich in ihrem Energieniveau unterscheiden (Abbildung 4.3, links). Wird nun elektrischer Strom I durch die Halbleiter geleitet, nehmen die Elektronen beim Übergang von Metall p zu Metall n Wärmeenergie auf, um auf das energetisch höhere Niveau des ersten Halbleitermaterials zu gelangen. Dies führt zu einer Abkühlung der Kontaktstelle. An der anderen Kontaktstelle fallen die Elektronen auf ein tieferes Energieniveau, sodass sie Wärmeenergie abgeben und sich das Material erwärmt. Kontaktstellen gleicher Art liegen jeweils auf einer Seite. Dadurch entsteht ein Wärmetransport und es bildet sich eine Warm- und eine Kaltseite mit einem ΔT von maximal $60\text{ }^{\circ}\text{C}$ [182] bis $75\text{ }^{\circ}\text{C}$ [137].

Die Kühlleistung eines Peltier-Elements, quantifiziert durch den Wärmestrom \dot{Q}_C , wird durch zwei Effekte abgemindert. Erstens entsteht ein gegenläufiger thermischer Rückstrom infolge Wärmeleitung. Zweitens erzeugt der durch die Halbleiter fließende elektrische Strom Wärmeenergie. \dot{Q}_C ergibt sich damit additiv aus den Anteilen infolge des Peltier-Effekts (\dot{Q}_{PE}), der elektrischen Wärme (\dot{Q}_{EI}) und der Wärmeleitung (\dot{Q}_{WI}) zu [182]:

$$\dot{Q}_C = \dot{Q}_{PE} + \dot{Q}_{EI} + \dot{Q}_{WI} \quad (4.1)$$

mit

$$\dot{Q}_{PE} = -\alpha \cdot I \cdot T_C$$

$$\dot{Q}_{EI} = \frac{R \cdot I^2}{2}$$

$$\dot{Q}_{WI} = \lambda \cdot \Delta T \cdot \frac{A}{d}$$

\dot{Q}_{PE} resultiert aus der Stromstärke I [A] multipliziert mit dem Seebeck-Koeffizienten α [V/K], der von den Halbleitermaterialien abhängt, und der Temperatur T_C [K] der Kaltseite des Elements. \dot{Q}_{EI} hängt vom Ohmschen Widerstand R [Ω] und der Stromstärke I ab. Die Wärmeleitung ergibt sich gemäß Gl. 2.27 aus der Wärmeleitfähigkeit λ [W/(m · K)], der Temperaturdifferenz ΔT [K] und dem Abstand d [m] zwischen Warm- und Kaltseite des Peltier-Elements sowie der Fläche A [m²] der Halbleiter. Mit ansteigender Stromstärke I nimmt die elektrische Wärme quadratisch zu, sodass das System mit zunehmender Kühlleistung ineffizienter wird. Gleiches bewirkt eine ansteigende Temperaturdifferenz ΔT , die einen größeren Rückstrom infolge Wärmeleitung hervorruft. Der Rückstrom kann verringert werden, indem die Warmseite der Elemente gekühlt und ΔT dadurch reduziert wird [137, 224].

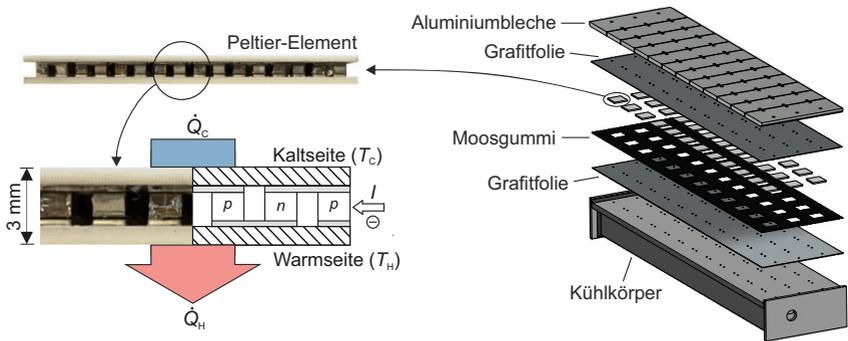


Abbildung 4.3: Aufbau und Wirkungsweise eines Peltier-Elements (links) und Modell der entwickelten Peltier-Kühlung (rechts)

Abbildung 4.3 visualisiert rechts das im Rahmen der Arbeit entwickelte Kühlsystem, das sich aus 36 verschalteten Peltier-Elementen zusammensetzt. Die Verschaltung besteht aus drei in Reihe und jeweils zwölf parallel geschalteten Elementen und einem Netzteil (24 V). Daraus ergibt sich eine Spannung von 8 V und eine Versorgung der einzelnen Elemente mit 4,4 A. Für mehr Details zur Verschaltung wird auf [37, 225] verwiesen. Die einzelnen Peltier-Elemente sind zur Lagesicherung in eine Schicht aus Schaumstoff eingelassen, die außerdem die warme und die kalte Seite des Kühlsystems voneinander isoliert. Auf beiden Seiten wird Grafitfolie zur gleichmäßigen Verteilung der in den einzelnen Elementen erzeugten Wärme bzw. Kälte verwendet. Grafitfolie weist in der Ebene eine extrem hohe Leitfähigkeit ($\lambda = 1600 \text{ W/(m}\cdot\text{K)}$) auf [40]. Es schließen sich auf der Kaltseite Aluminiumbleche für einen homogenen Wärmeaustausch mit dem Bauteil und auf der warmen Seite ein Kühlkörper an. Letzterer wird durch einen temperierten Wasserkreislauf (Abbildung 4.2a) betrieben.

Vergleich der Systeme

Die Tabellen 4.1 und 4.2 geben einen Überblick über die Funktionsweise und die wesentlichen Eigenschaften der Systeme. Es werden im Folgenden die wichtigsten Unterschiede und die daraus hervorgehenden Auswirkungen auf die praktische Anwendung diskutiert.

Die Systeme unterscheiden sich grundlegend in der Art der Wärme- und Kälteerzeugung. Diese bestimmt maßgeblich den realisierbaren Temperaturbereich. Der Infrarotstrahler (c) erzeugt durch Wärmestrahlung Temperaturen von bis zu 400°C . Die Silikonheizmatte (b) nutzt elektrische Heizdrähte, mit denen eine Maximaltemperatur von 200°C erzielbar ist. Nach dem gleichen Prinzip erfolgt die Wärmeerzeugung im Heizaggregat zur Temperierung des Wassers (a_1). Die Temperatur ist hier jedoch aufgrund des Siedepunkts von Wasser auf 95°C beschränkt. Insgesamt decken alle Systeme den Bereich bis zum festgelegten Grenzwert von 100°C (vgl. Abschnitt 4.2.1) nahezu vollständig ab. Zum Kühlen beschränkt sich temperiertes Wasser (a_2) auf Temperaturen oberhalb des Gefrierpunkts. Theoretisch sind mit Kompressionskühlungen und durch die Beimischung

von Frostschutzmittel auch Temperaturen unterhalb von 0 °C möglich [177]. Hierzu wurden eigene theoretische Untersuchungen aufgestellt, aus denen Minimaltemperaturen von -18 °C (Wasser-Frostschutz-Verhältnis: 2:1) bzw. -36 °C (1:1) hervorgehen [145]. Die hier verwendete Kompressionskühlung beschränkt sich auf Temperaturen oberhalb von 5 °C. Peltier-Kühlungen (d) können durch Ausnutzung des elektrothermischen Effekts theoretisch Temperaturen deutlich unterhalb des Nullpunkts erreichen [224]. Die erforderliche elektrische Leistung steigt nach Gl. 4.1 jedoch überproportional zur Kühlleistung \dot{Q}_C an, sodass sich die hier entwickelte Kühlung aus Effizienzgründen auf einen Bereich bis ca. -10 °C beschränkt.

Die Art der Wärme- und Kälteerzeugung beeinflusst außerdem die Nennleistung eines Systems. Diese quantifiziert die Heiz- oder Kühlleistung, d. h. die thermische Energie [J], die pro Zeiteinheit [s] einem Körper zu- oder abgeführt werden kann. Sie geht aus der eingehenden elektrischen Energie multipliziert mit dem Wirkungsgrad, der die Verluste bei der Umwandlung von elektrischer in thermische Energie abbildet, hervor. Peltier-Elemente besitzen im Allgemeinen einen niedrigen Wirkungsgrad, der mit ansteigender Kühlleistung weiter abnimmt [137, 182, 224]. Das entwickelte Kühlsystem weist daher die geringste Nennleistung (1,5 kW) auf. Den höchsten Wert verzeichnet das Heizaggregat des Wasserkreislaufs mit 18 kW, gefolgt vom Infrarotstrahler mit 4 kW je Modul, also bei drei Modulen in Summe 12 kW. Eine zu geringe Nennleistung führt dazu, dass Wärmeströme aus der Umgebung nicht kompensiert werden können und die im Regler eingestellte Temperatur nicht erreichbar ist. Die Regelung erfolgt in den Systemen – mit einer Ausnahme – durch Zweipunktregler. Lediglich der Infrarotstrahler ist mit einem PID-Regler ausgestattet. Die jeweilige Regelungsart wird hier von den verwendeten technischen Geräten vorgegeben und das Regelungsverhalten in Abschnitt 4.2.3 untersucht.

Tabelle 4.1: Funktionsweise und Eigenschaften der entwickelten Heizsysteme

		a) Temperiertes Wasser	b) Heizmatte	c) Infrarotstrahler
Funktionsweise	Wärmeerzeugung	elektrisch	elektrisch	elektrisch
	Wärmeübertragung	Leitung	Leitung	Strahlung (kontaktlos)
	Regelung	Zweipunkt	Zweipunkt	PID
Eigenschaften	Temperaturbereich [°C]	≤ 95	≤ 200	≤ 400
	Nennleistung [kW]	18	3	3 × 4
	Verformbarkeit	starr	elastisch	-

Tabelle 4.2: Funktionsweise und Eigenschaften der entwickelten Kühlsysteme

		a2) Temperiertes Wasser	d) Peltier-Kühlung
Funktionsweise	Kälteerzeugung	Kompressionskühlung	elektrothermisch
	Wärmeübertragung	Leitung	Leitung
	Regelung	Zweipunkt	Zweipunkt
Eigenschaften	Temperaturbereich [°C]	≥ 5	≥ -10
	Nennleistung [kW]	9	1,5
	Verformbarkeit	starr	starr

Die Wärmeübertragung auf ein Bauteil erfolgt bei drei der vier Systemen (a, b, d) mittels Wärmeleitung. Eine Ausnahme bildet der Infrarotstrahler (c), der Wärmeenergie kontaktlos durch Strahlung überträgt. Die Übertragungsart beeinflusst in Kombination mit der Verformbarkeit eines Systems dessen Positionierung und Fixierung. Wärmeleitung erfordert direkten Kontakt zwischen dem jeweiligen System und der Bauteiloberfläche. Unebene Oberflächen oder Verformungen des Tragwerks können den Kontakt stören, sodass ein thermischer Kontaktwiderstand entsteht, der den Wärmestrom mindert (vgl. Abschnitt 2.1.3). Um den Widerstand möglichst klein zu halten, empfiehlt sich bei starren Heiz- und Kühlsystemen (a, d) die Anordnung einer elastischen und gut wärmeleitenden Zwischenschicht (Abbildung 4.4, oben), deren Dicke von den erwarteten Verformungen abhängt. Wärmeleitpads erfüllen die zwei genannten Anforderungen an die Zwischenschicht.

Abbildung 4.4 demonstriert die Wirkung der Wärmeleitpads an einem Biegebalken, der an der Oberseite erhitzt (Heiztemperatur ϑ_h) und an der Unterseite gekühlt (Kühltemperatur ϑ_k) wird. Der sich einstellende vertikale Temperaturgradient ruft Krümmung im Balken hervor. Es werden – differenziert nach den zwei Fällen mit und ohne Wärmeleitpads – qualitativ die Wärmestromdichten \dot{q} und die vertikalen Temperaturverläufe dargestellt. Ohne den Einsatz von Wärmeleitpads bildet sich durch die Verformung des Balkens eine dünne Luftschicht zwischen dem Kühlsystem und der Balkenunterseite. Die Luftschicht wirkt isolierend und stellt einen thermischen Widerstand dar, welcher \dot{q} abmindert und über den Wärmeübergangskoeffizienten α_K rechnerisch berücksichtigt werden kann. Der Widerstand bewirkt eine sprunghafte Temperaturänderung. Gleiches gilt in ge-

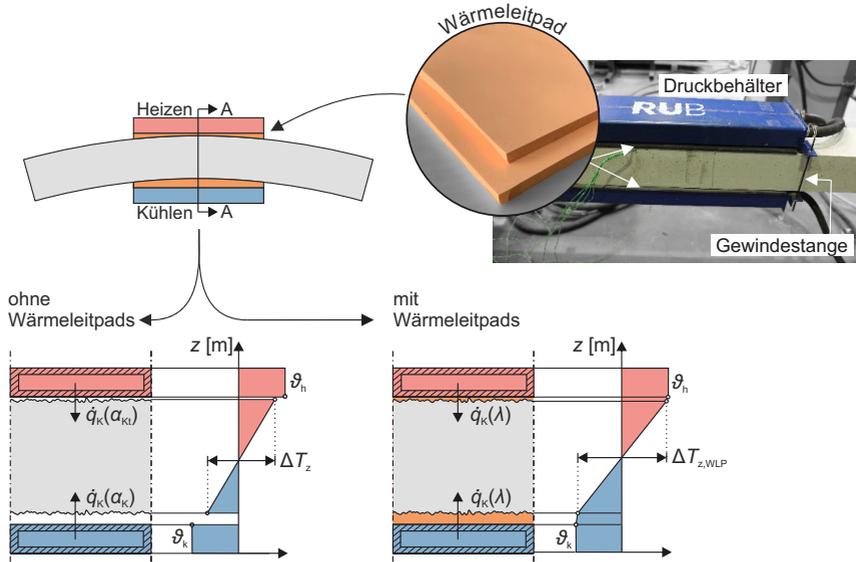


Abbildung 4.4: Prinzipskizze der Temperaturinduktion in einen Biegebalken (mit und ohne Wärmeleitpads) mit qualitativen vertikalen Temperaturverläufen und einem Foto der praktischen Umsetzung im Labor

ringern Ausmaß für die Oberseite, deren Kontaktfläche durch die Rauigkeit der Betonoberfläche gestört ist. \dot{q} ergibt sich hier mithilfe des Kontaktwiderstandskoeffizienten α_{Kt} . Bei einer Verwendung von Wärmeleitpads sind keine sprunghaften Temperaturänderungen zu erwarten. Stattdessen ändert sich die Temperatur in der Schicht der Wärmeleitpads infolge von Wärmeleitwiderständen λ linear und in deutlich geringerem Ausmaß, sodass ein größerer vertikaler Temperaturunterschied zwischen der Ober- und der Unterseite des Balkens entsteht ($|\Delta T_{z,\text{WLP}}| > |\Delta T_z|$).

Grundsätzlich weichen die Oberflächentemperaturen aufgrund von thermischen Widerständen immer dann von den eingestellten Heiz- und Kühltemperaturen ab, wenn die Wärme- und Kälteerzeugung mit Abstand zur Bauteiloberfläche erfolgt. Die Abweichungen werden im Folgenden als Verluste bei der Wärmeeinleitung bezeichnet und können durch die Aufbringung eines Anpressdrucks zwischen den Systemen und dem Bauteil verringert werden. Die effektive Leitfähigkeit λ_{eff} der Wärmeleitpads verbessert sich mit steigendem Druck [90], da sich Luftporen reduzieren und die Dichte der Pads sich erhöht. Ein verringerter thermischer Widerstand stellt sich auch in den Kontaktflächen zwischen Wärmeleitpad bzw. Heizmatte und der Bauteiloberfläche ein. Zur Realisierung eines Anpressdrucks können beispielsweise Winkel und Gewindestangen eingesetzt werden (Abbildung 4.4). Bei Infrarotstrahlern treten aufgrund der kontaktlosen Wärmeübertragung geringere Verluste auf, die auf den Strahlungsaustausch mit der Umgebung zurückzuführen sind. Die geringsten Verluste ergeben sich bei schwarzen Oberflächen (vgl. Abschnitt 2.1.4).

Da thermische Verluste bei der Wärmeeinleitung nicht vollständig zu vermeiden sind, ist die Temperatur für eine gezielte Induktion möglichst direkt an der Bauteiloberfläche oder im Beton zu regeln. Eine freie Positionierung des Temperaturfühlers ist aus technischen Gründen allerdings nur bei den Systemen (c) und (d) möglich.

4.2.3 Experimentelle Untersuchungen zur Methode

Versuchsziele

Das primäre Ziel der Versuche ist die Erzeugung von vertikalen Temperaturgradienten in Betonprobekörpern. Dazu werden je Einzelversuch ein Heiz- und ein Kühlsystem kombiniert und an der Ober- bzw. Unterseite des Körpers angebracht. Es sollen die grundlegende Funktionsfähigkeit der Systeme validiert, die zeitlich und räumlich transienten Temperaturfelder bestimmt und bei der Wärmeeinleitung auftretende thermische Verluste quantifiziert werden. Darüber hinaus ist das Regelungsverhalten zu untersuchen.

Versuchsaufbau

Es werden mehrere Einzelversuche an baugleichen Probekörpern mit rechteckigem Querschnitt ($b/h = 0,25/0,16$ [m]) und einer Länge von 1,00 m durchgeführt. Die unbewehrten Körper sind aus einer Charge Transportbeton mit der nominellen Festigkeitsklasse C30/37 und einem Größtkorn von 16 mm hergestellt. Die mechanischen Materialeigenschaften wurden in Begleitversuchen bestimmt; sie sind aufgrund der rein thermischen Untersuchungen jedoch von untergeordneter Bedeutung. Zum Zeitpunkt der Versuche (ca. 28 Tagen nach dem Betonieren) beträgt die mittlere Druckfestigkeit $f_{\text{cm}} = 31,3 \text{ N/mm}^2$ und der E-Modul $E_{\text{cm}} = 30.633 \text{ N/mm}^2$.

Der Aufbau ist in allen Einzelversuchen gleich und in Abbildung 4.5 dargestellt. Lediglich die Heiz- und Kühlsysteme werden variiert. Der Probekörper liegt auf dem jeweiligen Kühlsystem auf. Das Heizsystem wird auf dem Körper positioniert. Die Kontaktflächen der Systeme weisen die gleiche Grundfläche wie der Probekörper auf ($b/L = 0,25/1,00$ [m]), sodass sie dessen Ober- und Unterseite vollflächig bedecken. Systemabhängig werden Wärmeleitpads ($h = 8$ mm im unbelasteten Zustand) zur Verbesserung der Wärmeeinleitung angeordnet. Zusätzliche Auflasten generieren einen geringen Anpressdruck ($\sigma_A = 1,5$ kN/m²), um thermische Widerstände zu reduzieren. Zur Minimierung von Verlusten an die Umgebung sind die Seiten- und Stirnflächen der Systeme und des Betonkörpers allseitig mit 100 mm starkem extrudierten Polystyrol isoliert. Die Isolierung an der Oberseite entfällt in den Versuchen, in denen der Infrarotstrahler zum Einsatz kommt. Abbildung 4.2 zeigt die Umsetzung des beschriebenen Versuchsaufbaus. Die Isolierung ist jeweils zur Hälfte entfernt, um einen Einblick auf die Probekörper und die Systeme zu erhalten.

Die Probekörper sind mit Thermoelementen im Beton und extern im Wärmeleitbereich ausgestattet. Die Messungen beschränken sich im Wesentlichen auf einen einzelnen Querschnitt in der Mitte des Probekörpers mit einem Abstand von jeweils 0,50 m zu den stirnseitigen Rändern. Vier in den Beton eingebettete Thermoelemente (T_1 bis T_4) nehmen den Temperaturverlauf über die Höhe auf. Jeweils ein Sensor (T_{e2} , T_{e3}) liegt direkt an der oberen bzw. unteren Betonoberfläche. Zwei weitere Sensoren (T_{e1} , T_{e4}) sind am Heiz- bzw. Kühlsystem positioniert. Die genauen Sensorlagen sind Abbildung 4.5 zu entnehmen.

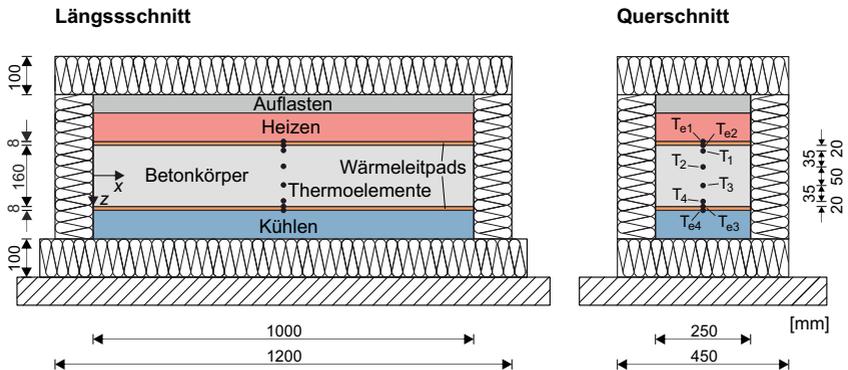


Abbildung 4.5: Prinzipische Skizze des Versuchsaufbaus mit den Positionen der Temperatursensoren

Versuchsablauf

Die Versuchsserie besteht aus vier Einzelversuchen und umfasst die in Tabelle 4.3 aufgeführten Kombinationen aus Heiz- und Kühlsystemen. In zusätzlichen Versuchen wird der Einfluss des Anpressdrucks untersucht. Zur Steigerung der Effizienz werden nur ausgewählte Kombinationen gezielt getestet und Systeme im Verlauf der Versuchsserie durch effizientere oder praktikablere Va-

rianten ersetzt. Letzteres gilt beispielsweise für das Heizen mit temperiertem Wasser. Das System wird nach dem ersten Versuch durch die elastische Heizmatte ersetzt, da diese keine Wärmeleitpads benötigt und dadurch einfacher zu handhaben ist.

Je Einzelversuch werden zwei verschiedene Temperaturniveaus angefahren. Das erste Niveau sieht – ausgehend von der Ausgangstemperatur $\vartheta(t_0) = 20\text{ °C}$ – einen ausgeglichenen Wärme- ($\vartheta_h = 35\text{ °C}$) und Kälteeintrag ($\vartheta_k = 5\text{ °C}$) vor. Nach dem Erreichen eines stationären Zustands wird zur Erzielung der mit den Systemen maximal möglichen ΔT_z auf ein zweites Niveau gewechselt. Ein unausgeglichener Wärme- und Kälteeintrag ist dabei aufgrund der auf $\vartheta_k = 5\text{ °C}$ (temperiertes Wasser) und $\vartheta_k = -5\text{ °C}$ (Peltier-Kühlung) beschränkten Kühltemperaturen unvermeidbar. Letzterer Wert ist aufgrund des Wärmestroms von oben infolge ϑ_h etwas größer als die mit dem System erzielte Minimaltemperatur (-10 °C , vgl. Abschnitt 4.2.2). Die Temperatur an der Oberseite wird bei allen Heizsystemen auf 75 °C beschränkt, um den Beton mit ausreichender Sicherheit nicht zu schädigen. Die Umgebungstemperatur ist aufgrund der Laborbedingungen nahezu konstant und beträgt 20 °C . Tabelle 4.3 gibt einen Überblick über die in den jeweiligen Einzelversuchen eingestellten Temperaturen ϑ_h und ϑ_k und über die erzielten Temperaturunterschiede ΔT_z . Die Werte des ersten Temperaturniveaus sind jeweils in Klammern gesetzt.

In den Versuchen werden die zeitliche Entwicklung des jeweiligen Temperaturfelds und die Temperaturwerte im Wärmeeinleitungsbereich aufgezeichnet. Die Temperaturen werden grundsätzlich ohne Nachkommastelle angegeben, da die Messunsicherheit der Thermoelemente von $\pm 0,4\text{ K}$ bei einer Referenztemperatur von 20 °C und $\pm 1,4\text{ K}$ bei 100 °C eine genauere Angabe hinfällig macht. Die angegebene Messunsicherheit entspricht der zweifachen Standardabweichung 2σ , d. h. der Wert der Messgröße liegt mit einer Wahrscheinlichkeit von 95 % im angegebenen Werteintervall [216].

Tabelle 4.3: Versuchsplan mit den durchgeführten Kombinationen aus Heiz- und Kühlsystemen und den erzielten Temperaturunterschieden ΔT_z

Versuch	Heizsystem	Kühlsystem	ϑ_h [°C]	ϑ_k [°C]	ΔT_z [K]
W-W	Temperiertes Wasser	Temperiertes Wasser	75 (35)	5 (5)	-36 (-15)
M-W	Heizmatte	Temperiertes Wasser	75 (35)	5 (5)	-35 (-13)
M-P	Heizmatte	Peltier-Kühlung	75 (35)	-5 (5)	-41 (-15)
IR-P	Infrarotstrahler	Peltier-Kühlung	75 (35)	-5 (5)	-53 (-20)

Ergebnisse und Auswertung

Abbildung 4.6 zeigt links die zeitliche Temperaturentwicklung in einem Probekörper exemplarisch anhand des Versuchs M-P, d. h. der Kombination aus Heizmatte und Peltier-Kühlung. Die Temperaturverläufe der weiteren Versuche sind in Anhang C beigefügt. Ausgehend von einer konstanten Ausgangstemperatur $\vartheta(t_0) = 20\text{ °C}$ stellt sich auf dem ersten Temperaturniveau nach ca. 2 h ein stationärer Zustand ein. Das Temperaturfeld ist nahezu an der horizontalen Schwerachse des Körpers gespiegelt und bleibt aufgrund der weitgehend konstanten Umgebungstemperatur bis zur Änderung von ϑ_h und ϑ_k stationär. Auf dem zweiten Niveau steigen die Temperaturen im gesamten Probekörper an, d. h. auch in der gekühlten unteren Hälfte. Aufgrund der größeren Temperaturgradienten im Probekörper wird erst nach 10 h Stationarität erreicht. Über die Zeit verringern sich die Ände-

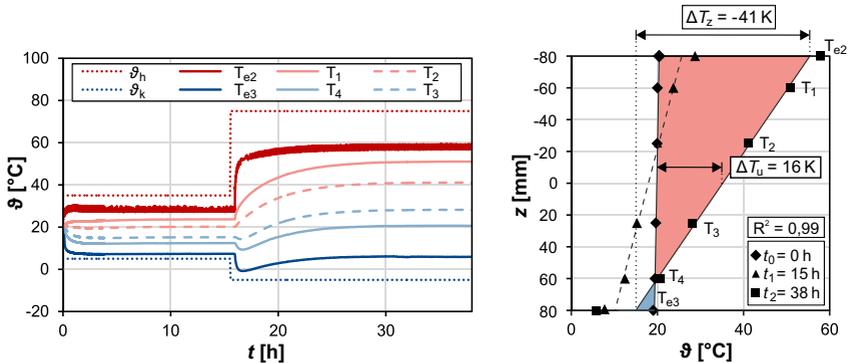


Abbildung 4.6: Zeitliche Temperaturentwicklung im Messquerschnitt (links) und über die Querschnittshöhe aufgetragene Messwerte und approximierte Verläufe in den stationären Zuständen (rechts)

rungsraten der Temperaturen zunehmend, sodass sich die Temperaturkurven asymptotisch einem stationären Zustand annähern. Auf beiden Niveaus weichen die durch T_{e2} und T_{e3} gemessenen Oberflächentemperaturen von den eingestellten Werten ϑ_h und ϑ_k ab. Außerdem schwingt die an der Oberseite gemessene Temperatur periodisch, was auf die Zweipunktregelung der Heizmatte zurückzuführen ist. Das Regelungsverhalten wird im weiteren Verlauf der Auswertung im Detail untersucht.

Abbildung 4.6 (rechts) stellt die im Ausgangszustand t_0 und in den stationären Zuständen ($t_1 = 15 \text{ h}$, $t_2 = 38 \text{ h}$) gemessenen Temperaturen über die Querschnittshöhe h (z -Koordinate) dar. In beiden stationären Zuständen liegen die Temperaturwerte der im Beton eingebetteten Sensoren nahezu auf einer Geraden, sodass kontinuierliche vertikale Verläufe mittels linearer Regression [79, 175] approximiert werden können. Es zeigt sich eine sehr gute Übereinstimmung zwischen den Messwerten und der Regressionsgeraden (Bestimmtheitsmaß $R^2 > 0,99$ für t_1 und t_2). Die an der Oberfläche gemessenen Temperaturen weichen um 3 K (oben) bzw. 8 K (unten) von der Geraden ab. Dies ist darauf zurückzuführen, dass statt der tatsächlichen Oberflächentemperatur die Temperatur in der Kontaktzone zwischen der Heizmatte bzw. dem Wärmeleitpad und dem Bauteil gemessen wird. Die Temperaturverläufe zu den Zeitpunkten t_1 und t_2 unterscheiden sich erwartungsgemäß im Gradienten und in der mittleren Bauteiltemperatur. Auf dem ersten Niveau (t_1) stellt sich ein ΔT_z von -15 K und ein geringes ΔT_u von -1 K ein. Der Wärme- und Kälteeintrag von oben und unten ist weitgehend ausgeglichen, da ϑ_h und ϑ_k betragsmäßig die gleiche Differenz zu $\vartheta(t_0)$ aufweisen. Auf dem zweiten Niveau (t_2) steigt ΔT_z betragsmäßig auf -41 K an. Darüber hinaus führt der un- ausgeglichene Wärme- und Kälteeintrag zu einem Anstieg der mittleren Querschnittstemperatur ($\Delta T_u = 16 \text{ K}$).

Die approximierten Temperaturverläufe der vier Einzelversuche werden in Abbildung 4.7 gezeigt. Die Darstellung beschränkt sich auf den stationären Zustand des zweiten Temperaturniveaus. In allen Versuchen zeigt sich eine gute Übereinstimmung zwischen den Messwerten und der Regres-

sionsgeraden. Die Bestimmtheitsmaße R^2 liegen durchgängig oberhalb von 0,99. Daraus lässt sich schließen, dass durch bilaterale Temperaturinduktion grundsätzlich lineare Verläufe erzeugt werden können. Voraussetzungen sind ein stationärer Zustand und ein Wärmefluss in nur eine Koordinatenrichtung. Beides wird in den Versuchen durch die Isolierung des Induktionsbereichs erreicht.

In allen Versuchen führen thermische Widerstände zu Verlusten bei der Wärmeeinleitung, sodass $|\Delta T_z|$ stets geringer ausfällt als die Differenz aus ϑ_h und ϑ_k . Die Widerstände hängen im Wesentlichen von dem Systemaufbau und dem Anpressdruck ab. Einzelne Widerstände werden nicht bestimmt, da der komplexe Wärmeübergang zwischen zwei Schichten im Allgemeinen über empirisch ermittelte Kontaktwiderstandskoeffizienten α_{Kt} abgebildet wird (vgl. Abschnitt 2.1.3). Es werden daher ausschließlich die Temperaturunterschiede ΔT_z und die auftretenden Gesamtverluste verglichen. Die aus der Regression hervorgehenden Oberflächentemperaturen werden als ϑ_O bezeichnet.

Aus den ersten zwei Versuchen resultieren annähernd gleiche ΔT_z von -36 K (W-W, Tabelle 4.3) und -35 K (M-W). Die Verluste der Heizmatte (von $\vartheta_h = 75\text{ °C}$ auf $\vartheta_O = 62\text{ °C}$) fallen durch die Temperaturregelung in unmittelbarer Nähe zur Betonoberfläche zwar geringer aus als beim Heizen mit temperiertem Wasser (von 75 °C auf 55 °C), jedoch gleicht sich dies an der Unterseite wieder aus. Dort steigt die Oberflächentemperatur im Versuch M-W stärker an (von 5 °C auf 26 °C) als in W-W (von 5 °C auf 20 °C), obwohl das gleiche Kühlsystem verwendet wird. Dies lässt auf unterschiedliche thermische Widerstände schließen, die wiederum aus verschiedenen Anpressdrücken hervorgehen. Der Anpressdruck in Versuch W-W ist aufgrund des höheren Gewichts des Heizsystems größer als in H-W.

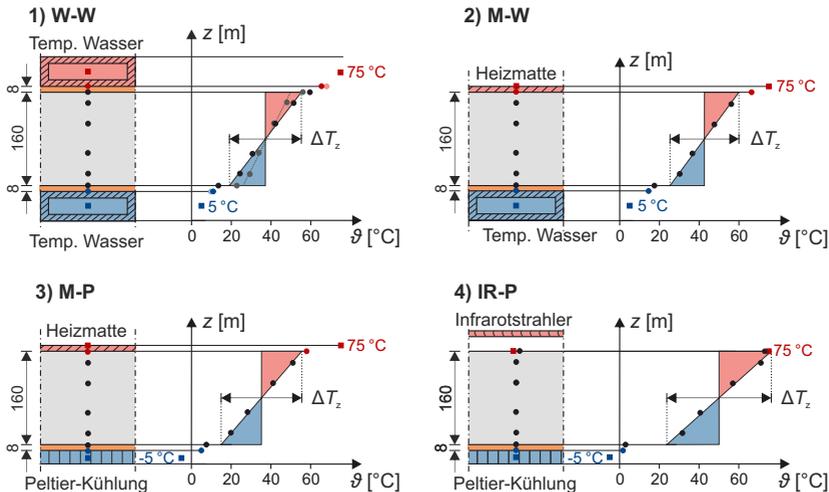


Abbildung 4.7: Prinzipskizzen der vier Einzelversuche mit Angabe der gemessenen Temperaturen und approximierten Temperaturverläufen

Der Einfluss des Anpressdrucks wird durch eine Wiederholung des Versuchs W-W ohne Auflasten verdeutlicht. Der resultierende Temperaturverlauf ist in Abbildung 4.7 in grau dargestellt. Durch die reduzierte Auflast nehmen insbesondere die Kontakt- und Wärmeleitwiderstände an der Unterseite deutlich zu, sodass sich $|\Delta T_z|$ von 36 °C auf 26 °C reduziert. Eine quantitative Bestimmung des Zusammenhangs zwischen Anpressdruck und thermischen Widerständen ist in dieser Arbeit nicht vorgesehen. Stattdessen wird die Empfehlung ausgesprochen, stets einen möglichst hohen Anpressdruck zu verwenden. Zur Erhöhung des Drucks kann ein System gemäß Abbildung 4.4 mithilfe von Gewindestangen an ein Bauteil gepresst werden. Durch diese Maßnahme, die zur Anbringung eines Systems an der Unterseite eines Tragwerks ohnehin erforderlich ist, können die in den Einzelversuchen erzielten $|\Delta T_z|$ erhöht werden (vgl. Abschnitt 6.2).

Bei der kontaktlosen Wärmeübertragung des Infrarotstrahlers entfallen thermische Widerstände gänzlich. Es treten dennoch thermische Verluste infolge des Strahlungsaustauschs zwischen der Bauteiloberfläche und der Umgebung auf. Diese werden jedoch kompensiert, da die Temperatur direkt an der Oberfläche geregelt wird. ϑ_O entspricht dadurch ϑ_h . Folglich wird im Versuch IR-P mit -53 K das betragsmäßig größte ΔT_z der Versuchsserie erzielt. Wirksame Verluste treten nur an der mittels Peltier-Elementen gekühlten Unterseite auf. Im Versuch M-P wird ein ΔT_z von -41 K und damit ein etwas größerer Temperaturunterschied als in den Versuchen W-W und M-W erreicht. Dies ist auf die niedrigere Kühltemperatur $\vartheta_k = -5$ °C zurückzuführen.

Abbildung 4.8 gibt eine Übersicht über die erzielten Temperaturunterschiede $|\Delta T_z|$ und vergleicht sie mit der Differenz zwischen den eingestellten Heiz- und Kühltemperaturen ϑ_h und ϑ_k . Es werden zusätzlich die prozentualen thermischen Verluste angegeben. Die Kombinationen W-W, M-W und M-P weisen auf beiden Temperaturniveaus jeweils Verluste von rund 50 % auf. Es kann davon ausgegangen werden, dass die thermischen Widerstände bei der Wärmeeinleitung weitgehend unabhängig von der Temperatur sind. Die Kombination IR-P erweist sich auf beiden Niveaus mit Verlusten von 33 % und 34 % am effizientesten und erzielt das größte $|\Delta T_z|$ von 53 K. Grundsätzlich erhöht sich $|\Delta T_z|$ mit ansteigender Differenz zwischen ϑ_h und ϑ_k .

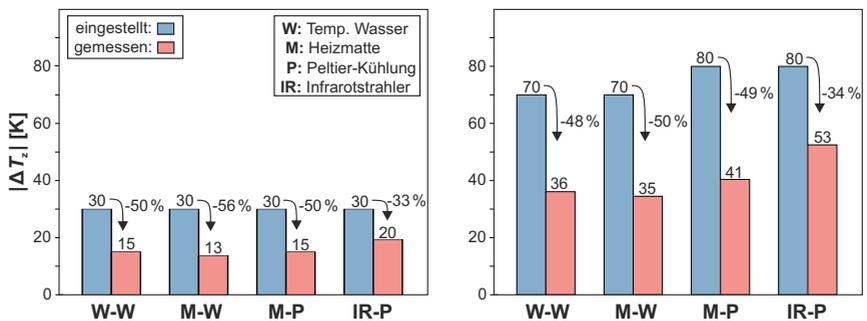


Abbildung 4.8: Übersicht über die erzielten Temperaturunterschiede, die eingestellten Temperaturdifferenzen und die relativen Verluste, differenziert nach dem ersten (links) und zweiten Temperaturniveau (rechts)

Abschließend wird das zeitliche Verhalten der induzierten Temperaturen in den stationären Zuständen der zwei Temperaturniveaus untersucht. Abbildung 4.9 zeigt dazu für jedes Induktionssystem die Temperaturentwicklung an der Bauteiloberfläche über einen Zeitraum von 20 Minuten. Dabei ist zu beachten, dass die Oberflächentemperatur nicht bei jedem System der Regelgröße entspricht. Daraus hervorgehende Abweichungen zwischen der im Regler eingestellten Temperatur und der Oberflächentemperatur wurden bereits quantifiziert (vgl. Abbildung 4.7), sodass im Folgenden allein die zeitlichen Temperaturvariationen untersucht werden.

Die dargestellten Temperaturverläufe weichen stark voneinander ab, was auf unterschiedliche Regelstrecken und -einrichtungen zurückzuführen ist. Die Regelstrecken setzen sich aus dem Probekörper (in allen Versuchen gleich) und dem jeweiligen Induktionssystem zusammen. Die Systeme variieren in den thermischen Widerständen und der spezifischen Wärmekapazität. Die Regeleinrichtungen legen die Art und den Ort der Regelung fest. Bei einer Zweipunktregelung führt die Regelgröße im stationären Zustand eine periodische Schwingung aus, deren Frequenz und Amplitude von der impulsartig wirkenden Stellgröße, der Hysterese und der Regelstrecke abhängen (vgl.

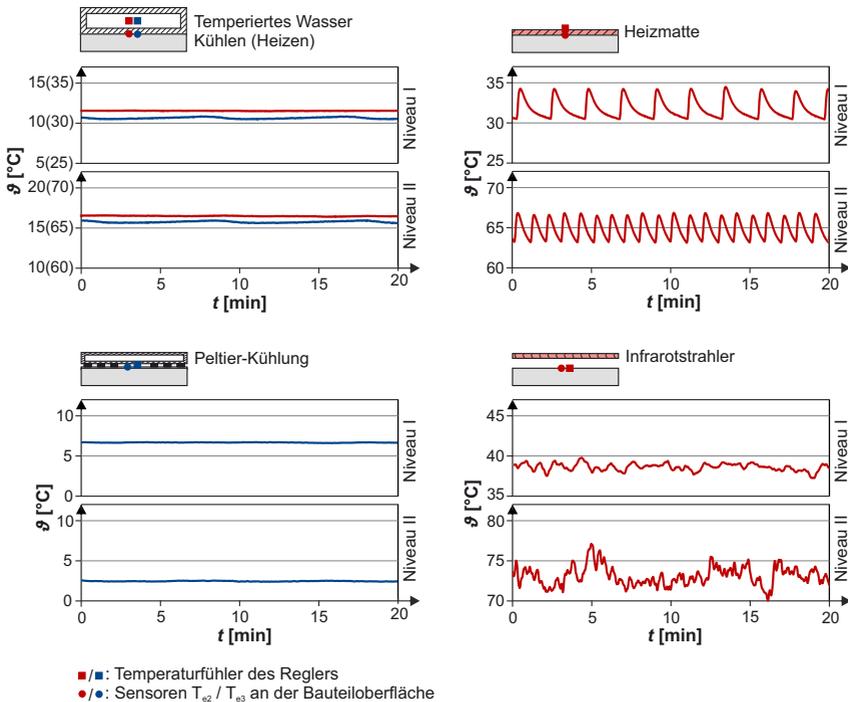


Abbildung 4.9: Zeitliche Verläufe der in den stationären Zuständen gemessenen Oberflächentemperaturen, differenziert nach den vier Systemen

Abschnitt 2.3). Ein PID-Regler passt die Stellgröße stetig an, sodass die Regelgröße theoretisch im stationären Zustand konstant ist. Der Regelungsort, d. h. die jeweilige Position des Temperaturfühlers des Reglers, ist in Abbildung 4.9 markiert.

Im Folgenden wird das Zeitverhalten der in Abbildung 4.9 dargestellten Oberflächentemperaturen für jedes System beschrieben. Aus der Regelung des temperierten Wassers geht beim Heizen und Kühlen auf beiden Temperaturniveaus eine annähernd konstante Oberflächentemperatur hervor. Bereits die geregelte Wassertemperatur weist aufgrund des ständigen Wasseraustauschs im Kreislauf sowie der hohen spezifischen Wärmekapazität des Wassers ($4,190 \text{ J}/(\text{kg}\cdot\text{K})$) lediglich eine geringe Variation auf (hier nicht dargestellt). Der Transport der Wärmeenergie durch den Wasserkreislauf und den Druckbehälter zum Bauteil dämpft diese weiter ab. Es resultieren konstante Oberflächentemperaturen, die jedoch von den im Regler eingestellten Werten abweichen.

Die Heizmatte zeigt ein gegenteiliges Zeitverhalten auf. Die Oberflächentemperatur, die in unmittelbarer Nähe zum Temperaturfühler des Reglers liegt, schwingt periodisch mit einer vergleichsweise hohen Amplitude von knapp 4°C auf beiden Niveaus. Dies begründet sich durch die hohe Nennleistung der Heizmatte in Kombination mit einer geringen Wärmekapazität der dünnen Silikonschicht, woraus starke Temperaturanstiege hervorgehen. Erwärmungs- und Abkühlphasen wechseln sich mit hoher Frequenz ab. Die Frequenz ist auf dem höheren Temperaturniveau größer, da sich die Abkühlphasen verkürzen.

Die mittels Peltier-Kühlung hervorgerufene Oberflächentemperatur ist nahezu konstant, da das System permanent an seiner Leistungsgrenze ist. Der Infrarotstrahler ist als einziges System mit einem PID-Regler ausgestattet, sodass im stationären Zustand eine konstante Oberflächentemperatur zu erwarten ist. Es zeigt sich jedoch ein unregelmäßiger zeitlicher Verlauf, der auf Störgrößen wie oberflächennahe Luftströmungen zurückzuführen ist. Die maximale Variation im betrachteten Zeitintervall beträgt 3°C (Niveau I) und 7°C (Niveau II).

Die zeitlichen Variationen der Induktionstemperaturen können sich auf das Temperaturfeld eines Bauteils auswirken, wobei der Einfluss maßgeblich vom Material abhängt und bei Stahlbeton aufgrund der begrenzten Wärmeleitfähigkeit eher gering ist. Temperaturvariationen werden im Bauteil abgedämpft, sodass in den Versuchen bereits in einer Tiefe von 20 mm konstante Temperaturen gemessen wurden (vgl. Abbildung 4.6).

4.2.4 Auswertung von Temperaturfeldern

Die experimentellen Untersuchungen in Abschnitt 4.2.3 beschränken sich auf zweidimensionale Temperaturfelder in einzelnen Querschnitten. Tatsächlich ist ein induziertes Feld $\vartheta(x, y, z, t)$ im Allgemeinen dreidimensional und weist Variationen in allen drei Raumrichtungen x , y und z auf. So breitet sich $\vartheta(x, y, z, t)$ in Längsrichtung x über die Induktionslänge L_i hinaus aus. Am Rand des Induktionsbereichs entstehen infolge eines mehrdimensionalen Wärmeflusses nichtlineare Temperaturverläufe in Längsrichtung und auf Querschnittsebene. Dies gilt für instationäre Zustände, die bei veränderlichen Randbedingungen auftreten, aber auch für den stationären Zustand. Innerhalb des Induktionsbereichs ist das Temperaturfeld in Längsrichtung weitgehend konstant und in vertikaler Richtung – bei bilateraler Induktion – annähernd linear (vgl. Abschnitt 4.2.3).

Zur Berechnung der mechanischen Wirkung eines beliebigen dreidimensionalen Temperaturfelds ist dieses theoretisch in jedem Querschnitt in die vier Anteile ΔT_u , ΔT_z , ΔT_y und ΔT_c zu zerlegen. Zur Vereinfachung wird ein Prinzip eingeführt, mit dem ein Temperaturfeld idealisiert über Effektivwerte der einzelnen Temperaturanteile ausgedrückt werden kann.

Abbildung 4.10 demonstriert das Prinzip an einem zweidimensionalen Temperaturfeld eines Balkens, der an der Oberseite erwärmt und an der Unterseite gekühlt wird, sodass vertikale Temperaturunterschiede ΔT_z entstehen. Das Prinzip ist auf die Temperaturanteile ΔT_u und ΔT_y übertragbar. Im ersten Schritt wird ΔT_z rasterartig in ausgewählten Querschnitten bestimmt, was exemplarisch für zwei Querschnitte dargestellt wird. Im zweiten Schritt werden die ermittelten ΔT_z über die x -Achse aufgetragen und mittels linearer Interpolationen zu einer kontinuierlichen Kurve approximiert. Die Fläche unter der Kurve wird entlang der Balkenlänge L durch Integration bestimmt und auf die Induktionslänge L_i bezogen. Es resultiert ein effektiver Temperaturunterschied ΔT_{eff} , der konstant über L_i wirkt und – bei linear-elastischem Materialverhalten – die gleiche Biegewirkung aufweist wie das nichtlineare Temperaturfeld, sofern sich der Schwerpunkt der Temperatureinwirkung durch die Idealisierung nicht verändert [145]. Der Effektivwert berechnet sich zu:

$$\Delta T_{\text{eff}} = \frac{\int_0^L \Delta T_z(x) dx}{L_i} \quad (4.2)$$

In der Praxis können reale Temperaturfelder entweder in Rastern gemessen und dazwischen interpoliert werden (Messkampagne) oder anhand einzelner Messpunkte geschätzt und mit Berechnungen angereichert werden (Hybridansatz). In dieser Arbeit wird eine Messkampagne unter Verwendung faseroptischer Sensorik (FOS) eingesetzt. FOS ermöglicht eine quasi-kontinuierliche Temperaturmessung mit einer Auflösung von 0,6 mm entlang der Faser [73, 91, 121, 187, 200]. Die Fasern werden in Längsrichtung angeordnet, um eine feine Diskretisierung des Temperaturverlaufs in dieser Richtung zu erhalten. In vertikaler Richtung können die Verläufe gemäß Abschnitt 4.2.3 mittels linearer Regression approximiert werden. Die Genauigkeit steigt mit zunehmender Anzahl an Sen-

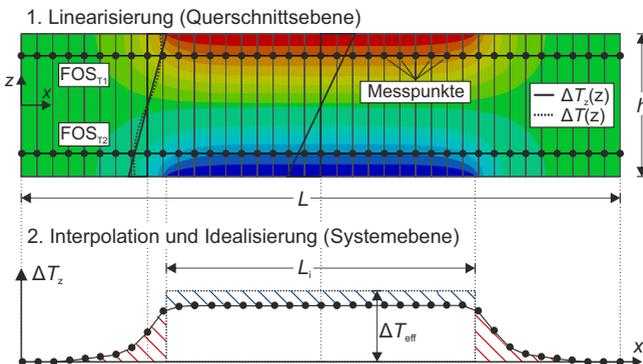


Abbildung 4.10: Prinzip zur Auswertung nichtlinearer Temperaturfelder durch Linearisierung der vertikalen Verläufe auf Querschnittsebene (1.) und Interpolation und Idealisierung auf Systemebene (2.)

sorfasern über die Höhe h .

Abbildung 4.10 zeigt das Konzept exemplarisch für Messungen mit zwei Sensoren FOS_{T_1} und FOS_{T_2} . Zunächst werden für jeden Messquerschnitt zwei Temperaturwerte aufgezeichnet und linear kombiniert (1. Linearisierung). Alternativ kann ΔT_z in einem einzelnen Querschnitt unter Einsatz mehrerer diskreter Sensoren ermittelt und proportional auf jeden Messpunkt einer Sensorfaser FOS_T in Längsrichtung übertragen werden. Durch Interpolation ergibt sich die Funktion $\Delta T_z(x)$, die sich durch den Effektivwert ΔT_{eff} ausdrücken lässt (2. Interpolation und Idealisierung).

4.2.5 Fazit und Empfehlungen

Durch bilaterale Temperaturinduktion in Kombination mit einer thermischen Isolierung der freien Oberflächen können lineare vertikale Temperaturverläufe in Betonbauteilen erzeugt werden. Temperaturregler erzeugen dabei stationäre Zustände.

Bei der Temperaturinduktion sind zwei Effekte mit gegensätzlicher Wirkung zu berücksichtigen. Erstens tritt eine Temperatúrausbreitung in Längsrichtung eines Tragwerks über die Induktionslänge L_i hinaus auf. Die Ausbreitung ist in der Regel günstig und erhöht die mechanische Wirkung des induzierten Temperaturfelds. Rechnerisch kann der Effekt durch einen effektiven Wert des induzierten Temperaturanteils berücksichtigt werden (vgl. Abschnitt 4.2.4).

Zweitens treten bei der Temperaturinduktion thermische Verluste auf, die eine präzise Temperaturregelung erschweren und die mechanische Wirkung reduzieren. Die Verluste können durch die folgenden Maßnahmen verringert werden:

1. Wärme bzw. Kälte ist möglichst nah am Bauteil zu erzeugen.
2. Die Induktionssysteme sind unter möglichst hohem Anpressdruck am Bauteil zu fixieren.
3. Die freien Oberflächen der Induktionssysteme sind thermisch zu isolieren.

Aus technischen Gründen können thermische Verluste meist nicht vollständig vermieden werden. Sie können jedoch kompensiert werden, indem die Temperatur direkt an der Bauteiloberfläche geregelt wird. Es wird empfohlen, den Temperaturfühler des Reglers in eine oberflächennahe Schicht des Bauteils einzubetten bzw. nachträglich mittels Bohrung einzubringen. Bei einer Positionierung auf der Oberfläche wird in der Regel die Temperatur in der Kontaktzone zwischen dem Bauteil und dem Induktionssystem gemessen. Diese weicht von der tatsächlichen Oberflächentemperatur ab (vgl. Abbildung 6.19). Bei Einbettung des Temperaturfühlers in den Beton ist wiederum zu beachten, dass die Wirkung der Temperaturinduktion verzögert erfasst wird. Um extreme Werte der Stellgröße (Oberflächentemperatur oder Wärmestrom) auszuschließen, ist diese zu beschränken.

Als Heizsysteme empfehlen sich für den hier relevanten Bereich bis 100°C vor allem Infrarotstrahler und Silikonheizmatten. Bei beiden Systemen kann sehr genau die Oberflächentemperatur eines Bauteils geregelt werden. Außerdem entfällt die Notwendigkeit einer elastischen Zwischenschicht, sodass keine bzw. geringere thermische Verluste als beim Heizen mit temperiertem Wasser auftreten. Heizmatten sind – im Gegensatz zu Infrarotstrahlern, die ein externes Gestell benötigen – leichter am Bauteil zu fixieren. Temperierte Wasserkreisläufe bieten sich nicht zum Heizen an, da

ausschließlich die Wassertemperatur mit Abstand zur Bauteiloberfläche regelbar ist.

Beim Kühlen sind thermische Verluste in beiden entwickelten Systemen unvermeidbar. Da beim temperierten Wasserkreislauf aus technischen Gründen lediglich die Wassertemperatur regelbar ist, können die Verluste nicht durch den Regler kompensiert werden. Sie sind stattdessen vorab in Vorversuchen für die vorliegenden individuellen Randbedingungen zu ermitteln. In den durchgeführten Untersuchungen ergeben sich beispielsweise Verluste von 50 %, die unabhängig vom Temperaturniveau sind und durch einen höheren Anpressdruck in nachfolgenden Versuchen auf 30 % reduziert werden (vgl. Abschnitt 6.2).

Temperierte Wasserkreisläufe sind grundsätzlich für Temperaturbereiche ab 5 °C zu empfehlen. Die Peltier-Kühlung ist aufgrund des niedrigen elektrischen Wirkungsgrads ausschließlich dann wirtschaftlich sinnvoll, wenn Temperaturen unterhalb von 5 °C erzielt werden sollen.

4.3 Steuerung von Schnittgrößen

4.3.1 Einführung

Die Steuerung von Schnittgrößen in Stabtragwerken erfolgt durch geregelte Temperaturinduktion über eine vordefinierte Länge L_i . Durch das Induzieren der Temperaturanteile ΔT_u , ΔT_z und ΔT_y werden gezielt innere Verformungen hervorgerufen, mit denen Schnittgrößen in statisch unbestimmten Systemen gesteuert werden können. Die Schnittgrößen erhalten den Index i , der für „induziert“ steht und die aktiv hervorgerufenen Größen von solchen aus äußeren Einflüssen abgrenzt. Die Arbeit fokussiert sich auf die Steuerung von Normalkräften N_i und Biegemomenten $M_{y,i}$. Aufgrund der Beschränkung auf einachsige Biegung wird im Folgenden auf den Index y verzichtet. Eine Übertragung auf Biegemomente um die z -Achse ist möglich.

Schnittgrößen aus Temperaturänderungen hängen maßgeblich von den induzierten inneren Verformungen – d. h. Längsdehnungen ε_i nach Gl. 3.8 und Krümmungen κ_i nach Gl. 3.9 – sowie der Steifigkeit eines Tragwerks ab. Die inneren Verformungen selbst sind gänzlich unabhängig von der Steifigkeit. Konkret ergeben sich induzierte Normalkräfte N_i und Biegemomente M_i aus

- dem Wärmeausdehnungskoeffizienten α_T des Materials,
- dem Temperaturanteil ΔT_u bzw. ΔT_z ,
- der Länge L_i und der Position der Temperaturinduktion,
- dem statischen System (Feldlängen, Feldanzahl) und
- der Dehnsteifigkeit EA bzw. Biegesteifigkeit EI des Tragwerks.

Die Abhängigkeit der Zwangsschnittgrößen von EA bzw. EI erfordert eine Unterscheidung zwischen linear-elastischem und nichtlinearem Materialverhalten. Die lineare Berechnung kann analytisch erfolgen. Bei materieller Nichtlinearität sind die Schnittgrößen iterativ, z. B. auf der Grundlage effektiver Querschnittssteifigkeiten, zu bestimmen. Die Berechnungen werden separat in den beiden folgenden Abschnitten vorgestellt. Dabei gilt grundsätzlich die Hypothese vom Ebenbleiben der Querschnitte.

4.3.2 Linear-elastische Berechnung

Unter der Annahme der Elastizitätstheorie können analytische Formeln zur Berechnung und Steuerung temperaturinduzierter Schnittgrößen abgeleitet werden. Dies erfolgt hier mittels Kraftgrößenverfahren nach Abschnitt 3.2.3 für einen beidseitig eingespannten Balken, der als Grundsystem für einzelne Felder beliebiger statischer Systeme dient. Die Balken werden als prismatisch und die induzierten Temperaturanteile ΔT_{H} und ΔT_{Z} als konstant über L_i angenommen. Die Annahmen dienen der Ableitung vereinfachter Berechnungsformeln, anhand derer die Steuerung von Schnittgrößen demonstriert werden kann. Eine Übertragung auf Balken mit veränderlichen Steifigkeiten oder Temperatureinwirkungen ist grundsätzlich möglich.

Biegemoment

Die Berechnung von Biegemomenten in beliebigen statischen Systemen erfolgt am eingespannten Balken mit reduziertem Einspanngrad α (Abbildung 4.11). α quantifiziert das Verhältnis zwischen dem tatsächlichen und dem Volleinspannmoment und hängt von den Biegesteifigkeiten und Feldlängen des betrachteten und der beidseitig angeschlossenen Felder ab [106]. Der Einspanngrad kann modellhaft durch Drehfedern abgebildet werden. Eine Federsteifigkeit $c_{\varphi} = 0$ bedeutet eine freie Verdrehbarkeit am Auflager analog zu einem gelenkig gelagerten Einfeldträger ($\alpha = 0$). M_i beträgt in diesem Fall null. $c_{\varphi} \rightarrow \infty$ entspricht einer vollen Einspannwirkung ($\alpha = 1$).

Bei voller Einspannwirkung und einer zentrischen Anordnung von ΔT_{Z} entsteht ein konstantes Biegemoment M_i (Abbildung 4.11, oben links). ΔT_{Z} wird in der Abbildung negativ angenommen, d. h. die Oberseite des Tragwerks ist wärmer als die Unterseite, um ein positives Biegemoment zu erhalten. Unter Anwendung des Kraftgrößenverfahrens nach Abschnitt 3.2.3 ergibt sich M_i zu:

$$M_i = -\frac{L_i}{L} \cdot \frac{\alpha_{\text{T}} \cdot \Delta T_{\text{Z}}}{h} \cdot EI \quad (4.3)$$

Wirkt ΔT_{Z} konstant über die komplette Länge L , entspricht M_i der thermischen Krümmung κ_i multipliziert mit der Biegesteifigkeit EI . Eine verkürzte Induktionslänge L_i bewirkt eine proportionale Abnahme von M_i .

Bei exzentrischer Anordnung von ΔT_{Z} ergibt sich ein linearer Momentenverlauf (Abbildung 4.11, oben rechts). Dieser hängt von der Induktionslänge L_i und den Abständen zwischen der Temperierung und den beiden Einspannungen - definiert durch a (vgl. Abbildung 4.11) - ab:

$$M_i(x) = -\frac{\alpha_{\text{T}} \cdot \Delta T_{\text{Z}}}{h} \cdot \frac{L_i}{L^3} \cdot \left(x \cdot (12a + 6L_i - 6L) + L \cdot (-6a - 3L_i + 4L) \right) \cdot EI \quad (4.4)$$

Auch hier ist M_i proportional mit κ_i verknüpft. Eine Proportionalität zwischen M_i und L_i ist wiederum nur dann gegeben, wenn die Lage des Schwerpunkts des Induktionsbereichs bei einer Verlängerung oder Verkürzung von L_i gleich bleibt. Die Herleitung von Gl. 4.4 ist in Anhang A beigefügt. Gl. 4.3 kann daraus abgeleitet werden.

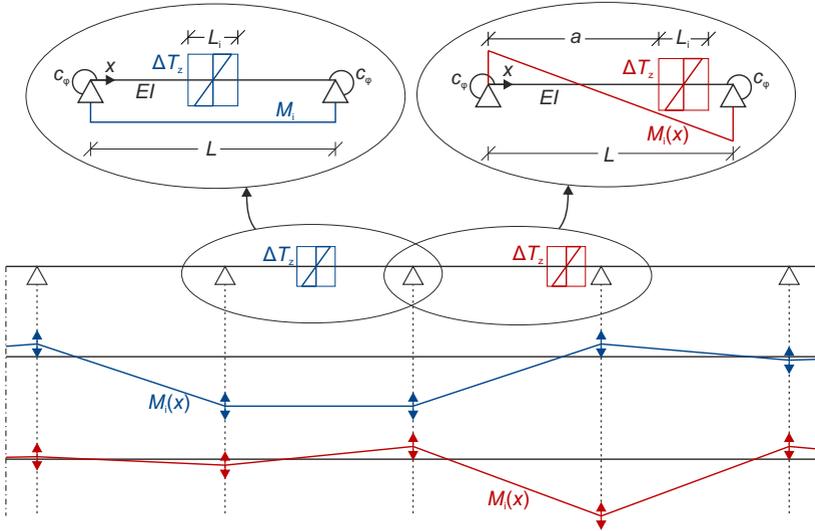


Abbildung 4.11: Biegemomente aus induzierten vertikalen Temperaturunterschieden ΔT_z bei zentrischer und exzentrischer Anordnung in Einfeld- und Durchlaufträgern

Die am eingespannten Balken bestimmten Momentenverläufe und Berechnungsformeln sind auf mehrfeldrige Systeme übertragbar. Grundsätzlich ergibt sich bei zentrischer Anordnung von ΔT_z in einem Durchlaufträger – unter der Voraussetzung beidseitig gleicher Einspanngrade – ein konstantes Moment im Feld der Temperaturinduktion (Abbildung 4.11, blaue Linien). Wirkt ΔT_z exzentrisch, stellt sich ein linearer Verlauf ein (rote Linien). Die durch ΔT_z hervorgerufenen Zwangskräfte wirken sich darüber hinaus auf die benachbarten Felder aus, sodass sich M_i alternierend mit abnehmenden Amplituden fortsetzt und erst an gelenkigen Auflagern null beträgt.

Die Effekte in benachbarten Feldern lassen sich durch eine Überlagerung von temperaturinduzierten Biegemomenten vollständig auslöschen. Durch die Kombination mehrerer Gradienten an verschiedenen Positionen ist M_i an jeder Stütze beliebig einstellbar. Abbildung 4.12 zeigt das Überlagerungsprinzip am Beispiel eines vierfeldrigen Durchlaufträgers. Es stellt sich infolge $\Delta T_{z,1}$ ein linearer Momentenverlauf $M_{i,1}(x)$ in den Mittelfeldern ein, der an den Auflagern abknickt und sich mit umgekehrter Steigung in den Endfeldern fortsetzt. Es werden zwei weitere Temperaturunterschiede $\Delta T_{z,2}$ an den Auflagern B und D induziert, aus denen $M_{i,2}(x)$ hervorgeht. $\Delta T_{z,2}$ und $L_{i,2}$ sind so zu dimensionieren, dass die Biegemomente an der Stütze B betragsmäßig gleich groß sind und umgekehrte Vorzeichen haben ($M_{i,2}(B) = -M_{i,1}(B)$). Die Dimensionierung von $\Delta T_{z,2}$ hängt von den Induktionslängen und dem statischen System ab und kann nicht durch einen allgemeingültigen Verhältniswert angegeben werden. $\Delta T_{z,2}$ ergibt sich nach Gl. 4.4 unter zusätzlicher Berücksichtigung des Einspanngrads. Das aus der Überlagerung resultierende Moment an den Stützen B und C sowie in den Endfeldern ist null. Es verbleibt ein dreieckiges Moment, das sich über

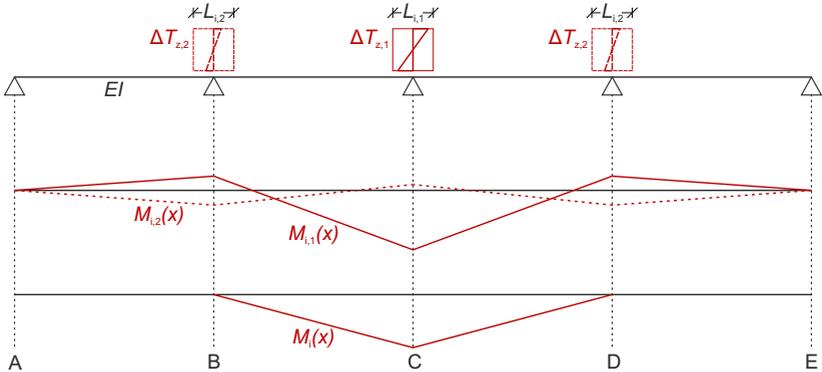


Abbildung 4.12: Prinzip der Überlagerung von temperaturinduzierten Biegemomenten in Durchlaufträgern

die beiden Mittelfelder erstreckt. Analog dazu können bei zentrischer Anordnung von ΔT_z reine trapezförmige Verläufe über drei Felder erzeugt werden.

Das Biegemoment M_i in einem Feld eines Durchlaufträgers unterscheidet sich – wie bereits beschrieben – um den Einspanngrad α von dem am beidseitig eingespannten Balken bestimmten Moment. α wird im Folgenden exemplarisch für einen Dreifeldträger bestimmt, der im mittleren Feld (Länge L , Steifigkeit EI) durch ΔT_z beansprucht wird. Die Endfelder weisen gleiche Feldlängen L_2 und Steifigkeiten EI_2 auf. Abbildung 4.13 zeigt das statische System und ein äquivalentes Ersatzsystem, bestehend aus einem Einfeldträger mit Drehfedern (c_φ). Das induzierte Biegemoment M_i ergibt sich bei zentrischer Anordnung der Temperaturinduktion analog zu Gl. 4.3, jedoch abgemindert um den Einspanngrad α :

$$M_i = -\alpha \cdot \frac{L_i}{L} \cdot \frac{\alpha_T \cdot \Delta T_z}{h} \cdot EI \quad \text{mit} \quad \alpha = \frac{L}{\frac{L}{EI} + \frac{2L_2}{3EI_2}} \quad (4.5)$$

α hängt von der Länge und der Steifigkeit des mittleren Feldes und der benachbarten Endfelder ab. Bei Durchlaufträgern mit mehr als drei Feldern fließen die Steifigkeiten und Längen aller Felder in α ein. Der Einfluss nimmt dabei mit ansteigendem Abstand zum betrachteten Feld ab. Die Herleitung von Gl. 4.5 ist in Anhang A beigefügt.

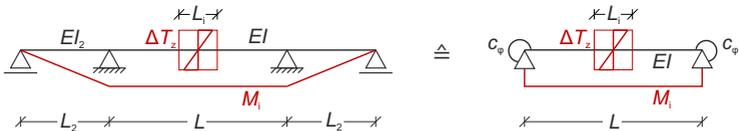


Abbildung 4.13: Biegemoment aus ΔT_z in einem Dreifeldträger und einem äquivalenten Ersatzsystem, bestehend aus einem Einfeldträger mit Drehfedern

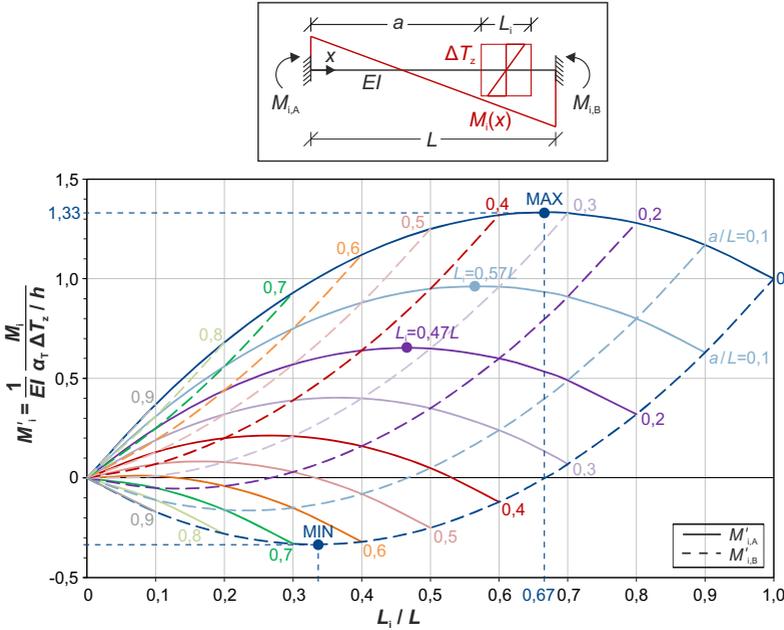


Abbildung 4.14: Biegemoment $M_i(x)$ infolge ΔT_z in einem beidseitig eingespannten Balken (oben) und Diagramm zur Ermittlung von M_i in Abhängigkeit von der Induktionslänge L_i und -position (unten)

Zur Steuerung von temperaturinduzierten Biegemomenten wird ein Diagramm entwickelt, mit dem M_i in Abhängigkeit von der Induktionslänge und -position bestimmt werden kann (Abbildung 4.14). Das Diagramm visualisiert Gl. 4.4 und dient der Dimensionierung des Induktionsbereichs in beidseitig eingespannten Balken, wobei eine Übertragung auf Durchlaufträger über den Einspanngrad möglich ist. Aus dem Diagramm können die bezogenen Stützmomente $M'_{i,A/B}$ auf der y-Achse abgelesen werden. $M'_{i,A/B}$ ergeben sich aus den Stützmomenten $M_{i,A/B}$ bezogen auf κ_i und EI . Sie sind damit unabhängig von ΔT_z sowie dem Querschnitt (h, I) und dem Material (α_T, E) des Tragwerks, sodass das Diagramm allgemeingültig ist und ausschließlich L_i und a als Eingangsgrößen besitzt. L_i wird als Verhältniswert zu L auf der x-Achse aufgetragen. Verschiedene a/l -Verhältnisse werden durch einzelne Kurven dargestellt. Das Stützmoment $M_{i,A/B}$ ist im Nachgang durch Multiplikation von $M'_{i,A/B}$ mit dem Temperaturunterschied ΔT_z und den individuellen Parametern des Tragwerks (EI, α_T, h) zu bestimmen. Das Moment an der Stelle x ist durch lineare Interpolation zu ermitteln.

Grundsätzlich gilt für die Temperaturinduktion: Je näher der Induktionsbereich an einer Einspannung liegt, desto größer ist das dortige Moment. So wird $M'_{i,A}$ an der linken Einspannung bei vorgegebenem L_i maximal, wenn a null beträgt, und reduziert sich mit ansteigendem a/L -Verhältnis. Im

Gegenzug erhöht sich das gegenüberliegende Einspannmoment $M'_{i,B}$. Mit steigender Induktionslänge L_i nimmt das linke Einspannmoment zu, solange sich der Induktionsbereich auf die linken zwei Drittel des Balkens beschränkt ($a + L_i < 0,67L$). Erstreckt sich L_i bis in das rechte Drittel, nimmt $M'_{i,A}$ mit zunehmender Induktionslänge wieder ab. Gleichzeitig erhöht sich dann das Moment an der rechten Einspannung $M'_{i,B}$. Das globale Maximum (MAX, Abbildung 4.14) an der linken Einspannung wird somit erreicht, wenn ΔT_z vollständig über die linken zwei Drittel des Feldes wirkt. Das maximale bezogene Moment beträgt 1,33, während das zugehörige Moment an der rechten Einspannung null ist (Gl. 4.6). Aufgrund der Symmetrie ergeben sich umgekehrte Einspannmomente für $L_i/L = 0,67$ und $a/L = 0,33$.

$$\left. \begin{array}{l} \text{max. } M'_{i,A} = 1,33 \\ \text{zug. } M'_{i,B} = 0 \end{array} \right\} \text{ für } L_i/L = 0,67, a/L = 0 \quad (4.6)$$

Das globale Minimum (MIN, Abbildung 4.14) an einer Einspannung wird erreicht, wenn ΔT_z nur im Drittel der gegenüberliegenden Einspannung wirkt. $M'_{i,A}$ beträgt dann -0,33 und das zugehörige Moment $M'_{i,B}$ hat einen Wert von 1,00.

Die Benutzung des Diagramms wird abschließend an zwei Beispielen demonstriert. Für eine Temperaturinduktion in einem Abstand $a = 0,2L$ zur linken Einspannung wird die Induktionslänge L_i gesucht, für die $M'_{i,A}$ maximal wird. Aus Abbildung 4.14 geht die Lösung $L_i = 0,47L$ hervor (violetter Punkt). ΔT_z wirkt dann genau bis zum Beginn des letzten Felddrittels ($a + L_i = 0,67L$). $M'_{i,A}$ beträgt 0,65 und nimmt bei weiterer Erhöhung von L_i ab. Reduziert sich a/l von 0,2 auf beispielsweise 0,1, ist $M'_{i,A}$ bei $L_i/L = 0,57$ maximal (Abbildung 4.14, hellblauer Punkt). $M'_{i,A}$ steigt – verglichen mit $a/l = 0,2$ – auf 0,95 an.

Normalkraft

Die Berechnung von N_i in beliebigen statischen Systemen kann – analog zu M_i – am Ersatzsystem des beidseitig eingespannten Balkens bzw. ebenso an einem beidseitig fest gelagerten Einfeldträger erfolgen (Abbildung 4.15). N_i ist stets konstant über die Feldlänge L und geht aus der induzierten Längsdehnung ε_i multipliziert mit der Dehnsteifigkeit EA und einem Verhältnisfaktor aus der Induktionslänge L_i und L hervor:

$$N_i = -\frac{L_i}{L} \cdot \alpha_T \cdot \Delta T_u \cdot EA \quad (4.7)$$

Die Herleitung von Gl. 4.7 ist in Anhang A beigefügt. Gemäß der Gleichung hat die Position von ΔT_u keinen Einfluss auf N_i . Abbildung 4.15 (oben) zeigt dies an zwei Einfeldträgern mit zentrischer und exzentrischer Positionierung von ΔT_u . In beiden Fällen resultiert ein über die Feldlänge L bzw. $2L$ konstantes N_i . Dabei halbiert sich N_i bei gleichem ΔT_u durch eine Verdopplung der Feldlänge auf $2L$.

In Durchlaufträgern verteilt sich N_i über mehrere Felder, sofern diese durch verschiebliche Loslager getrennt sind (Abbildung 4.15, unten). Die Berechnung erfolgt auch hier nach Gl. 4.7. Für L ist die Strecke zwischen zwei Festlagern einzusetzen.

Zusammenfassend erfolgt die Steuerung von N_i in einem beliebigen Tragwerk allein durch die Größe von ΔT_u und L_i .

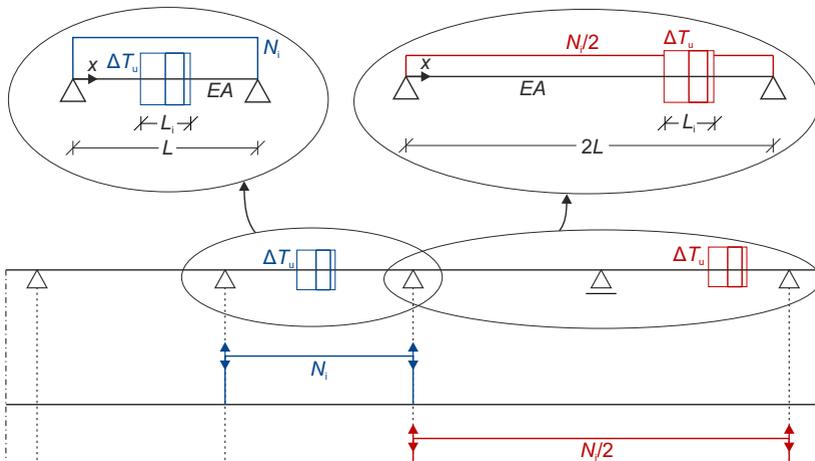


Abbildung 4.15: Normalkräfte aus induzierten konstanten Temperaturänderungen ΔT_u bei zentrischer und exzentrischer Anordnung in Einfeld- und Durchlaufträgern

4.3.3 Nichtlineare Berechnung

Zur Berechnung von temperaturinduzierten Schnittgrößen in Tragwerken mit nichtlinearem Materialverhalten ist eine realistische Abschätzung der Steifigkeitsverteilung erforderlich. Grund dafür ist, dass sich Zwangskräfte infolge einer Materialentfestigung abbauen (vgl. Abschnitt 3.3.4). Die resultierenden Schnittgrößen sind in ihrem Verlauf unverändert, aber in ihrem Ausmaß reduziert.

Die Nichtlinearität von Stahlbeton und die Mitwirkung des Betons auf Zug werden hier durch die um den Betontraganteil angereicherte Spannungs-Dehnungs-Beziehung des Bewehrungsstahls berücksichtigt (vgl. Abschnitt 3.3.2). Die Arbeitslinie basiert auf der mittleren Dehnung ε_{sm} und differenziert zwischen den vier linearen Bereichen des ungerissenen Zustands, der fortschreitenden und der abgeschlossenen Rissbildung und des Fließens der Bewehrung. Für den Beton wird im Druckbereich eine lineare Arbeitslinie angenommen, die auch für Zugspannungen bis zum Erreichen der Zugfestigkeit f_{ct} bzw. Rissgrenzdehnung gilt [155]. Die Nachrisszugfestigkeit beträgt null. Die Schnittgrößenberechnung erfolgt mit einer eigens programmierten Berechnungsroutine auf der Basis effektiver Querschnittsteifigkeiten. Dafür wird nach Abschnitt 3.3.3 für jeden Querschnittstypen eine modifizierte Momenten-Krümmungs-Beziehung (M - κ_m , Gl. 3.66) bzw. Normalkraft-Dehnungs-Beziehung (N - ε_m , Gl. 3.60) aus der Arbeitslinie des Betonstahls abgeleitet.

Auf Strukturebene wird das Tragwerk diskretisiert, wobei die Elementdichte sich nach dem Gradienten des Biegemoments richtet (Abbildung 4.16). Hier wird eine Diskretisierung in 20 bis 30 Elemente pro Feld verwendet. Es folgt die iterative numerische Berechnung nach dem in Abbildung 4.16 dargestellten Ablauf, der analog auf die Berechnung von N_i übertragen werden kann. Für reine Normalkraftbeanspruchung kann die Diskretisierung aufgrund der in der Regel konstanten Beanspruchung entfallen. Beginnend mit der Steifigkeit im Zustand I werden das Biegemoment

und die zugehörigen mittleren Krümmungen berechnet. In jedem weiteren Iterationsschritt wird die effektive Steifigkeit EI_{eff} für jeden Elementknoten aus der Verteilung der Schnitt- und Verformungsgrößen des vorhergehenden Iterationsschrittes bestimmt bis eine ausreichende Genauigkeit erreicht wird, d. h. ein festgelegtes Abbruchkriterium η erfüllt wird. Dieses definiert sich hier in Anlehnung an [60] als Minimierung von Fehlerquadraten wie folgt:

$$\eta = \frac{(EI_i - EI_{i-1})^2}{(EI_i)^2} \quad (4.8)$$

Das beschriebene Iterationsverfahren wird auch als direkte Iteration oder Sekantenverfahren bezeichnet, da es im eindimensionalen Fall der Ermittlung und iterativen Verbesserung der Sekantensteifigkeit EI_{eff} im Last-Verformungs-Diagramm entspricht [233]. Das Verfahren stellt eine Vereinfachung des Newton-Raphson-Verfahrens dar, das Tangentensteifigkeiten verwendet und eine Berechnung der Ableitung des Steifigkeitsvektors erfordert.

Die Lastaufbringung erfolgt – wie in [9, 10, 130, 233, 236] empfohlen – inkrementell, um die Anzahl an Iterationsschritten zu reduzieren. Je Lastschritt wird iteriert bis das festgelegte Abbruchkriterium oder eine maximale Anzahl an Iterationen erreicht ist. Für Empfehlungen zur Wahl des Abbruchkriteriums und der Anzahl an Lastschritten wird auf Abschnitt 6.2.2 verwiesen.

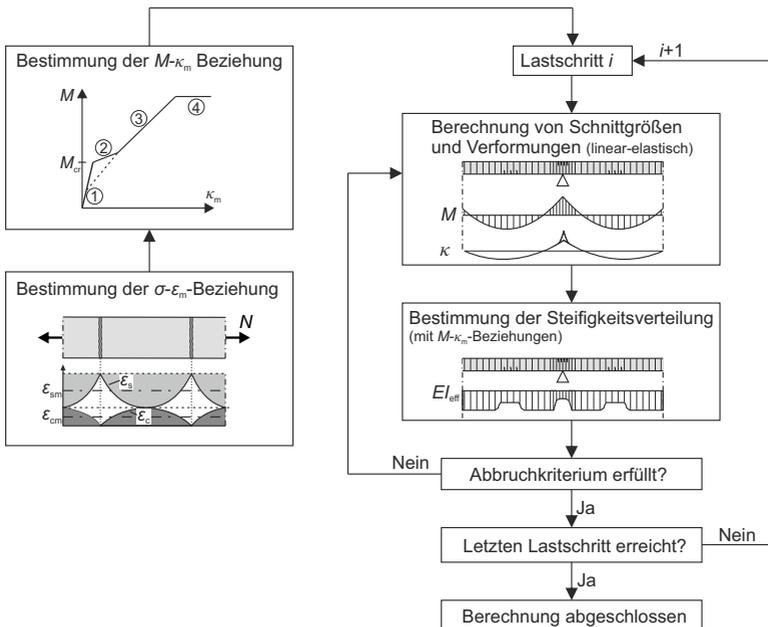


Abbildung 4.16: Iterative nichtlineare Berechnung mit Momenten-Krümmungs-Beziehungen

Praktische Umsetzung der Schnittgrößensteuerung

In diesem Kapitel werden Methoden zur praktischen Umsetzung der Schnittgrößensteuerung bei der Herstellung und der Verstärkung von Tragwerken entwickelt. Abschnitt 5.1 stellt eine neue Methode zur gezielten Umlagerung von Schnittgrößen bei der abschnittsweisen Tragwerksherstellung vor. Die Umlagerung erfolgt durch temperaturinduzierte Schnittgrößen, die nach einem Wechsel des statischen Systems dauerhaft in ein Tragwerk eingeprägt sind. Zuvor werden konventionelle Verfahren der Tragwerksherstellung beschrieben und die nach einem Systemwechsel auftretenden kriechebedingten Umlagerungen des Biegemoments in den Eingusszustand hergeleitet.

In Abschnitt 5.2 wird eine Methode zur Vorspannung nachträglicher Querschnittsergänzungen eingeführt. Sie ermöglicht es, Verstärkungen unter Einsatz von Temperaturinduktion für die Abtragung des Eigengewichts zu aktivieren. Die Auswirkung auf das Last-Verformungsverhalten des verstärkten Tragwerks werden anhand von Momenten-Krümmungs-Beziehungen demonstriert. Zum Vergleich werden konventionelle Querschnittsverstärkungen beschrieben und deren eingeschränkte Wirksamkeit bei der Lastabtragung aufgezeigt.

5.1 Umlagerung von Schnittgrößen

Durch aktive Temperaturinduktion können Schnittgrößen während des Herstellungsprozesses eines Tragwerks gezielt umgelagert werden. Grundlegend dafür ist ein Wechsel des statischen Systems. Zum Zeitpunkt des Systemwechsels wirkende Temperaturänderungen rufen bei ihrem Rückgang Schnittgrößen im neuen System hervor. Diese sind dauerhaft in das Tragwerk eingeprägt, können sich durch Kriechen des Betons jedoch teilweise wieder abbauen.

Systemwechsel treten planmäßig bei der abschnittsweisen Herstellung eines Tragwerks auf. Die am Initialsystem vorherrschenden Schnittgrößen aus der Eigenlast bleiben nach einem Systemwechsel zunächst bestehen und lagern sich erst mit der Zeit infolge von Kriechen um. Das in dieser Arbeit

entwickelte Konzept ermöglicht eine Steuerung beliebiger Umlagerungen des Eigenlastmoments und damit eine Vorwegnahme der kriechbedingten Effekte direkt im Herstellungsprozess.

5.1.1 Konventionelle Tragwerksherstellung

Bei der abschnittswisen Tragwerksherstellung werden im Allgemeinen statisch bestimmte Teilsysteme zu Durchlaufträgern gekoppelt. Beispiele hierfür sind der Freivorbau von Brücken [44, 80, 106, 131, 133, 157] und die Herstellung von Durchlaufträgern aus Fertigteilen [80, 133, 242]. Tragwerke aus Fertigteilen werden meist als aneinandergereihte Einfeldträger montiert und durch Fugenverguss zu Durchlaufträgern verbunden. Im Brückenbau werden solche Systeme auch aus Halbfertigteilen und einer durchlaufenden Fahrbahnplatte aus Ortbeton realisiert, um eine ausreichend hohe Steifigkeit zu erhalten [80, 158]. Beim Freivorbau von Brücken wird der Überbau kontinuierlich am freien, auskragenden Ende vorgebaut, indem Betonierabschnitte aus Ortbeton oder Segmentfertigteile angefügt werden [27, 80, 157]. Dies erfolgt gleichmäßig zu beiden Seiten eines eingespannten Pfeilers nach dem Prinzip eines Waagebalkens. Der Lückenschluss zwischen zwei Kragarmen wird in der Regel monolithisch ausgeführt.

Abbildung 5.1 demonstriert das Prinzip der abschnittswisen Tragwerksherstellung mit Fertigteilen (links) und im Freivorbau (rechts). Es sind jeweils die statischen Systeme und die zugehörigen Biegemomente aus der Eigenlast g für den Bauzustand (t_0) und den Zeitpunkt unmittelbar nach der Kopplung (t_1) dargestellt. Im Bauzustand liegen in beiden Fällen mehrere statisch bestimmte Teilsysteme – Einfeld- bzw. Kragträger – vor. An den späteren Koppelstellen, dem Mittelaufleger bzw. den freien Kragarmenden, beträgt $M_g = 0$. Durch die Kopplung der Teilsysteme entstehen statisch unbestimmte Durchlaufträger. Die Schnittgrößen aus ständigen Einwirkungen bleiben nach dem Systemwechsel grundsätzlich erhalten, sodass die Eigenlastmomente zum Zeitpunkt t_1 unverändert sind. Sie unterscheiden sich damit signifikant von den Biegemomenten des Eingussystems (M_{EGS} , Abbildung 5.1), d. h. eines monolithisch hergestellten Tragwerks. Der gekoppelte Zweifeldträger weist die Feldmomente ($g \cdot l^2/8$) der initialen Einfeldträger auf, sodass dort große Bewehrungs-

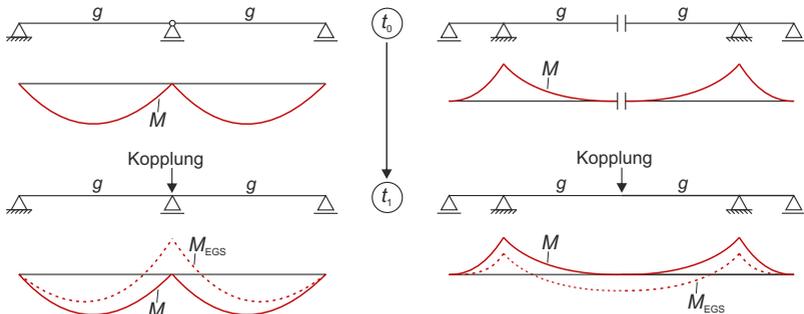


Abbildung 5.1: Prinzip der abschnittswisen Tragwerksherstellung, dargestellt an Einfeldträgern (links) und Kragarmen (rechts) mit zugehörigen Biegemomenten vor (t_0) und nach der Kopplung (t_1)

mengen oder Vorspannkkräfte erforderlich sind. Der Dreifeldträger wird durch stark ausgeprägte Stützmomente aus den initialen Kragarmsystemen beansprucht. Die großen negativen Momente werden beispielsweise bei Freivorbaubrücken über eine in die Fahrbahnplatte integrierte Kragarmvorspannung aufgenommen.

Mit der Zeit erfolgen Kriechumlagerungen, durch die sich das Biegemoment dem Momentenverlauf des Eingusssystemes annähert [80, 83, 131, 222]. Von der ursprünglich erforderlichen Bewehrung bzw. Vorspannung im zuvor maximal beanspruchten Bereich wird nach abgeschlossener Umlagerung nur noch ein Teil benötigt. Die beschriebenen kriechbedingten Umlagerungen treten bei viskoelastischen Materialien wie Beton auf. Bei einem rein elastischen Materialverhalten bleiben die initialen Schnittgrößen nach einem Systemwechsel dauerhaft bestehen.

Die zeitabhängigen Umlagerungen können mathematisch mittels Kraftgrößenverfahren (KGV) nach Abschnitt 3.2.3 hergeleitet werden. Dies erfolgt hier am Beispiel des bereits eingeführten gekoppelten Dreifeldträgers. Es wird angenommen, dass über die gesamte Zeit t ausschließlich Eigenlasten g wirken. Abbildung 5.2 zeigt die Biegemomente M und Verdrehungen δ für den Bauzustand t_0 und den Zeitpunkt $t > t_1$ nach der Kopplung. Im Bauzustand stellen sich das Kragmoment $M(t_0)$ und die Verdrehung $\delta(t_0)$ ein. Zum Zeitpunkt t werden weitere Verdrehungen durch die biegesteife Verbindung zurückgehalten, sodass $\delta(t_0)$ „eingefroren“ wird und $\delta(t) = \delta(t_0)$ für jeden Zeitpunkt t gilt. Das Biegemoment $M(t)$ wird mittels KGV durch die Überlagerung des Last- und Einheitszustands ermittelt. Das statisch bestimmte Grundsystem ergibt sich dabei durch Einfügen eines Gelenks an der Koppelstelle und entspricht dem initialen System. Im Lastzustand wächst die Verdrehung $\delta_{10}(t)$ durch Kriechen an. Sie kann zum Zeitpunkt t über den zeitabhängigen Kriechbeiwert $\varphi(t)$ ausgedrückt werden (vgl. Abschnitt 3.4):

$$\delta_{10}(t) = \delta_{10}(t_0) \cdot (1 + \varphi(t)) \tag{5.1}$$

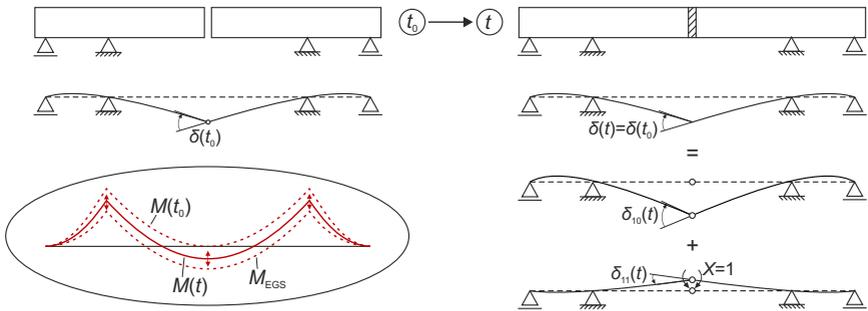


Abbildung 5.2: Zeitabhängiges Verhalten des Biegemoments eines abschnittsweise hergestellten Tragwerks, dargestellt an statischen Systemen mit zugehörigen Verformungen vor (t_0) und nach (t) der Kopplung

Zur Erfüllung der Verträglichkeitsbedingung bildet sich ein zurückdrehendes Zwangsmoment $X(t)$ an der biegesteifen Koppelstelle, aus der im Einheitszustand die folgende zeitabhängige Verdrehung resultiert:

$$\delta_{11}(t) = \delta_{11}(t_0) \cdot (1 + \varphi(t)) \quad (5.2)$$

Die Verträglichkeitsbedingung lautet damit:

$$\begin{aligned} \delta_{10}(t_0) \cdot (1 + \varphi(t)) + X(t) \cdot \delta_{11}(t_0) \cdot (1 + \varphi(t)) &\stackrel{!}{=} \delta_{10}(t_0) \\ \Rightarrow X(t) &= -\frac{\delta_{10}(t_0)}{\delta_{11}(t_0)} \cdot \frac{\varphi(t)}{1 + \varphi(t)} \end{aligned} \quad (5.3)$$

Da $X(t)$ dem Feldmoment $M_F(t)$ und $\delta_{10}(t_0)/\delta_{11}(t_0)$ dem Feldmoment des Eingussystems entspricht, lässt sich Gl. 5.3 auch wie folgt darstellen:

$$M_F(t) = M_{F,EGS} \cdot \frac{\varphi(t)}{1 + \varphi(t)} \quad (5.4)$$

$M_F(t)$ erhöht sich sukzessive infolge des fortschreitenden Kriechens und nähert sich M_{EGS} zunehmend an (Abbildung 5.2). Das Ausmaß der Umlagerungen im Endzustand t_∞ hängt davon ab, wie kriechfähig das Material ist und welcher Anteil an Kriechverformungen bereits im Initialsystem vorweggenommen wurde. Je später der Systemwechsel erfolgt, desto geringer fallen die Umlagerungen aus.

5.1.2 Tragwerksherstellung mit Temperaturinduktion

Auf der Grundlage der in Kapitel 4 eingeführten Schnittgrößensteuerung wird eine Methode zur Umlagerung von Schnittgrößen im Herstellungsprozess eines Tragwerks entwickelt. Dabei wird ausgenutzt, dass Temperaturänderungen in statisch bestimmten Systemen keine Schnittgrößen hervorrufen. Temperaturinduzierte Verformungen stellen sich im Initialsystem frei ein, können nach dem Wechsel in ein statisch unbestimmtes System jedoch nicht mehr spannungsfrei zurückgehen. Demnach entstehen bei einem Temperaturrückgang Zwangsschnittgrößen, die – ohne eine Berücksichtigung zeitabhängiger Effekte (vgl. Abschnitt 5.1.3) – dauerhaft eingepreßt sind.

Die Methode kann bei der abschnittswisen Herstellung von Tragwerken zur beliebigen Umlagerung von Schnittgrößen unmittelbar nach einem Systemwechsel eingesetzt werden. So kann beispielsweise die kriechbedingte Umlagerung des Biegemoments in den Eingusszustand vorweggenommen werden. Das Tragwerk ist dann nur noch für den Bau- und den Endzustand zu bemessen. Es entfällt der Lastfall zum Zeitpunkt der Verkehrsübergabe, d. h. die Überlagerung der initialen Kragmomente mit Verkehrslasten und weiteren veränderlichen Einwirkungen. Daraus können erhebliche Bewehrungseinsparungen hervorgehen.

Abbildung 5.3 demonstriert die Methode an den zwei Beispielsystemen des vorherigen Abschnitts. Die statisch bestimmten Einfeld- und Kragträger werden durch ihr Eigengewicht g und gezielt induzierte Temperaturunterschiede ΔT_z beansprucht. Zum Zeitpunkt t_0 treten ausschließlich Biegemomente aus g auf ($M = M_g$), da sich die durch ΔT_z hervorgerufene Krümmung κ_i spannungsfrei

einstellen kann. Nach den jeweiligen Systemwechseln zu Durchlaufträgern (t_1) bleiben die Momentenverläufe unverändert, so lange ΔT_z konstant ist. Der Rückgang von ΔT_z entspricht rechnerisch der Aufbringung von $-\Delta T_z$ und führt zu einem linearen Zwangsmoment M_i im neuen statisch unbestimmten System (t_2). M_i überlagert sich mit M_g und ergibt das Gesamtmoment M , welches hier dem Moment des Eingussystems gleicht (Abbildung 5.3).

Die Dimensionierung von ΔT_z kann für den Zweifeldträger über das Stützmoment $M_i(L)$ am mittleren Auflager erfolgen, das sich wie folgt ergibt:

$$M_i(x = L) = -\frac{\alpha_T \cdot \Delta T_z}{h} \cdot \frac{3L_1 \cdot (2a + L_1)}{4L^2} \cdot EI \tag{5.5}$$

Im Dreifeldträger wird im mittleren Feld ein konstantes positives Moment M_i induziert (Gl. 5.6), welches das Gesamtmoment M umlagert, sodass sich die initialen Stützmomente reduzieren.

$$M_i(0 \leq x \leq L) = -\frac{\alpha_T \cdot \Delta T_z}{h} \cdot \frac{L_1}{L + \frac{2}{3}L_2} \cdot EI \tag{5.6}$$

Die Gleichungen 5.5 und 5.6 setzen linear-elastisches Materialverhalten voraus und werden in Anhang A hergeleitet.

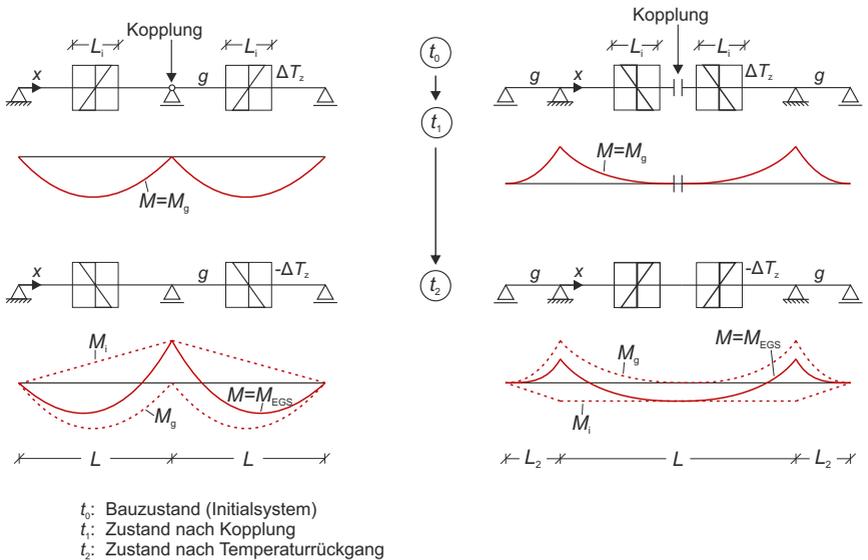


Abbildung 5.3: Methode der abschnittswiseen Tragwerksherstellung mit Temperaturinduktion, dargestellt an Einfeldträgern (links) und Kragarmen (rechts) mit zugehörigen Biegemomenten vor (t_0) und nach der Kopplung (t_1) sowie nach Temperaturrückgang (t_2)

5.1.3 Zeitabhängige Verluste und Umlagerungen

Die nach Abschnitt 5.1.2 eingprägten Biegemomente aus ΔT_z sind zeitabhängigen Verlusten ausgesetzt, die aus dem Kriechen des Betons hervorgehen (vgl. Abschnitt 3.4). Abbildung 5.4 stellt die Kriechverluste am Beispiel des gekoppelten Dreifeldträgers dar. Es werden analog zu Abbildung 5.2 die Biegemomente M und die Verdrehungen δ zu den Zeitpunkten t_0 und t in den einzelnen Zuständen des Kraftgrößenverfahrens dargestellt. Relaxationseffekte werden nicht betrachtet. Zum Zeitpunkt t_0 wird ein Temperaturunterschied ΔT_z in die statisch bestimmten Kragarme induziert, woraus die Verdrehung $\delta_{10}(t_0)$ hervorgeht:

$$\delta_{10}(t_0) = \delta_{10}^{\Delta T} \quad (5.7)$$

Nach der Kopplung der Kragarme (t_1 , Abbildung 5.3) wird die Temperaturinduktion gestoppt (t_2). Die daraus hervorgehende Verdrehung wird durch die biegesteife Verbindung zurückgehalten ($\delta(t) = \delta(t_0)$), sodass sich ein Zwangsmoment $X(t)$ bildet. Die Berechnung von $X(t)$ mittels KGV kann unter Vernachlässigung von $\delta(t_0)$ erfolgen, da die initiale temperaturinduzierte Verformung zeitlich unveränderlich ist und keinen Einfluss auf $X(t)$ hat. Im Lastzustand ergibt sich $\delta_{10}(t)$ somit allein aus $-\Delta T_z$. Die sich einstellende Verdrehung entspricht $\delta(t_0)$ mit umgekehrtem Vorzeichen und ist ebenfalls unabhängig von t bzw. φ :

$$\delta_{10}(t) = -\delta_{10}(t_0) = \delta_{10}^{-\Delta T} \quad (5.8)$$

$\delta_{11}(t)$ im Einheitszustand steigt hingegen infolge von Kriechen an:

$$\delta_{11}(t) = \delta_{11}(t_0) \cdot (1 + \varphi(t)) \quad (5.9)$$

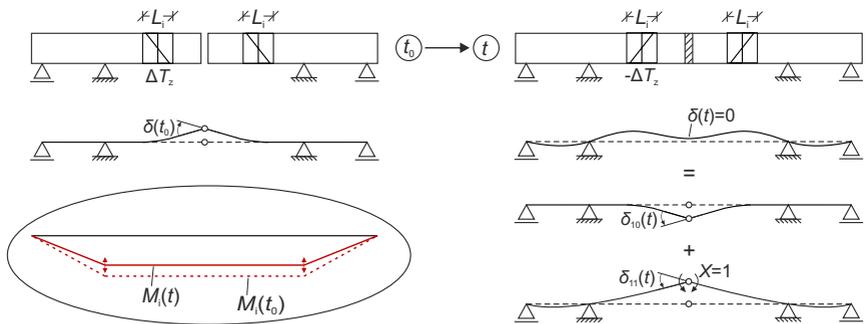


Abbildung 5.4: Zeitabhängiges Verhalten des Biegemoments eines abschnittsweise, mit Temperaturinduktion hergestellten Tragwerks, dargestellt an statischen Systemen mit zugehörigen Verformungen vor (t_0) und nach (t) der Kopplung

Aus der Verträglichkeitsbedingung an der Koppelstelle resultiert das Zwangsmoment $X(t)$:

$$\begin{aligned} \delta_{10}^{-\Delta T} + X(t) \cdot \delta_{11}(t_0) \cdot (1 + \varphi(t)) &\stackrel{!}{=} 0 \\ \Rightarrow X(t) &= -\frac{\delta_{10}^{-\Delta T}}{\delta_{11}(t_0)} \cdot \frac{1}{1 + \varphi(t)} \end{aligned} \quad (5.10)$$

Da $X(t)$ dem Biegemoment $M_i(t)$ an der Koppelstelle und $\delta_{10}^{-\Delta T}(t_0)/\delta_{11}(t_0)$ dem zum Zeitpunkt t_2 eingepprägten Moment M_i entspricht, lässt sich Gl. 5.10 auch wie folgt darstellen:

$$M_i(t) = M_i \cdot \frac{1}{1 + \varphi(t)} \quad (5.11)$$

M_i baut sich nach Gl. 5.11 mit ansteigendem Kriechbeiwert $\varphi(t)$ ab.

Gleichzeitig zur Reduktion von M_i erfolgt die Umlagerung des von $\varphi(t)$ abhängigen Eigenlastmoments M_g nach Gl. 5.4. Es findet eine Annäherung an den Momentenverlauf des Eingussystems statt, sofern M_g von diesem abweicht (vgl. Abschnitt 5.1.1). Das Gesamtfeldmoment $M_F(\varphi)$ ergibt sich mittels Superposition aus dem Moment aus Eigenlast ($M_{F,g}(\varphi)$) und dem aus Temperatur ($M_i(\varphi)$) zu:

$$\begin{aligned} M_F(\varphi) &= M_{F,g}(\varphi) + M_i(\varphi) \\ &= M_{F,EGS} \cdot \frac{\varphi}{1 + \varphi} + M_i \cdot \frac{1}{1 + \varphi} \end{aligned} \quad (5.12)$$

Für $\varphi = 0$ entspricht M_F dem induzierten Biegemoment M_i , da Kriechumlagerung und -verluste entfallen. Mit ansteigendem φ nimmt $M_{F,g}$ grundsätzlich zu und M_i ab. Strebt φ gegen unendlich, stellt sich $M_{F,EGS}$ ein.

Die Entwicklung von M_F bei ansteigendem φ hängt von der Größe des eingepprägten Moments M_i ab und wird in Abbildung 5.5 exemplarisch für drei Fälle mit unterschiedlichem $M_i/M_{F,EGS}$ -Verhältnis dargestellt:

- Fall 1: $M_i = 0,5 \cdot M_{F,EGS}$
- Fall 2: $M_i = M_{F,EGS}$
- Fall 3: $M_i = 1,5 \cdot M_{F,EGS}$

In Fall 1 ist M_i vergleichsweise klein, sodass die Kriechverluste geringer sind als der Zuwachs von $M_{F,g}$ infolge der Umlagerung. Das Gesamtfeldmoment M_F nimmt folglich – ausgehend von $0,5 \cdot M_{F,EGS}$ – mit ansteigendem φ zu und nähert sich $M_{F,EGS}$ an. Entspricht M_i dem Feldmoment des Eingussystems, was einer vollständigen Vorwegnahme der kriechbedingten Umlagerung entspricht, ist M_F unabhängig von φ . Die Kriechverluste werden für jedes φ exakt durch die fortschreitende Umlagerung ausgeglichen. In Fall 3 stellt sich ein gegenläufiger Verlauf zu Fall 1 ein. M_F nimmt mit ansteigendem φ von $1,5 \cdot M_{F,EGS}$ auf $M_{F,EGS}$ ab.

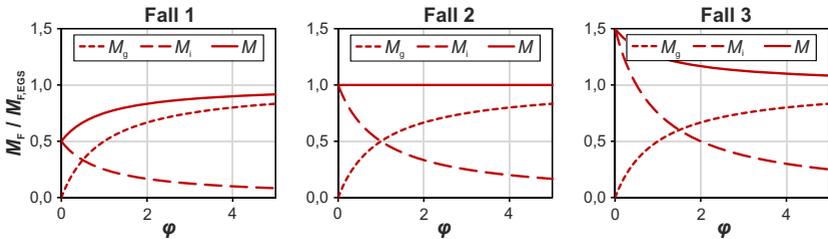


Abbildung 5.5: Entwicklung der Biegemomente im Feld aus dem Eigengewicht, der Temperaturinduktion und der Überlagerung bei ansteigendem Kriechbeiwert

Zusammenfassend lässt sich feststellen, dass sich das Gesamtfeldmoment M_F stets dem Eingusszustand annähert. Für den speziellen Fall $M_i = M_{F,EGS}$ gilt, dass M_F zeitlich konstant ist und kriechbedingte Umlagerungen vollständig vorweggenommen werden. Zwar treten Verluste und Umlagerungen auf, diese gleichen sich jedoch für jedes $\varphi(t)$ aus.

5.2 Thermische Vorspannung

Nachträgliche Querschnittsergänzungen können mittels Temperaturinduktion gezielt vorgespannt und für die Abtragung des Konstruktionseigengewichts aktiviert werden. Dazu wird ein Tragwerk während der Verstärkung durch temperaturinduzierte Biegemomente lokal vorgekrümmt bzw. es werden Krümmungen aus der Eigenlast neutralisiert. Nach der Verstärkung stellt sich die aus dem Temperaturrückgang hervorgehende Krümmung im neuen Gesamtquerschnitt ein.

Mit der entwickelten Methode kann die Wirksamkeit von Verstärkungen auf das Eigengewicht ausgeweitet werden, wodurch das Bestandstragwerk entlastet wird. Gleiches kann sonst nur eine nachträglich ergänzte Vorspannung leisten.

5.2.1 Konventionelle Querschnittsverstärkung

Nachträgliche Querschnittsverstärkungen bieten die Möglichkeit, den Bestand länger zu erhalten und dadurch Ressourcen zu schonen und Emissionen sowie Eingriffe in die Infrastruktur zu minimieren [96, 101, 154]. Die Verstärkungen erfolgen häufig mit in Mörtel oder Spritzbeton eingebetteten Bewehrungsstäben [65, 180, 206] oder Blechen, die auf die Oberfläche geklebt werden [5, 48, 72, 111, 164, 171, 181, 231]. Typische Materialien sind Stahl, faserverstärkte Polymere [16, 168] oder textilbewehrter Beton [26, 70, 112]. Ein Überblick über gängige Verstärkungsverfahren wird in [17, 47, 48, 110, 113, 232] gegeben.

Die Verfahren haben den Nachteil ohne ein temporäres Anheben des Tragwerks oder Vorspannen des Verstärkungselements nicht für das Konstruktionseigengewicht wirksam zu sein und ausschließlich Teile der Verkehrslasten abzutragen. Durch den hohen Anteil des Eigengewichts an der Gesamtlast – bei Brücken oder Deckenplatten sind rund 70 % üblich [12, 170] – ist die eingeschränkte Wirksamkeit bei Betontragwerken besonders nachteilig.

Abbildung 5.6 zeigt das Prinzip der Biegestärkung durch Ergänzung (oben) und Erweiterung (unten) eines Balkenquerschnitts mit oben liegender Zugzone. Es sind qualitativ die aus dem Eigengewicht g und den Nutzlasten q resultierenden Dehnungsebenen abgebildet. Der obere Querschnitt wird durch in Nuten eingeschlitzte Bewehrungsstäbe (ΔA_s) nachträglich ergänzt. g verursacht Zugspannungen $\varepsilon_{s,0}$ in der initialen Bewehrung A_s . ΔA_s ist zunächst dehnungsfrei und nicht am Lastabtrag von g beteiligt. Erst Nutzlasten q werden vom Gesamtquerschnitt abgetragen und erhöhen die Dehnungen in A_s ($\varepsilon_{s,0} + \varepsilon_{s,q}$) und in ΔA_s ($\varepsilon_{s,q}$). A_s wird folglich stark beansprucht, während ΔA_s nur Anteile aus q erhält. Auch bei einer Querschnittserweiterung durch in Aufbeton eingebettete Bewehrungsstäbe (ΔA_s) muss das Eigengewicht nach der Verstärkung allein vom Ursprungsquerschnitt aufgenommen werden (Abbildung 5.6, unten). Die Dehnung in A_s erhöht sich durch die Verstärkung sogar leicht durch das angestiegene Konstruktionseigengewicht. Erst Nutzlasten q werden durch den verstärkten Querschnitt abgetragen, sodass sich die Dehnungen in A_s und ΔA_s auch hier deutlich unterscheiden. In beiden Fällen bleiben die Dehnungen aus den Eigenlasten in der Bestandsstruktur eingepreßt und lagern sich nicht oder erst bei erheblicher Rissbildung auf die Verstärkung um. Kriechumlagerungen sind durch den kriechfähigen Neubeton und den bereits gealterten Bestandsbeton kaum möglich [61].

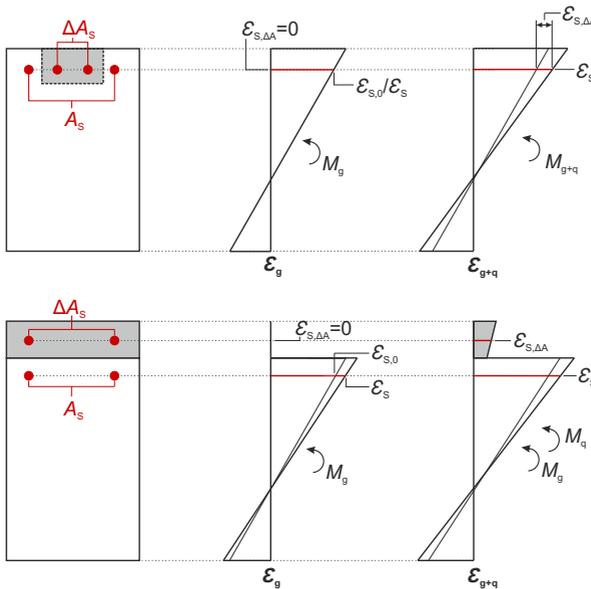


Abbildung 5.6: Prinzip der nachträglichen Querschnittsverstärkung mit eingeschlitzten (oben) und in Aufbeton eingebetteten Bewehrungsstäben (unten), dargestellt mit Dehnungsverläufen

5.2.2 Querschnittsverstärkung mit Temperaturinduktion

Es wird eine Methode zum gezielten Vorspannen von nachträglichen Querschnittsergänzungen entwickelt, um diese für die Aufnahme der Eigenlast zu aktivieren. Dazu wird ein Tragwerk an der Stelle der geplanten Verstärkung temporär mittels Temperaturinduktion entlastet, d. h. es wird ein Zwangsmoment induziert, welches das Eigenlastmoment bzw. die daraus hervorgehende Krümmung lokal neutralisiert. Nach erfolgter Verstärkung stoppt die Temperaturinduktion und ΔT_z geht auf null zurück, wodurch der verstärkte Bereich wieder belastet wird. Bei Annahme idealen Verbunds wird nun der neue Gesamtquerschnitt gekrümmt. Die nachträgliche Ergänzung wird vorgespannt, also an der Abtragung der Eigenlast beteiligt, und der Bestandsquerschnitt entlastet. Durch stärkeres Vorkrümmen des Bestandstragwerks kann die Vorspannung beliebig variiert werden.

Abbildung 5.7 demonstriert die Methode an einem Zweifeldträger, der durch sein Eigengewicht g belastet und analog zu Abbildung 5.6 (oben) an der Mittelstütze durch eingeschlitze Bewehrungsstäbe verstärkt wird. Während der Verstärkung wird ΔT_z über die Länge L_i induziert, woraus ein lineares Biegemoment $M_i(x)$ mit dem Maximum am mittleren Auflager hervorgeht. M_i an der Stelle $x = L$ ergibt sich bei linear-elastischem Materialverhalten zu (vgl. Anhang A):

$$M_i(x = L) = -\frac{\alpha_T \cdot \Delta T_z}{h} \cdot \frac{3L_i \cdot (2a + L_i)}{4L^2} \cdot EI \quad (5.13)$$

ΔT_z ist so zu dimensionieren, dass M_i am Ort der Verstärkung, hier der Mittelstütze, dem Eigenlastmoment $M_g = -0,125 \cdot g \cdot L^2$ mit umgekehrtem Vorzeichen entspricht. Die Momente aus g und ΔT_z heben sich dann lokal auf, sodass der Querschnitt am mittleren Auflager dehnungsfrei ist.

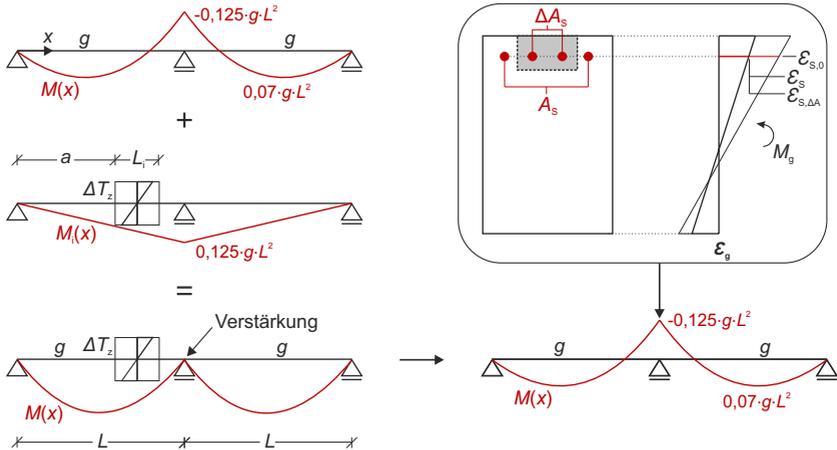


Abbildung 5.7: Methode der Querschnittsverstärkung mit Temperaturinduktion, dargestellt auf Systemebene mit Biegemomenten (links) und auf Querschnittsebene mit Dehnungsverläufen (rechts)

Im Fall von nichtlinearem Materialverhalten, wie z. B. bei gerissenen Stahlbetontragwerken, sind zur genauen Bestimmung des erforderlichen ΔT_z nichtlineare Berechnungen gemäß Abschnitt 3.3.4 erforderlich.

Nach erfolgter Verstärkung und dem Rückgang von ΔT_z stellt sich das Biegemoment des initialen Zustands ein, sodass der Verstärkungsbereich wieder belastet wird. Die Beanspruchung wird vom neuen Gesamtquerschnitt abgetragen, sodass sich gleiche Dehnungen in A_s und ΔA_s einstellen (Abbildung 5.7, rechts oben). Die initiale Dehnung $\varepsilon_{s,0}$ in A_s nimmt dadurch ab. Eine Verdopplung der Bewehrungsmenge führt beispielsweise etwa zu einer Halbierung der Stahldehnung ($\varepsilon_s = \varepsilon_{s,0}/2$) und damit auch der Spannung.

Die Aktivierung nachträglich ergänzter Bewehrung für die Abtragung des Eigengewichts führt zu einer Entlastung des Bestandsquerschnitts und wirkt sich positiv auf das Last-Verformungsverhalten des Tragwerks aus, was im Folgenden anhand von Momenten-Krümmungs-Beziehungen (vgl. Abschnitt 3.3.3) demonstriert wird. Abbildung 5.8 zeigt qualitative M - κ_m -Beziehungen für

- einen unverstärkten Querschnitt mit A_s (blau),
- einen nachträglich, konventionell verstärkten Querschnitt mit $A_s + \Delta A_s$ (grün) und
- einen Querschnitt mit $A_s + \Delta A_s$ (rot), verstärkt unter Einsatz von Temperaturinduktion (d. h. im entlasteten Zustand).

Die verstärkten Querschnitte weisen das gleiche Fließmoment M_y auf, d. h. sie besitzen die gleiche Tragfähigkeit, sofern weitere Laststeigerungen nach dem Fließen der Bewehrung unberücksichtigt bleiben. Der Querschnitt mit A_s hat eine geringere Tragfähigkeit, die proportional zum Verhältnis der Bewehrungsmengen ist.

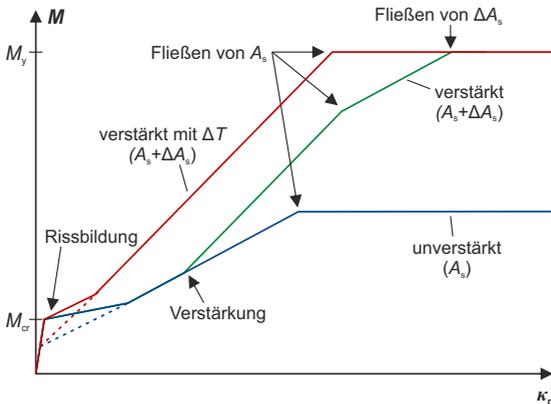


Abbildung 5.8: M - κ_m -Beziehungen für unterschiedlich bewehrte Querschnitte, teilweise nachträglich bzw. mit Temperaturinduktion verstärkt

Die drei Querschnitte unterscheiden sich deutlich im Last-Verformungsverhalten. Die nachträglich verstärkte Variante folgt zunächst der Kurve des unverstärkten Querschnitts und steigt nach der Verstärkung mit erhöhter Steifigkeit bis zum Fließen von A_s an. Hier knickt die Kurve ab und erreicht schließlich das obere Plateau mit einem zusätzlichen Fließen von ΔA_s . Der unter Einsatz von Temperaturinduktion verstärkte Balken enthält ab Belastungsbeginn die Bewehrungsmenge $A_s + \Delta A_s$ und weist dadurch eine höhere Steifigkeit auf. Die M - κ_m -Beziehung enthält zwei Knickstellen bei Rissbildung und bei gleichzeitigem Beginn des Fließens der initialen und der nachträglich ergänzten Bewehrung.

Insgesamt werden die Verformungen auf Gebrauchslastniveau durch die Aktivierung von ΔA_s für die Abtragung des Konstruktionseigengewichts deutlich reduziert. Dies wirkt sich positiv auf die Gebrauchstauglichkeit und die Dauerhaftigkeit eines Tragwerks aus [42, 198, 234]. Konkret nehmen Durchbiegungen, Beton- und Stahlspannungen sowie Rissbreiten deutlich ab. Letztere hängen von der mittleren Stahldehnung ε_{sm} zwischen den Rissen ab, die sich – analog zu ε_s – durch die Aktivierung von ΔA_s reduziert [42, 108, 242].

Darüber hinaus ist eine stärkere Vorspannung von ΔA_s möglich, wodurch – analog zum Prinzip einer konventionellen Vorspannung [165, 242] – die Zugzone eines Tragwerks überdrückt werden kann. So können mit der Verstärkungsmethode Risse in einem Spannbetontragwerk wieder geschlossen werden, was sich u. a. positiv auf die Ermüdungsbeanspruchung auswirkt. Die Spannungsschwingbreiten in den Spanngliedern verringern sich erheblich [56, 98, 241]. Angesichts der Vielzahl an ermüdungsgefährdeten Brücken [33, 116, 124, 134, 194] ergibt sich ein breites Anwendungsfeld für die Verstärkungsmethode.

Numerische Simulationsrechnungen und prototypische Umsetzungen

Das Kapitel zeigt einen Ansatz zur numerischen Berechnung und Regelung von Temperaturfeldern sowie Experimente zur praktischen Umsetzung der in dieser Arbeit entwickelten Methode zur Steuerung von Schnittgrößen mittels Temperaturinduktion.

In Abschnitt 6.1 wird ein Modell zur numerischen Berechnung von Temperaturfeldern in Brücken erstellt und mithilfe von realen Messdaten verifiziert. In Simulationsrechnungen wird die Temperaturregelung unter ambienten Bedingungen untersucht und bewertet.

Abschnitt 6.2.1 stellt die experimentelle Umsetzung der abschnittsweisen Herstellung eines Tragwerks mit Temperaturinduktion dar. In Analogie zum Freivorbauverfahren werden zwei Kragarme gekoppelt. Dabei wird ein temperaturinduziertes Biegemoment dauerhaft in das Tragwerk eingeprägt, sodass es das Eigenlastmoment günstig umlagert. Abschnitt 6.2.2 zeigt Versuche zur Querschnittsverstärkung mit Temperaturinduktion. Die Methode wird an Zweifeldträgern aus Stahlbeton jeweils im ungerissenen und gerissenen Zustand demonstriert. Abschließend wird das Last-Verformungsverhalten bestimmt und mit dem Verhalten eines konventionell verstärkten Referenzbalkens verglichen. Die Experimente wurden in den Werkhallen der Konstruktionsteilprüfung (KIB-KON) des Instituts für Konstruktiven Ingenieurbau der Ruhr-Universität Bochum durchgeführt.

6.1 Berechnungen zur Regelung von Temperaturfeldern

Die Regelung von Temperaturfeldern in realen Bauwerken wird mithilfe von numerischen Simulationsrechnungen untersucht. Dazu wird für eine Bestandsbrücke ein Berechnungsmodell auf der Basis finiter Flächenelemente aufgestellt. Die Verifizierung des Modells erfolgt durch einen Vergleich mit realen Messdaten, die einem einjährigen Temperaturmonitoring entstammen. Zusätzlich werden die in Abschnitt 4.2 entwickelten Induktionssysteme und ein Zweipunktregler implementiert. Ziel ist es, den vertikalen Temperaturunterschied ΔT_z bei veränderlichen ambienten Randbe-

dingungen zu regeln. Es werden die induzierten Temperaturfelder und der erforderliche Energiebedarf untersucht und bewertet. Die Berechnungen ergänzen die Experimente in Abschnitt 6.2, die an kleinmaßstäblichen Tragwerken und unter Laborbedingungen erfolgen.

6.1.1 Temperaturfeldberechnungen für Brücken

Berechnungsmodell

Die numerischen Temperaturfeldberechnungen erfolgen an einem zweidimensionalen Modell (vgl. Abschnitt 2.2), welches den Hohlkastenquerschnitt einer 1968 in Düsseldorf errichteten Bestandsbrücke abbildet [20, 139, 141]. Abbildung 6.1 zeigt die wesentlichen Querschnittsabmessungen sowie die räumliche Diskretisierung in Rechteckelemente mit den Abmessungen Δy_i und Δz_i . Ausrundungen des realen Querschnitts zwischen der Fahrbahnplatte und dem Steg werden im Modell idealisiert stufenförmig dargestellt. Als Materialien werden Beton und eine Schicht aus Asphalt an der Oberseite des Querschnitts mit der jeweiligen Wärmeleitfähigkeit λ_i , spezifischen Wärmekapazität c_i und Dichte ρ_i angesetzt.

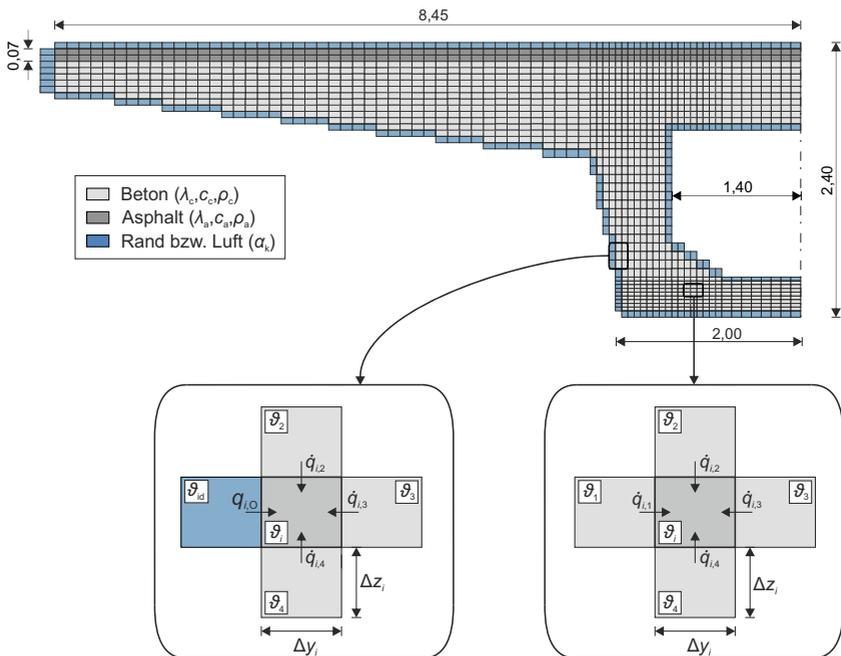


Abbildung 6.1: Numerisches Berechnungsmodell aus finiten Innen- und Randelementen mit Angabe der Materialien und der wesentlichen Abmessungen

Tabelle 6.1: Parameter der räumlichen und zeitlichen Diskretisierung des Berechnungsmodells

Teilquerschnitt	Parameter	Symbol	Wert	Einheit
Fahrbahnplatte	Elementbreite	Δy	0,12	[m]
	Elementhöhe	Δz	0,05	
Stege	Elementbreite	Δy	0,05	[m]
	Elementhöhe	Δz	0,10	
Bodenplatte	Elementbreite	Δy	0,12	[m]
	Elementhöhe	Δz	0,03	
	Zeitschritt	Δt	180	[s]

Tabelle 6.1 fasst die gewählte räumliche und zeitliche Diskretisierung zusammen. Die Elementdichte in den drei Teilquerschnitten (Fahrbahnplatte, Stege, Bodenplatte) richtet sich nach den erwarteten Temperaturgradienten. In der Fahrbahn- und der Bodenplatte werden aufgrund des intensiven und stark veränderlichen Wärmeaustauschs die größten Gradienten erwartet. Es wird daher in diesen Teilquerschnitten in vertikaler Richtung die höchste Elementdichte ($\Delta z = 0,05$ m bzw. $0,03$ m) angeordnet. Grundsätzlich weist das Modell über die Höhe eine feinere Diskretisierung auf als über die Breite. Es wird der Empfehlung von [195] gefolgt, Teilquerschnitte in mindestens fünf Elementen über die Höhe bzw. Breite zu diskretisieren. Die Zeitschrittweite wird mit $\Delta t = 180$ s angesetzt. Zeitschritte von wenigen Minuten bieten einen guten Kompromiss zwischen Berechnungsaufwand und -genauigkeit [195]. Numerische Stabilität nach Gl. 2.34 ist bei dem gewählten Δt gegeben. Tabelle 6.2 gibt einen Überblick über die wesentlichen Parameter des Materials und der Randbedingungen. Letztere werden als ideale Randtemperaturen $\vartheta_{id,i}$ angesetzt, die aus den Wärmeüber-

Tabelle 6.2: Wesentliche Modellparameter des Materials und der Randbedingungen

Parameter	Symbol	Einheit	Beton	Asphalt	Untergrund
Materialparameter (nach [195])					
Wärmeleitkoeffizient	λ_i	[W/(m·K)]	2,3	0,7	-
spez. Wärmekapazität	c_i	[J/(kg·K)]	1000	920	-
Rohdichte	ρ_i	[kg/m ³]	2300	2100	-
Emissionskoeffizienten (nach [195])					
kurzwellige Strahlung	ε_K	[-]	0,65	0,80	-
langwellige Strahlung	ε_L	[-]	0,88	0,60	0,99
Reflexionskoeffizient	ρ_U	[-]	-	-	0,20
Klimadaten					
Lufttemperatur	ϑ_L	[°C]	(Stundenwerte)		
mittl. Windgeschwindigkeit	v	[m/s]	(Tageswerte)		
mittl. Bewölkungsgrad	B	[1/8]	(Tageswerte)		

gangsmoellen für Konvektion (Abschnitt 2.1.3) und Strahlung (Abschnitt 2.1.4) hervorgehen. In die Modelle fließen die Emissionskoeffizienten der Materialien und des Untergrunds sowie reale Klimadaten des Deutschen Wetterdienstes [50], die in Anhang C beigefügt sind, ein. Die Klimadaten bestehen aus stündlichen Werten der Lufttemperatur ϑ_L und mittleren Tageswerten der Windgeschwindigkeit v und des Bewölkungsgrads B . Letzterer wird in Stufen von 0/8 (wolkenlos) bis 8/8 (bedeckt) angegeben. Mit den in Tabelle 6.2 aufgeführten Parametern werden die weiteren, zur Berechnung des Wärmeübergangs erforderlichen Größen (α_K , $\varphi_{1,2}$, κ_B , ε_{Atm} , I_{dir} , I_{diff}) nach Abschnitt 2.1 ermittelt.

Verifizierung des Berechnungsmodells

Zur Verifizierung des Berechnungsmodells wird ein einjähriges Temperaturmonitoring (12/2017 bis 11/2018) an der Referenzbrücke durchgeführt. Die Messungen erfolgen mit sieben Thermoelementen, die in einem Querschnitt in der Mitte eines Endfeldes angeordnet sind (Abbildung 6.2). Sechs Thermoelemente (T_1 bis T_6) liegen in Bohrlöchern jeweils mittig in den einzelnen Teilquerschnitten und ein weiterer Sensor (T_7) befindet sich frei im Hohlkasten zur Messung der Innenlufttemperatur. Im Bauwerk werden vier Temperaturwerte über die Höhe und drei über die Hohlkastenbreite aufgenommen, sodass nichtlineare Verläufe approximiert werden können.

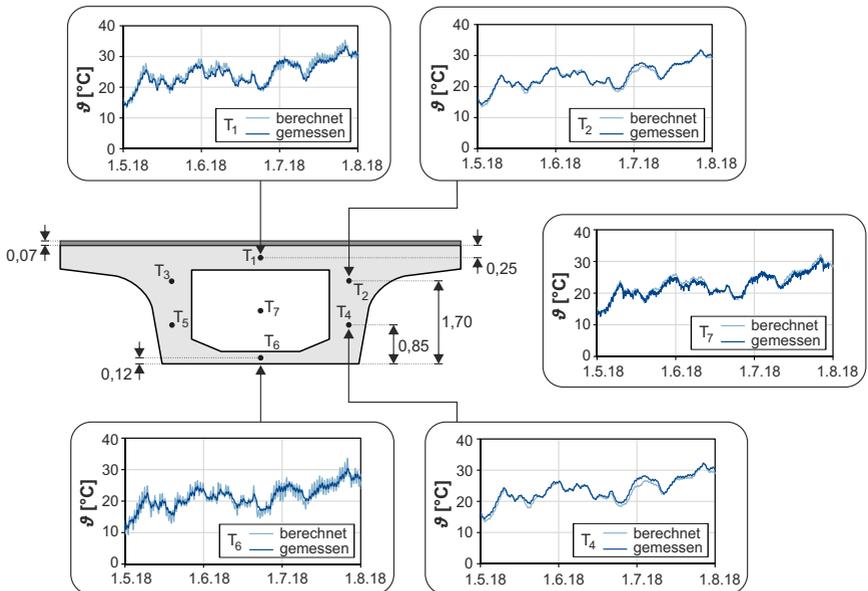


Abbildung 6.2: Darstellung der Positionen der Thermoelemente im Messquerschnitt und der über einen dreimonatigen Zeitraum (01.05. bis 31.07.2018) gemessenen und berechneten Temperaturen

Die Messrate beträgt 1/60 Hz. Auswertungen von Messungen mit unterschiedlicher Frequenz zeigen, dass der Tagesgang ebenso ausreichend genau aus stündlichen Messdaten (1/3600 Hz) approximiert werden kann. Dies gilt nur für die hier vorliegenden Sensorpositionen. Grundsätzlich steigt die erforderliche Messrate mit sinkendem Abstand zwischen Sensor und Bauteiloberfläche an.

In Abbildung 6.2 werden die Messwerte von fünf Thermoelementen für einen Zeitraum von drei Monaten (01.05. bis 31.07.2018) dargestellt und mit den numerisch berechneten Werten verglichen. Es wird ein Zeitraum im Frühling bzw. Sommer betrachtet, da die Temperaturvariationen und damit auch die Berechnungsgenauigkeiten zu diesen Jahreszeiten maximal sind. Die Messwerte von T_3 und T_5 entsprechen aufgrund der symmetrischen Anordnung der Sensoren weitgehend denen von T_2 und T_4 und sind nicht abgebildet. Der Vergleich zeigt generell an allen Messstellen eine gute Übereinstimmung, lediglich die täglichen Temperaturspitzen bzw. -täler werden in der Berechnung teils überschätzt. Dies zeigt sich vor allem in der dünnen Bodenplatte (T_6) und etwas weniger ausgeprägt in der Fahrbahnplatte (T_1) und deutet auf eine leichte Überschätzung der Sonneneinstrahlung im Berechnungsmodell hin.

Zur Bewertung der Berechnungsgenauigkeit werden die Abweichungen zwischen den berechneten und den gemessenen Temperaturen quantifiziert. Tabelle 6.3 stellt dazu die maximalen und die über alle Messzeitpunkte des betrachteten Zeitraums gemittelten absoluten Abweichungen an den verschiedenen Messstellen gegenüber. Die größten Abweichungen treten in der Bodenplatte (T_6) und in der Fahrbahnplatte (T_1) auf und betragen im Maximum $3,5\text{ °C}$ und $3,3\text{ °C}$. In den Stegen (T_2 bis T_5) sind die maximalen Abweichungen deutlich kleiner und liegen im Bereich von $1,5\text{ °C}$ bis $2,5\text{ °C}$. Die mittleren Abweichungen betragen in der Boden- und der Fahrbahnplatte ca. 1 °C und liegen in den Stegen deutlich unterhalb dieses Wertes. Insgesamt zeigt sich demnach eine gute Übereinstimmung zwischen Berechnung und Messung. Temporär treten jedoch größere Abweichungen von 2 °C bis 3 °C auf.

Es ist zu beachten, dass sowohl die berechneten als auch die gemessenen Werte von der tatsächlichen Temperatur abweichen können. Die Genauigkeit der Messwerte kann durch die Messunsicherheit der Thermoelemente ($\pm 0,4\text{ K}$ [216], vgl. Abschnitt 4.2.3) quantifiziert werden. Die Genauigkeit des Berechnungsmodells kann demnach um $\pm 0,4\text{ K}$ von den in Tabelle 6.3 dargestellten Werten abweichen.

Tabelle 6.3: Maximale und mittlere absolute Abweichungen zwischen den berechneten und den gemessenen Temperaturen für den betrachteten dreimonatigen Zeitraum (01.05. bis 31.07.2018)

Messstelle	Fahrbahnpl.		Steg			Bodenpl.	Luft
	T_1	T_2	T_3	T_4	T_5	T_6	T_7
max. Abweichung [°C]	3,3	2,5	2,1	1,5	1,5	3,5	3,3
mittl. Abweichung [°C]	0,9	0,7	0,5	0,4	0,5	1,1	0,7

6.1.2 Temperaturregelung unter ambienten Bedingungen

Am verifizierten Modell wird die Regelung des Temperaturfelds der Referenzbrücke numerisch simuliert. Dazu werden Induktions- und Regelungssysteme in das Modell integriert. Erstere umfassen Heizmatten ($\vartheta_h = 75\text{ °C}$), temperierte Wasserkreisläufe ($\vartheta_h = 10\text{ °C}$) und Peltier-Kühlungen ($\vartheta_h = -5\text{ °C}$). Die Heiz- und Kühltemperaturen werden im Modell – unter Vernachlässigung von thermischen Verlusten bei der Wärmeeinleitung – als Oberflächentemperaturen vorgegeben (Randbedingungen 1. Art). Der Wärmestrom ergibt sich je Berechnungsschritt aus der Differenz zwischen der Induktions- und der Oberflächentemperatur des Bauwerks. Zusätzlich werden die Wärmestromdichten \dot{q}_k bzw. \dot{q}_h auf 500 W/m^2 und in einer zweiten Variante auf 200 W/m^2 begrenzt, um die Heiz- bzw. Kühlleistung eines Systems zu beschränken. Die Werte sind exemplarisch gewählt und an den jeweiligen Anwendungsfall anpassbar (z. B. durch eine Vergrößerung der Durchmesser der Heizmattendröhte oder eine Erhöhung der Anzahl an Peltier-Elementen).

Die Regelung von ΔT_z erfolgt durch einen Zweipunktregler mit einer Hysterese von 1 °C . ΔT_z ergibt sich nach Gl. 3.20 aus der Integration des berechneten Temperaturfelds, wobei dies näherungsweise auf der Basis der finiten Elemente des Modells erfolgt. Die Induktionstemperaturen $\vartheta_{h/k}$ bilden die Stellgröße der Regelung.

Es werden Simulationsrechnungen für die folgenden zwei Regelungsaufgaben durchgeführt:

- **Fall A:** Die Regelgröße ΔT_z ist auf null zu regeln, indem die Querschnittsoberseite mittels temperiertem Wasser gekühlt wird. Die Kühltemperatur ϑ_k beträgt 10 °C . Es findet an allen Querschnittsrändern ein Wärmeaustausch mit der Umgebung statt.
- **Fall B:** Die Regelgröße ΔT_z ist auf 30 K zu regeln. Dies erfolgt durch beidseitige Temperaturinduktion. Die Querschnittsoberseite wird mittels Peltier-Kühlung ($\vartheta_k = -5\text{ °C}$) gekühlt, die Unterseite mittels Heizmatte ($\vartheta_h = 75\text{ °C}$) erwärmt. Beide Seiten sind vollständig isoliert, sodass lediglich an der Unterseite der Kragarme, an den Stegrändern und im Hohlkasten ein Wärmeaustausch mit der Umgebung stattfindet.

Fall A stellt eine kontinuierliche Kompensation des Temperaturgradienten infolge veränderlicher ambienter Bedingungen dar. In Brücken kann so die Bildung von Zwang verhindert werden. Die Temperaturinduktion erfolgt unter regulärem Verkehrsbetrieb, sodass die Kühlung nach dem Prinzip einer Fußbodenheizung in den Fahrbahnbelag einzubetten ist. Es treten daher an allen Querschnittsrändern Wärmeströme $\dot{q}_{i,r}$ infolge Konvektion und Strahlung auf, dargestellt links in Abbildung 6.3. Fall B bildet die Erzeugung von Zwang durch das gezielte Induzieren eines Temperaturgradienten ab, um z. B. Schnittgrößen umzulagern (vgl. Abschnitt 5.1) oder Tragwerke lokal zu entlasten (vgl. Abschnitt 5.2). Der Temperaturunterschied $\Delta T_z = 30\text{ K}$ ist hier exemplarisch gewählt. Die Ober- und die Unterseite des Querschnitts sind vollständig isoliert. Es wird angenommen, dass dort kein Wärmeaustausch mit der Umgebung stattfindet.

Abbildung 6.3 zeigt links die Berechnungsmodelle beider Fälle unter Angabe der Induktionstemperaturen $\vartheta_{h/k}$, der ideellen Randtemperaturen $\vartheta_{id,i}$ aus den äußeren Einflüssen und der zugehörigen Wärmestromdichten. Rechts sind die aus der Temperaturregelung hervorgehenden vertikalen

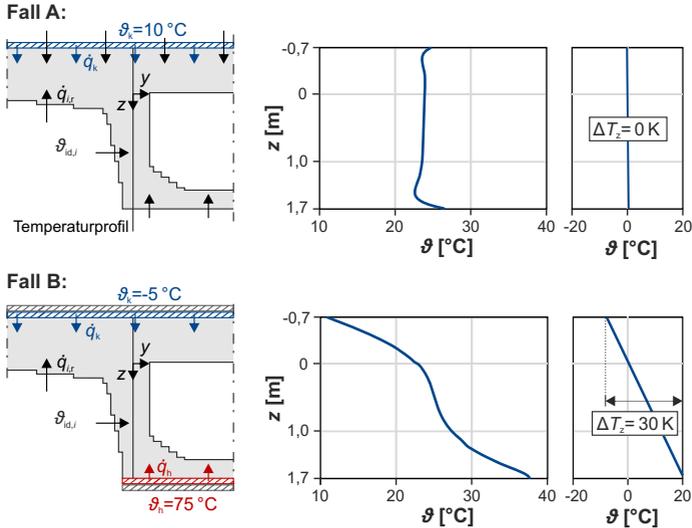


Abbildung 6.3: Berechnungsmodelle mit vorgegebenen Randtemperaturen und Wärmestromdichten (links) und aus der Temperaturregelung hervorgehende vertikale Temperaturverläufe und lineare Anteile ΔT_z (rechts)

Temperaturverläufe mittig im Steg (Temperaturprofil) und die daraus extrahierten linearen Anteile dargestellt. Es wird exemplarisch ein Zeitpunkt im Sommer (02.07.2018, 12:00 Uhr) betrachtet, da die Wärmeströme aus äußeren Einflüssen – d. h. die Störgrößen der Regelung – dann maximal sind. Die fiktive Temperaturregelung beginnt einen Tag vorher (01.07.2018, 6:00 Uhr).

In Fall A wird der lineare Anteil durch die Regelung vollständig neutralisiert, sodass ΔT_z null beiträgt. Die Variation des vertikalen Temperaturverlaufs $\vartheta(z)$ ergibt sich demnach vollständig aus der nichtlinearen Temperaturänderung $\Delta T_e(z)$. Die Temperatur variiert im Querschnitt zwischen 23°C im Steg und 27°C an der erwärmten Unterseite der Bodenplatte, woraus Eigenspannungen σ_e hervorgehen. Unter der Annahme linear-elastischen Materialverhaltens ($E_c = 30.000\text{ N/mm}^2$) und eines Wärmeausdehnungskoeffizienten $\alpha_T = 10 \cdot 10^{-6}\text{ 1/K}$ (DIN EN 1991-1-5 [53]) ergeben sich nach Gl. 3.14 Eigenspannungen von $1,2\text{ N/mm}^2$. Diese erhöhen die Gesamtspannungen im Querschnitt und sind hinsichtlich einer Rissbildung zu berücksichtigen. Eigenspannungen in der gleichen Größenordnung treten allerdings auch unter gewöhnlichen ambienten Randbedingungen auf [67].

In Fall B setzt sich der vertikale Verlauf aus dem angestrebten linearen und einem residualen nichtlinearen Anteil zusammen. Letzterer hat einen Maximalwert von ca. 4°C , woraus – analog zu Fall A – Eigenspannungen von $1,2\text{ N/mm}^2$ hervorgehen. Der lineare Anteil weist ein ΔT_z von 30 K auf. Das Regelungsziel wird somit in beiden Fällen zum betrachteten Zeitpunkt erfüllt. Aus der Temperaturinduktion resultieren jeweils geringe nichtlineare Variationen und damit für Brücken übliche Eigenspannungen [67].

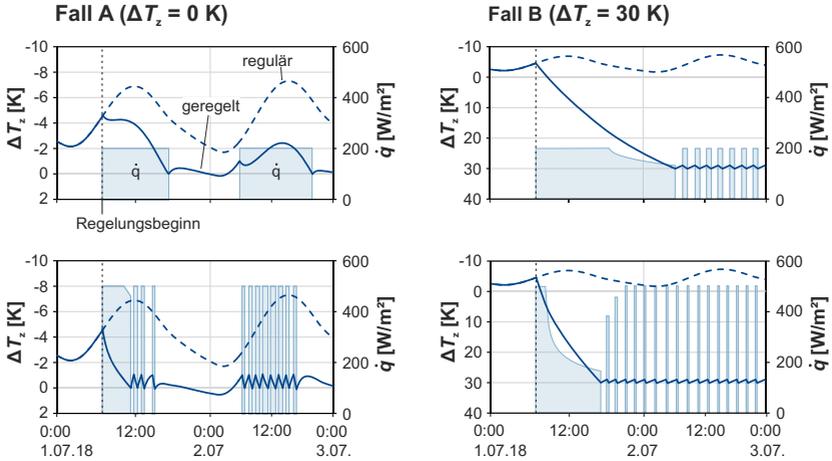


Abbildung 6.4: Zeitlicher Verlauf von ΔT_z mit (durchgezogene Linie) und ohne (gestrichelt) Temperaturregelung unter Angabe der Wärmestromdichte \dot{q}

Es wird im Folgenden die zeitliche Entwicklung von ΔT_z untersucht. Abbildung 6.4 zeigt den regulären und den geregelten Verlauf von ΔT_z über eine Zeitspanne von zwei Tagen (01.07.2018, 0:00 Uhr bis 03.07.2018, 0:00 Uhr). Dabei wird zwischen den Fällen A und B und einer maximalen Wärmestromdichte $\dot{q}_{\max} = 200 \text{ W/m}^2$ (oben) und 500 W/m^2 (unten) differenziert. Dies soll den Einfluss der Heiz- bzw. Kühlleistung eines Systems aufzeigen. ΔT_z ist auf der y-Achse von positiv zu negativ ansteigend aufgetragen, um der Darstellung von [77, 136, 195] zu folgen. Die Wärmestromdichte \dot{q} wird auf einer Sekundärachse angezeigt.

Der reguläre Verlauf von ΔT_z variiert zwischen -2°C und -7°C (gestrichelte Linie). In Fall A wird bei $\dot{q}_{\max} = 200 \text{ W/m}^2$ nach ca. 12 h ein ΔT_z von null erreicht. ΔT_z steigt anschließend trotz permanenter Kühlung temporär wieder auf ca. -2 K an. Die Kühlleistung ist zu gering, um die Regelgröße der Führungsgröße kontinuierlich nachzuführen. Bei höherer Kühlleistung ($\dot{q}_{\max} = 500 \text{ W/m}^2$) ist ΔT_z bereits nach ca. 6 h kompensiert. Es stellt sich anschließend infolge der Zweipunktregelung mit Hysterese ein zwischen 0 und 1°C variierender Verlauf ein. Der Regler wechselt ca. alle 30 Minuten zwischen den zwei Schaltzuständen.

In Fall B unterscheiden sich die beiden Varianten ebenfalls in der Zeitdauer, in der ΔT_z den Sollwert, also hier 30 K , erreicht. Anschließend stellen sich bei beiden Varianten nahezu stationäre Zustände ein. Eine maximale Wärmestromdichte $\dot{q}_{\max} = 200 \text{ W/m}^2$ ist hier – im Gegensatz zu Fall A – ausreichend, um die Regelgröße der Führungsgröße kontinuierlich nachzuführen. Dies begründet sich durch die beidseitige Temperaturinduktion sowie die thermische Isolierung der Ober- und Unterseite des Querschnitts.

Zusammenfassend lässt sich feststellen, dass durch ein- bzw. beidseitige Induktion gezielt Temperaturgradienten in Brückenquerschnitten erzeugt werden können. Die Leistung der Induktionssysteme

bestimmt, wie schnell und wie genau ΔT_z der Führungsgröße nachgeführt werden kann. Sie ist in Abhängigkeit von den Querschnittsabmessungen und der Regelungsaufgabe zu dimensionieren. In den durchgeführten Berechnungen zeigt sich eine maximale Wärmestromdichte $\dot{q}_{\max} = 500 \text{ W/m}^2$ als geeignet, um Einflüsse aus ambienten Randbedingungen durchgängig zu neutralisieren. Ein ΔT_z von 30 K kann bei Isolierung der Ober- und Unterseite des Querschnitts auch mit $\dot{q}_{\max} = 200 \text{ W/m}^2$ erreicht werden. Jedoch ist dafür die doppelte Zeit erforderlich. Die Ergebnisse können auf weitere Regelungsaufgaben übertragen werden. Kleinere sowie negative ΔT_z bis -30 K (hier wirken die ambienten Einflüsse günstig) sind analog zu den durchgeführten Simulationsrechnungen mit $\dot{q}_{\max} = 200 \text{ W/m}^2$ erzielbar, sofern eine Isolierung vorhanden ist. Für betragsmäßig größere Temperaturunterschiede als 30 K sind weitere Berechnungen erforderlich.

Abschließend wird der Energiebedarf exemplarisch für Fall A (Kühlung der Querschnittsoberseite, $\dot{q}_{\max} = 500 \text{ W/m}^2$) bestimmt. Die erforderliche Kühlenergie beträgt $Q = 41 \text{ kWh}$ pro Tag und je Meter Brücke. Die Energiemenge ergibt sich durch Integration der in Abbildung 6.4 (unten, links) dargestellten Wärmestromdichte über die Zeit und anschließende Multiplikation mit der Querschnittsbreite ($b = 16,90 \text{ m}$). Der elektrische Wirkungsgrad des Kühlsystems wird im Folgenden überschlägig mit $\eta = 0,5$ abgeschätzt [159]. Daraus geht – bei Annahme einer Induktionslänge von 10 m – ein Bedarf an elektrischer Energie von 820 kWh/d hervor. Die damit einhergehenden Kosten betragen bei Abschätzung der Energiekosten mit 0,30 €/kWh ungefähr 250 €/d. Bei lokaler und temporärer Temperaturinduktion, z. B. zum Umlagern von Schnittgrößen bei der Tragwerksherstellung (vgl. Abschnitt 5.1) oder zur thermischen Vorspannung nachträglicher Verstärkungen (vgl. Abschnitt 5.2), sind die Energiekosten demnach relativ gering. Bei einer dauerhaften Temperaturregelung, z. B. zur Kompensation von Temperaturgradienten infolge veränderlicher ambienter Bedingungen, können hingegen insbesondere bei Großbrücken mit Induktionslängen $L_i \gg 10 \text{ m}$ hohe laufende Kosten entstehen. Diese sind im Verhältnis zu den Einschränkungen oder Kosten alternativer Maßnahmen zu bewerten. Grundsätzlich könnte die Temperaturinduktion zur Reduktion von Kosten und Emissionen energieautark unter Nutzung von Geo- oder Solarthermie erfolgen.

6.2 Experimente

6.2.1 Tragwerksherstellung mit Temperaturinduktion

Zielsetzung

Die abschnittsweise Herstellung eines Tragwerks mit Temperaturinduktion wird an dem in Abschnitt 5.1 eingeführten Dreifeldträger experimentell umgesetzt. Ziel der Versuche ist es, das Biegemoment umzulagern und dadurch die Stützmomente aus dem Bauzustand zu reduzieren.

Es sind zunächst zwei Kragarme durch induzierte Temperaturgradienten gezielt zu krümmen und in diesem Zustand nach dem Freivorbauprinzip zu koppeln. Durch den Temperaturrückgang wird ein Biegemoment im neuen, statisch unbestimmten System hervorgerufen, welches sich mit dem Eigenlastmoment überlagert. Die Temperaturinduktion ist so zu dimensionieren, dass sich durch die Überlagerung das Biegemoment des Eingusssystemes einstellt.

Versuchsaufbau

Es werden drei annähernd baugleiche Balken (B1-B3) hergestellt, die dem halben späteren Durchlaufträger entsprechen und sich lediglich in der eingebauten Sensorik unterscheiden. B2 und B3 werden im Hauptversuch gekoppelt. B1 dient der Untersuchung der Temperaturinduktion in einem Vorversuch.

Die Balken haben jeweils eine Gesamtlänge von 2,95 m und bestehen aus einem Kragarm mit $L_{\text{Krag}} = 1,85$ m, an den ein beidseitig gelagerter Träger mit einer Spannweite $L_2 = 1,00$ m und einem Überstand am Endauflager von 0,10 m angeschlossen ist (Tabelle 6.4, Abbildung 6.5). B2 und B3 werden an den Stirnflächen gespiegelt in einem Abstand von 0,30 m aufgestellt und im Versuch durch einen Lückenschluss zu einem Dreifeldträger mit einem mittleren Feld von $L = 4,00$ m und einer Gesamtlänge von 6,20 m gekoppelt. Das System enthält ein Festlager und drei Loslager. Letztere werden unter Einsatz von PTFE-Gleitschichten verschieblich ausgeführt [21, 24, 235]. Alle Auflager bestehen aus stählernen Halbzylindern, die frei verdrehbar in Halbschalen liegen.

Der Balkenquerschnitt ist an die in Abschnitt 6.1 eingeführte Spannbetonbrücke angelehnt. Der Hohlkastenquerschnitt der Brücke wird unter Symmetrienausnutzung halbiert und im Maßstab 1:10 skaliert. Die Obergurtbreite ist zur Reduzierung der Querbiegung stärker skaliert (Maßstab 1:20). Der Untergurt ist leicht geneigt, um eine ausreichende Entlüftung des Frischbetons während der Herstellung sicherzustellen. Mit diesen Anpassungen ergibt sich ein nahezu doppelsymmetrischer I-Querschnitt mit einer Höhe von 0,25 m und einer Breite von 0,375 m (Abbildung 6.5).

Tabelle 6.4: Geometrische und materialspezifische Parameter der Versuchsbalken und Angabe der Bewehrungsmengen und Einwirkungen

	Parameter	Symbol	Wert	Einheit
Geometrie	Länge Kragarme	L_{Krag}	1,85	
	Länge Lückenschluss	$L_{\text{Lü}}$	0,30	
	Länge Endfelder	L_2	1,00* ¹	
	Länge Mittelfeld	L	4,00	[m]
	Induktionslänge	L_i	$2 \cdot 0,56$	
	Höhe	h	0,250	
	Breite	b	0,375	
Beton (C30/37)	Druckfestigkeit	f_{cm}	36,4	
	Zugfestigkeit	f_{ctm}	2,9* ²	[N/mm ²]
	E-Modul	E_{cm}	26.191	
Bewehrungsstahl (B500A)	Streckgrenze	f_{ym}	543	
	E-Modul	E_{sm}	201.007	[N/mm ²]
Bewehrung	untere Bewehrung	A_{s1}	3,35	[cm ² /m]
	obere Bewehrung	A_{s2}	3,35	
Einwirkungen	Eigengewicht	g	1,16	[kN/m]

*¹ zzgl. 0,10 m Überstand *² nomineller Wert gemäß Festigkeitsklasse

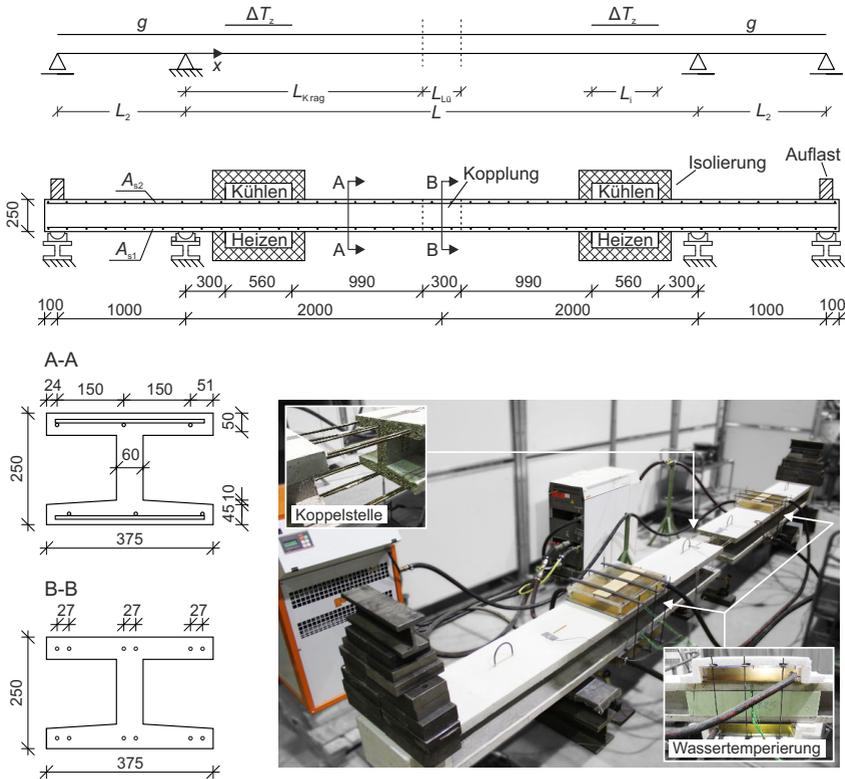


Abbildung 6.5: Statisches System, Prinzipskizze und Fotos des Versuchsaufbaus mit Querschnittszeichnungen, Maße in [mm]

Die Balken sind aus einer Charge Transportbeton mit der nominellen Festigkeitsklasse C30/37 und einem Größtkorn von 8 mm hergestellt. Betonstahlmatten Q335A sind als Mindestbewehrung im Ober- und Untergurt eingesetzt. Weitere Biegebewehrung ist nicht erforderlich, da keine Rissbildung zu erwarten ist. Querkraftbewehrung ist nicht vorgesehen, da Schubversagen rechnerisch ausgeschlossen wird. Alle relevanten Materialparameter wurden in Begleitversuchen bestimmt und sind in Tab. 6.4 als Mittelwerte zusammen mit den wesentlichen Parametern der Geometrie, der Bewehrung und der Einwirkungen aufgeführt. Die Einzelwerte der Materialversuche des Betons nach DIN EN 12390 [52] sind in Anhang C beigefügt. Der Wärmeausdehnungskoeffizient α_T von Stahlbeton wird gemäß der DIN EN 1991-1-5 mit $10 \cdot 10^{-6}$ 1/K angesetzt [53].

Die Balken werden durch ihr Eigengewicht und vertikale Temperaturgradienten, die über die Induktionslänge $L_i = 0,56$ m wirken, beansprucht. Die Temperaturinduktion erfolgt durch temperierte Wasserkreisläufe. Die Wasserbehälter werden mithilfe von Gewindestangen am Balken montiert.

Die hier verwendeten hybriden Behälter kombinieren isolierendes Acrylglas mit einer einseitig angeordneten dünnen Stahlplatte zur Wärmeübertragung auf das Bauteil. Das geringe Eigengewicht der Behälter wird in der Berechnung vernachlässigt. Es ist zu beachten, dass die zusammengesetzten Behälter zusätzlich abdichten sind und zur Sicherstellung der Dichtigkeit in weiteren Versuchen durch die in Abschnitt 4.2 entwickelten, robusteren Stahlbehälter ersetzt werden (vgl. Abschnitt 6.2.2). Die Induktionsbereiche sind zur Reduktion von thermischen Verlusten an die Umgebung mit Polystyrol isoliert.

Abbildung 6.6 gibt einen Überblick über die eingesetzte Sensorik. B1 enthält 11 Thermoelemente (T_1 bis T_{11}) zur Messung des vertikalen Temperaturverlaufs mittig im Induktionsbereich (Querschnitt D-D). Ein weiterer Sensor (T_{12}) zeichnet die Temperatur in einem Querschnitt außerhalb des Induktionsbereichs auf. Der Temperaturverlauf in Längsrichtung wird im Obergurt von einem faseroptischen Sensor FOS_T quasi-kontinuierlich mit einer Auflösung von 0,6 mm erfasst [146, 147]. Die Sensorfaser misst grundsätzlich Dehnungs- und Temperaturänderungen gleichzeitig, sodass für eine eindeutige Auswertung Änderungen einer Messgröße auszuschließen oder durch Referenzmessungen zu ermitteln sind. Hier wird die Sensorfaser für Temperaturmessungen frei beweglich in einer druckbeständigen Kapillare aus Kunststoff (ETFE) geführt und dadurch vom Beton entkoppelt (Abbildung 6.6, rechts). Die Fasern haben einen Durchmesser von 0,15 mm bzw. 0,30 mm an der Terminierung, sodass Kapillaren von ca. 0,75 mm geeignet sind. Für weitere physikalische Hintergründe zum Messprinzip der faseroptischen Sensoren wird auf [73, 91, 121, 187, 200] verwiesen. Anwendungskonzepte sind in [37, 120, 135, 169, 238] zu finden.

Die zu koppelnden Balken B2 und B3 sind mit jeweils fünf Thermoelementen ausgestattet. Sechs Dehnungsmessstreifen (DMS, Kürzel: S_i) messen je Balken an verschiedenen Stellen im Längssystem die Stahldehnungen in den oberen und unteren Bewehrungsstäben. Die DMS liegen außerhalb des Induktionsbereichs, sodass ausschließlich mechanische Dehnungen gemessen werden.

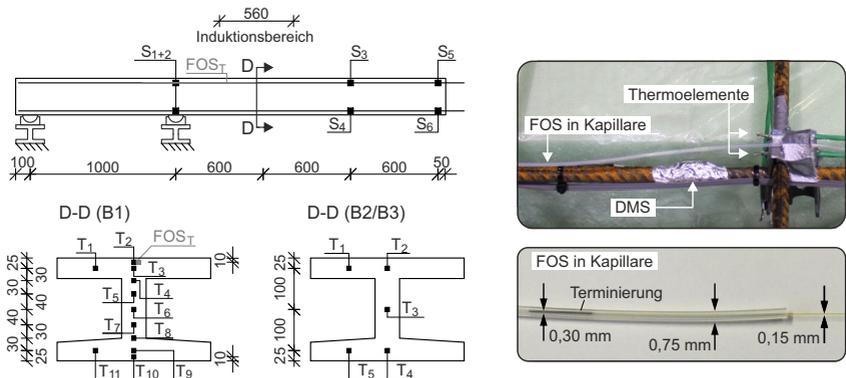


Abbildung 6.6: Längs- und Querschnitte mit Positionen der Dehnungsmessstreifen (S_i), der Thermoelemente (T_i) und des faseroptischen Sensors (FOS_T) (links); Foto der eingebauten Sensoren und Detaildarstellung von FOS_T (rechts)

Versuchsablauf

In Vorversuchen an B1 werden zunächst die zeitliche Temperaturentwicklung, die Variationen in vertikaler und horizontaler Richtung sowie die thermischen Verluste bei der Temperaturinduktion untersucht. Dies erfolgt vor dem Hintergrund, dass der I-Querschnitt der Versuchsbalken von den in Abschnitt 4.2.3 experimentell untersuchten rechteckigen Probekörpern abweicht. Als Kühltemperatur ϑ_k wird die Minimaltemperatur des temperierten Wassers (5 °C) gewählt. Die Heiztemperatur ϑ_h wird auf 43 °C eingestellt, sodass bei einer Ausgangstemperatur von 24 °C eine ausgewogene Wärme- und Kälteinduktion (+/- 19 °C) vorliegt.

Der Hauptversuch an den Balken B2 und B3 folgt dem in Abbildung 5.3 dargestellten Ablauf der Tragwerksherstellung mit Temperaturinduktion. Dabei treten die folgenden drei Lastschritte auf:

- **Initialzustand:** Es wirken die Eigenlasten auf die beiden Kragarme, die sich mit ihren Stirnseiten im Abstand von 0,30 m gegenüber stehen.
- **Temperaturinduktion und Kopplung:** Es werden vertikale Temperaturgradienten induziert, durch die sich die Kragarme spannungsfrei krümmen. Nach dem Erreichen eines stationären Temperaturzustands mit dem angestrebten ΔT_z erfolgt die Kopplung zu einem Dreifeldträger. Die Koppelstelle wird dazu mit Mörtel vergossen, der 24 h aushärtet.
- **Akklimatisierung:** Die Temperaturinduktion wird gestoppt, der Balken passt sich den Umgebungstemperaturen an und ΔT_z geht zurück.

Abbildung 6.7 zeigt links die Schalung an der Koppelstelle. Bewehrungsstäbe treten jeweils aus den Stirnflächen der Kragarme heraus und bilden einen Übergreifungsstoß. Der gekoppelte Träger ist nach Aushärtung des Mörtels rechts in der Abbildung dargestellt.

Tabelle 6.5 gibt einen Überblick über die in den einzelnen Lastschritten rechnerisch erforderlichen Temperaturunterschiede ΔT_z und die sich einstellenden Biegemomente M . Für letztere werden die Werte am linken Festlager ($x = 0$) angegeben, die aufgrund der symmetrischen Einwirkungen

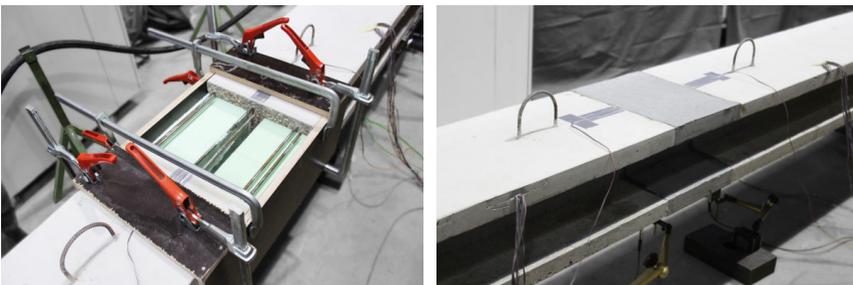


Abbildung 6.7: Koppelstelle mit Schalung und Übergreifungsstoß (links) und gekoppelter Träger nach Aushärtung des Mörtels (rechts)

denen an der Stelle $x = L$ entsprechen. Die Momentenverläufe sind in Abbildung 5.3 (rechts) dargestellt. Die Berechnungen erfolgen für ungerissenen Stahlbeton, d. h. unter der Annahme linear-elastischen Materialverhaltens, und mit Brutto-Querschnittswerten. Im Initialzustand weisen die Kragarme ein Eigenlastmoment von $M_g = -g \cdot L_{\text{Krag}}^2/2 = -2,0 \text{ kNm}$ auf. Das Eigengewicht des Lückenschlusses wird als zusätzliche Einzellast hälftig an den Kragarmenden angesetzt ($M_{\Delta_g} = -g \cdot L_{\text{Lü}}/2 \cdot L_{\text{Krag}} = -0,3 \text{ kNm}$). ΔT_z ist so zu dimensionieren, dass $M_g + M_{\Delta_g} = 2,3 \text{ kNm}$ nach dem Systemwechsel in das Moment des Eingussystems ($M_{\text{EGS}} = -1,3 \text{ kNm}$) umgelagert wird. Dafür ist ein konstantes Biegemoment $M_i = 1,0 \text{ kNm}$ einzuprägen. Das im Initialsystem erforderliche ΔT_z ergibt sich durch Umformen von Gl. 5.6 und mit entgegengesetztem Vorzeichen zu:

$$\text{erf. } \Delta T_z = M_i \cdot \frac{h}{\alpha_T} \cdot \frac{L + \frac{2}{3}L_2}{L_i} \cdot \frac{1}{EI} \quad (6.1)$$

Die Induktionslänge L_i ist aus Fertigungsgründen auf 0,56 m je Kragarm festgelegt. Mit den Parametern aus Tabelle 6.4 ergibt sich das erforderliche ΔT_z nach Gl. 6.1 zu 10 K.

Die Einstellung der Induktionstemperaturen ϑ_h und ϑ_k erfolgt unter Berücksichtigung der im Vorversuch ermittelten thermischen Verluste. Es sei darauf hingewiesen, dass die zusätzliche Biegewirkung infolge einer Temperatúrausbreitung in Balkenlängsrichtung (vgl. Abschnitt 4.2.4) erst im Rahmen der Versuche identifiziert und daher zunächst nicht berücksichtigt wurde. Sie ist Teil der späteren Diskussion der Ergebnisse.

Tabelle 6.5: Lastschritte mit erforderlichen Temperaturunterschieden ΔT_z und zugehörigen Biegemomenten $M(x=0)$ nach linear-elastischer Berechnung

Lastschritt	ΔT_z [K]	$M(x=0)$ [kNm]
1. Initialzustand	-	-2,3
2. Temperaturinduktion und Kopplung	10	-
3. Akklimatisierung	-10	1,0

Ergebnisse und Auswertung

Vorversuch

Abbildung 6.8 zeigt die zeitliche Temperaturentwicklung in B1 während des Vorversuchs. Außerhalb des Induktionsbereichs ist die Temperatur annähernd konstant und beträgt 24 °C (T_{12} , gepunktete graue Linie). Innerhalb des Bereichs stellt sich ausgehend von 24 °C ein nahezu symmetrisches Temperaturfeld ein. Dabei verändern sich die Temperaturen in den Gurten (Sensoren T_1 bis T_3 und T_9 bis T_{11}) unmittelbar nach Beginn der Induktion. Der Steg reagiert aufgrund der Trägheit der Wärmeleitung des Betons mit einer Verzögerung von einigen Minuten. Die Temperaturverläufe weisen anfangs einen großen Gradienten auf und nähern sich mit der Zeit asymptotisch dem stationären Zustand an, der nach ca. 3 h erreicht wird. Nach dem Stoppen der Temperaturinduktion ($t = 4 \text{ h}$) erfolgt die Akklimatisierung an die Umgebungstemperatur. Nach weiteren 14 h ist das Temperaturfeld nahezu konstant und der Gradient null.

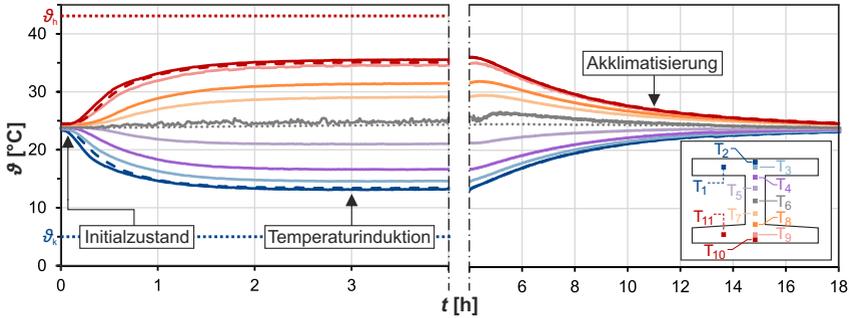


Abbildung 6.8: Zeitliche Temperaturentwicklung in B1 während der Temperaturinduktion und der Akklimatisierung

Das stationäre Temperaturfeld weist große Temperaturgradienten über die Querschnittshöhe und kleinere Variationen über die Breite auf. Die Messwerte der am Rand liegenden Sensoren (T_1 , T_{11} ; gestrichelte Linien) weichen leicht von denen der zentrisch positionierten Sensoren ab. Der Unterschied zwischen T_1 und T_3 beträgt $0,5^\circ\text{C}$. T_{11} und T_9 unterscheiden sich um $1,2^\circ\text{C}$. Dies ist auf den in der Querschnittsmitte höheren Wärmefluss zwischen der warmen Ober- und der kalten Unterseite über den Steg zurückzuführen. Die geringen horizontalen Variationen werden im Folgenden vernachlässigt.

Abbildung 6.9 (links) stellt die zu drei Zeitpunkten gemessenen Temperaturen über die Querschnittshöhe h (z -Koordinate) dar. Es werden der Ausgangszustand $t = 0$ h, der instationäre Zustand $t = 0,5$ h und der stationäre Zustand $t = 3$ h betrachtet. Gemäß der in Abschnitt 4.2.3 eingeführten Methode werden die vertikalen Verläufe mittels linearer Regression aus den diskreten Messwerten approximiert. Für den stationären Zustand zeigt sich eine sehr gute Übereinstimmung zwischen den Messwerten und der Regressionsgeraden (Bestimmtheitsmaß $R^2 > 0,99$ für $t = 3$ h). Im instationären Zustand ($t = 0,5$ h) treten Abweichungen zwischen Messung und Regression auf, die sich quantitativ durch ein Bestimmtheitsmaß von $R^2 = 0,95$ zeigen. Der tatsächliche Temperaturverlauf ist demnach leicht nichtlinear mit größeren Gradienten am Rand. ΔT_z hat zu diesem Zeitpunkt, also nach ungefähr $1/6$ der Zeit bis zum Erreichen von Stationarität, mit 12 K bereits knapp die Hälfte des finalen Werts erreicht. Im stationären Zustand beträgt ΔT_z dann 25 K bei einer eingestellten Temperaturdifferenz $\vartheta_h - \vartheta_k = 38$ K. Dies entspricht thermischen Verlusten von 34% , die geringer ausfallen als in den durchgeführten experimentellen Untersuchungen (50% bei temperiertem Wasser, Abschnitt 4.2.3). Die verbesserte Induktion lässt sich durch den höheren, durch Gewindestangen aufgebracht an Anpressdruck zwischen den Systemen und dem Balken erklären. Eine Temperaturänderung ΔT_u tritt weder im instationären noch im stationären Zustand auf. Es liegt demnach eine ausgewogene Wärme- und Kälteinduktion vor. Ein nichtlinearer Anteil ΔT_e ist im instationären Zustand vorhanden. Er verschwindet bei Erreichen von Stationarität.

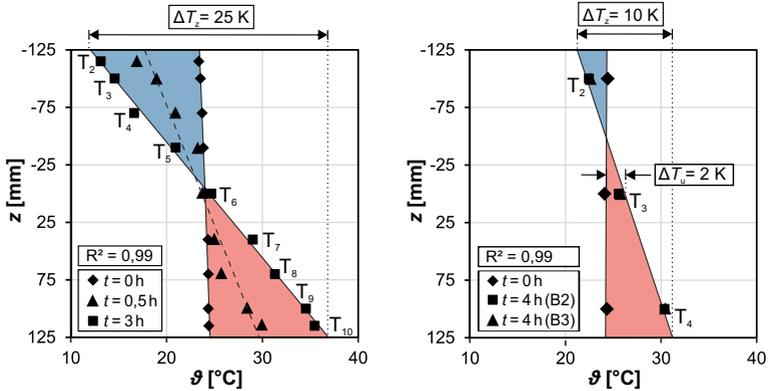


Abbildung 6.9: Messwerte und approximierte Temperaturverläufe zu verschiedenen Zeitpunkten für Balken B1 (links) sowie B2 und B3 (rechts), aufgetragen über die Querschnittshöhe (z -Achse)

Auf eine Darstellung der Ergebnisse des faseroptischen Sensors, der die Temperaturvariation in Balkenlängsrichtung aufzeichnet, wird an dieser Stelle verzichtet. Die Ergebnisse werden in der Diskussion gezeigt und ausgewertet.

Hauptversuch

Die während des Hauptversuchs im stationären Zustand gemessenen Temperaturen werden in Abbildung 6.9 (rechts) über h dargestellt. Die Balken B2 und B3 weisen nahezu gleiche Temperaturen auf, sodass auf eine Differenzierung verzichtet wird. Das aus der Regression hervorgehende $\Delta T_z = 10\text{ K}$ stimmt mit dem rechnerisch erforderlichen Wert überein (vgl. Tabelle 6.5). Es entsteht darüber hinaus ein ΔT_u von 2 K . Daraus hervorgehende Dilatationen können sich aufgrund der Lagerbedingungen spannungsfrei einstellen. Der residuale, nichtlineare Anteil ΔT_e ist annähernd null, sodass keine signifikanten Eigenspannungen aus der Temperaturinduktion hervorgehen.

Nach der Kopplung der beiden Kragarme bilden sich durch den Temperaturrückgang und die damit einhergehende Umlagerung des Biegemoments Dehnungen ε_s in den Bewehrungsstäben, die in Abbildung 6.10 (rechts) über die Zeit t aufgetragen sind. Links sind die gemessenen Temperaturen ϑ während der Akklimatisierung ebenfalls über t dargestellt. Die Akklimatisierung erstreckt sich über einen Zeitraum von ca. 4 h. Mit abnehmendem ΔT_z entstehen positive Dehnungen in den unteren Bewehrungsstäben, gemessen durch S_2 , S_4 und S_6 . Stauchungen treten an den oberen Stäben (S_1 , S_3 , S_5) auf. Es stellt sich somit eine Krümmung κ im Balken ein.

Die Dehnungen sind aufgrund des ungerissenen Tragwerkszustands verhältnismäßig klein und betragen im Mittel $9\text{ }\mu\text{m/m}$ unten in der Zugzone und $-16\text{ }\mu\text{m/m}$ in der oben liegenden Druckzone. Die Stahldehnungen oben und unten im Querschnitt unterscheiden sich demnach betragsmäßig. Der Balken erfährt – neben der planmäßigen Krümmung – eine über die Querschnittsfläche kon-

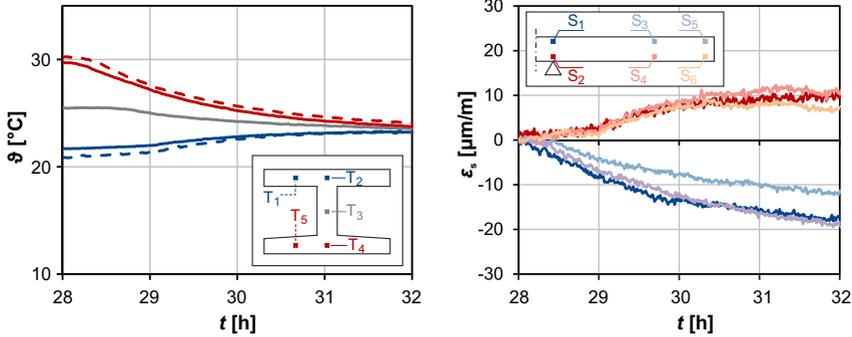


Abbildung 6.10: Zeitliche Entwicklung der Temperaturen (links) und Dehnungen (rechts) in B2 während der Akklimatisierung

stante Stauchung, die aus der Abnahme der mittleren Bauteiltemperatur hervorgehen könnte. Die Stauchung hat keinen Einfluss auf κ und wirkt sich nicht auf die weitere Auswertung aus.

$\kappa(x)$ kann aus der Differenz zwischen der Stahldehnung unten ($\epsilon_{s1}(x)$) und oben ($\epsilon_{s2}(x)$) im Querschnitt und dem vertikalen Abstand zwischen den Messstellen z_1 und z_2 ermittelt werden:

$$\kappa(x) = \frac{\epsilon_{s1}(x) - \epsilon_{s2}(x)}{z_1 - z_2} \tag{6.2}$$

Abbildung 6.11 stellt die nach Gl. 6.2 in den sechs Messquerschnitten ermittelten Krümmungen κ über die Zeit t und die Längsachse des Tragwerks dar. κ nimmt an allen Stellen mit ansteigender Zeit zu und ändert sich nach 4 h nur noch geringfügig. Zu diesem Zeitpunkt ist das Temperaturfeld weitgehend stationär und ΔT_z vollständig zurückgegangen. κ weist an den einzelnen Messstellen Werte im Bereich von $1,03$ bis $1,34 \cdot 10^{-6}$ 1/m auf.

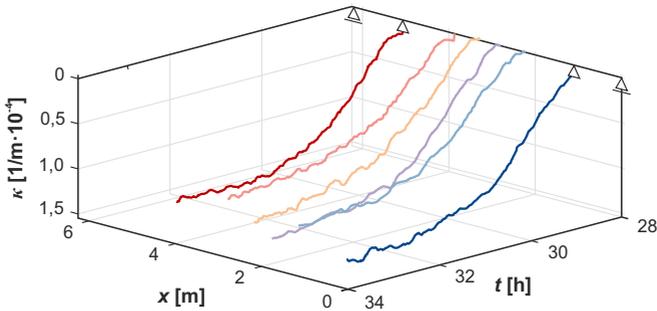


Abbildung 6.11: Krümmung κ an den sechs Messstellen des gekoppelten Trägers, abgeleitet aus den gemessenen Dehnungen und aufgetragen über die Zeit t und die Längsachse

Diskussion

Für einen Vergleich der Versuchsergebnisse mit der analytischen Berechnung wird das eingeprägte Biegemoment M_i aus den Krümmungen κ abgeleitet. M_i ist – bei Annahme linear-elastischen Materialverhaltens – proportional über EI mit $-w''$ bzw. κ verknüpft, sofern keine Temperaturkrümmung $\kappa_{\Delta T}$ auftritt (Gl. 3.30). Die aus den Messwerten abgeleitete Krümmung weist ausschließlich einen mechanischen Anteil auf, da die Messstellen der DMS außerhalb der Induktionsbereiche liegen. M_i ergibt sich daher zu

$$M_i(x) = \kappa(x) \cdot EI \quad (6.3)$$

Das erwartete Biegemoment ist im mittleren Feld konstant (vgl. Abbildung 5.3). Die nach Gl. 6.3 abgeleiteten Werte für M_i zum Zeitpunkt $t = 33$ h sind in Abbildung 6.12 (links) rot dargestellt. Die diskreten Werte an den sechs Messstellen liegen im Bereich zwischen 1,07 und 1,41 kNm und streuen um den Mittelwert 1,26 kNm (rot gestrichelte Linie). Die Standardabweichung beträgt 0,26 kNm und der daraus abgeleitete Variationskoeffizient 22 %. Die große Streuung ist vor allem auf Messungenauigkeiten (Messunsicherheit der DMS, Abweichungen in den Sensorpositionen) zurückzuführen, die aufgrund der kleinen Dehnungen einen großen Einfluss auf die Ergebnisse haben.

Der Vergleich des Mittelwerts der experimentell abgeleiteten Biegemomente mit dem analytisch berechneten Moment $M_i = 1,00$ kNm ergibt eine Abweichung von 26 %. Es zeigt sich, dass die Abweichung vor allem aus der rechnerisch nicht berücksichtigten Biegewirkung infolge der Temperaturentbreitung in Längsrichtung hervorgeht. Zur Veranschaulichung und Quantifizierung der zusätzlichen Biegewirkung werden die Ergebnisse des in B1 eingebauten faseroptischen Sensors

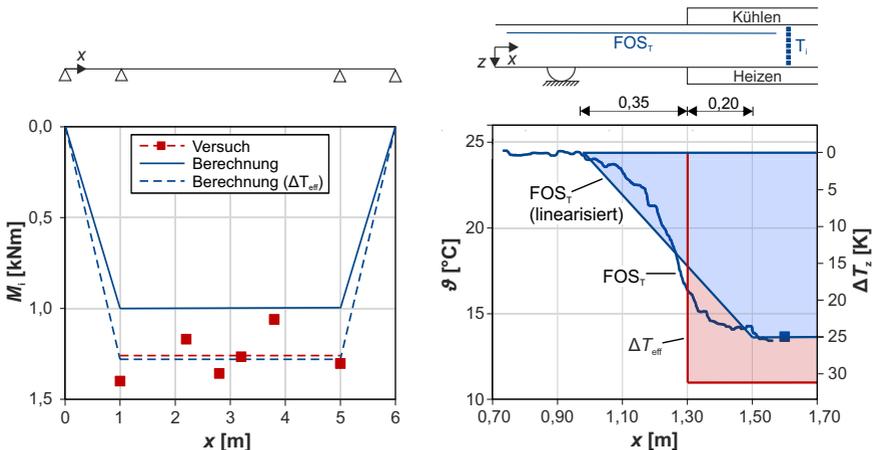


Abbildung 6.12: Experimentell abgeleitete und analytisch berechnete Biegemomente M_i , aufgetragen über die x-Achse (links); gemessener Temperaturverlauf in Balkenlängsrichtung mit approximierten vertikalen Temperaturunterschieden ΔT_z (rechts).

FOS_T herangezogen (Abbildung 6.12, rechts). Der im stationären Zustand des Vorversuchs gemessene Temperaturverlauf in Längsrichtung ist s-förmig und zeigt zusätzliche Einflüsse der Temperaturinduktion über eine Länge von 0,35 m ausgehend vom Rand des Induktionsbereichs auf. Die daraus hervorgehende Biegewirkung kann gemäß Abschnitt 4.2.4 über einen effektiven Temperaturunterschied ΔT_{eff} rechnerisch berücksichtigt werden. Da die gekoppelten Balken B2 und B3 keine FOS enthalten, wird ΔT_{eff} für den Vorversuch (B1) bestimmt und linear auf das Temperaturniveau des Hauptversuchs übertragen.

Zur Bestimmung von ΔT_{eff} wird zunächst ein Verhältniswert aus dem im Messquerschnitt approximierten $\Delta T_z = 25$ K und der an der gleichen Stelle mittels FOS_T gemessenen Temperatur $\vartheta(x = 1,60 \text{ m}) = 14$ °C ermittelt. Damit kann $\Delta T_z(x)$ proportional auf jeden Messpunkt von FOS_T übertragen werden. Abbildung 6.12 (rechts) zeigt den gemessenen Verlauf $\vartheta(x)$ und daraus abgeleitet $\Delta T_z(x)$ auf einer Sekundärachse. $\Delta T_z(x)$ wird im nächsten Schritt zur Vereinfachung der Berechnung linearisiert. ΔT_{eff} resultiert dann nach Gl. 4.2 aus der Fläche unter der linearisierten Kurve (blau) bezogen auf die Induktionslänge L_i . Es ergibt sich ein effektiver Temperaturunterschied $\Delta T_{\text{eff}} = 32$ K (rot), der ΔT_z um 28 % übersteigt. Diese relative Zunahme wird näherungsweise auf den Hauptversuch übertragen und führt auf ein ΔT_{eff} von 13 K.

Aus dem Rückgang von ΔT_{eff} geht nach Gl. 6.1 rechnerisch ein Moment M_i von 1,28 kNm hervor. Dieser Wert stimmt sehr gut mit dem Mittelwert der Versuchsergebnisse überein (Abbildung 6.12, links). Die Abweichung beträgt lediglich 2 %. Das induzierte $M_i = 1,26$ kNm übertrifft den vorgegebenen Wert von 1,00 kNm somit ziemlich genau um die Wirkung der Temperaturlängsausbreitung und führt zu einer etwas stärkeren Umlagerung des Eigenlastmoments. Das initiale Stützmoment (2,30 kNm) wird um 55 % auf 1,04 kNm reduziert. Das angestrebte Stützmoment des Eingussystems beträgt $M_{\text{EGS}} = 1,30$ kNm.

Insgesamt zeigt der Versuch, dass Biegemomente M_i in ungerissenen Stahlbetontragwerken gezielt mittels Temperaturinduktion steuerbar sind und durch einen Systemwechsel eingepreßt werden können. Dafür ist das induzierte Temperaturfeld dreidimensional zu betrachten, da die Ausbreitung in Längsrichtung zu einer erhöhten Biegewirkung führt. Es ergeben sich zudem Variationen in horizontaler Querschnittsrichtung, die in den durchgeführten Versuchen jedoch vernachlässigbar klein sind.

Angesichts der großen Streuung der abgeleiteten Werte für M_i sowie der näherungsweisen Ermittlung von ΔT_{eff} sind weitere Versuche zur Verifizierung der Ergebnisse und der Genauigkeiten erforderlich. In den Versuchen sind eine größere Anzahl an faseroptischen Sensoren zur dreidimensionalen Erfassung von Temperaturfeldern und zusätzliche Sensorik, wie z. B. Kraftmessdosen, zur Messung der Tragwerksreaktionen einzusetzen.

6.2.2 Querschnittsverstärkung mit Temperaturinduktion

Zielsetzung

Ziel der Versuche ist es, nachträglich ergänzte Bewehrung thermisch vorzuspannen. Die experimentelle Umsetzung erfolgt an dem in Abschnitt 5.2 eingeführten Zweifeldträger, der im Stützbereich durch eingeschlitze Bewehrungsstäbe zu verstärken ist. Der Versuch wird jeweils unter geringer (Zustand I) und hoher Vorbelastung (Zustand II) durchgeführt. Der Zweifeldträger ist während der Verstärkung durch induzierte Temperaturunterschiede ΔT_z an der Mittelstütze zu entlasten. Nach der Verstärkung und dem Rückgang von ΔT_z sollen sich gleiche Dehnungen in der ursprünglichen (A_s) und der nachträglich ergänzten Bewehrung (ΔA_s) einstellen, sodass letztere bei der Abtragung des Konstruktionseigengewichts mitwirkt. Das Last-Verformungsverhalten soll dem eines Referenzbalkens entsprechen, der direkt mit $A_s + \Delta A_s$ hergestellt wird.

Versuchsaufbau

Die Versuchsserie besteht aus zwei zu verstärkenden Balken (B1 und B2) und einem Referenzbalken. Die Balken haben jeweils eine Gesamtlänge von 5,20 m und einen Rechteckquerschnitt mit den Abmessungen $b/h = 0,25 / 0,16$ [m] (Tabelle 6.6, Abbildung 6.13). Die Feldlängen L der symmetrischen Zweifeldträger betragen 2,50 m (zzgl. Überstand am Endauflager). Die Auflager bestehen aus stählernen Halbzylindern, welche frei verdrehbar in Halbschalen liegen. Die beiden äußeren Lager

Tabelle 6.6: Geometrische und materialspezifische Parameter der Versuchsbalken und Angabe der Bewehrungsmengen und Einwirkungen

	Parameter	Symbol	Wert	Einheit
Geometrie	Feldlänge	L	2,50*	
	Induktionslänge (B1/B2)	L_i	1,00 / 2 · 1,00	
	Induktionsposition	a	0,75	[m]
	Höhe	h	0,16	
	Breite	b	0,25	
Beton (C20/25)	Druckfestigkeit	f_{cm}	29,7	
	Zugfestigkeit	f_{ctm}	2,3	[N/mm ²]
	E-Modul	E_{cm}	30.633	
Bewehrungsstahl (B500A)	Streckgrenze	f_{ym}	543	
	E-Modul	E_{sm}	201.007	[N/mm ²]
Bewehrung	Initialbewehrung (oben)	A_s	1,01	
	Zusatzbewehrung (oben)	ΔA_s	1,01	[cm ²]
	Feldbewehrung (unten)	$A_{s,F}$	1,57	
Einwirkungen	Eigengewicht	g	0,96	[kN/m]
	Einzellasten (B1/B2)	G_1 / G_2	0,90 / 3,30	[kN]

*zzgl. 0,10 m Überstand

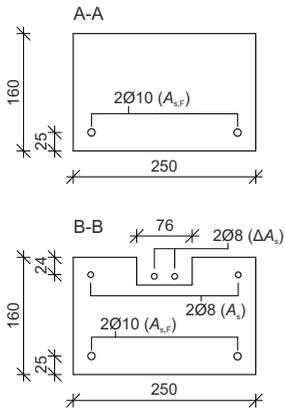
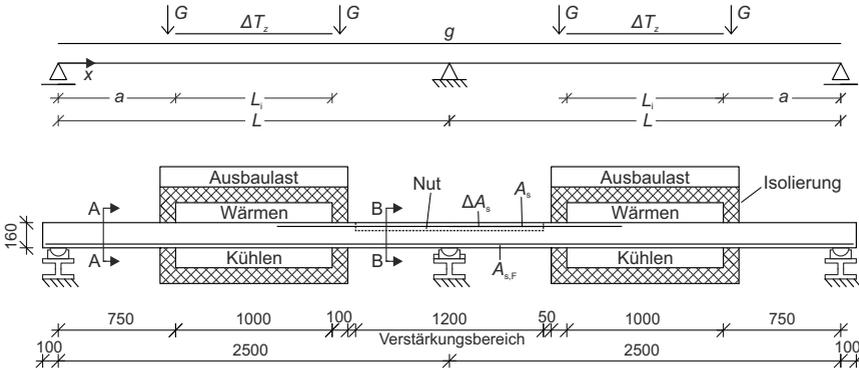


Abbildung 6.13: Statisches System, Prinzipskizze und Fotos des Versuchsaufbaus von B2 mit Querschnittszeichnungen, Maße in [mm]

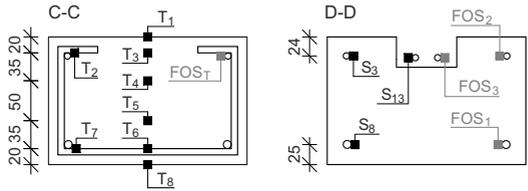
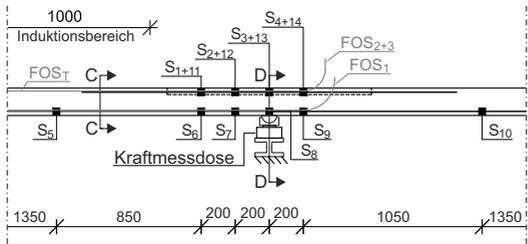
werden durch PTFE-Gleitschichten in Längsrichtung verschieblich ausgeführt [24]. Das mittlere Lager dient als Festpunkt. Die Balken sind aus derselben Charge Transportbeton mit der nominellen Festigkeitsklasse C20/25 und einem Größtkorn von 16 mm hergestellt. Alle Materialparameter wurden in Begleitversuchen bestimmt (Anhang C) und sind in Tabelle 6.6 als Mittelwerte zusammen mit den wesentlichen Parametern der Geometrie, Bewehrung und Einwirkungen aufgeführt. Der Wärmeausdehnungskoeffizient (α_T) von Stahlbeton wird analog zu Abschnitt 6.2.1 zu $10 \cdot 10^{-6}$ 1/K angenommen [53].

Die Biegezugbewehrung im Stützbereich von B1 und B2 umfasst zunächst zwei Stäbe mit $\varnothing 8$ (A_s) und wird nachträglich durch zwei weitere Stäbe des gleichen Durchmessers ergänzt (ΔA_s). Letztere werden während der Versuche in einer Nut positioniert und mit Mörtel verfüllt. Die Nut wird bereits beim Betonieren durch Aussparungskörper erzeugt. Dabei wird Oberflächenverzögerer ver-

wendet und das Korngerüst des Betons an den Oberflächen der Nut ca. 24 h nach dem Betonieren unter Einsatz von Drahtbürsten freigelegt. Ziel ist die Verbesserung des späteren Verbunds zwischen Altbeton und Vergussmörtel. Die Nut verläuft im Stützbereich über eine Länge von 1,20 m. Der Referenzbalken wird ohne Nut und direkt mit $A_s + \Delta A_s$ hergestellt. Die Feldbewehrung $\Delta A_{s,F}$, bestehend aus $2\varnothing 10$ mm, verläuft in allen Balken über die gesamte Länge. Die Balken sind auf ein duktils Biegeversagen ausgelegt. Daher ist keine Querkraftbewehrung vorgesehen.

Die Balken werden während der Verstärkung durch die Eigengewichte des Tragwerks (G) und der Induktionssysteme (G_1) belastet (Abbildung 6.13). B2 erhält Zusatzlasten (G_2), um einen gerissenen Zustand herbeizuführen. Vertikale Temperaturgradienten werden über die Länge $L_i = 1,00$ m durch Heizen der Oberseite und Kühlen der Unterseite induziert. Die Induktionsbereiche sind thermisch isoliert. In B1 werden sowohl zum Heizen als auch zum Kühlen temperierte Wasserkreisläufe verwendet. Balken B2 wird – in Erwartung höherer erforderlicher Biegemomente M_i – mit zwei Induktionsbereichen ausgestattet, die symmetrisch in den beiden Feldern angeordnet sind. Die Gesamtinduktionslänge beträgt demnach $L_i = 2 \cdot 1,00$ m. Zum Heizen werden elastische Silikonheizmatten und zum Kühlen temperierte Wasserkreisläufe eingesetzt.

Abbildung 6.14 gibt einen Überblick über die eingesetzte Sensorik. A_s , ΔA_s und $A_{s,F}$ sind in allen drei Balken mit 14 Dehnungsmessstreifen (S_1 bis S_{14}) ausgestattet. B2 enthält zusätzlich drei faseroptische Sensoren (FOS₁ bis FOS₃). Diese ermöglichen quasi-kontinuierliche Dehnungsmessungen und damit die Erfassung der maximalen Stahldehnung direkt in einem Riss, ohne dessen



S_i: DMS T_i: Thermoelemente FOS_i: Faseroptische Sensoren

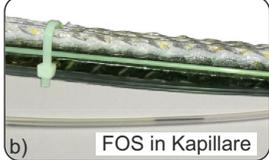
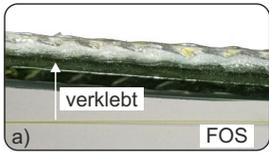


Abbildung 6.14: Längs- und Querschnitte mit Positionen der Dehnungsmessstreifen (S_i), der Thermolemente (T_i) und der faseroptischen Sensoren (FOS_i) (links); Fotos von FOS, aufgeklebt auf einen Bewehrungsstab (a) und in einer Kapillare (b), und des Messquerschnitts C-C (c), Maße in [mm]

Position vorab zu kennen [46, 229]. Die Sensorfasern werden zu ihrem Schutz jeweils in eine Nut entlang des jeweiligen Bewehrungsstabs geklebt (Abbildung 6.14a) [37, 39].

Für Temperaturmessungen enthalten die Balken jeweils acht Thermoelemente mittig im Induktionsbereich (Messquerschnitt C-C, Abbildung 6.14c). Davon dienen sechs Sensoren der Aufnahme des vertikalen Temperaturgradienten (T_1, T_3 bis T_6, T_8) und zwei der Überprüfung der horizontalen Variation (T_2, T_7). Der Temperaturverlauf in Längsrichtung wird je Balken von einem faseroptischen Sensor FOST, der in einer Kapillare geführt wird, erfasst (Abbildung 6.14b).

Kraftmessdosen an den Auflagern und Wegaufnehmer im Feld werden in den Belastungstest zur Aufnahme des Last-Verformungsverhaltens eingesetzt.

Versuchsablauf

Die Versuche folgen dem in Abbildung 5.7 dargestellten Ablauf der Querschnittsverstärkung mit Temperaturinduktion. Abschließend erfolgt eine Prüfung des Last-Verformungsverhaltens und der maximalen Tragfähigkeit. Es ergeben sich folgende vier Lastschritte, von denen die ersten drei den Verstärkungsprozess bilden und nur bei Balken B1 und B2 anfallen:

- **Initialzustand:** Es wirken die Eigenlasten der Balken und der Induktionssysteme sowie in B2 zusätzliche Lasten (Stahlplatten). Die Balken enthalten zunächst ausschließlich A_s sowie eine Nut für die nachträgliche Verstärkung mit ΔA_s .
- **Temperaturinduktion und Verstärkung:** Es wird ein vertikaler Temperaturunterschied ΔT_z bzw. ΔT_{eff} induziert, der den Stützbereich vom initialen Biegemoment entlastet. Die Verstärkung des Balkens mit ΔA_s erfolgt nach Erreichen des stationären Temperaturzustands. Die Nut wird mit Mörtel vergossen, welcher 24 h erhärtet.
- **Akklimatisierung:** Die Temperaturinduktion wird gestoppt, der Balken passt sich den Umgebungstemperaturen an und ΔT_{eff} geht zurück.
- **Belastungstest:** B1, B2 und der Referenzbalken werden bis zum Versagen belastet. Die Last P wird geregelt über einen hydraulischen Prüfzylinder aufgebracht. Eine Stahlquertraverse verteilt P auf die beiden Felder ($2 \cdot P/2$).

Für jeden Lastschritt werden die Stützmomente $M(L)$ und die erforderlichen ΔT_z berechnet und in Tabelle 6.7 zusammengefasst. Dabei wird für den planmäßig ungerissenen Balken B1 linear-elastisches Materialverhalten angenommen. B2 wird linear-elastisch und nichtlinear berechnet. Die Berechnungen erfolgen mit ideellen Querschnittswerten.

Im Initialzustand weist B1 infolge g ein Stützmoment von $-1,4 \text{ kNm}$ auf, welches deutlich unterhalb des Rissmoments ($M_{\text{cr}} = -2,4 \text{ kNm}$) liegt. B2 geht planmäßig im Stützbereich in den Zustand II über. Das linear-elastisch ermittelte Moment $M = -3,1 \text{ kNm}$ überschreitet M_{cr} deutlich und sinkt – bei Berücksichtigung von Umlagerungen infolge Rissbildung – um 15 % auf $-2,6 \text{ kNm}$. Tabelle 6.8 fasst die wesentlichen Parameter der nach Abschnitt 4.3.3 durchgeführten nichtlinearen Berechnung zusammen. Die Berechnung erfolgt inkrementell in 5 Lastschritten und mit einem Konvergenzkriterium $\eta = 0,001$. Die Diskretisierung richtet sich nach dem Gradienten des Biegemoments. Es wird

eine Elementlänge $\Delta x = 0,10$ m gewählt und im Stützbereich auf $\Delta x_{\text{St}} = 0,02$ m reduziert. Es sind außerdem die nach Abschnitt 3.3.2 ermittelten, in die Berechnung einfließenden Parameter zur Berücksichtigung der Mitwirkung des Betons auf Zug angegeben.

Im Induktionszustand ist ein Biegemoment M_i zu erzeugen, das dem initialen Moment mit umgekehrtem Vorzeichen entspricht. Das dafür erforderliche ΔT_z lässt sich bei Annahme von linear-elastischem Materialverhalten durch Umstellen von Gl. 5.13 ermitteln und ergibt sich zu:

$$\text{erf. } \Delta T_z = -\frac{M_i(L)}{L} \cdot \frac{h}{\alpha_T} \cdot \frac{4L^3}{3L_i \cdot (2a + L_i)} \cdot \frac{1}{EI} \quad (6.4)$$

In die Gleichung fließen neben M_i die Länge L_i und Position a des Induktionsbereichs sowie geometrische und materialspezifische Parameter ein, die in Tabelle 6.6 zusammengestellt sind. Für B1 ergibt sich mit $M_i(L) = 1,4$ kNm und der Induktionslänge $L_i = 1,00$ m ein erforderliches ΔT_z von -30 K. Für B2, der zwei Induktionsbereiche aufweist, ist bei linear-elastischer Berechnung ein ΔT_z von -34 K erforderlich ($M_i(L) = 3,1$ kNm, $L_i = 2,00$ m). Bei nichtlinearer Berechnung, d. h. bei Berücksichtigung von Rissbildung, erhöht sich ΔT_z betragsmäßig um 70 % auf -58 K. Letztere Berechnung erfolgt mit $M_i = 2,6$ kNm und den Parametern aus Tabelle 6.8.

Tabelle 6.7: Lastschritte mit vertikalen Temperaturunterschieden ΔT_z und zugehörigen Biegemomenten M nach linear-elastischer und nichtlinearer Berechnung

	Balken B1		Balken B2			
	linear-elastisch	linear-elastisch	linear-elastisch	linear-elastisch	nichtlinear	nichtlinear
Lastschritt	ΔT_z [K]	$M(L)$ [kNm]	ΔT_z [K]	$M(L)$ [kNm]	ΔT_z [K]	$M(L)$ [kNm]
1. Initialzustand	-	-1,4	-	-3,1	-	-2,6
2. Temperaturinduktion u. Verstärkung	-30	1,4	-34	3,1	-58	2,6
3. Akklimatisierung	30	-1,4	34	-3,1	58	-2,6
4. Belastungstest (bis zum Bruch)	-	-13,7	-	-13,7	-	-13,7

Tabelle 6.8: Wesentliche Parameter der nichtlinearen Berechnung

	Parameter	Symbol	Wert	Einheit
Zugversteifung	Völligkeitsbeiwert	β_t	0,4	[-]
	Stahldehnung (vor Rissbildung)	$\varepsilon_{\text{sr}1}$	0,06	[%e]
	Stahldehnung (nach Rissbildung)	$\varepsilon_{\text{sr}2}$	0,85	[%e]
Numerische Berechnung	Lastschritte	λ_n	5	[-]
	Konvergenzkriterium	η	0,001	[-]
	Elementlänge	Δx	0,10	[m]
	Elementlänge (Stützbereich)	Δx_{St}	0,02	[m]

Während der Temperaturinduktion werden ΔT_z und die Stahldehnungen ε_s mittels Echtzeit-Monitoring überwacht. Auf diese Weise können zwei gegenläufige Effekte durch Anpassen der Induktionstemperaturen berücksichtigt werden: Einerseits reduziert sich der Wärmeeintrag und damit die Biegewirkung infolge thermischer Verluste (vgl. Abschnitt 4.2.3). Andererseits erhöht die Temperatureausbreitung in Längsrichtung die Wirkung des induzierten Temperaturfelds (ΔT_{eff} , vgl. Abschnitt 4.2.4).

Des Weiteren ist zu beachten, dass die berechneten ΔT_z mit den entwickelten Induktionssystemen nicht durch ausgewogenes Heizen und Kühlen erreicht werden können. Für ein ΔT_z von -58 K müsste die Oberseite bei einer Ausgangstemperatur von 20 °C auf $20\text{ °C} + (58\text{ °C} / 2) = 49\text{ °C}$ erwärmt und die Unterseite auf $20\text{ °C} - (58\text{ °C} / 2) = -9\text{ °C}$ gekühlt werden. Letzteres ist theoretisch mittels Peltier-Kühlung möglich, jedoch reicht die Kühlleistung des Systems nicht aus, um die Wärmeströme der Heizmatte zu kompensieren. Stattdessen werden temperierte Wasserkreisläufe mit einer Minimaltemperatur von 5 °C verwendet und Änderungen der mittleren Querschnittstemperatur toleriert. Aus den Temperaturänderungen ΔT_u hervorgehende Dilatationen stellen sich aufgrund der Gleitlager spannungsfrei ein und nehmen keinen Einfluss auf die Versuche.

In den abschließenden Belastungstests kann der rechnerische Biege widerstand des verstärkten Querschnitts aus der Fließkraft des Betonstahls multipliziert mit dem Hebelarm der inneren Kräfte z abgeschätzt werden. Eine Stahlverfestigung nach dem Fließen wird dabei nicht berücksichtigt. Es ergibt sich $M \approx f_y \cdot (A_s + \Delta A_s) \cdot z = -54,3\text{ kN/cm}^2 \cdot (1,01\text{ cm}^2 + 1,01\text{ cm}^2) \cdot 0,125\text{ m} = -13,7\text{ kNm}$.

Abbildung 6.15 zeigt den Verstärkungsprozess am Beispiel von Balken B2. Die nachträglich zu ergänzenden Bewehrungsstäbe liegen auf Abstandhaltern in einer Nut, die anschließend mit Vergussmörtel verfüllt wird (a). Nach dem Erhärten des Mörtels (b) folgt der Belastungstest des verstärkten Balkens (c).



Abbildung 6.15: Verstärkungsprozess: Einlegen von Bewehrungsstäben und Verfüllen der angefeuchteten Nut mit Mörtel (a), Aushärtung des Mörtels (b); Belastungstest des verstärkten Balkens (c)

Ergebnisse und Auswertung

Verstärkungsprozess

Abbildung 6.16 zeigt die zeitliche Entwicklung des Temperaturfelds mittig im Induktionsbereich von Balken B1 (oben) und der Dehnungen in A_s und ΔA_s an der Mittelstütze (unten). Ausgehend von einer initialen Temperatur von 19 °C stellt sich stufenartig ein stationäres Temperaturfeld ein. Dabei wird die Heiztemperatur ϑ_h sukzessive auf 75 °C erhöht, bis die gemessenen Stahldehnungen auf null zurückgegangen sind. Die Kühltemperatur ϑ_k bleibt konstant bei 5 °C. Durch den stärkeren Wärmeeintrag steigt die Temperatur im gesamten Querschnitt an.

Die Dehnungen folgen der stufenartigen Temperaturentwicklung. Aus der initialen Belastung resultieren zunächst in der Zug- und der Druckzone des Stützbereichs betragsmäßig gleiche Dehnungen von $\pm 0,025\%$. Die Dehnung $\varepsilon_{s,0}$ in A_s bleibt deutlich unter der Rissdehnung (0,06‰, vgl. Tabelle 6.8). Während der Induktion reduzieren sich die Dehnungen zunehmend. Mit Erreichen des stationären Zustands nach ca. 30 h ist A_s nahezu dehnungsfrei. Nach erfolgter Querschnittsverstärkung mit ΔA_s und einer Aushärtezeit des Vergussmörtels von rund einem Tag folgt eine fünfstündige Akklimatisierung an die auf 23 °C angestiegene Umgebungstemperatur. Durch den Temperaturrückgang bilden sich in A_s und ΔA_s näherungsweise gleiche Dehnungen von 0,025‰.

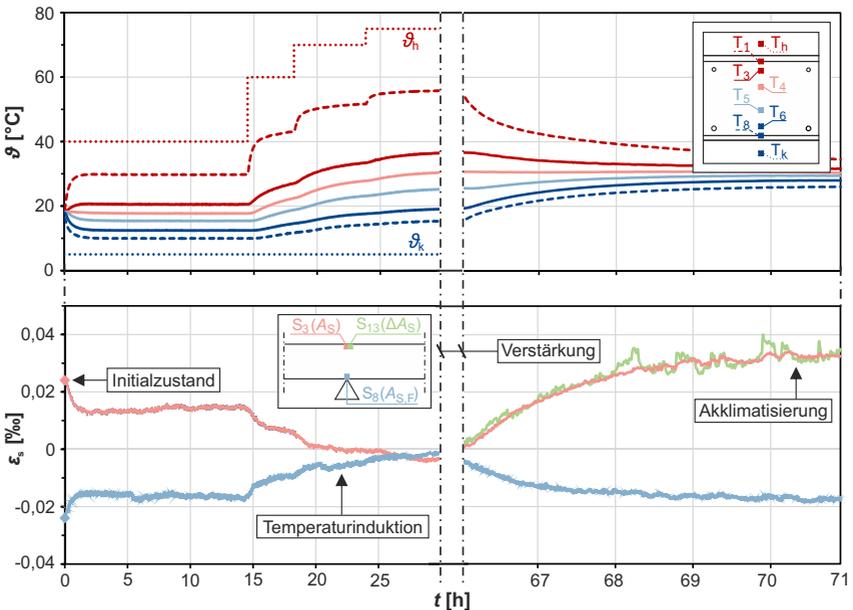


Abbildung 6.16: Zeitliche Entwicklung der Temperaturen (oben) und Dehnungen (unten) in B1 während der Temperaturinduktion und der Akklimatisierung

Abbildung 6.17 (links) stellt die im initialen und im stationären Zustand ($t = 30$ h) gemessenen Temperaturen und die mittels Regression bestimmten Verläufe über die Querschnittshöhe h dar. Es zeigt sich eine sehr gute Übereinstimmung zwischen den Messwerten und der Regressionsgeraden (Bestimmtheitsmaß $R^2 > 0,99$ für $t = 30$ h). Aus der Regression geht ein ΔT_z von -24 K hervor. Es entsteht darüber hinaus ein konstanter Temperaturanstieg ΔT_u von 10 K. Variationen über die Querschnittsbreite sind aufgrund der thermischen Isolierung des Balkens gering. Die Thermoelemente T_2 und T_7 am Querschnittsrand messen annähernd gleiche Temperaturen wie die mittig in gleicher Höhenlage positionierten Sensoren T_3 und T_6 .

Der effektive Temperaturunterschied ΔT_{eff} wird gemäß Abschnitt 4.2.4 aus den Messwerten des faseroptischen Sensors ermittelt. Dazu wird $\Delta T_z(x)$ proportional auf jeden Messpunkt übertragen, wobei das Verhältnis zwischen $\Delta T_z = -24$ K und der an der gleichen Stelle durch FOS_T gemessenen Temperatur $\vartheta(x = 1,25 \text{ m}) = 36$ °C als Proportionalitätsfaktor dient. Abbildung 6.17 (rechts) zeigt den Verlauf von $\vartheta(x)$ (linke Ordinate) und die daraus abgeleiteten Werte von $\Delta T_z(x)$ (rechte Ordinate). Der linearisierte Verlauf von $\Delta T_z(x)$ umfasst einen linearen Abschnitt über $0,47$ m, welcher den Induktionsbereich um ca. $0,10$ m überschneidet, und einen konstanten Abschnitt über eine Länge von $1,00 \text{ m} - 2 \cdot 0,10 \text{ m} = 0,80$ m. ΔT_{eff} ergibt sich nach Gl. 4.2 aus der Fläche unter dem linearisierten Verlauf bezogen auf L_i und beträgt -28 K (rote Linie).

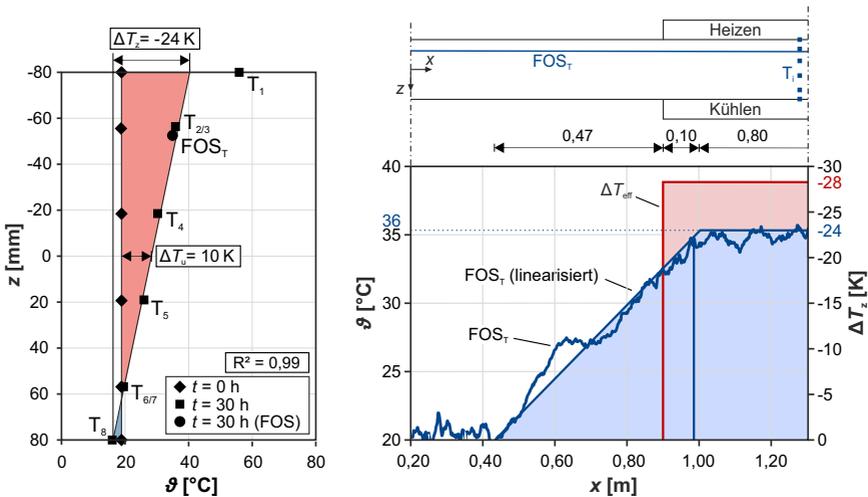


Abbildung 6.17: Messwerte und approximierte Temperaturverläufe in B1, aufgetragen über die Querschnittshöhe (links); gemessener Temperaturverlauf $\vartheta(x)$ in Balkenlängsrichtung mit abgeleiteten vertikalen Temperaturunterschieden $\Delta T_z(x)$ (rechts)

Abbildung 6.18 zeigt die Temperatur- (oben) und Dehnungsentwicklung (unten) während der Verstärkung von B2. Ausgehend von einer initialen Temperatur von 20 °C stellt sich nach 8 h ein stationäres Temperaturfeld ein. Auf eine stufenartige Anpassung der Induktionstemperaturen konnte

hier aufgrund von durchgeführten Vorversuchen verzichtet werden. ϑ_h wird direkt auf 80 °C, ϑ_k auf 5 °C eingestellt. Die Oberflächentemperatur an der Oberseite weist eine periodische Variation mit einer Amplitude von ca. 5 °C auf (vgl. Abschnitt 4.2.3). Im Bauteil wird die Variation durch die Trägheit der Wärmeleitung des Betons abgedämpft. Die mittlere Oberflächentemperatur entspricht im stationären Zustand nahezu dem in der Heizmatte eingestellten Wert ($\vartheta_1 \approx \vartheta_h = 80$ °C), da die Temperatur in unmittelbarer Nähe zur Oberfläche geregelt wird. An der Unterseite weicht die Oberflächentemperatur $\vartheta_8 = 17$ °C aufgrund von thermischen Verlusten von der eingestellten Wassertemperatur ab. Analog zu B1 steigt die Temperatur während der Induktion im gesamten Querschnitt an.

Die initiale Dehnung $\varepsilon_{s,0}$ in A_s beträgt im Maximum 0,75 ‰. Der im Stützbereich durch FOS₂ gemessene Wert entspricht der Dehnung direkt im Riss und unterschreitet leicht den Erwartungswert im reinen Zustand II, nämlich $M / (\zeta \cdot A_s \cdot E_s) = 0,0024 \text{ MNm} / (0,125 \text{ m} \cdot 1,01 \text{ cm}^2 \cdot 201.007 \text{ MN/m}^2) = 0,9$ ‰. In der Berechnung wird eine Ausrundung des Stützmoments von -2,6 auf -2,4 kNm über die Auflagerbreite von 0,15 m berücksichtigt. S₃ misst eine kleinere Dehnung von 0,50 ‰, da die diskrete Messung mittels DMS nicht direkt im Riss erfolgt. Während der Induktion nimmt ε_s ab und erreicht das Minimum von 0,09 ‰ nach einer Stunde. Es folgt ein leichter Anstieg auf etwa 0,20 ‰ zum Zeitpunkt der Verstärkung, was durch Mikrorissbildung bzw. Verbundkriechen erklärt werden kann [143]. Folglich wird eine vollständige Entlastung nicht erreicht, sondern es verbleibt

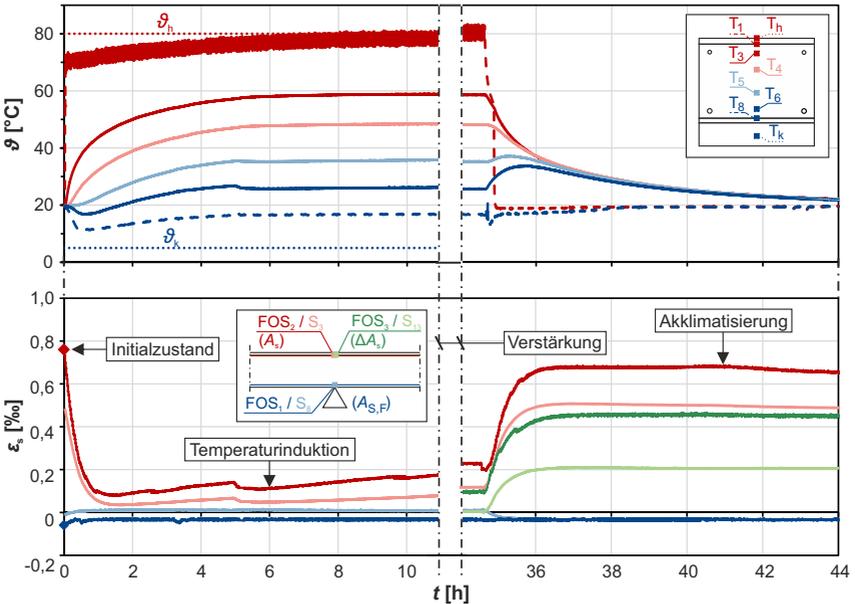


Abbildung 6.18: Zeitliche Entwicklung der Temperaturen (oben) und Dehnungen (unten) in B2 während der Temperaturinduktion und der Akklimatisierung

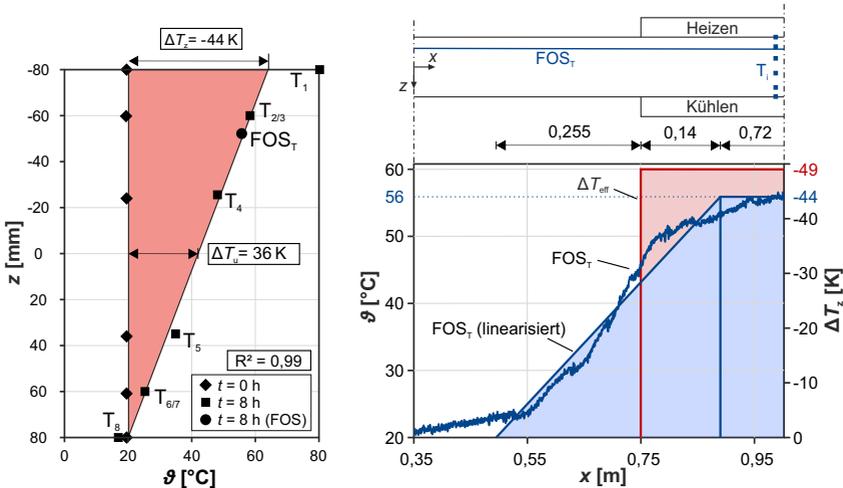


Abbildung 6.19: Messwerte und approximierte Temperaturverläufe in B2, aufgetragen über die Querschnittshöhe (links); gemessener Temperaturverlauf $\vartheta(x)$ in Balkenlängsrichtung mit abgeleiteten vertikalen Temperaturunterschieden $\Delta T_z(x)$ (rechts)

eine kleine Restdehnung in A_s . Dieser Wert stellt sich als Differenz zwischen den Dehnungen in A_s (rot) und ΔA_s (grün) nach der Akklimatisierung ein. Die Dehnungen verlaufen parallel in einem Abstand von etwa 0,20‰ und betragen 0,64‰ (A_s) und 0,44‰ (ΔA_s). Die untere Bewehrung $A_{s,F}$ liegt nahe der neutralen Achse des gerissenen Querschnitts und weist daher nur geringe Dehnungen auf (blaue Linien).

Abbildung 6.19 zeigt die im initialen und im stationären Zustand ($t = 8$ h) gemessenen Temperaturen und die mittels Regression bestimmten Verläufe über die Querschnittshöhe h . Es ergeben sich ein vertikaler Temperaturunterschied $\Delta T_z = -44$ K und ein konstanter Temperaturanstieg $\Delta T_u = 23$ K. ΔT_{eff} wird auch hier aus den Messwerten des faseroptischen Sensors FOS_T abgeleitet. Abbildung 6.19 (rechts) zeigt $\vartheta(x)$ auf der linken Ordinate und die daraus proportional abgeleiteten Werte von $\Delta T_z(x)$ auf einer Sekundärachse. ΔT_{eff} ergibt sich gemäß Gl. 4.2 aus dem linearisierten Verlauf von $\Delta T_z(x)$ zu -49 K.

Belastungstest

Abbildung 6.20 (links) zeigt das Last-Verformungsverhalten der drei Balken im Belastungstest nach der Verstärkung. Die Kraft-Weg-Kurven von B1 (rot), B2 (blau) und dem Referenzbalken (grün) zeigen ein duktileres Verhalten mit einem ausgeprägten Fließplateau bis $P = 65$ kN auf, wobei die Tests von B1 und dem Referenzbalken bei $w = 25$ mm gestoppt wurden. Grundsätzlich liegen die drei Kurven nahezu übereinander. Der im gerissenen Zustand verstärkte Balken B2 weist mit ansteigender Belastung etwas größere Verformungen auf. In allen Balken reduziert sich die Steifigkeit

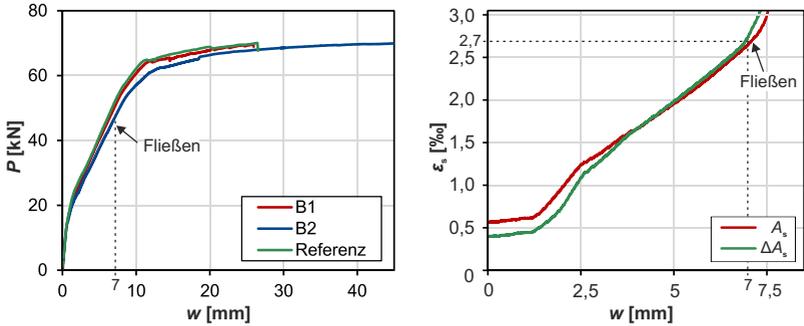


Abbildung 6.20: Kraft-Weg-Kurven der verstärkten Balken B1 und B2 und des Referenzbalkens (links) und Dehnungsentwicklung in der Bewehrung A_s und ΔA_s im Stützbereich von B2 (rechts)

bei ca. $P = 15$ kN, was auf die Bildung erster Risse zurückzuführen ist. Mit Beginn des Fließens der Bewehrung erhöht sich w zunehmend.

Der Zeitpunkt des Fließens wird aus Abbildung 6.20 (rechts) entnommen, welche die Dehnungsentwicklung in den Bewehrungsstäben von B2 darstellt. Die Dehnungen in A_s und ΔA_s sind über w aufgetragen und beginnen mit $0,4\text{‰}$ (ΔA_s) und $0,6\text{‰}$ (A_s), hervorgerufen durch die initiale Belastung (vgl. Abbildung 6.18). Der Abstand von $0,2\text{‰}$ entspricht der Dehnung in A_s zum Zeitpunkt der Verstärkung. Die Dehnungen verlaufen zunächst parallel und gleichen sich mit ansteigender Belastung und zunehmender Rissbildung an. Fließen tritt in A_s und ΔA_s gleichzeitig bei ca. $2,7\text{‰}$ und $w = 7$ mm auf. Die Kraft-Weg-Kurven (links) zeigen nach Fließbeginn – d. h. ab $w = 7$ mm – weitere Laststeigerungen auf, die auf Umlagerungen der Spannungen vom Stütz- in den Feldbereich zurückzuführen sind.

Diskussion

Verstärkungsprozess

Die induzierten Temperaturgradienten bewirken in beiden Balken, d. h. im ungerissenen und im gerissenen Initialzustand, eine Entlastung des zu verstärkenden Stützbereichs. In B1 wird das Stützmoment aus der Eigenlast vollständig neutralisiert, was sich durch einen Rückgang von ε_s auf nahezu null zeigt. Dabei entspricht das induzierte $\Delta T_{\text{eff}} = -28$ K annähernd dem rechnerisch erforderlichen Wert ($\Delta T_z = -30$ K). Insgesamt sind die initialen Stahldehnungen aufgrund des ungerissenen Zustands jedoch so klein, dass die Entlastung des Verstärkungsbereichs keinen signifikanten Vorteil erbringt. So stellen sich in einem konventionell verstärkten Balken bei höherer Belastung und Rissbildung theoretisch ebenfalls nahezu gleiche Dehnungen in der initialen und der nachträglich ergänzten Bewehrung ein.

Im gerissenen Balken B2 sind die Dehnungen im Initialzustand mit $0,75\text{‰}$ deutlich größer. Zur Entlastung des Balkens wird in zwei Induktionsbereichen ein ΔT_{eff} von -49 K induziert. ΔT_{eff} ist betragsmäßig größer als der linear-elastisch berechnete Temperaturunterschied $\Delta T_z = -34$ K,

jedoch kleiner als das Ergebnis der nichtlinearen Berechnung ($\Delta T_z = -58 \text{ K}$). Die Abweichungen von den berechneten Werten begründen sich damit, dass die Temperaturinduktion anhand der Dehnungen in A_s geregelt und eine geringe Restdehnung von $0,09\%$ toleriert wurde. Ebenso wird die zeitabhängige Dehnungszunahme infolge von Mikrorissbildung bzw. Verbundkriechen hingenommen.

Für eine Bewertung der Berechnungsgenauigkeiten und zur Bestimmung des Einflusses der Rissbildung auf die Wirkung der Temperaturinduktion werden aus den in B2 gemessenen Dehnungen Biegemomente abgeleitet und in Abhängigkeit von ΔT_{eff} dargestellt (Abbildung 6.21). Das Biegemoment ergibt sich im Zustand II zu $M = \varepsilon_s \cdot E_s \cdot A_s \cdot z$. Dabei wird für ε_s der maximale durch FOS₂ gemessene Wert und damit die Stahldehnung im Riss angesetzt.

M beträgt zu Beginn $-1,9 \text{ kNm}$ und nimmt mit ansteigendem ΔT_{eff} zunächst linear ab. Die Kurve knickt bei $-0,5 \text{ kNm}$ (-28 K) infolge einer Rissbildung im Feld ab und setzt sich nichtlinear fort, wobei sich die Wirkung von ΔT_{eff} aufgrund der fortschreitenden Rissbildung zunehmend reduziert.

Die experimentell abgeleitete Kurve (rot) wird mit linear-elastisch (links) und nichtlinear (rechts) berechneten Verläufen M_{calc} (blau gestrichelt) verglichen. In der Berechnung wird eine Ausrundung des Stützmoments berücksichtigt, sodass die initialen Momente geringfügig von den in Tabelle 6.7 aufgeführten Werten abweichen. Die lineare Berechnung (links) überschätzt das initiale Moment mit einem Wert von $-2,9 \text{ kNm}$ zunächst deutlich. M_{calc} nimmt dann linear ab und erreicht bereits bei -34 K den Wert null. Die linear-elastische Berechnung überschätzt demnach die Biegewirkung von ΔT_z . Das initiale M_{calc} aus der nichtlinearen Berechnung (rechts) beträgt nach Ausrundung $-2,4 \text{ kNm}$ und übersteigt das experimentelle Biegemoment ($M = -1,9 \text{ kNm}$) um 25% . Die faseroptischen Sensoren mitteln die Dehnung über eine Länge von $0,6 \text{ mm}$ (Abstand der Messpunkte), sodass die Messwerte von der tatsächlichen Stahldehnung im Riss abweichen können. Die Kurven gleichen sich mit ansteigendem ΔT_{eff} zunehmend an und verlaufen ab $M = -1,2 \text{ kNm}$ weitgehend parallel. Mit eintretender Rissbildung knickt die berechnete Kurve ebenfalls ab und folgt ungefähr der des Versuchs. Insgesamt bildet die nichtlineare Berechnung die Tragwerksreaktion deutlich besser ab als bei Annahme linear-elastischen Materialverhaltens.

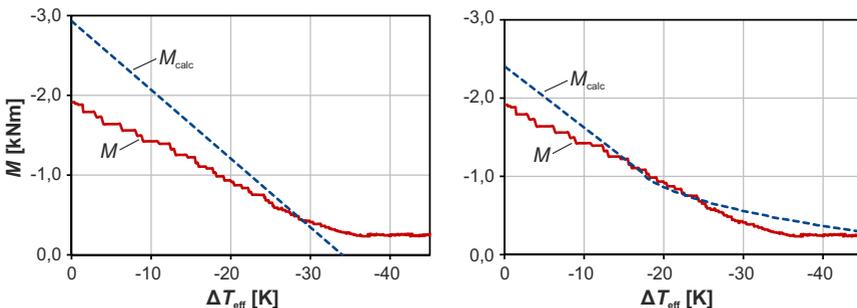


Abbildung 6.21: Darstellung des experimentell abgeleiteten Biegemoments M (Balken B₂) in Abhängigkeit von ΔT_{eff} und Vergleich mit M_{calc} aus linear-elastischen (links) und nichtlinearen Berechnungen (rechts)

Tabelle 6.9: Berechnete und gemessene Dehnungen in der initialen und der nachträglich ergänzten Bewehrung

Bewehrung	Initialzustand		nach Akklimatisierung
	$\varepsilon_{s,0}$ [‰]	$\varepsilon_{s,calc}$ [‰]	ε_s [‰]*
A_s	0,75	0,375	0,50
ΔA_s	-	0,375	0,36

*nach Abzug des Anteils aus Mikrorissbildung und Kriechen

Tab. 6.9 fasst die nach der Verstärkung und dem Rückgang von ΔT_z in B2 gemessenen und berechneten Dehnungen in A_s und ΔA_s zusammen. Nach der Akklimatisierung werden infolge der verdoppelten Bewehrungsmenge Dehnungen von $0,75/2 = 0,375\%$ erwartet, was der Hälfte der initialen Dehnung in A_s entspricht. ε_s verteilt sich theoretisch gleichmäßig auf die Bewehrungsanteile A_s und ΔA_s . Im Versuch werden größere Werte von $0,64\%$ (A_s) und $0,44\%$ (ΔA_s) gemessen, also eine nicht ganz ausgewogene Verteilung der Dehnungen mit einer etwas höheren Beanspruchung der initialen Bewehrung. Bei Abzug der Dehnungsanteile infolge Mikrorissbildung und Kriechen ergeben sich Dehnungen von $0,50\%$ (A_s) und $0,36\%$ (ΔA_s) und damit eine Reduktion der initialen Dehnung $\varepsilon_{s,0} = 0,75\%$ um 33%. Es verbleibt ein Dehnungsunterschied in den Bewehrungen von $0,14\%$, welcher ungefähr der Restdehnung in A_s zum Zeitpunkt der Verstärkung entspricht.

Belastungstest

Die zwei verstärkten Balken und der Referenzbalken weisen im Belastungstest nahezu gleiche Last-Verformungsverhalten auf (vgl. Abbildung 6.20). Im Folgenden werden die Tragwerksreaktionen auf Querschnittsebene anhand von Momenten-Krümmungs-Verläufen dargestellt und mit theoretischen M - κ_m -Beziehungen verglichen (Abbildung 6.22). Es wird der Querschnitt an der Mittelstütze betrachtet. Aus den Versuchen werden M - κ -Verläufe für

- den im Zustand I verstärkten Balken B1 (gepunktete rote Linie),
- den im Zustand II verstärkten Balken B2 (gestrichelte rote Linie) und
- den Referenzbalken mit $A_s + \Delta A_s$ (gepunktete hellrote Linie)

abgeleitet. Das Biegemoment M ergibt sich jeweils aus den Messwerten der Kraftmessdosen am Prüfzylinder und an den Auflagern. Die Krümmung κ resultiert aus den im Stützbereich gemessenen Dehnungen in der Bewehrung A_s .

Zum Vergleich sind die drei in Abschnitt 5.2.2 eingeführten M - κ_m -Beziehungen (durchgezogene Linien) eines unverstärkten, eines konventionell und eines mit Temperaturinduktion verstärkten Querschnitts dargestellt. Die theoretischen Beziehungen werden mit den in Tabelle 6.8 aufgeführten Parametern der Zugversteifung ermittelt.

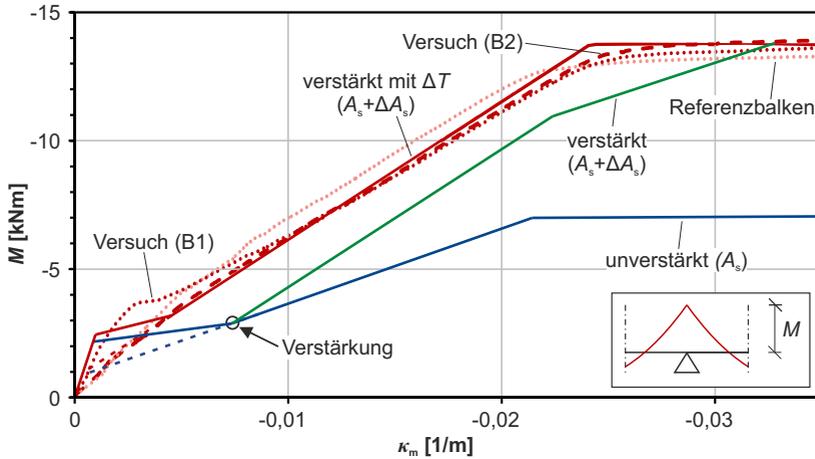


Abbildung 6.22: Theoretische und experimentelle M - κ_m -Beziehungen für verschiedene Querschnitte, teilweise mit oder ohne Temperaturinduktion verstärkt

Erwartungsgemäß beginnen alle Querschnitte mit $A_s + \Delta A_s$ rechnerisch bei $M_y = -13,7 \text{ kNm}$ zu fließen. Die experimentell abgeleiteten Kurven weisen annähernd das gleiche Fließmoment auf. Allein der Referenzbalken erreicht lediglich $-13,2 \text{ kNm}$, was auf die Streuung der Materialeigenschaften sowie Messungenauigkeiten zurückzuführen ist. Der unverstärkte Querschnitt, ausgestattet mit der halben Bewehrungsmenge A_s , fließt rechnerisch bei $-13,7/2 = -6,9 \text{ kNm}$.

Die einzelnen theoretischen M - κ_m -Beziehungen unterscheiden sich deutlich in ihrem Verlauf. Die Kurve des nachträglich verstärkten Querschnitts (grün) folgt zunächst der des unverstärkten Querschnitts (blau) und steigt nach der Verstärkung bei $M = -2,6 \text{ kNm}$ mit höherer Steifigkeit bis zum Fließen von A_s an ($M = -11,0 \text{ kNm}$). Hier knickt sie ab und erreicht schließlich das obere Plateau mit einem zusätzlichen Fließen von ΔA_s bei $M_y = -13,7 \text{ kNm}$. Es kommt zu ausgeprägten Verformungen ohne weitere Laststeigerung.

Der unter Einsatz von Temperaturinduktion verstärkte Querschnitt (rot) entspricht theoretisch einem direkt mit $A_s + \Delta A_s$ hergestellten Querschnitt. Die M - κ_m -Beziehung enthält zwei ausgeprägte Knickstellen bei Rissbildung und beim Fließen der Bewehrung. Die effektive Steifigkeit ist deutlich größer als bei konventioneller Verstärkung. In den Versuchen zeigt sich ein ähnliches Last-Verformungsverhalten. Der M - κ -Verlauf von B1 (rot, gepunktet) weist zunächst eine etwas höhere Steifigkeit als die theoretische Beziehung für $A_s + \Delta A_s$ auf, da die Zugfestigkeit des noch ungerissenen Betons durch den bei der Verstärkung eingefüllten Mörtel leicht erhöht wird. Der im Initialzustand bereits gerissene Balken B2 (rot, gestrichelt) weist zu Beginn eine geringere Steifigkeit auf als B1. Die Kurve folgt ungefähr dem vereinfachten, geraden Ansatz der theoretischen Beziehung (gestrichelte Linie), welcher die Tragwerksreaktion bei wiederholter Belastung abbildet (vgl. Abschnitt 3.3.2). Bei höherer Belastung entsprechen beide experimentell abgeleiteten Kurven

annähernd der theoretischen Beziehung und weichen erst im Bereich des Fließens aufgrund einer sich einstellenden Abrundung wieder leicht davon ab. Der Referenzbalken zeigt zunächst ein etwas steiferes Verhalten auf. Die Kurve knickt dann früher ab und erreicht ein etwas geringeres maximales Biegemoment als B1 und B2. Ursache hierfür können – wie bereits genannt – die Streuungen der Materialeigenschaften oder Messungenauigkeiten sein.

Insgesamt werden die Verformungen auf Gebrauchslastniveau durch die Verstärkung mit Temperaturinduktion deutlich reduziert. Die verstärkten Balken bilden annähernd das Last-Verformungsverhalten des Referenzbalkens ab, welcher direkt mit $A_s + \Delta A_s$ hergestellt wurde.

Schlussfolgerungen und Ausblick

Temperaturinduktion kann eingesetzt werden, um Temperaturfelder in Bauwerken aktiv zu verändern und dadurch Tragwerksreaktionen zu beeinflussen. Um dies zu zeigen, wird im Rahmen der Arbeit eine Methode entwickelt, mit der gezielt Temperaturen in Stahlbetonbalken induziert und daraus hervorgehende Schnittgrößen gesteuert werden können. Die Methode wird technisch durch Heiz- und Kühlsysteme umgesetzt und experimentell an verschiedenen Tragsystemen verifiziert. Sie wird verwendet, um Schnittgrößen bei der abschnittsweisen Tragwerksherstellung günstig umzulagern und nachträgliche Querschnittsergänzungen zur effizienteren Verstärkung eines Tragwerks vorzuspannen.

Zur gezielten Erzeugung von stationären Temperaturfeldern in Betonbauteilen werden verschiedene Heiz- und Kühlsysteme entwickelt. Zum Erwärmen von Bauteilen eignen sich für den bautechnisch relevanten Bereich bis 100 °C etablierte Systeme wie (Silikon-)Heizmatten oder Infrarotstrahler. Kühlen bedeutet, einem Bauteil Wärmeenergie zu entziehen, was deutlich komplexere physikalische Vorgänge erfordert. Dazu werden in der Arbeit zwei Systeme mit temperierten Wasserkreisläufen (≥ 5 °C) und Peltier-Elementen (≥ -10 °C) entworfen und technisch umgesetzt.

Grundsätzlich sind alle Systeme beliebig miteinander kombinierbar. So können durch bilaterale Temperaturinduktion von der Ober- und der Unterseite eines Bauteils in Kombination mit einer thermischen Isolierung der freien Bauteiloberflächen stationäre vertikale Gradienten erzeugt werden. Die induzierten Felder sind über die Querschnittshöhe nahezu linear und erzeugen Biegung ohne signifikante Eigenspannungsanteile. Numerische Temperaturfeldberechnungen bestätigen dies für realmaßstäbliche Bauwerke unter veränderlichen ambienten Randbedingungen.

In der Arbeit durchgeführte experimentelle Untersuchungen zeigen, dass bei der Temperaturinduktion in ein Bauteil thermische Verluste auftreten können, die die Heiz- oder Kühlwirkung um bis zu 50 % verringern. Die Verluste können durch den Einsatz von Wärmeleitpads und die Aufbringung eines Anpressdrucks nahezu vollständig (Heizmatte) bzw. auf ca. 30 % (temperiertes Wasser) reduziert und durch eine Regelung der Oberflächentemperatur des Bauteils kompensiert werden.

Die geregelte Temperaturinduktion ermöglicht eine gezielte Erzeugung von Dehnungen, aus denen – in Abhängigkeit vom statischen System – Verformungen oder Schnittgrößen in einem Tragwerk hervorgehen. Die Arbeit fokussiert sich auf die Steuerung von Schnittgrößen in statisch unbestimmten Stabtragwerken. Hierfür werden Berechnungsformeln und Diagramme zur Dimensionierung der Temperaturinduktion bei linear-elastischem und nichtlinearem Materialverhalten eingeführt.

Durch die Schnittgrößensteuerung können grundsätzlich ungünstige Beanspruchungen neutralisiert, reduziert oder umgelagert werden. Konkret ermöglicht sie eine temporäre Entlastung lokaler Tragwerksbereiche oder eine vollständige Kompensation von Zwangsbeanspruchungen, die z. B. bei Brücken infolge hoher Temperaturgradienten auftreten. Darüber hinaus werden in der Arbeit zwei Methoden zur praktischen Umsetzung der Schnittgrößensteuerung bei der Herstellung und der Verstärkung von Tragwerken entwickelt und experimentell an Stahlbetonbalken verifiziert. Dabei ergeben sich folgende übergeordnete Erkenntnisse zur Schnittgrößensteuerung:

- Temperaturinduktion ermöglicht eine präzise Steuerung von Biegemomenten in ungerissenen Stahlbetontragwerken. Dafür ist das induzierte Temperaturfeld dreidimensional zu erfassen, da eine Temperatursausbreitung in Längsrichtung des Tragwerks die Biegewirkung erhöht.
- Temperaturinduzierte Biegemomente hängen von der Biegesteifigkeit und damit vom Risszustand eines Tragwerks ab. Gerissene Stahlbetontragwerke erfordern nichtlineare Berechnungen, die für einachsige gespannte Tragwerke auf der Grundlage modifizierter Momenten-Krümmungs-Beziehungen unter Berücksichtigung von Zugversteifungseffekten (*tension stiffening*) erfolgen können.
- Die Auswertung induzierter Temperaturfelder kann durch einen hybriden Ansatz erfolgen, der Messwerte durch approximierte Werte anreichert. Die resultierenden dreidimensionalen Felder können in der Berechnung durch effektive, über die Induktionslänge konstante Temperaturanteile idealisiert abgebildet werden.

Bei der abschnittswisen Herstellung eines Tragwerks, wie z. B. dem Freivorbau von Brücken, ermöglicht Temperaturinduktion eine Umlagerung des Eigenlastmoments aus dem Bauzustand. Im Versuch konnten die Stützmomente eines Dreifeldträgers, der sich aus zwei gekoppelten Kragarmen zusammensetzt, um 55 % reduziert und damit kriechebedingte Umlagerungen vorweggenommen werden. Mit der Methode hergestellte Tragwerke sind demnach nur für den Bau- und den Endzustand zu bemessen. Es entfällt der Lastfall zum Zeitpunkt der Verkehrsübergabe, der eine Überlagerung der initialen Kragmomente mit Verkehrslasten sowie weiteren veränderlichen Einwirkungen vorsieht. Daraus gehen erhebliche Bewehrungseinsparungen hervor.

Bei der Verstärkung von Tragwerken kann Temperaturinduktion eingesetzt werden, um nachträglich ergänzte Bewehrung vorzuspannen und sie dadurch für die Abtragung des Konstruktions-eigengewichts zu aktivieren. Dies führt zu einer Reduktion von Verformungen, Rissbreiten und Ermüdungsbeanspruchungen. Insgesamt wird die Wirksamkeit von Verstärkungen deutlich erhöht, insbesondere da die Eigenlast bei Brücken und Deckenplatten bis zu 70 % der Gesamtbeanspruchung ausmacht.

Die Methode der Temperaturinduktion wurde für Beton entwickelt und ist grundsätzlich auf weitere Materialien übertragbar. Voraussetzung sind die folgenden zwei Materialeigenschaften: Erstens ist eine ausreichend hohe Wärmeleitfähigkeit erforderlich, um Temperaturfelder schnell und gezielt beeinflussen zu können. Die Angabe eines allgemeingültigen Mindestwerts der Wärmeleitfähigkeit ist nicht möglich, da dieser von der Bauteilgröße, den Randbedingungen und den zeitlichen Anforderungen abhängt. Als Richtwert kann die Wärmeleitfähigkeit von Beton dienen ($\lambda \approx 2,0 \text{ W}/(\text{m}\cdot\text{K})$). Es eignet sich neben Beton insbesondere Stahl, wobei hier aufgrund der hohen Wärmeleitfähigkeit stark veränderliche und nichtlineare Temperaturfelder aus äußeren Einflüssen auftreten und bei der Regelung zu berücksichtigen sind. Holz ist angesichts der geringen Wärmeleitfähigkeit nicht für die Temperaturinduktion geeignet.

Zweitens ist eine thermische Ausdehnung Voraussetzung für die Entstehung von Zwang und damit von Schnittgrößen aus Temperaturänderungen. Beton und Stahl erfüllen diese Bedingung.

Ausblick

Die im Rahmen der Arbeit entwickelte Methode wurde bisher an kleinmaßstäblichen Tragwerken und unter Laborbedingungen experimentell umgesetzt und verifiziert. In einem nächsten Schritt sind praktische Untersuchungen an realmaßstäblichen Bauwerken durchzuführen. Im Fokus stehen dann vor allem Langzeiteinflüsse (z. B. infolge von Kriechen), die Regelung von Temperaturfeldern bei veränderlichen ambienten Bedingungen sowie die Ermittlung und die Optimierung des Energiebedarfs. Letzteres bestimmt maßgeblich die Wirtschaftlichkeit der Methode. Die Arbeit liefert dazu erste Abschätzungen, die aus numerischen Simulationsrechnungen an einem verifizierten Berechnungsmodell abgeleitet sind. Zur Kompensation von Temperaturgradienten aus ambienten Einflüssen durch Kühlung der Querschnittsoberseite ergibt sich für die betrachtete Referenzbrücke ein Energiebedarf von 41 kWh pro Tag und je Meter Brücke. Bei Großbrücken können hohe laufende Kosten entstehen, die durch Ausnutzung nachhaltiger Energiequellen, wie z. B. Geo- oder Solarthermie, reduziert werden können. Solche energieautarken Systeme sind im Winter außerdem zur Enteisung der Fahrbahn einsetzbar.

Die für Stabtragwerke entwickelte Methode kann auf beliebige Tragwerksarten übertragen werden. Es bieten sich insbesondere ein- oder zweiachsig gespannte Platten an, wobei die Komplexität der gezielten Induktion und Regelung von Temperaturfeldern deutlich ansteigt. Temperaturänderungen rufen grundsätzlich mehrachsige Dilatationen hervor, die in dieser Arbeit aufgrund der Beschränkung auf stabförmige Tragwerke von untergeordneter Bedeutung sind. Bei mehrachsigen Systemen können sie zu Konflikten in den einzelnen Tragrichtungen führen.

Des Weiteren kann die Methode auf die Steuerung von Verformungen oder Eigenspannungszuständen ausgeweitet werden. Ersteres erfordert eine freie Ausdehnung thermischer Dehnungen im Tragwerk und ermöglicht beispielsweise die Kompensation von ungünstigen thermischen Verformungen. Durch letzteres können – analog zum Prinzip konventioneller Vorspannung – Druckspannungen im Querschnitt erzeugt werden, die Rissbildung verhindern und Verformungen reduzieren. Dies erfordert eine gezielte Induktion von Temperaturen in einzelne Querschnittsfasern, wofür neuartige Induktionsmethoden zu entwickeln sind. Die vorliegende Arbeit enthält die Grundlagen für die genannten Erweiterungen der Methode.

Literaturverzeichnis

- [1] ABENDEH, R.; BROCKMANN, C.; FISCHER, O.; ROMBACH, G.: *Temperaturinduzierte, bleibende Verformungen von Brückensegmenten bei der Herstellung im Kontaktverfahren*. Beton- und Stahlbetonbau 100 (3), 2005, S. 207–215. doi:10.1002/best.200590052.
- [2] ADAMY, J.: *Nichtlineare Systeme und Regelungen*. Springer-Verlag, Berlin, 2014. doi: 10.1007/978-3-662-55685-6.
- [3] ALKHAMIS, T. M.; EL-KHAZALI, R.; KABLAN, M. M.; ALHUSEIN, M. A.: *Heating of a biogas reactor using a solar energy system with temperature control unit*. Solar Energy 69 (3), 2000, S. 239–247. doi:10.1016/S0038-092X(00)00068-2.
- [4] AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS: *LFRD Bridge Design Specifications*. Washington DC, 2012.
- [5] ARSLAN, G.; SEVUK, F.; EKIZ, I.: *Steel plate contribution to load-carrying capacity of retrofitted RC beams*. Construction and Building Materials 22 (3), 2008, S. 143–153. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2006.10.009.
- [6] BAEHR, H. D.; KABELAC, S.: *Thermodynamik: Grundlagen und technische Anwendungen*. Springer Vieweg, Berlin, 2016. doi:10.1007/978-3-662-49568-1.
- [7] BAEHR, H. D.; STEPHAN, K.: *Wärme- und Stoffübertragung*. Springer Vieweg, Berlin, 2016. doi:10.1007/978-3-662-49677-0.
- [8] BAMBACH, M.; CONRADS, L.; DAAMEN, M.; GÜVENÇ, O.; HIRT, G.: *Enhancing the crashworthiness of high-manganese steel by strain-hardening engineering, and tailored folding by local heat-treatment*. Materials and Design 110, 2016, S. 157–168. doi: 10.1016/j.matdes.2016.07.065.
- [9] BATHE, K.-J.: *Finite-Elemente-Methoden*. Springer-Verlag, Berlin, 2002.
- [10] BATHE, K.-J.; CIMENTO, A. P.: *Some practical Procedures for the Solution of nonlinear Finite Element Equations*. Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering 22, 1980, S. 59–85.

- [11] BAZANT, Z. P.: *Mathematical modeling of creep and shrinkage of concrete*. John Wiley & Sons Ltd, Chichester, 1988.
- [12] BAZANT, Z. P.; FRANGOPOL, D. M.: *Size Effect Hidden in Excessive Dead Load Factor*. Journal of Structural Engineering 128 (1), 2002, S. 80–86. doi:10.1061/(ASCE)0733-9445(2002)128:1(80).
- [13] BENDER, M.; BOCKHOLD, J.; MEYER, J.; MARK, P.: *Zum Einfluß der Temperatur auf die Bemessung von Kühlturmschalen aus Stahlbeton*. Bautechnik 82 (11), 2005, S. 755–763. doi:10.1002/bate.200590228.
- [14] BERGER, J.; FEIX, J.: *Constraint forces from imposed deformations*. Structural Concrete 20 (2), 2018, S. 650–659. doi:10.1002/suco.201800123.
- [15] BERGER, J.; PFEIFFER, M.; FEIX, J.: *Extended experimental and numerical investigations on constraint forces from imposed deformations*. Structural Concrete 21 (4), 2020, S. 1662–1674. doi:10.1002/suco.201900450.
- [16] BERGMESTER, K.: *Verstärkung mit Kohlenstofffasern: Teil 1: Verstärkung von Biegeträgern*. Beton- und Stahlbetonbau 103 (2), 2008, S. 26–32. doi:10.1002/best.200810205.
- [17] BERGMESTER, K.: *Ertüchtigung im Bestand - Verstärkung mit Kohlenstofffasern*. In: K. Bergmeister; F. Fingerloos; J.-D. Wörner (Hrsg.) *Beton-Kalender 2009*. Ernst & Sohn, Berlin, 2009, S. 185–231. doi:10.1002/9783433600344.ch9.
- [18] BERGMESTER, K.; MARK, P.; ÖSTERREICHER, M.; SANIO, D.; HECK, P.; KRAWTSCHUK, A.; STRAUSS, A.; AHRENS, M. A.: *Innovative Monitoringstrategien für Bestandsbauwerke*. In: K. Bergmeister; F. Fingerloos; J.-D. Wörner (Hrsg.) *Beton-Kalender 2015*. Ernst & Sohn, Berlin, 2015, S. 315–459.
- [19] BERLING, B.; THRUN, W.; VOGT, W.: *Kaspers/Küfner Messen - Steuern - Regeln: Elemente der Automatisierungstechnik*. Vieweg + Teubner, Wiesbaden, 2009. doi:10.1007/978-3-322-82033-4.
- [20] BEYER, E.: *Verkehrsknoten Nordfriedhof in Düsseldorf*. beton 20 (2), 1970, S. 54–62.
- [21] BLOCK, T.; EGGERT, H.; KAUSCHKE, W.: *Lager im Bauwesen*. Ernst & Sohn, Weinheim, 2013. doi:10.1002/9783433603208.
- [22] BÖCKH, P.; WETZEL, T.: *Wärmeübertragung*. Springer-Verlag, Berlin, 2015. doi:10.1007/978-3-662-44477-1.
- [23] BOCKLENBERG, L.; WINKLER, K.; MARK, P.: *Digitale Planung und geometrische Präzisionsfertigung für Durchstanversuche*. Bautechnik 95 (6), 2018, S. 432–438. doi:10.1002/bate.201800028.

- [24] BOCKLENBERG, L.; WINKLER, K.; MARK, P.; RYBARZ, S.: *Low Friction Sliding Planes of Greased PTFE for High Contact Pressures*. Open Journal of Civil Engineering 6, 2016, S. 105–116. doi:10.4236/ojce.2016.62010.
- [25] BRANCO, F. A.; MENDES, P. A.: *Thermal Actions for Concrete Bridge Design*. Journal of Structural Engineering 119 (8), 1993, S. 2313–2331. doi:10.1061/(ASCE)0733-9445(1993)119:8(2313).
- [26] BRÜCKNER, A.; ORTLEPP, R.; CURBACH, M.: *Textile reinforced concrete for strengthening in bending and shear*. Materials and Structures 39 (8), 2006, S. 741–748. doi:10.1617/s11527-005-9027-2.
- [27] BRÜHWILER, E.; MENN, C.: *Stahlbetonbrücken*. Springer-Verlag, Wien, 2003. doi:10.1007/978-3-7091-6070-1.
- [28] BUNDESMINISTERIUM FÜR VERKEHR, BAU UND STADTENTWICKLUNG: *Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie)*. 2011.
- [29] BUREAU INTERNATIONAL DES POIDS ET MESURES: *The International System of Units (SI)*. 2019.
- [30] BUSCHMEYER, W.; LUBASCH, P.: *Temperaturbeanspruchung von Straßenbrücken aus Beton*. Bauingenieur 81 (4), 2006, S. 189–194.
- [31] CARBONELL-MÁRQUEZ, J. F.; GIL-MARTÍN, L. M.; FERNÁNDEZ-RUÍZ, M. A.; HÉRNANDEZ-MONTES, E.: *Effective area in tension stiffening of reinforced concrete piles subjected to flexure according to Eurocode 2*. Engineering Structures 76, 2014, S. 62–74. doi:10.1016/j.engstruct.2014.06.041.
- [32] CARSLAW, H. S.; JAEGER, J. C.: *Conduction of heat in solids*. Oxford University Press, New York, 1984.
- [33] CASAS, J. R.; CRESPO-MINGUILLON, C.: *Probabilistic response of prestressed concrete bridges to fatigue*. Engineering Structures 20 (11), 1998, S. 940–947. doi:10.1016/S0141-0296(97)00187-9.
- [34] CASTEL, A.; VIDAL, T.; FRANCOIS, R.: *Effective tension active cross-section of reinforced concrete beams after cracking*. Materials and Structures 39 (1), 2006, S. 115–126. doi:10.1617/s11527-005-9038-z.
- [35] CHOI, C.-K.; CHEUNG, S.-H.: *Tension Stiffening Model for Planar Reinforced Concrete Members*. Computers & Structures 59 (1), 1996, S. 179–190. doi:10.1016/0045-7949(95)00146-8.
- [36] CLADERA, A.; WEBER, B.; LEINENBACH, C.; CZARDERSKI, C.; SHAHVERDI, M.; MONTAVALLI, M.: *Iron-based shape memory alloys for civil engineering structures: An overview*.

- Construction and Building Materials 63, 2014, S. 281–293. doi:10.1016/j.conbuildmat.2014.04.032.
- [37] CLAUSS, F.; AHRENS, M. A.; MARK, P.: *A comparative evaluation of strain measurement techniques in reinforced concrete structures—A discussion of assembly, application, and accuracy*. Structural Concrete 22 (5), 2021, S. 2992–3007. doi:10.1002/suco.202000706.
- [38] CLAUSS, F.; AHRENS, M. A.; MARK, P.: *Thermo-mechanical experiments on reinforced concrete beams: Assessing thermal, mechanical, and mixed impacts on fiber optic measurements*. Structural Concrete 2022, S. 1–17. doi:10.1002/suco.202100890.
- [39] CLAUSS, F.; EPPLE, N.; AHRENS, M. A.; NIEDERLEITHINGER, E.; MARK, P.: *Comparison of Experimentally Determined Two-Dimensional Strain Fields and Mapped Ultrasonic Data Processed by Coda Wave Interferometry*. Sensors 20 (14), 2020, S. 4023. doi:10.3390/s20144023.
- [40] CLAUSS, F.; LÖSCHMANN, J.; AHRENS, M. A.; MARK, P.: *Temperaturinduktion in Betontragwerke: Experimentelle Untersuchungen zur Methode*. Beton- und Stahlbetonbau 116 (7), 2021, S. 539–550. doi:10.1002/best.202100010.
- [41] COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON: *Evaluation of the time dependent behavior of concrete, Bulletin d'information*, Band 199. CEB, Lausanne, 1990.
- [42] COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON: *Serviceability models, Bulletin d'information*, Band 235. Lausanne, 1997.
- [43] COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON; FÉDÉRATION INTERNATIONALE DE LA PRÉCONTRAÎNTE: *Model Code 1990*. Telford, London, 1993.
- [44] CRUZ, P. J. S.; MARÍ, A. R.; ROCA, P.: *Nonlinear Time-Dependent Analysis of Segmentally Constructed Structures*. Journal of Structural Engineering 124 (3), 1998, S. 278–287. doi:10.1061/(ASCE)0733-9445(1998)124:3(278).
- [45] CZARDERSKI, C.; SHAHVERDI, M.; BRÖNNIMANN, R.; LEINENBACH, C.; MOTAVALLI, M.: *Feasibility of iron-based shape memory alloy strips for prestressed strengthening of concrete structures*. Construction and Building Materials 56, 2014, S. 94–105. doi:10.1016/j.conbuildmat.2014.01.069.
- [46] DAVIS, M. B.; HOULT, N. A.; BAJAJ, S.; BENTZ, E. C.: *Distributed Sensing for Shrinkage and Tension Stiffening Measurement*. ACI Structural Journal 114 (3), 2017, S. 755–766. doi:10.14359/51689463.
- [47] DEUTSCHER AUSSCHUSS FÜR STAHLBETON: *Verstärken von Betonbauteilen*. DAfStb-Heft 467. Beuth Verlag, Berlin, 1996. doi:10.2366/3721164.
- [48] DEUTSCHER AUSSCHUSS FÜR STAHLBETON: *Verstärken von Betonbauteilen mit geklebter Bewehrung*. DAfStb-Richtlinie. Beuth Verlag, Berlin, 2012.

- [49] DEUTSCHER AUSSCHUSS FÜR STAHLBETON: *Erläuterungen zu DIN EN 1992-1-1 und DIN EN 1992-1-1/NA*. DAFStb-Heft 600. Beuth Verlag, Berlin, 2020.
- [50] DEUTSCHER WETTERDIENST: *Klimadaten Deutschland*. URL: <https://www.dwd.de/DE/leistungen/klimadatendeutschland/klimadatendeutschland.html>, Abrufdatum: 13.06.2022.
- [51] DIN 5030-2: *Spektrale Strahlungsmessung - Strahler für spektrale Strahlungsmessungen Auswahlkriterien*, 09/1982.
- [52] DIN EN 12390: *Prüfung von Festbeton*, 09/2021.
- [53] DIN EN 1991-1-5: *Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-5: Allgemeine Einwirkungen - Temperatureinwirkungen; Deutsche Fassung EN 1991-1-5:2003 + AC:2009*, 12/2010.
- [54] DIN EN 1992-1-1: *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004 + AC:2010*, 01/2011.
- [55] DIN EN 1992-1-2: *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-2: Allgemeine Regeln - Tragwerksbemessung für den Brandfall; Deutsche Fassung EN 1992-1-2:2004 + AC:2008*, 12/2010.
- [56] DIN EN 1992-2: *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 2: Betonbrücken- Bemessungs- und Konstruktionsregeln; Deutsche Fassung EN 1992-2:2005*, 02/2007.
- [57] DIN EN 1993-1-2: *Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall; Deutsche Fassung EN 1993-1-2:2005 + AC:2009*, 12/2010.
- [58] DIN EN 1995-1-2: *Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall; Deutsche Fassung EN 1995-1-2:2004 + AC:2009*, 12/2010.
- [59] DIN IEC 60050-351: *Internationales Elektrotechnisches Wörterbuch - Teil 351: Leittechnik (IEC 60050-351:2013)*, 09/2014.
- [60] DLUBAL SOFTWARE GMBH: *Zusatzmodul RF-BETON Stäbe - Stahlbetonbemessung*. Programmbeschreibung, 2018.
- [61] DOCEVSKA, M.; MARKOVSKI, G.; MARK, P.: *Experimental investigation on the reversibility of concrete creep under repeating loads*. *Materials and Structures* 52 (83), 2019, S. 1–16. doi:10.1617/s11527-019-1384-3.

- [62] DOERING, E.; SCHEDWILL, H.; DEHLI, M.: *Grundlagen der Technischen Thermodynamik*. Springer Fachmedien, Wiesbaden, 2016. doi:10.1007/978-3-658-15148-5.
- [63] DRIDIGER, A.; ALBERT, A.; SCHNELL, J.: *Zur Ermittlung von Zwangsschnittgrößen in einachsigt gespannten Hochbaudecken*. Beton- und Stahlbetonbau 114 (9), 2019, S. 610–619. doi:10.1002/best.201900029.
- [64] DUNN, W. C.: *Fundamentals of Industrial Instrumentation and Process Control*. McGraw-Hill, New York, 2005. doi:10.1036/0071466932.
- [65] EL-HACHA, R.; RIZKALLA, S.: *Near-surface-mounted fiber-reinforced polymer reinforcements for flexural strengthening of concrete structures*. ACI Structural Journal 101 (5), 2004, S. 717–726. doi:10.14359/13394.
- [66] ELBADRY, M.; GHALI, A.: *Temperature Variations in Concrete Bridges*. Journal of Structural Engineering 109 (10), 1983, S. 2355–2374. doi:10.1061/(ASCE)0733-9445(1983)109:10(2355).
- [67] ELBADRY, M.; GHALI, A.: *Thermal stresses and cracking of concrete bridges*. ACI Structural Journal 83 (6), 1986, S. 1001–1009.
- [68] EMERSON, M.: *Temperature differences in bridges: Basis of design requirements*. TRRL Laboratory Report 765, 1977.
- [69] EMPELMANN, M.; HENKE, V.: *Tension-Stiffening bei Zugstäben mit "Kombibewehrung"*. Beton- und Stahlbetonbau 103 (12), 2008, S. 792–799. doi:10.1002/best.200800648.
- [70] ERHARD, E.; WEILAND, S.; LORENZ, E.; SCHLADITZ, F.; BECKMANN, B.; CURBACH, M.: *Anwendungsbeispiele für Textilbetonverstärkung*. Beton- und Stahlbetonbau 110 (S1), 2015, S. 74–82. doi:10.1002/best.201400124.
- [71] EUROPEAN CONVENTION FOR CONSTRUCTIONAL STEELWORK: *Ultimate Limit State Calculation of Sway Frames with Rigid Joints*. ECCS, Rotterdam, 1984.
- [72] FINCKH, W.; IGNATIADIS, A.; NIEDERMEIER, R.; WIENS, U.; ZILCH, K.: *Die neue DAfStb-Richtlinie "Verstärken von Betonbauteilen mit geklebter Bewehrung"*. Beton- und Stahlbetonbau 107 (10), 2012, S. 711–715. doi:10.1002/best.201200047.
- [73] FISCHER, O.; THOMA, S.; CREPAZ, S.: *Distributed fiber optic sensing for crack detection in concrete structures*. Civil Engineering Design 1 (3-4), 2019, S. 97–105. doi:10.1002/cend.201900008.
- [74] FÖLLINGER, O.; KLUWE, M.: *Laplace-, Fourier- und z-Transformationen*. Hüthig Verlag, Heidelberg, 2003.
- [75] FORMAN, P.; GLOCK, C.; MARK, P.: *Schnelles Bauen – Motivation, Historie und Konzepte*. Beton- und Stahlbetonbau 116 (S2), 2021, S. 2–11. doi:10.1002/best.202100064.

- [76] FÖRSTNER, U.; KÖSTER, S.: *Trinkwasser*. In: U. Förstner; S. Köster (Hrsg.) *Umweltschutztechnik*. Springer-Verlag, Berlin, 2018, S. 347–417. doi:10.1007/978-3-662-55163-9.
- [77] FOUAD, N. A.: *Rechnerische Simulation der klimatisch bedingten Temperaturbeanspruchungen von Bauwerken*. Fraunhofer IRB Verlag, Stuttgart, 1998.
- [78] FRÖSE, H.-D.: *Elektrische Heizsysteme*. Pflaum Verlag, München, 1995.
- [79] FROST, I.: *Einfache lineare Regression*. Springer Fachmedien, Wiesbaden, 2018. doi:10.1007/978-3-658-19732-2.
- [80] GEISLER, K.: *Handbuch Brückenbau: Entwurf, Konstruktion, Berechnung, Bewertung und Ertüchtigung*. Ernst & Sohn, Berlin, 2014.
- [81] GESELLSCHAFT FÜR WÄRME KÄLTETECHNIK MBH: *Betriebsanleitung weco 09 A*. gwk, Kierspe, 2005.
- [82] GESELLSCHAFT FÜR WÄRME KÄLTETECHNIK MBH: *Betriebsanleitung teco 900*. gwk, Kierspe, 2007.
- [83] GHALI, A.; FAVRE, R.; ELBADRY, M.: *Concrete structures: Stresses and deformation: Analysis and design for serviceability*. Spon Press, London, 2002. doi:10.1201/9781482289138.
- [84] GILBERT, R. I.: *Tension Stiffening in Lightly Reinforced Concrete Slabs*. Journal of Structural Engineering 133 (6), 2007, S. 899–903. doi:10.1061/(ASCE)0733-9445(2007)133:6(899).
- [85] GILBERT, R. I.: *Cracking caused by early-age deformation of concrete: Prediction and Control*. Procedia Engineering 172, 2017, S. 13–22. doi:10.1016/j.proeng.2017.02.012.
- [86] GILBERT, R. I.; RANZI, G.: *Time-dependent behaviour of concrete structures*. Spon Press, London, 2011. doi:10.1201/9781482288711.
- [87] GLEN DIMPLEX DEUTSCHLAND GMBH: *Technische Information Infrarotstrahler*. Datenblatt, 2007.
- [88] GLÜCK, B.: *Wärmeübertragung*. Verlag für Bauwesen, Berlin, 1990.
- [89] GRASSER, E.; THIELEN, G.: *Hilfsmittel zur Berechnung der Schnittgrößen und Formveränderungen von Stahlbetontragwerken*. DAfStb-Heft 240. Beuth Verlag, Berlin, 1991.
- [90] GRIESINGER, A.: *Wärmemanagement in der Elektronik: Theorie und Praxis*. Springer-Verlag, Berlin, 2019. doi:10.1007/978-3-662-58682-2.
- [91] GÜEMES, A.; FERNÁNDEZ-LÓPEZ, A.; SOLLER, B.: *Optical Fiber Distributed Sensing - Physical Principles and Applications*. Structural Health Monitoring 9 (3), 2010, S. 233–245. doi:10.1177/1475921710365263.

- [92] HAHN, U.: *Physik für Ingenieure*. Oldenbourg Verlag, München, 2007. doi:10.1524/9783486594904.
- [93] HAINES, R. W.; HITTLE, D. C.: *Control Systems for Heating, Ventilating and Air Conditioning*. Springer Science + Business Media, New York, 2003. doi:10.1007/0-387-30633-1.
- [94] HANNOSCHÖCK, N.: *Wärmeleitung und -transport: Grundlagen der Wärme- und Stoffübertragung*. Springer-Verlag, Berlin, 2018. doi:10.1007/978-3-662-57572-7.
- [95] HARTE, R.; HÖFFER, R.; KRÄTZIG, W. B.; MARK, P.; NIEMANN, H.-J.: *Solar updraft power plants: Engineering structures for sustainable energy generation*. *Engineering Structures* 56, 2013, S. 1698–1706. doi:10.1016/j.engstruct.2013.07.033.
- [96] HAVERESCH, K.: *Nachrechnen und Verstärken älterer Spannbetonbrücken*. *Beton- und Stahlbetonbau* 106 (2), 2011, S. 89–102. doi:10.1002/best.201000085.
- [97] HEEK, P.; MARK, P.: *Load-bearing capacities of SFRC elements accounting for tension stiffening with modified moment-curvature relations*. In: *ACI-SP 310 + fib Bulletin No. 79: Fibre-reinforced concrete: From design to structural applications*. 2016, S. 301–310.
- [98] HEEK, P.; MARK, P.: *Zur Ermüdung von Beton und Stahlfaserbeton*. *Beton- und Stahlbetonbau* 111 (4), 2016, S. 221–232. doi:10.1002/best.201500054.
- [99] HEEK, P.; TKOCZ, J.; MARK, P.: *A thermo-mechanical model for SFRC beams or slabs at elevated temperatures*. *Materials and Structures* 51 (4), 2018. doi:10.1617/s11527-018-1218-8.
- [100] HENNECKE, M.: *Rechnerische Beurteilung der Temperaturbelastung und der Rissgefahr infolge Eigenspannungen bei jungem Hochleistungsbeton*. Dissertation, Technische Universität München, 2002.
- [101] HERBRAND, M.; ADAM, V.; CLASSEN, M.; KUERES, D.; HEGGER, J.: *Strengthening of Existing Bridge Structures for Shear and Bending with Carbon Textile-Reinforced Mortar*. *Materials* 10 (9), 2017. doi:10.3390/ma10091099.
- [102] HERING, E.; MARTIN, R.; STÖHRER, M.: *Physik für Ingenieure*. Springer-Verlag, Berlin, 2016. doi:10.1007/978-3-662-49355-7.
- [103] HERRMANN, R.: *Simulation und Regelung von Resonanzversuchsständen zur Untersuchung der Bauteilermüdung*. Dissertation, Leibniz Universität Hannover, 2018.
- [104] HILSDORF, H. K.; MÜLLER, H. S.: *Stoffgesetze für das Kriechen und Schwinden von Döschinger bis heute*. In: M. Specht (Hg.) *Spannweite der Gedanken*. Springer-Verlag, Berlin, 1987, S. 193–212.
- [105] HIRSCHFELD, K.: *Baustatik*. Springer-Verlag, Berlin, 2007. doi:10.1007/978-3-540-36773-4.

- [106] HOLST, R.; HOLST, K. H.: *Brücken aus Stahlbeton und Spannbeton*. Ernst & Sohn, Berlin, 2014. doi:10.1002/9783433603055.biblio.
- [107] INFRABIOTECH GMBH: *SIR-Strahler DRS 1000x80/4,0*. Datenblatt, 2019.
- [108] INTERNATIONAL FEDERATION FOR STRUCTURAL CONCRETE: *fib Model Code for Concrete Structures 2010*. Ernst & Sohn, Berlin, 2013.
- [109] ISOHEAT GMBH: *Silikon-Heizmatte MIL-SM*. Datenblatt, 2020.
- [110] IVÁNYI, G.: *Verstärken von Betonbauteilen - Ziele, Verfahren, Techniken*. Beton- und Stahlbetonbau 89 (1), 1994, S. 21–23. doi:10.1002/best.199400050.
- [111] IVÁNYI, G.; BUSCHMEYER, W.: *Verstärkung von Spannbetonbrücken durch Stahllaschen - Anwendungskriterien*. Beton- und Stahlbetonbau 87 (11), 1992, S. 265–311. doi:10.1002/best.199200460.
- [112] JESSE, F.; CURBACH, M.: *Verstärken mit Textilbeton*. In: K. Bergmeister; F. Fingerloos; J.-D. Wörner (Hrsg.) *Beton-Kalender 2010*. Ernst & Sohn, Berlin, 2010, S. 458–565. doi:10.1002/9783433600443.ch7.
- [113] JESSE, F.; KAPLAN, F.: *Verfahren für Biegeverstärkungen an Stahlbetonbauteilen*. Bau-technik 88 (7), 2011, S. 433–442. doi:10.1002/bate.201101482.
- [114] JUNKER, P.; HACKL, K.: *A condensed variational model for thermomechanically coupled phase transformations in polycrystalline shape memory alloys*. Journal of the Mechanical Behaviour of Materials 22 (3-4), 2013, S. 111–118. doi:10.1515/jmbm-2013-0016.
- [115] JUNKER, P.; HACKL, K.: *A thermo-mechanically coupled field model for shape memory alloys*. Continuum Mechanics and Thermodynamics 26 (6), 2014, S. 859–877. doi:10.1007/s00161-014-0345-x.
- [116] KASCHNER, R.; BUSCHMEYER, W.; SCHNELLENBACH-HELD, M.; LUBASCH, P.; GRÜNBERG, J.; HANSEN, M.; LIEBIG, J. P.; GEISLER, K.: *Auswirkungen des Schwerlastverkehrs auf die Brücken der Bundesfernstraßen, Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen*, Band 68. Wirtschaftsverlag NW, Bremerhaven, 2009.
- [117] KAST, W.: *Die Erhöhung der Wärmeabgabe durch Strahlung bei mehrfachen Reflexionen zwischen strahlenden Flächen*. VDI-Verlag, Düsseldorf, 1965.
- [118] KEHLBECK, F.: *Einfluss der Sonnenstrahlung bei Brückenbauwerken*. Werner Verlag, Düsseldorf, 1975.
- [119] KLOESER, D.; MARTSCHIN, J.; MEURER, T.; TEKKAYA, E.: *Reduced order modelling for spatial-temporal temperature and property estimation in a multi-stage hot sheet metal forming process*. Advances in Industrial and Manufacturing Engineering 3, 2021, S. 100055. doi:10.1016/j.aime.2021.100055.

- [120] KONERTZ, D.; KOCUR, G. K.; HÄUSLER, F.; MARK, P.: *Longitudinal shear transmission of anchor channels into concrete—An experimental approach*. Structural Concrete 22 (2), 2021, S. 1072–1084. doi:10.1002/suco.202000133.
- [121] KONERTZ, D.; LÖSCHMANN, J.; CLAUSS, F.; MARK, P.: *Faseroptische Messung von Dehnungs- und Temperaturfeldern*. Bauingenieur 94 (7-8), 2019, S. 292–300. doi: 10.37544/0005-6650-2019-07-08-70.
- [122] KÖNIG, G.; TUE, N. V.: *Grundlagen und Bemessungshilfen für die Rißbreitenbeschränkung im Stahlbeton und Spannbeton*. DAFStb-Heft 466. Beuth Verlag, Berlin, 1996. doi:10.2366/3721089.
- [123] KORDINA, K.: *Zur Frage der näherungsweisen Ermittlung von Zwangsschnittgrößen*. IABSE reports of the working commissions 6, 1970, S. 441–450.
- [124] KORDINA, K.: *Schäden an Koppelfugen*. Beton- und Stahlbetonbau 74 (4), 1979, S. 95–100. doi:10.1002/best.197900180.
- [125] KORDINA, K.; ROSTÁSY, F. S.; SVENSVIK, B.: *Tragfähigkeit und Verformung von Stahlbetonbalken unter Biegung und gleichzeitigem Zwang infolge Auflagerverschiebung*. Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1982.
- [126] KORDINA, K.; SCHUBERT, L.; TROITZSCH, U.: *Kriechen von Beton unter Zugbeanspruchung*. DAFStb-Heft 498. Beuth Verlag, Berlin, 2000. doi:10.2366/34189810.
- [127] KRAFT CURING SYSTEMS GMBH: *Thermalcure - Beschleunigtes Betonhärtungssystem*. URL: https://www.kraftcuring.com/wp-content/uploads/2021/04/kraftcuring_flyer_thermalcure_de.pdf, Abrufdatum: 30.03.2022.
- [128] KRÄTZIG, W. B.; BASAR, Y.: *Tragwerke 3: Theorie und Anwendung der Methode der Finiten Elemente*. Springer-Verlag, Berlin, 1997. doi:10.1007/978-3-642-59174-7.
- [129] KRÄTZIG, W. B.; HARTE, R.; KÖNKE, C.; PETRYNA, Y. S.: *Tragwerke 2: Theorie und Berechnungsmethoden statisch unbestimmter Stabwerke*. Springer-Verlag, Berlin, 2019. doi: 10.1007/978-3-642-41723-8.
- [130] KRELLER, H.: *Zum nichtlinearen Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonstabtragwerken unter Last- und Zwangeinwirkung*. Dissertation, Universität Stuttgart, 1989.
- [131] KWAK, H.-G.; SON, J.-K.: *Determination of design moments in bridges constructed by balanced cantilever method*. Engineering Structures 24 (5), 2002, S. 639–648. doi:10.1016/S0141-0296(01)00128-6.
- [132] LEE, R. C.; SACKOS, J. T.; NYDAHL, J. E.; PELL, K. M.: *Bridge Heating Using Ground-Source Heat Pipes*. In: S. C. Herman (Hg.) *Bridge Maintenance, Management, Corrosion Control, Heating, and Deicing Chemicals, Transportation Research Record*, Band 962. Washington, D. C., 1984, S. 51–56.

- [133] LEONHARDT, F.: *Vorlesungen über Massivbau: Sechster Teil - Grundlagen des Massivbrückenbaus*. Springer-Verlag, Berlin, 1979.
- [134] LEONHARDT, F.; KOLBE, G.; PETER, J.: *Temperaturunterschiede gefährden Spannbetonbrücke*. Beton- und Stahlbetonbau 60 (7), 1965, S. 157–163.
- [135] LI, H.-N.; LI, D.-S.; SONG, G.-B.: *Recent applications of fiber optic sensors to health monitoring in civil engineering*. Engineering Structures 26 (11), 2004, S. 1647–1657. doi: 10.1016/j.engstruct.2004.05.018.
- [136] LICHTER, U.: *Klimatische Temperatureinwirkungen und Kombinationsregeln bei Brückenbauwerken*. Dissertation, Universität der Bundeswehr München, 2004.
- [137] LIENIG, J.; BRÜMMER, H.: *Elektronische Gerätetechnik: Grundlagen für das Entwickeln elektronischer Baugruppen und Geräte*. Springer-Verlag, Berlin, 2014. doi:10.1007/978-3-642-40962-2.
- [138] LÖSCH, C.; RIESEBERG, P.; SCHLAICH, M.; LEIBINGER, R.; BALLESTREM, M.: *Infra-lightweight Concrete in multi-story residential buildings*. In: Economic Forum (Hg.) *10th Conference on Advanced Building Skins*. Bern, 2015, S. 108–117.
- [139] LÖSCHMANN, J.; AHRENS, M. A.; DANKMEYER, U.; ZIEM, E.; MARK, P.: *Methoden zur Reduktion des Teilsicherheitsbeiwerts für Eigenlasten bei Bestandsbrücken*. Beton- und Stahlbetonbau 112 (8), 2017, S. 506–516. doi:10.1002/best.201700027.
- [140] LÖSCHMANN, J.; CLAUSS, F.; MARK, P.: *Verstärken von Stahlbetontragwerken mit Temperaturinduktion*. Beton- und Stahlbetonbau 115 (10), 2020, S. 746–757. doi:10.1002/best.202000038.
- [141] LÖSCHMANN, J.; MARK, P.: *Zur Reduktion des Teilsicherheitsbeiwertes für Eigenlasten bei Bestandsbrücken*. In: W. Breit (Hg.) *Beiträge zur 5. DAfStb-Jahrestagung mit 58. Forschungskolloquium*. Kaiserslautern, 2017.
- [142] LÖSCHMANN, J.; MARK, P.: *Betonbauteile mit eingeschlitzter Bewehrung: Verstärkung mittels Temperaturinduktion*. BFT International 86 (2), 2020, S. 130.
- [143] LÖSCHMANN, J.; MARK, P.: *Strengthening of beams or slabs using temperature induction*. Structural Concrete 22 (6), 2021, S. 1–16. doi:10.1002/suco.202100469.
- [144] LÖSCHMANN, J.; MARK, P.: *Temperaturinduktion in Stahlbetontragwerke*. In: J. Berger (Hg.) *Innsbrucker Bautage 2022 – Festschrift Prof. Feix*. Studia Universitätsverlag Innsbruck, 2022, S. 299–319.
- [145] LÖSCHMANN, J.; STOLZUOLI, N.; AHRENS, M. A.; MARK, P.: *Steering of continuity stresses in beam structures by temperature induction*. Engineering Structures 229, 2021, S. 111621. doi:10.1016/j.engstruct.2020.111621.

- [146] LUNA INNOVATIONS INC.: *ODiSI 6000 Series: Datenblatt*. URL: <https://lunainc.com/sites/default/files/assets/files/data-sheet/Luna%20ODiSI%206000%20Data%20Sheet.pdf>, Abrufdatum: 13.06.2022.
- [147] LUNA INNOVATIONS INC.: *Optical Distributed Sensor Interrogator (Model ODiSI B)*. Datenblatt, 2013.
- [148] LUNZE, J.: *Regelungstechnik 1*. Springer-Verlag, Berlin, 2020. doi:10.1007/978-3-662-60746-6.
- [149] MAHNKEN, R.: *Lehrbuch der Technischen Mechanik - Elastostatik*. Springer-Verlag, Berlin, 2015. doi:10.1007/978-3-662-44798-7.
- [150] MANG, H. A.; HOFSTETTER, G.: *Festigkeitslehre*. Springer-Verlag, Berlin, 2018. doi:10.1007/978-3-662-57564-2.
- [151] MANGERIG, I.: *Klimatische Temperaturbeanspruchung von Stahl- und Stahlverbundbrücken*. Dissertation, Ruhr-Universität Bochum, 1986.
- [152] MAREK, R.; NITSCHKE, K.: *Praxis der Wärmeübertragung*. Carl Hanser Verlag, München, 2015.
- [153] MARK, P.: *Zweiachsig durch Biegung und Querkräfte beanspruchte Stahlbetonträger*. Schriftenreihe des Instituts für Konstruktiven Ingenieurbau an der Ruhr-Universität Bochum (Habilitationsschrift). Shaker Verlag, Aachen, 2006.
- [154] MARK, P.; NEUGEBAUER, P.: *Erhalt unserer Bausubstanz*. In: K. Bergmeister; F. Fingerloos; J.-D. Wörner (Hrsg.) *Beton-Kalender 2015*. Ernst & Sohn, Berlin, 2015, S. 1–24.
- [155] MARK, P.; SCHNÜTGEN, B.: *Grenzen elastischen Materialverhaltens von Beton*. Beton- und Stahlbetonbau 96 (5), 2001, S. 373–378. doi:10.1002/best.200100400.
- [156] MATHIEU, H.: *Das Verhalten von Beton zwischen 80 und 300°C*. beton 12 (8), 1962, S. 363–364.
- [157] MEHLHORN, G.; CURBACH, M.: *Handbuch Brücken*. Springer Fachmedien, Wiesbaden, 2014. doi:10.1007/978-3-540-29661-4.
- [158] MENN, C.: *Prestressed Concrete Bridges*. Birkhäuser Verlag, Basel, 1986.
- [159] MESCHÉDE, D.: *Gerthsen Physik*. Springer-Verlag, Berlin, 2015. doi:10.1007/978-3-662-45977-5.
- [160] MICHELS, J.; SHAHVERDI, M.; CZADERSKI, C.: *Flexural strengthening of structural concrete with iron-based shape memory alloy strips*. Structural Concrete 19 (3), 2018, S. 876–891. doi:10.1002/suco.201700120.

- [161] MÜLLER, H. S.; ACOSTA URREA, F.; KVITSEL, V.: *Modelle zur Vorhersage des Schwindens und Kriechens von Beton*. Beton- und Stahlbetonbau 116 (9), 2021, S. 660–676. doi:10.1002/best.202100050.
- [162] MÜLLER, S.; FORMAN, P.; SCHNELL, J.; MARK, P.: *Leichte Schalen aus hochfestem Beton als Parabolrinnen solarthermischer Kraftwerke: Entwurf und Realisierung eines Demonstrators*. Beton- und Stahlbetonbau 108 (11), 2013, S. 752–762. doi:10.1002/best.201300058.
- [163] MURRAY, A.; GILBERT, R. I.; CASTEL, A.: *A New Approach to Modeling Tension Stiffening in Reinforced Concrete*. ACI Structural Journal 115 (1), 2018, S. 127–137. doi:10.14359/51700952.
- [164] NAYAK, A. N.; KUMARI, A.; SWAIN, R. B.: *Strengthening of RC Beams Using Externally Bonded Fibre Reinforced Polymer Composites*. Structures 14 (11), 2018, S. 137–152. doi:10.1016/j.istruc.2018.03.004.
- [165] NG, C. K.; TAN, K. H.: *Flexural behaviour of externally prestressed beams. Part I: Analytical model*. Engineering Structures 28, 2006, S. 609–621. doi:10.1016/j.engstruct.2005.09.015.
- [166] NG, P.-L.; GRIBNIAK, V.; JAKUBOVSKIS, R.; RIMKUS, A.: *Tension stiffening approach for deformation assessment of flexural reinforced concrete members under compressive axial load*. Structural Concrete 20 (6), 2019, S. 2056–2068. doi:10.1002/suco.201800286.
- [167] NOAKOWSKI, P.; SCHÄFER, H. G.; BREDDERMANN, M.; HARLING, A.: *Stahlbetontragwerke einfach steifigkeitsorientiert berechnen*. Beton- und Stahlbetonbau 97 (4), 2002, S. 191–201. doi:10.1002/best.200200870.
- [168] NORRIS, T.; SAADATMANESH, H.; EHSANI, M. R.: *Shear and Flexural Strengthening of R/C Beams with Carbon Fiber Sheets*. Journal of Structural Engineering 123 (7), 1997, S. 903–911. doi:10.1061/(ASCE)0733-9445(1997)123:7(903).
- [169] NOVÁK, B.; STEIN, F.; REINHARD, J.; DUDONU, A.: *Einsatz kontinuierlicher faseroptischer Sensoren zum Monitoring von Bestandsbrücken*. Beton- und Stahlbetonbau 116 (10), 2021, S. 718–726. doi:10.1002/best.202100070.
- [170] NOWAK, A. S.: *Proposed load combination factors for bridges with high dead-to-live load ratios*. Bridge Structures 8 (2), 2012, S. 61–66. doi:10.3233/BRS-2012-0038.
- [171] OEHLERS, D. J.; MOHAMED ALI, M. S.; LUO, W.: *Upgrading Continuous Reinforced Concrete Beams by Gluing Steel Plates to Their Tension Faces*. Journal of Structural Engineering 124 (3), 1998, S. 224–232. doi:10.1061/(ASCE)0733-9445(1998)124:3(224).
- [172] PALINSKI, R.: *Lösung der instationären Wärmeleitungsgleichung mit zeitabhängiger Umgebungstemperatur und zeitlich veränderlicher und räumlich ungleichmäßig verteilter Wärmequelle*. Nukleonik 6 (6), 1964, S. 289–303.

- [173] PFEIFFER, U.; QUAST, U.: *Nichtlineares Berechnen stabförmiger Bauteile*. Beton- und Stahlbetonbau 98 (9), 2003, S. 529–538. doi:10.1002/best.200302290.
- [174] PFITZNER, M.: *Wärme- und Stofftransport*. Vorlesungsskript, Universität der Bundeswehr München, 2017.
- [175] POKROPP, F.: *Lineare Regression und Varianzanalyse*. R. Oldenbourg Verlag, München, 1994.
- [176] POLIFKE, W.; KOPITZ, J.: *Wärmeübertragung: Grundlagen, analytische und numerische Methoden*. Pearson Studium, München, 2009.
- [177] POLING, B. E.; PRAUSNITZ, J. M.; O'CONNELL J. P.: *The Properties of Gases and Liquids*. McGraw-Hill, New York, 2001.
- [178] QUAST, U.: *Zur Mitwirkung des Betons in der Zugzone*. Beton- und Stahlbetonbau 76 (10), 1981, S. 247–250. doi:10.1002/best.198100440.
- [179] QUAST, U.: *Zur Auswahl eines geeigneten Verfahrens für die Berücksichtigung der Mitwirkung des Betons auf Zug*. Bautechnik 87 (7), 2010, S. 397–403. doi:10.1002/bate.201010030.
- [180] RAHAL, K.; RUMAIH, H. A.: *Tests on reinforced concrete beams strengthened in shear using near surface mounted CFRP and steel bars*. Engineering Structures 33 (1), 2011, S. 53–62. doi:10.1016/j.engstruct.2010.09.017.
- [181] RAKGATE, S. M.; DUNDU, M.: *Strength and ductility of simple supported R/C beams retrofitted with steel plates of different width-to-thickness ratios*. Engineering Structures 157, 2018, S. 192–202. doi:10.1016/j.engstruct.2017.12.012.
- [182] REISCH, M.: *Elektronische Bauelemente*. Springer-Verlag, Berlin, 2007.
- [183] RIEDEL, P.; LEUTBECHER, T.; PIOTROWSKI, S.; HEESE, C.: *Einfluss der Probekörpergeometrie auf die Ergebnisse von Druckfestigkeitsprüfungen an ultrahochfestem Beton*. Beton- und Stahlbetonbau 113 (8), 2018, S. 598–607. doi:10.1002/best.201800027.
- [184] ROMBACH, G.: *Spannbetonbau*. Ernst & Sohn, Berlin, 2002.
- [185] RÖSLER, J.; HARDERS, H.; BÄKER, M.: *Mechanisches Verhalten der Werkstoffe*. Springer Fachmedien, Wiesbaden, 2016. doi:10.1007/978-3-658-13795-3.
- [186] RÜSCH, H.: *Researches Toward a General Flexural Theory for Structural Concrete*. ACI Structural Journal 57 (7), 1960, S. 1–28.
- [187] SAMIEC, D.: *Verteilte faseroptische Temperatur- und Dehnungsmessung mit sehr hoher Ortsauflösung*. Photonik 6, 2011, S. 34–37.
- [188] SANIO, D.: *Genauigkeit monitoringbasierter Lebensdauerprognosen von Betonbrücken bei Spannstahlermüdung*. Dissertation, Ruhr Universität Bochum, 2016.

- [189] SANIO, D.; AHRENS, M. A.; MARK, P.: *Accuracy of lifetime prediction determined by fatigue monitoring*. In: Á. Cunha; E. d. S. Caetano; P. Ribeiro; G. Müller (Hrsg.) *Proceedings of the 9th International Conference on Structural Dynamics*. Porto, 2014, S. 2279–2286.
- [190] SANIO, D.; AHRENS, M. A.; MARK, P.: *Detecting the limits of accuracy of lifetime predictions by structural monitoring*. In: A. Chen; D. M. Frangopol (Hrsg.) *Proceedings of the 7th International Conference of Bridge Maintenance, Safety and Management and Life Extension (IABMAS)*. CRC Press, Shanghai, China, 2014, S. 416–423.
- [191] SANIO, D.; AHRENS, M. A.; MARK, P.: *Tackling uncertainty in structural lifetime evaluations: Assessment of the impact of monitoring data and correlated input parameters on a prognosis*. *Beton- und Stahlbetonbau* 113 (S2), 2018, S. 48–54. doi:10.1002/best.201800036.
- [192] SANIO, D.; AHRENS, M. A.; MARK, P.: *Lifetime predictions of prestressed concrete bridges—Evaluating parameters of relevance using Sobol' indices*. *Civil Engineering Design* 2021, S. 1–11. doi:10.1002/cend.202100009.
- [193] SANIO, D.; AHRENS, M. A.; MARK, P.: *Modification of Variance-Based Sensitivity Indices for Stochastic Evaluation of Monitoring Measures*. *Infrastructures* 6 (11), 2021, S. 1–17. doi:10.3390/infrastructures6110149.
- [194] SANIO, D.; LÖSCHMANN, J.; MARK, P.; AHRENS, M. A.: *Bauwerksmessungen versus Rechenkonzepte zur Beurteilung von Spannstahlermüdung in Betonbrücken*. *Bautechnik* 95 (2), 2018, S. 99–110. doi:10.1002/bate.201700092.
- [195] SANIO, D.; MARK, P.; AHRENS, M. A.: *Temperaturfeldberechnung für Brücken: Umsetzung mit Tabellenkalkulationen*. *Beton- und Stahlbetonbau* 112 (2), 2017, S. 85–95. doi:10.1002/best.201600068.
- [196] SBZ: *Brücke mit Fußwärmer: Flächenheizung gegen Glatteis*. SBZ Sanitär. Heizung. Klima. 2013, S. 138–139.
- [197] SCHAUM, A.; MEURER, T.: *Dissipativity-based output-feedback control for a class of semilinear unstable heat equations*. *IFAC-PapersOnLine* 52 (16), 2019, S. 316–321. doi:10.1016/j.ifacol.2019.11.798.
- [198] SCHEER, J.; PASTERNAK, H.; HOFMEISTER, M.: *Gebrauchstauglichkeit - (k)ein Problem?* *Bauingenieur* 69, 1994, S. 99–106.
- [199] SCHLAICH, M.; HÜCKLER, A.: *Infraleichtbeton 2.0*. *Beton- und Stahlbetonbau* 107 (11), 2012, S. 757–766. doi:10.1002/best.201200033.
- [200] SCHMIDT-THRÖ, G.; SCHEUFLER, W.; FISCHER, O.: *Kontinuierliche faseroptische Dehnungsmessung im Stahlbetonbau*. *Beton- und Stahlbetonbau* 111 (8), 2016, S. 496–504. doi:10.1002/best.201600026.

- [201] SCHNELL, J.; KAUTSCH, R.; NOAKOWSKI, P.; BREDDERMANN, M.: *Verhalten von Hochbaudecken bei Zugkräften aus Zwang*. Beton- und Stahlbetonbau 100 (5), 2005, S. 406–415. doi:10.1002/best.200590097.
- [202] SCHULZE, R.: *Strahlenklima der Erde*. Steinkopff-Verlag, Heidelberg, 1970.
- [203] SEIDEL, M.: *Thermodynamik - Verstehen durch Üben*, Band 2. De Gruyter Oldenbourg, Berlin, 2017. doi:10.1515/9783110411294.
- [204] SHEN, J. H.: *Lineare und nichtlineare Theorie des Kriechens und der Relaxation von Beton unter Druckbeanspruchung*. DAFStb-Heft 432. Beuth Verlag, Berlin, 1992.
- [205] SOMMER, P.; TRUHLAR, K.: *Wärmebehandlung von Stählen im Wirbelbett*. HTM Journal of Heat Treatment and Materials 37 (2), 1982, S. 58–63. doi:10.1515/htm-1982-370202.
- [206] SOUZA, R. H. F.; APPLETON, J.: *Flexural behaviour of strengthened reinforced concrete beams*. Materials and Structures 30 (3), 1997, S. 154–159. doi:10.1007/BF02486387.
- [207] SPECHT, M.; FOUAD, N. A.: *Temperatureinwirkungen auf Beton-Kastenträgerbrücken durch Klimaeinflüsse*. Beton- und Stahlbetonbau 93 (10), 1998, S. 281–285. doi:10.1002/best.199800590.
- [208] STADTWERKE BOCHUM: *Wie hoch ist mein Wasserdruck?* URL: <https://www.stadtwerke-bochum.de/faq/faq-detail/wie-hoch-ist-mein-wasserdruck-231>, Abrufdatum: 13.06.2022.
- [209] STINDT, J.; FORMAN, P.; MARK, P.: *Experimente zur Schwindreduktion von hochfesten Betonbauteilen durch Wärmebehandlung*. Beton- und Stahlbetonbau 116 (8), 2021, S. 594–606. doi:10.1002/best.202100028.
- [210] STINDT, J.; FORMAN, P.; MARK, P.: *Influence of Rapid Heat Treatment on the Shrinkage and Strength of High-Performance Concrete*. Materials 14 (15), 2021, S. 4102. doi:10.3390/ma14154102.
- [211] STÖCKL, S.: *Versuche zum Einfluß der Belastungshöhe auf das Kriechen des Betons*. DAFStb-Heft 324. Ernst & Sohn, Berlin, 1981.
- [212] STRAMANDINOLI, R. S. B.; LA ROVERE, H. L.: *An efficient tension-stiffening model for nonlinear analysis of reinforced concrete members*. Engineering Structures 30 (7), 2008, S. 2069–2080. doi:10.1016/j.engstruct.2007.12.022.
- [213] STRIEDER, E.; AIGNER, C.; PETAUTSCHNIG, G.; HORN, S.; MARCON, M.; SCHWENN, M.; ZEMAN, O.; CASTILLO, P.; WAN-WENDNER, R.; BERGMEISTER, K.: *Strengthening of Reinforced Concrete Beams with Externally Mounted Sequentially Activated Iron-Based Shape Memory Alloys*. Materials 12 (3), 2019. doi:10.3390/ma12030345.
- [214] TAUTZ, H.: *Wärmeleitung und Temperatursausgleich*. Akademie-Verlag, Berlin, 1971.

- [215] THELNING, K.-E.: *Steel and its Heat Treatment*. Butterworth-Heinemann, London, 1984. doi:10.1016/C2013-0-04240-5.
- [216] THERMO SENSOR GMBH: *Werkskalibrierschein*. Datenblatt, 2018.
- [217] TKOCZ, J.: *Schnellfertigung von dünnwandigen Stabbauteilen aus Hochleistungsbeton mit gesteuerter Wärmebehandlung*. Dissertation, Ruhr Universität Bochum, 2020.
- [218] TKOCZ, J.; MARK, P.: *Industrielle Präzisionsfertigung von Hohlstäben aus hochfestem Feinkornbeton: Entwicklung einer Herstellungsmethode*. In: W. Breit (Hg.) *Beiträge zur 5. DAfStb-Jahrestagung mit 58. Forschungskolloquium*. Kaiserslautern, 2017, S. 174–185.
- [219] TKOCZ, J.; MARK, P.: *Heat treatment and shrinkage steering of precast thin walled concrete tubes*. In: W. Derkowski (Hg.) *fib Symposium 2019: Concrete - innovations in materials, design and structures*. Krakow, 2019, S. 2246–2253.
- [220] TROST, H.: *Auswirkungen des Superpositionsprinzips auf Kriech- und Relaxationsprobleme bei Beton und Spannbeton*. *Beton- und Stahlbetonbau* 61 (10, 11), 1967, S. 230–238, 261–269.
- [221] TROST, H.; CORDES, H.: *Kriech- und Relaxationsversuche an sehr altem Beton*. DAfStb-Heft 295. Beuth Verlag, Berlin, 1978.
- [222] TROST, H.; WOLFF, H. J.: *Zur wirklichkeitsnahen Ermittlung der Beanspruchungen in abschnittsweise hergestellten Spannbetontragwerken*. *Bauingenieur* 45 (5), 1970, S. 155–169.
- [223] UNBEHAUN, H.; LEY, F.: *Regelungs- und Steuerungstechnik*. In: H. Czichos; M. Hennecke (Hrsg.) *Hütte - Das Ingenieurwissen*. Springer-Verlag, Berlin, 2004, S. 11–1117.
- [224] UWE ELECTRONIC GMBH: *Peltier-Elemente - Hintergrundwissen*. URL: <https://www.uweelectronic.de/de/temperaturmanagement-2/peltierelemente/hintergrundwissen.html>, Abrufdatum: 13.06.2022.
- [225] UWE ELECTRONIC GMBH: *Peltierelement / Peltier Modul UEPT-140-127-086E120S: Datenblatt*. 2019.
- [226] VEITH, H.; SCHMIDT, D.: *Grundkurs Kältetechnik*. VDE Verlag, Berlin, 2020.
- [227] VILL, M.; VOSPERNIG, M.; REITERER, M.; EICHINGER-VILL, E. M.; KARI, H.: *Untersuchungen zur tatsächlichen Temperaturbeanspruchung von Massivbrücken*. *Beton und Stahlbetonbau* 116 (4), 2021, S. 262–274. doi:10.1002/best.202000101.
- [228] VOGDT, F. U.; HELBACH, M.: *Eine thermisch aktiv gedämmte, monolithische Außenwand aus Infrareichtbeton als nachhaltiges, zukunftsfähiges Wandsystem?* *Bauphysik* 37 (1), 2015, S. 38–51. doi:10.1002/bapi.201510005.

- [229] VORWAGNER, A.; KWAPISZ, M.; LIENHART, W.; WINKLER, M.; MONSBERGER, C.; PRAMMER, D.: *Verteilte Rissbreitenmessung im Betonbau mittels faseroptischer Sensorik: Neue Anwendung von verteilten faseroptischen Messsystemen*. Beton- und Stahlbetonbau 116 (10), 2021, S. 727–740. doi:10.1002/best.202100060.
- [230] WEBER, M.: *Zur Ermittlung mechanischer Kennwerte von Bestandsbetonen*. Dissertation, Technische Universität Kaiserslautern, 2019.
- [231] WEIDNER, J.; KÖHLER, W.; KRAMS, J.: *Verstärken von Betonbauteilen mit geklebter Bewehrung: Bemessung und Ausführung*. Beton- und Stahlbetonbau 95 (9), 2000, S. 537–543. doi:10.1002/best.200001050.
- [232] WELSCH, T.; REISSEN, K.; SCHNELLENBACH-HELD, M.; HEGGER, J.; VON WESCHPENNIG, D.; HAARDT, P.: *Praxiserfahrungen zum Verstärken von Betonbrücken*. Beton- und Stahlbetonbau 111 (4), 2006, S. 241–252. doi:10.1002/best.201600005.
- [233] WERKLE, H.: *Finite Elemente in der Baustatik: Statik und Dynamik der Stab- und Flächen-tragwerke*. Vieweg Verlag, Wiesbaden, 2008.
- [234] WESTPHAL, H.; ZAHN, F. A.: *Verformungsberechnungen von Stahlbetonbauteilen im gerissenen Zustand: Allgemeine Vorgehensweise bei Platten und Balken*. Beton- und Stahlbetonbau 113 (5), 2018, S. 330–338. doi:10.1002/best.201800004.
- [235] WINKLER, K.; MARK, P.; HEEK, P.; ROHLÄNDER, S.; SOMMER, S.: *Punching shear tests on symmetrically reduced slab quarters*. Structural Concrete 15 (4), 2014, S. 484–496. doi:10.1002/suco.201400022.
- [236] WRIGGERS, P.: *Nichtlineare Finite-Element-Methoden*. Springer-Verlag, Berlin, 2001.
- [237] WUNDRAM, O.: *Elektrowärme in der Eisen- und Metallindustrie*. Springer, Berlin, 1952. doi:10.1007/978-3-642-86563-3.
- [238] YE, X. W.; SU, Y. H.; HAN, J. P.: *Structural Health Monitoring of Civil Infrastructure Using Optical Fiber Sensing Technology: A Comprehensive Review*. The Scientific World Journal 2014. doi:10.1155/2014/652329.
- [239] ZHU, B.: *Thermal Stresses and Temperature Control of Mass Concrete*. Elsevier, Amsterdam, 2014. doi:10.1016/C2012-0-06038-3.
- [240] ZICHNER, T.: *Temperaturunterschied infolge Witterungseinfluß und Beheizung von massiven Brücken*. Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik 212, 1976, S. 1–72.
- [241] ZILCH, K.; PENKA, E.: *Fatigue resistance evaluation for couplers of existing post-tensioned, concrete bridges*. Structure and Infrastructure Engineering 10 (7), 2014, S. 901–910. doi:10.1080/15732479.2012.761247.
- [242] ZILCH, K.; ZEHETMAIER, G.: *Bemessung im konstruktiven Betonbau*. Springer-Verlag, Berlin, 2010. doi:10.1007/978-3-540-70638-0.

Herleitungen zur Berechnung induzierter Schnittgrößen

Anhang A enthält die Herleitungen der in der Arbeit verwendeten Formeln zur Berechnung temperaturinduzierter Schnittgrößen in einem beidseitig eingespannten Träger, einem Zweifeld- und einem Dreifeldträger. Die Herleitungen erfolgen mittels Kraftgrößenverfahren nach Abschnitt 3.2.3.

Beidseitig eingespannter Träger

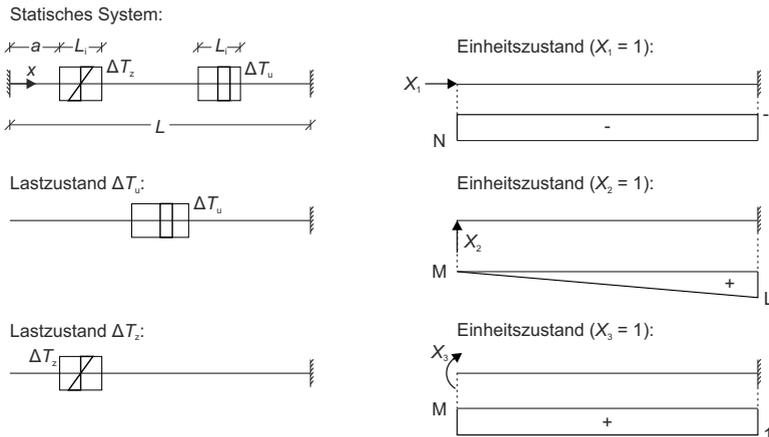


Abbildung A.1: Last- und Einheitszustände des Kraftgrößenverfahrens für einen beidseitig eingespannten Balken mit den Temperatureinwirkungen ΔT_u und ΔT_z

1. Temperatureinwirkung ΔT_u

Bestimmung der Verformungsgrößen:

$$\delta_{10} = \int_0^L N_1 \cdot \alpha_T \cdot \Delta T_u \, dx = \alpha_T \cdot \Delta T_u \cdot L_i$$

$$\delta_{11} = \int_0^L \frac{N_1 \cdot N_1}{EA} \, dx = -L \cdot \frac{1}{EA}$$

Lösung des Gleichungssystems:

$$\Rightarrow X_1 = -\frac{\delta_{10}}{\delta_{11}} = \frac{L_i}{L} \cdot \alpha_T \cdot \Delta T_u \cdot EA$$

Ermittlung der Schnittgrößen:

$$N = -X_1 = -\frac{L_i}{L} \cdot \alpha_T \cdot \Delta T_u \cdot EA$$

2. Temperatureinwirkung ΔT_z

Bestimmung der Verformungsgrößen:

$$\delta_{20} = \int_0^L M_2 \cdot \frac{\alpha_T \cdot \Delta T_z}{h} \, dx = \frac{\alpha_T \cdot \Delta T_z}{h} \cdot \frac{1}{2} \cdot [a + (a + L_i)] \cdot L_i = \frac{\alpha_T \cdot \Delta T_z}{h} \cdot \frac{1}{2} \cdot (2a + L_i) \cdot L_i$$

$$\delta_{30} = \int_0^L M_3 \cdot \frac{\alpha_T \cdot \Delta T_z}{h} \, dx = \frac{\alpha_T \cdot \Delta T_z}{h} \cdot L_i$$

$$\delta_{22} = \int_0^L \frac{M_2 \cdot M_2}{EI} \, dx = \frac{1}{3} \cdot L^3 \cdot \frac{1}{EI}$$

$$\delta_{33} = \int_0^L \frac{M_3 \cdot M_3}{EI} \, dx = L \cdot \frac{1}{EI}$$

$$\delta_{23} = \delta_{32} = \int_0^L \frac{M_2 \cdot M_3}{EI} \, dx = \frac{1}{2} \cdot L^2 \cdot \frac{1}{EI}$$

Lösung des Gleichungssystems:

$$\left| \begin{array}{l} \delta_{20} + \delta_{22} \cdot X_2 + \delta_{23} \cdot X_3 = 0 \\ \delta_{30} + \delta_{32} \cdot X_2 + \delta_{33} \cdot X_3 = 0 \end{array} \right|$$

$$\left| \begin{array}{l} \frac{\alpha_T \cdot \Delta T_z}{h} \cdot \frac{1}{2} \cdot (2a + L_i) \cdot L_i + \left(\frac{1}{3} \cdot L^3 \cdot \frac{1}{EI}\right) \cdot X_2 + \left(\frac{1}{2} \cdot L^2 \cdot \frac{1}{EI}\right) \cdot X_3 = 0 \\ \frac{\alpha_T \cdot \Delta T_z}{h} \cdot L_i + \left(\frac{1}{2} \cdot L^2 \cdot \frac{1}{EI}\right) \cdot X_2 + \left(L \cdot \frac{1}{EI}\right) \cdot X_3 = 0 \end{array} \right|$$

$$\Rightarrow X_2 = -\frac{\alpha_T \cdot \Delta T_z}{h} \cdot \frac{L_i}{L^3} \cdot (12a + 6L_i - 6L) \cdot EI$$

$$\Rightarrow X_3 = -\frac{\alpha_T \cdot \Delta T_z}{h} \cdot \frac{L_i}{L^2} \cdot (-6a - 3L_i + 4L) \cdot EI$$

Ermittlung der Schnittgrößen:

$$\begin{aligned}
 M(x) &= X_2 \cdot x + X_3 \\
 &= -\frac{\alpha_T \cdot \Delta T_z}{h} \cdot \frac{L_i}{L^3} \cdot (12a + 6L_i - 6L) \cdot EI \cdot x - \frac{\alpha_T \cdot \Delta T_z}{h} \cdot \frac{L_i}{L^2} \cdot (-6a - 3L_i + 4L) \cdot EI \\
 &= -\frac{\alpha_T \cdot \Delta T_z}{h} \cdot \frac{L_i}{L^3} \cdot \left(x \cdot (12a + 6L_i - 6L) + L \cdot (-6a - 3L_i + 4L) \right) \cdot EI
 \end{aligned}$$

Zweifeldträger

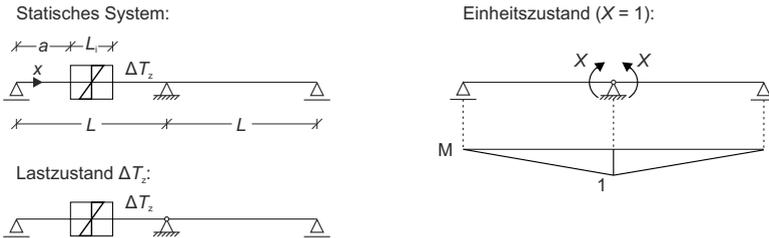


Abbildung A.2: Last- und Einheitszustand des Kraftgrößenverfahrens für einen Zweifeldträger mit der Temperatureinwirkung ΔT_z

Temperatureinwirkung ΔT_z

Bestimmung der Verformungsgrößen:

$$\delta_{10} = \int_0^L M_1 \cdot \frac{\alpha_T \cdot \Delta T_z}{h} dx = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{a}{L} + \frac{a + L_i}{L} \right) \cdot L_i \cdot \frac{\alpha_T \cdot \Delta T_z}{h} = \frac{\alpha_T \cdot \Delta T_z}{h} \cdot L_i \cdot \frac{2a + L_i}{2L}$$

$$\delta_{11} = \int_0^L \frac{M_1 \cdot M_1}{EI} dx = \frac{2}{3} \cdot L \cdot \frac{1}{EI}$$

Lösung der Gleichung:

$$\begin{aligned}
 \Rightarrow X &= -\frac{\delta_{10}}{\delta_{11}} \\
 &= -\frac{\alpha_T \cdot \Delta T_z}{h} \cdot L_i \cdot \frac{2a + L_i}{2L} \cdot \frac{3}{2L} \cdot EI \\
 &= -\frac{\alpha_T \cdot \Delta T_z}{h} \cdot \frac{3L_i \cdot (2a + L_i)}{4L^2} \cdot EI
 \end{aligned}$$

Ermittlung der Auflagerkraft A_v :

$$\begin{aligned}
 A_v \cdot L &= X \\
 \Rightarrow A_v &= \frac{X}{L} = -\frac{\alpha_T \cdot \Delta T_z}{h} \cdot \frac{3L_i \cdot (2a + L_i)}{4L^3} \cdot EI
 \end{aligned}$$

Ermittlung der Schnittgrößen:

$$M(x) = A_v \cdot x$$

$$= -\frac{\alpha_T \cdot \Delta T_z}{h} \cdot \frac{3L_i \cdot (2a + L_i)}{4L^3} \cdot x \cdot EI$$

Dreifeldträger

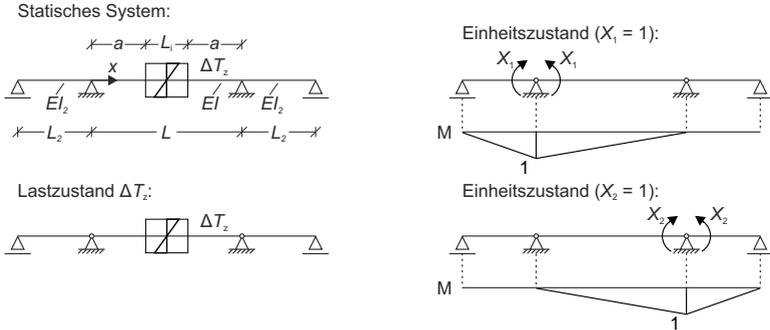


Abbildung A.3: Last- und Einheitszustände des Kraftgrößenverfahrens für einen Dreifeldträger mit der Temperatureinwirkung ΔT_z

Temperatureinwirkung ΔT_z

Bestimmung der Verformungsgrößen:

$$\delta_{10} = \frac{1}{2} \cdot \left(1 - \frac{a}{L} + 1 - \frac{a + L_i}{L} \right) \cdot L_i \cdot \frac{\alpha_T \cdot \Delta T_z}{h} = \frac{L_i}{2L} \cdot (-2a - L_i + 2L) \cdot \frac{\alpha_T \cdot \Delta T_z}{h}$$

$$= \frac{L_i}{2} \cdot \frac{\alpha_T \cdot \Delta T_z}{h} \quad \text{mit : } L = 2a + L_i$$

$$\delta_{20} = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{a}{L} + \frac{a + L_i}{L} \right) \cdot L_i \cdot \frac{\alpha_T \cdot \Delta T_z}{h} = \frac{L_i}{2L} \cdot (2a + L_i) \cdot \frac{\alpha_T \cdot \Delta T_z}{h}$$

$$= \frac{L_i}{2} \cdot \frac{\alpha_T \cdot \Delta T_z}{h}$$

$$\delta_{11} = \delta_{22} = \frac{L}{3EI} + \frac{L_2}{3EI_2}$$

$$\delta_{12} = \delta_{21} = \frac{L}{6EI}$$

Lösung des Gleichungssystems:

$$\begin{cases} \delta_{10} + \delta_{11} \cdot X_1 + \delta_{12} \cdot X_2 = 0 \\ \delta_{20} + \delta_{21} \cdot X_1 + \delta_{22} \cdot X_2 = 0 \end{cases}$$

$$\left| \begin{array}{l} \left(\frac{L}{3EI} + \frac{L_2}{3EI_2} \right) \cdot X_1 + \frac{L}{6EI} \cdot X_2 + \frac{L_1}{2} \cdot \frac{\alpha_T \cdot \Delta T_z}{h} = 0 \\ \frac{L}{6EI} \cdot X_1 + \left(\frac{L}{3EI} + \frac{L_2}{3EI_2} \right) \cdot X_2 + \frac{L_1}{2} \cdot \frac{\alpha_T \cdot \Delta T_z}{h} = 0 \end{array} \right|$$

$$\Rightarrow X_1 = X_2 \quad (\text{Symmetrie})$$

$$\Leftrightarrow \left(\frac{L}{3EI} + \frac{L_2}{3EI_2} \right) \cdot X_1 + \frac{L}{6EI} \cdot X_1 = -\frac{L_1}{2} \cdot \frac{\alpha_T \cdot \Delta T_z}{h}$$

$$\Rightarrow X_1 = -\frac{\alpha_T \cdot \Delta T_z}{h} \cdot \frac{L_1}{\frac{L}{EI} + \frac{2L_2}{3EI_2}}$$

Ermittlung der Auflagerkräfte:

1. Momentengleichgewicht um Stütze B bzw. C:

$$\Rightarrow A_v = D_v \quad (\text{Symmetrie})$$

$$A_v \cdot L_2 = X_1$$

$$A_v = \frac{X_1}{L_2} = D_v = \frac{X_2}{L_2}$$

$$\Rightarrow A_v = D_v = -\frac{\alpha_T \cdot \Delta T_z}{h} \cdot \frac{L_1}{L_2 \cdot \left(\frac{L}{EI} + \frac{2L_2}{3EI_2} \right)}$$

2. Vertikales Kräftegleichgewicht:

$$A_v + B_v + C_v + D_v = 0$$

$$\Rightarrow B_v = C_v \quad (\text{Symmetrie})$$

$$\Leftrightarrow B_v = C_v = -A_v = -D_v = \frac{\alpha_T \cdot \Delta T_z}{h} \cdot \frac{L_1}{L_2 \cdot \left(\frac{L}{EI} + \frac{2L_2}{3EI_2} \right)}$$

Ermittlung der Schnittgrößen:

$$M(0 \leq x \leq L) = A_v \cdot (L_2 + x) + B \cdot x$$

$$= -\frac{\alpha_T \cdot \Delta T_z}{h} \cdot \frac{L_1}{L_2 \cdot \left(\frac{L}{EI} + \frac{2L_2}{3EI_2} \right)} \cdot (L_2 + x) - \frac{\alpha_T \cdot \Delta T_z}{h} \cdot \frac{L_1}{L_2 \cdot \left(\frac{L}{EI} + \frac{2L_2}{3EI_2} \right)} \cdot x$$

$$= -\frac{\alpha_T \cdot \Delta T_z}{h} \cdot \frac{L_1}{\frac{L}{EI} + \frac{2L_2}{3EI_2}}$$

Vereinfachung bei Annahme gleicher Steifigkeiten:

$$M(0 \leq x \leq L) = -\frac{\alpha_T \cdot \Delta T_z}{h} \cdot \frac{L_1}{L + \frac{2}{3}L_2} \cdot EI$$

Ergänzende Materialdaten

B.1 Versuche zur Tragwerksherstellung mit Temperaturinduktion

Tabelle B.1: Allgemeine Daten zum Transportbeton

Betonagedatum	21.08.2018
Betonageort	Ruhr-Universität Bochum (KIBKON)
Firma	Elskes Transportbeton GmbH & Co. KG
Betonfestigkeitsklasse	C30/37
Konsistenzklasse	F6
Größtkorn	8 mm
w/z-Wert	0,54

Tabelle B.2: Ergebnisse der Betonprüfungen

Probekörper	Betonalter [d]	Prüfgröße	Symbol	Einzelwert [N/mm ²]	Mittelwert [N/mm ²]
Würfel 1				43,88	
Würfel 2	28	Druckfestigkeit	$f_{c,cube}$	44,71	44,35
Würfel 3				44,45	
Zylinder 1				26.435	
Zylinder 2	28	E-Modul	$E_{c,s}$	26.420	26.191
Zylinder 3				25.719	

Ermittlung der (Zylinder-)Druckfestigkeit f_{cm} aus $f_{cm,cube}$ (nach [183, 230]):

$$f_{cm} = 0,82 \cdot f_{cm,cyl} = 0,82 \cdot 44,35 = 36,37 \text{ N/mm}$$

B.2 Versuche zur Querschnittsverstärkung mit Temperaturinduktion

Tabelle B.3: Allgemeine Daten zum Transportbeton

Betonagedatum	17.09.2020
Betonageort	Ruhr-Universität Bochum (KIBKON)
Firma	Elskes Transportbeton GmbH & Co. KG
Betonfestigkeitsklasse	C20/25
Konsistenzklasse	F3
Größtkorn	16 mm
w/z-Wert	0,62

Tabelle B.4: Ergebnisse der Betonprüfungen

Probekörper	Betonalter [d]	Prüfgröße	Symbol	Einzelwert [N/mm ²]	Mittelwert [N/mm ²]
Würfel 1	39	Druckfestigkeit	$f_{c,cube}$	36,03	36,24
Würfel 2				37,10	
Würfel 3				35,61	
Zylinder 1	39	Spaltzugfestigkeit	$f_{ct,sp}$	2,61	2,57
Zylinder 2				2,46	
Zylinder 3				2,66	
Zylinder 1	39	E-Modul	$E_{c,s}$	29.611	30.633
Zylinder 2				32.270	
Zylinder 3				30.027	

Ermittlung der (Zylinder-)Druckfestigkeit f_{cm} aus $f_{cm,cube}$ (nach [183, 230]):

$$f_{cm} = 0,82 \cdot f_{cm,cube} = 0,82 \cdot 36,24 = 29,72 \text{ N/mm}$$

Ermittlung der Zugfestigkeit f_{ctm} aus $f_{ctm,sp}$ (nach DIN EN 1992-1-1 [54]):

$$f_{ctm} = 0,9 \cdot f_{ctm,sp} = 0,9 \cdot 2,57 = 2,32 \text{ N/mm}$$

Ergänzende Messdaten

C.1 Klimadaten für numerische Berechnungen

Es werden die in die numerischen Temperaturfeldberechnungen eingehenden Klimadaten für den betrachteten dreimonatigen Zeitraum vom 01.05. bis 31.07.2018 dargestellt. Auf eine Auflistung der verwendeten stündlichen Werte der Lufttemperatur wird hier verzichtet und stattdessen das tägliche Minimum und Maximum angegeben. Alle Messwerte werden vom Deutschen Wetterdienst frei zugänglich bereitgestellt [50].

Tabelle C.1: Tagesmesswerte vom Deutschen Wetterdienst

Datum	Min. Lufttemperatur $\vartheta_{L,\min}$ [°C]	Max. Lufttemperatur $\vartheta_{L,\max}$ [°C]	mittl. Windgeschw. v [m/s]	Bewölkungsgrad B [-]
01.05.2018	5,6	14,1	7,6	5,3
02.05.2018	4,6	18	5,1	3,7
03.05.2018	5,6	16,6	2,9	5,7
04.05.2018	3,8	19,5	3,3	0,8
05.05.2018	7,8	22,5	4,5	0,2
06.05.2018	6,2	25,9	3,1	0
07.05.2018	7,6	26,8	2,2	0
08.05.2018	8,5	27,4	2,4	0
09.05.2018	11,1	27,8	2,6	2,4
10.05.2018	7,6	18	4,3	4,8
11.05.2018	4,5	20,6	2,3	3,5
12.05.2018	9,5	23,9	2,7	5,5
13.05.2018	12	18	3	7
14.05.2018	12,5	26,2	4,1	3,9

Datum	Min. Lufttemperatur $\vartheta_{L,\min}$ [°C]	Max. Lufttemperatur $\vartheta_{L,\max}$ [°C]	mittl. Windgeschw. v [m/s]	Bewölkungsgrad B [-]
15.05.2018	10,6	24,1	3,5	2,8
16.05.2018	11,1	20,7	3,3	5,5
17.05.2018	9,3	18,5	4,7	4,7
18.05.2018	8,3	17,1	3,5	6,7
19.05.2018	4	17,8	1,9	3,7
20.05.2018	5,1	25,1	3	0,7
21.05.2018	10,4	26,9	3,3	4,5
22.05.2018	13,1	24,8	1,9	6
23.05.2018	14,1	24,4	3	6,8
24.05.2018	13,7	23,2	3,7	7
25.05.2018	13,6	25,4	2,3	5
26.05.2018	13,7	29,2	2,5	4,7
27.05.2018	15,3	27,9	2,7	5,7
28.05.2018	13,4	30,5	2,5	6,5
29.05.2018	15,2	30,7	2,8	5,8
30.05.2018	14,8	27,9	2	3,5
31.05.2018	15,7	27	2,1	5,7
01.06.2018	16,5	21,3	3,3	7,6
02.06.2018	16,1	22,1	3,2	7,2
03.06.2018	15	24,3	1,8	5,6
04.06.2018	13,7	26	3,1	2,9
05.06.2018	13,2	22	3,3	4,6
06.06.2018	13	28,8	2,1	1,3
07.06.2018	14,3	28,4	2,6	6
08.06.2018	18,2	22,9	2,3	7,2
09.06.2018	16,2	27,1	2,1	4,8
10.06.2018	17,1	25,6	2,7	5,8
11.06.2018	14,8	23	4,2	5,9
12.06.2018	12,9	19	3,9	7
13.06.2018	9,6	17,9	3,2	5,6
14.06.2018	8,6	22,1	4,2	5,3
15.06.2018	13,3	24,4	1,9	5,8
16.06.2018	13,3	24,9	2,5	5,9
17.06.2018	12,7	18,8	4,5	6,3
18.06.2018	14,5	22,4	4,7	7
19.06.2018	13,5	22,1	3	6,7
20.06.2018	16,5	28,1	2,9	3,3
21.06.2018	10,3	19	6	3,5
22.06.2018	9,6	18,3	5,5	5,2

Datum	Min. Lufttemperatur $\vartheta_{L,\min}$ [°C]	Max. Lufttemperatur $\vartheta_{L,\max}$ [°C]	mittl. Windgeschw. v [m/s]	Bewölkungsgrad B [-]
23.06.2018	9,4	19	3,5	6,3
24.06.2018	10,7	18,7	3,1	7,1
25.06.2018	13,4	22,5	3,2	4,6
26.06.2018	11,6	19,5	3,5	4
27.06.2018	10,6	26,5	3,7	2,7
28.06.2018	12,8	28	4,2	1,6
29.06.2018	15,2	29,3	4,1	0,3
30.06.2018	15,2	28,3	4,3	0,5
01.07.2018	10,9	27	4,7	0,2
02.07.2018	11,3	27,5	3,9	0,4
03.07.2018	13,3	30,4	2,3	1,4
04.07.2018	15,6	28,2	2,9	6,9
05.07.2018	17,3	27,5	2,8	5,3
06.07.2018	14,2	26,8	2,8	4,4
07.07.2018	14,1	27,1	3,6	3,3
08.07.2018	11,5	26,6	3,5	0,8
09.07.2018	12,8	24,9	3,7	4,6
10.07.2018	13,5	20,1	5,5	5,9
11.07.2018	10,9	23,1	2,9	4,1
12.07.2018	14,7	27,3	2,2	3,5
13.07.2018	12,7	27,9	2,2	0,8
14.07.2018	15	27,9	2,7	0,7
15.07.2018	12,2	28,9	2,9	0,6
16.07.2018	13,3	30,5	1,8	2
17.07.2018	15,3	29,7	3,7	3,2
18.07.2018	11,4	27,8	1,6	2,1
19.07.2018	12,5	28,8	2,2	3,7
20.07.2018	12,3	29,6	2,2	4,9
21.07.2018	16,1	29,9	2,4	4,2
22.07.2018	16,1	28,6	3	2,8
23.07.2018	14,4	30,4	1,5	2,7
24.07.2018	16,7	33,5	2	1
25.07.2018	18,1	35,4	2,6	2,6
26.07.2018	18,5	36,5	2,4	2,9
27.07.2018	19,9	36,4	3,1	0,9
28.07.2018	17,1	29,6	4,4	4,1
29.07.2018	17,2	30,7	4,3	6,6
30.07.2018	18,7	34,2	2,7	4,3
31.07.2018	18,8	31,7	3,7	4,3

C.2 Experimentelle Untersuchungen zur Temperaturinduktion

In der Arbeit wird die zeitliche Temperaturentwicklung des Versuchs M-P (Heizmatte + Peltier-Kühlung) dargestellt. Ergänzend werden hier die Diagramme der weiteren Einzelversuche gezeigt.

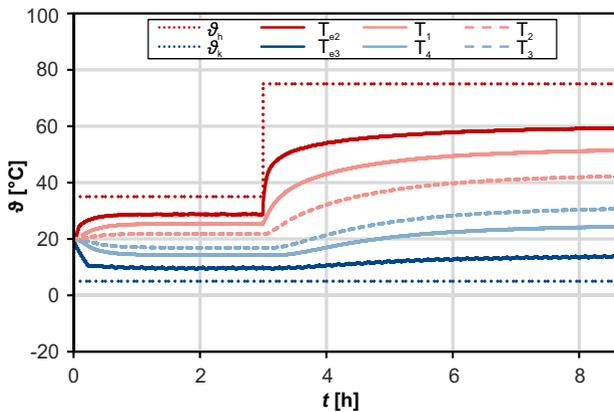


Abbildung C.1: Zeitliche Temperaturentwicklung im Versuch W-W (Temperiertes Wasser - Temperiertes Wasser)

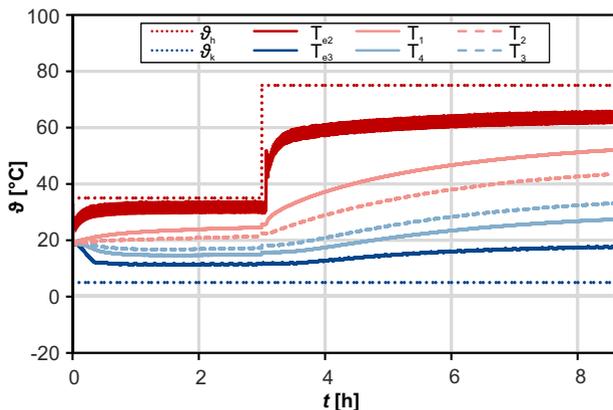


Abbildung C.2: Zeitliche Temperaturentwicklung im Versuch M-W (Silikonheizmatte - Temperiertes Wasser)

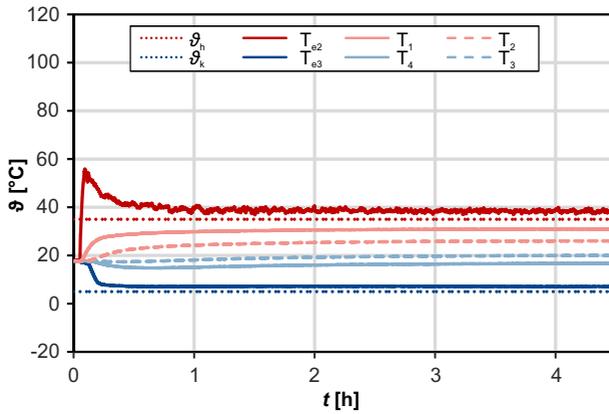


Abbildung C.3: Zeitliche Temperaturentwicklung im Versuch IR-P (Infrarotstrahler - Peltier-Kühlung) auf dem ersten Temperaturniveau

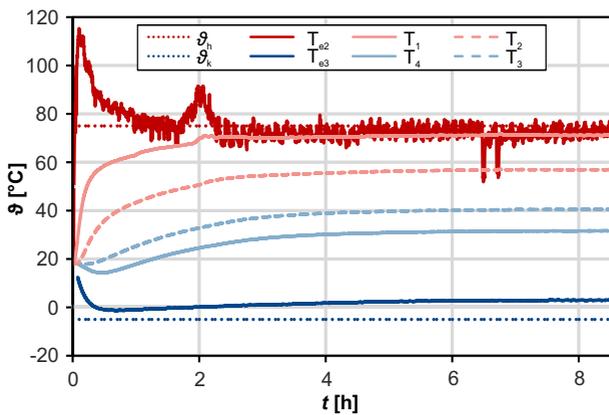


Abbildung C.4: Zeitliche Temperaturentwicklung im Versuch IR-P (Infrarotstrahler - Peltier-Kühlung) auf dem zweiten Temperaturniveau

LEBENS LAUF

PERSÖNLICHE DATEN

Name: Jens Löschmann
Geboren: 19. Juli 1992 in Herne
Nationalität: Deutsch



BERUFLICHER WERDEGANG

ab 01/2023 HOCHTIEF Engineering GmbH, Essen
Abteilung Consult Infrastructure

12/2016 - 12/2022 Wissenschaftlicher Mitarbeiter am Lehrstuhl für Massivbau
Prof. Dr.-Ing. habil. Peter Mark, Ruhr-Universität Bochum

06/2013 - 03/2016 Studentische Hilfskraft am Lehrstuhl für Massivbau
Prof. Dr.-Ing. habil. Peter Mark, Ruhr-Universität Bochum

STUDIUM

10/2014 - 10/2016 Bauingenieurwesen, Ruhr-Universität Bochum
Schwerpunkt: Konstruktiver Ingenieurbau
Abschluss: Master of Science

10/2011 - 09/2014 Bauingenieurwesen, Ruhr-Universität Bochum
Abschluss: Bachelor of Science

SCHULBILDUNG

08/2002 - 06/2011 Freiherr-vom-Stein-Gymnasium in Recklinghausen
Abschluss: Allgemeine Hochschulreife

08/1998 - 07/2002 Comenius-Grundschule in Herten

