

Verstärkung von Stahlbetontragwerken mit thermisch vorgespannter Bewehrung

vorgelegte
Dissertation

zur

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

der

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

von

Yannik Schwarz, M.Sc.

Bochum, März 2025

Kurzfassung

In der Arbeit wird eine Verstärkungsmethode für Stahlbetontragwerke mit thermisch vorgespannter Bewehrung entwickelt und validiert. Das Prinzip besteht darin, nachträglich in Schlitze ergänzte und in ein Verfüllmaterial eingebettete Bewehrungsstäbe gezielt aufzuheizen und damit thermisch zu dehnen. Ziel ist es, die Differenz zur aus dem Eigengewicht eingepprägten Dehnung der initialen Bewehrung auszugleichen. Nach der Erhärtung des Verfüllmaterials stoppt die Wärmezufuhr, die Stäbe kühlen ab und ihre Rückverformung wird durch die Verbundwirkung verhindert. Damit ist die thermische Dehnung dauerhaft eingepragt und die ergänzte Bewehrung für das Eigengewicht aktiviert. Zusätzlich resultiert aus der verhinderten Rückverformung eine Vorspannkraft, die die Zugzone entlastet, Risse schließt und die Durchbiegung reduziert. Die Arbeit umfasst den gesamten Entwicklungsprozess von der Charakterisierung geeigneter Materialien über die Entwicklung einer Induktionsmethode zur Temperierung der Bewehrung bis zur Validierung an einem Demonstrator im Realmaßstab.

Zum Verfüllen der Schlitze hat sich ein hochfester Beton (HPC) auf Basis des Bindemittels Nanodur® Compound 5941 als geeignet herausgestellt. Durch die Wärmebehandlung wird die erforderliche Verbundfestigkeit zur Übertragung der thermischen Vorspannung innerhalb von ca. 1 h erreicht, ohne dass signifikante Schäden durch sekundäre Ettringitbildung auftreten. Zudem erhöht die Temperierung die Verbundsteifigkeit, was die Rückverformung der Stäbe nach dem Abkühlen reduziert. Um dem Durchwärmen des Initialquerschnitts entgegenzuwirken, kann dieser mit Trockeneis gekühlt werden. Die Umsetzung der Kühlung, die Ausbildung der Schlitze sowie die Entwicklung der Temperierungsmethode sind wesentliche Entwicklungsschritte in der Arbeit.

Die thermische Vorspannkraft sowie die daraus resultierende Wirkung auf den Gesamtquerschnitt können mit einem entwickelten analytischen Berechnungsmodell erfasst werden. Die Validierung anhand numerischer Berechnungen sowie an Experimenten zeigt eine hohe Genauigkeit.

Die experimentelle Umsetzung am Demonstrator im Realmaßstab bestätigt die hohe Wirksamkeit der Methode. Die thermische Vorspannung reduziert vorhandene Risse um ca. 45 % und verringert die Durchbiegung. Zudem erreicht die verstärkte Variante die gleiche Maximallast wie eine unverstärkte Referenzprobe mit der selben Bewehrungsmenge, womit die Wirksamkeit im GZT $\sim 100\%$ entspricht. Die dabei auftretende Durchbiegung ist jedoch ca. 33 % geringer.

Abstract

In this study, a self-weight-effective strengthening method for reinforced concrete structures using thermally prestressed reinforcement is developed and validated. The principle is to heat and thus thermally expand reinforcing bars that have been subsequently inserted into slots and embedded in a filling material. Once the filler material has hardened, the heat supply stops, and the reinforcement bar cools down, preventing its deformation due to the bonding effect. This results in a prestressing force that relieves the tensile zone of the overall cross-section, whereby the reinforcement is activated for the self-weights. The study encompasses the entire development process, from characterizing suitable materials to developing an induction method for heating the reinforcement, culminating in validation on a full-scale demonstrator.

For filling the slots, a high-performance concrete (HPC) based on Nanodur® Compound 5941 proved to be well-suited. Material characterization indicates that, due to heat treatment and the associated accelerated hydration, the required bond strength for transferring the thermal prestress is achieved within 1 hour without significant damage from secondary ettringite formation. Additionally, heating increases the bond stiffness, reducing the contraction of the reinforcement bars upon cooling. The rest of the cross-section can be cooled with dry ice to avoid its heating. The realisation of the cooling, the design of the slots and the development of the temperature control method are key development steps in the work. The thermal prestressing force and its resulting effect on the entire cross-section can be captured using a developed numerical calculation model. This model was validated through numerical simulations and an experimental implementation of the strengthening method, including measurement-based verification of the prestressing effect.

The experimental application on a full-scale demonstrator confirms the high effectiveness of the method. Thermal prestressing reduces existing cracks by 45 % and decreases deflection. Moreover, the strengthened variant reaches the same maximum load as an unstrengthened reference specimen with the same reinforcement amount, demonstrating a load-bearing capacity in the ultimate limit state (ULS) of approximately 100 %. However, the deformation observed is about 33 % lower.

Inhaltsverzeichnis

Kurzfassung	ii
Inhaltsverzeichnis	v
1 Einleitung	2
1.1 Motivation	2
1.2 Zielsetzung	6
1.3 Aufbau der Arbeit	7
1.4 Ausgewählte Grundlagen und Stand der Forschung	7
1.4.1 Grundlagen zur Biegeverstärkung von Stahlbetontragwerken	7
1.4.2 Grundlagen zum Verbundverhalten von Stahlbeton sowie dem Einfluss einer Wärmebehandlung darauf	14
1.4.3 Regelung der Temperaturverteilung in mehrschichtigen Stahlbetonquerschnitten	18
1.4.4 Thermo-mechanische Kopplung in Stahlbetonquerschnitten	22
1.5 Synopse	25
1.5.1 Einordnung der Publikationen in den Rahmen der Dissertation	25
1.5.2 Verbundeigenschaften des schnell wärmebehandelten Verfüllmaterials	27
1.5.3 Temperaturinduktion in flüssigen Beton	28
1.5.4 Optimierte Induktionsmethode zur thermischen Vorspannung ergänzter Bewehrung	29
1.5.5 Berechnungsmodell für thermisch vorgespannte Zusatzbewehrung	31
1.5.6 Praktische Umsetzung der Verstärkungsmethode	33
1.5.7 Wirksamkeit der Verstärkungsmethode in GZT und GZG	33
2 Einfluss einer Wärmebehandlung auf das Verbundkriechen von hochfestem Beton	36
2.1 Einleitung	37
2.2 Experimentelle Untersuchungen	39
2.2.1 Theoretische Grundlagen	39
2.2.2 Versuchsprogramm	39
2.2.3 Versuchsaufbau	41

2.3	Versuchsergebnisse	42
2.3.1	Versuchsreihe 1 „Verbundkriechen“	42
2.3.2	Versuchsreihe 2 „Verbundfestigkeit“	44
2.4	Auswertung und Diskussion	45
2.4.1	Einfluss der Wärmebehandlung auf die Schlupfentwicklung	45
2.4.2	Dehnungsverteilung im Verbundbereich	45
2.4.3	Einfluss von Biegeeffekten auf der freien Länge	46
2.4.4	Korrekturansatz der Biegeeffekte	48
2.5	Einfluss der Wärmebehandlung auf das Verbundkriechen	48
2.6	Schlussfolgerungen	50
3	An Experimental Method to Capture the Thermal Conductivity Coefficient of Fine-Grained Concretes during Transition from Liquid to Solid	52
3.1	Introduction	53
3.2	Experimental Determination of the Transient Thermal Conductivity Coefficient	55
3.2.1	Theoretical Basis for the Development of the Test Rig	55
3.2.2	Design of the Test Rig	56
3.2.3	Evaluation of the Thermal Conductivity Coefficient	56
3.2.4	Digital Twin	57
3.3	Experiments	59
3.3.1	Experimental Setup	59
3.3.2	Experimental Procedure	61
3.3.3	Results	62
3.3.4	Evaluation of the Transient Thermal Conductivity Coefficient	63
3.4	Discussion	65
3.4.1	Comparison of the Results with Approaches from the Literature	65
3.4.2	Evaluation Length	65
3.4.3	Influence of Induced Heat and Hydration Test	67
3.5	Conclusions	69
4	Thermal prestressing of subsequently slotted reinforcement - Experimental and numerical development and optimization of an induction method	70
4.1	Introduction	71
4.2	Experimental investigations on the shape of slots	73
4.2.1	Test campaign	73
4.2.2	Experimental setup and execution	75
4.3	Experimental results and discussion	77
4.3.1	Evolution of temperature in the specimen with respect to the shape of the slot	77
4.3.2	Temperature distribution over the cross-section	78
4.3.3	Effect of the slot's shape on the achievable temperature of the bar	78
4.4	Numerical investigations of the induction method	80
4.4.1	Numerical adaption	80

4.4.2	Parameter study on the impact of thermal and geometric boundary conditions on the thermally generated pre-strain	83
4.4.3	Induction method for thermal pre-stressing of subsequently added reinforcement	84
4.5	Experimental implementation of the optimized induction method	85
4.5.1	Validation of the numerical solution by experiment	85
4.6	Conclusions	88
5	Berechnungsmodell zur thermischen Vorspannung	90
5.1	Einleitung	91
5.2	Berechnungsmodell für thermisch vorgespannte Bewehrung	93
5.2.1	Berechnungsgrundlagen	93
5.2.2	Herleitung der thermo-mechanischen Kopplung	94
5.2.3	Auswirkungen der thermischen Vorspannung auf den Querschnitt	96
5.3	Verifizierung des Berechnungsmodells mittels numerischer Berechnungen	99
5.3.1	Numerische Adaption	99
5.3.2	Vergleich des Berechnungsmodells mit der numerischen Lösung sowie einer experimentellen Untersuchung	100
5.3.3	Parameterstudie zum Einfluss thermischer und geometrischer Randbedingungen	104
5.4	Schlussfolgerungen	106
6	Thermische Vorspannung nachträglich ergänzter Bewehrung – Experimentelle Umsetzung an Balken	108
6.1	Einleitung	110
6.2	Experimentelle Untersuchungen	111
6.2.1	Zielsetzung und Versuchsprogramm	111
6.2.2	Versuchsaufbau und Durchführung	112
6.3	V Versuchsergebnisse	115
6.3.1	Thermische Dehnung der ergänzten Bewehrung	115
6.3.2	Temperaturverteilung im Probekörper	116
6.3.3	Mechanische Dehnung der initialen Bewehrung	118
6.4	Diskussion	118
6.4.1	Einfluss von Schwindverformungen auf die Vorspannwirkung	118
6.4.2	Langzeitiger Einfluss des Verbundkriechens auf die thermische Vorspannung	120
6.4.3	Einfluss der Schlitzbreite auf die thermische Vorspannung	120
6.5	Schlussfolgerungen	122
7	Strengthening of reinforced concrete slabs by means of thermally prestressed reinforcement - Experimental investigation of the effectiveness in the ultimate and serviceability limit states	124
7.1	Introduction	125
7.2	Experimental investigations	127
7.2.1	Key performance indicators and experimental campaign	127

7.2.2	Materials	128
7.2.3	Test set-up and execution	128
7.3	Experimental results	132
7.3.1	Strain in the basic reinforcement due to self-weight at the time of strengt- hening	132
7.3.2	Thermal and mechanical strains in the added reinforcing bar	133
7.4	Computational model for thermally prestressed reinforcement	135
7.5	Comparison of the results of the thermally prestressed and the reference beams	137
7.5.1	Relation of load and deflection	137
7.5.2	Comparison of the strain development in thermally prestressed and in- itial reinforcement	138
7.6	Discussion	139
7.6.1	Impact of thermal prestressing on cracking of concrete	139
7.6.2	Comparison of the measured and numerically predicted mechanical strain in the reinforcement	141
7.6.3	Effectiveness of strengthening in ULS and SLS	142
7.7	Conclusions	143
8	Schlussfolgerungen und Ausblick	144
A	Autorenbeiträge zu den Publikationen	II
B	Ergänzende Versuchsergebnisse	VI
B.1	Materialkennwerte HPC	VI
B.1.1	Druckfestigkeit	VI
B.1.2	E-Modul	VII
B.1.3	Verbundfestigkeit	VII
B.2	Verbundversuche	IX
B.3	Thermische Experimente	XII
B.4	Thermo-mechanische Experimente	XV
	Literaturverzeichnis	XVIII

Publikationsübersicht

- Kapitel 2** SCHWARZ, Y.; SANIO, D. und MARK, P. *Einfluss einer Wärmebehandlung auf das Verbundkriechen von hochfestem Beton*. Beton- und Stahlbetonbau, 2024. 119(4): pp. 253–264. doi: <https://doi.org/10.1002/best.202300088>.
- Kapitel 3** SCHWARZ, Y.; RATKE, D.; SANIO, D.; MEURER, T. und MARK, P. *An Experimental Method to Capture the Thermal Conductivity Coefficient of Fine-Grained Concretes during Transition from Liquid to Solid*. Materials 2024, 17(9), 2115; <https://doi.org/10.3390/ma17092115>.
- Kapitel 4** SCHWARZ, Y.; RATKE, D.; SANIO, D.; MEURER, T. und MARK, P. *Thermal prestressing of subsequently slotted reinforcement - Experimental and numerical development and optimization of an induction method*. Structural Concrete, 2025, 1-16; <https://doi.org/10.1002/suco.70125>.
- Kapitel 5** SCHWARZ, Y.; SANIO, D. und MARK, P. *Berechnungsmodell zur thermischen Vorspannung nachträglich ergänzter Bewehrung*. Beton- und Stahlbetonbau, 2024. 119(12): pp. 894–907. doi: <https://doi.org/10.1002/best.202400050>.
- Kapitel 6** SCHWARZ, Y.; SANIO, D. und MARK, P. *Thermische Vorspannung nachträglich ergänzter Bewehrung – Experimentelle Umsetzung an Balken*. Beton- und Stahlbetonbau, 2025. doi: <https://doi.org/10.1002/best.202400097>.
- Kapitel 7** SCHWARZ, Y.; SANIO, D. und MARK, P. *Experimental Study of the Effectiveness of Strengthening Reinforced Concrete Slabs with Thermally Prestressed Reinforcement*. CivilEng 2025, 6(3), 49; <https://doi.org/10.3390/civileng6030049>

Einleitung

1.1 Motivation

Der Erhalt und die Instandsetzung von Stahlbetontragwerken gewinnen angesichts einer alternden Bausubstanz zunehmend an Bedeutung. Insbesondere bei Infrastrukturbauwerken wie Brücken besteht ein erheblicher Handlungsbedarf. Das deutsche Verkehrsnetz umfasst ca. 155.700 Brücken [29, 31, 46, 44], von denen ca. 75 % in Stahlbeton- oder Spannbetonbauweise ausgeführt sind [29]. Die Brücken verteilen sich auf die Zuständigkeiten des Bundes, der Länder, der Kommunen und der Deutschen Bahn. Bild 1.1 zeigt die Altersverteilung der Brücken an Bundesstraßen (B) und Bundesautobahnen (BAB) [29] sowie das mittlere Alter der Brücken der Deutschen Bahn [44] und von Straßen NRW [194]. Ein erheblicher Teil des Brückenbestands an Bundesfernstraßen stammt aus den Jahren 1960 bis 1979. In dem darauffolgenden Jahrzehnt sinkt die Anzahl neu errichteter Brücken auf etwa 60 % des Niveaus der 1970er-Jahre. Nach der Wiedervereinigung führte in den 1990er Jahren ein verstärkter Ausbau der Infrastruktur zu einem erneuten Anstieg der Brückenneubauten. Seit 2010 ist die Neubautätigkeit jedoch wieder stark rückläufig. Das Durchschnittsalter der Straßenbrücken (Bund, Kommunen und Str. NRW) beträgt heute etwa 50 Jahre [194, 29], während das der Bahnbrücken über 70 Jahre erreicht hat [139]. Neben alterungsbedingten Defiziten [65] schränken vorallem bei Straßenbrücken über die Nutzungsdauer gestiegene Verkehrslasten sowie geänderte Nutzungsanforderungen die Weiternutzung ein [61]. Ältere Bauwerke weisen daher heute oft rechnerische Defizite in ihrer Tragfähigkeit auf, auch wenn sie zum Zeitpunkt ihrer Errichtung allen geltenden Standards entsprochen haben [127]. Es wird geschätzt, dass rund 40% der Brücken in naher Zukunft verstärkt oder ersetzt werden müssen [17, 212].

Laut Bundeshaushalt wurden in den Jahren 2023 und 2024 jedoch lediglich rund 63% bzw. 88% des geschätzten jährlichen Investitionsbedarfs für die Verkehrsinfrastruktur gedeckt [92, 30]. Diese Unterfinanzierung verschärft die kontinuierliche Zustandsverschlechterung des Brückennetzes. Allein zusätzliche finanzielle Mittel reichen jedoch nicht aus, um das Problem instandsetzungsbedürftiger Brücken zu lösen.

Vielmehr erfordert die Bewältigung dieser Herausforderung ein umfassendes Verständnis der komplexen Struktur des Brückennetzes.

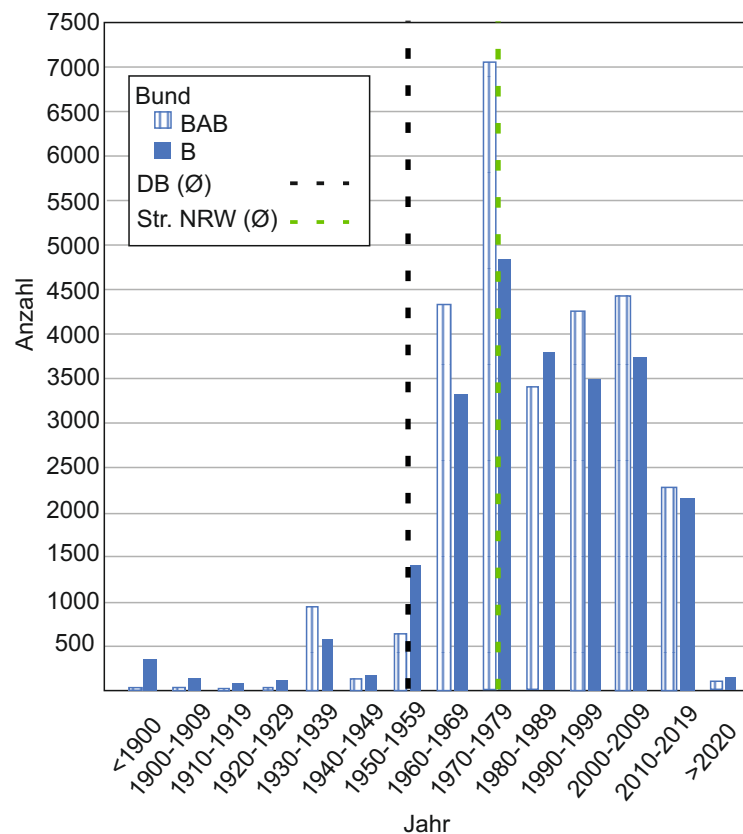


Bild 1.1: Übersicht der Altersverteilung der Brücken in der Zuständigkeit des Bundes, aufgeteilt nach Autobahn und Bundesstraße sowie Mittelwert des Alters der Brücken in der Zuständigkeit der Deutschen Bahn und Straßen NRW [194, 44, 29].

Die Komplexität des Brückennetzes wird anhand eines Kartenausschnittes von NRW im Bereich zwischen Köln, Dortmund und Viersen verdeutlicht, in dem die Anzahl und die Positionen der Brücken nach Zuständigkeiten dargestellt sind (Bild 1.2 [28, 44]). Über 50 % der Gesamtanzahl der Brücken in NRW konzentriert sich auf das dicht besiedelte Ruhrgebiet sowie den Großraum Köln, was lediglich etwa 15 % der Gesamtfläche NRW ausmacht. Da Brücken kritische Knotenpunkte im Verkehrsnetz darstellen, führen Baumaßnahmen und die damit einhergehenden Nutzungseinschränkungen oft zu erheblichen Beeinträchtigungen des gesamten Verkehrsflusses [151]. Der Verkehr muss dann entweder über alternative Strecken umgeleitet werden, wodurch die Belastung anderer Brücken zunimmt, oder mit reduzierter Fahrspuranzahl auf einem Restanteil des Überbaus aufrechterhalten werden. Alternativ sind Hilfsbauwerke, wie Behelfsbrücken, erforderlich. Diese Maßnahmen führen jedoch zu längeren Verkehrswegen sowie Stauzeiten und damit zu erheblichen Kosten, etwa durch Einschränkungen des Lieferverkehrs, erhöhten Schadstoffemissionen und gestiegenem Treibstoffverbrauch [79, 151, 215]. Diese indirekten Kosten übersteigen in der Regel die direkten Kosten der Baumaßnahme für Planung, Material und Arbeitsaufwand um ein Vielfaches [79]. Besonders kritisch ist die Situation bei Bahnbrücken, da hier nur eingeschränkt Umleitungen möglich sind.

Aufgrund der Komplexität des Verkehrsnetzes, insbesondere in Ballungsräumen, ist die Anzahl gleichzeitig durchführbarer Baumaßnahmen stark begrenzt. Um eine Überlastung des Verkehrsnetzes zu vermeiden, müssen die Maßnahmen häufig nacheinander umgesetzt werden.

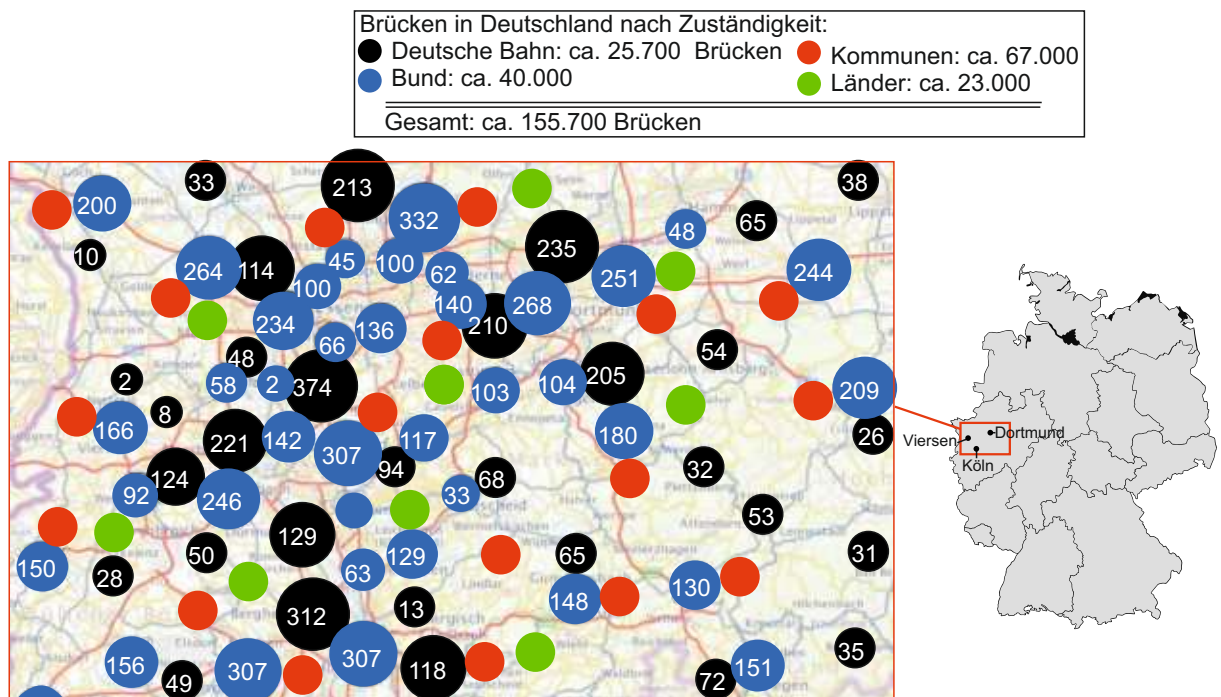


Bild 1.2: Übersicht über die Anzahl und Zuständigkeit der Brücken in Deutschland sowie deren Verteilung anhand eines Kartenausschnitts des Ruhrgebiets [44, 28].

Die Gesamtanzahl realisierbarer Instandsetzungsmaßnahmen hängt daher entscheidend von der Dauer der Arbeiten pro Brücke ab [151]. Die weitverbreitete Praxis, instandsetzungsbedürftige Brücken in einem langwierigen Planungs- und Ausführungsprozess durch Ersatzneubauten zu ersetzen, stößt daher zunehmend an ihre Grenzen. Lange Bauzeiten binden einerseits Ressourcen, die an anderer Stelle dringend benötigt werden [42], und begrenzen andererseits die Anzahl der umsetzbaren Maßnahmen. Dadurch wächst der Investitionsbedarf schneller als die Baumaßnahmen realisiert werden können. Entsprechend sind dringend innovative und nachhaltige Lösungsansätze zum Erhalt des Brückennetzes erforderlich.

Eine effiziente Lösung zur Reduktion der Bau- und Sperrzeiten ist die gezielte Verstärkung bestehender Tragwerke anstelle eines Ersatzneubaus. Viele geschädigte Tragwerke weisen lediglich lokal begrenzte Schwachstellen auf, während ein Großteil der Konstruktion weiterhin funktions- und tragfähig ist [82]. In solchen Fällen kann die Tragfähigkeit durch gezielte Verstärkungsmaßnahmen unter Nutzung der vorhandenen, intakten baulichen Ressourcen wiederhergestellt werden [82]. Dieser Ansatz reduziert den Materialverbrauch, minimiert die Eingriffe in das Verkehrsnetz und senkt damit die negativen indirekten Auswirkungen der Maßnahmen. Daraus ergeben sich erhebliche ökologische und ökonomische Vorteile gegenüber einem Ersatzneubau [61]. Zudem ermöglichen Verstärkungsmaßnahmen den über die Jahre schwankenden Investitionsbedarf über einen längeren Zeitraum zu verteilen. Die Nutzungsdauer geschädigter Tragwerke kann durch eine Verstärkungsmaßnahme in Phasen mit niedrigerer Investitionslast verschoben werden, was zum einen die finanzielle Belastung und zum anderen die Kapazitätsauslastung der Bauindustrie gleichmäßiger verteilt. Entsprechend bietet die gezielte Verstärkung der Tragwerke eine effektive Möglichkeit, mit begrenzten Ressourcen schnell bestehende Defizite zu beheben und den großen Investitionsstau abzubauen.

Der erhebliche Instandsetzungsbedarf bei Autobahnbrücken mit großen Spannweiten ist weithin bekannt und wird häufig medial thematisiert. Weitgehend unbekannt ist jedoch, dass kleinere Brücken gleichermaßen signifikante Defizite in der Tragfähigkeit aufweisen und aufgrund ihrer großen Anzahl einen beträchtlichen Anteil des Instandsetzungsbedarf ausmachen. Im Netz der Bundesfernstraßen weisen etwa 65 % der Brücken eine Spannweite unter 30 Metern auf [29] und sind oftmals als einfeldrige Stahlbetonplattenbrücken ausgeführt. Für die Brücken im Verantwortungsbereich der Kommunen und Länder existieren keine flächendeckenden Daten zur Spannweite. Aufgrund ihrer tendenziell geringeren Abmaße ist jedoch davon auszugehen, dass der Anteil an einfeldrigen Stahlbetonbrücken hier eher höher ausfällt. Bei Plattenbrücken ist die Querkrafttragfähigkeit in der Regel gegeben und die Biegetragfähigkeit stellt häufig den kritischen Parameter dar, der die Weiternutzung einschränkt. Klassische Verstärkungsverfahren zur Erhöhung der Biegetragfähigkeit sind z. B. Betonergänzungen zur Vergrößerung der Druckzone [27, 52] oder eingeschlitzte Bewehrungen [231, 99] sowie CFK-Lamellen zur Verstärkung der Zugzone [232, 95, 198]. Nachteil dieser Verfahren ist, dass sie nicht für das Eigengewicht wirksam sind [95]. Da Stahlbetonplattenbrücken einen hohen Eigengewichtsanteil von etwa 70 bis 80 % an der charakteristischen Gesamtlast aufweisen, ist die Wirksamkeit der genannten Verfahren hier gering.

Zur Lösung wird in dieser Arbeit die eigengewichtswirksame Verstärkung von Stahlbetontragwerken mit thermisch vorgespannter Bewehrung vorgeschlagen. Die Methode kombiniert das Einschlitzeln zusätzlicher Bewehrungsstäbe mit der Temperaturinduktion [117, 118, 119, 39]. Bild 1.3 (a, b) zeigt dieses Prinzip am Beispiel einer Plattenbrücke. Die zusätzlichen Stäbe mit der Querschnittsfläche A_s werden in nachträglich hergestellten Schlitzen ergänzt, die anschließend verfüllt und unmittelbar von außen temperiert werden. Der Temperaturanstieg im Schlitz bewirkt eine thermische Dehnung der darin ergänzten Stäbe. Ziel ist es, diese um das Maß ε_s thermisch zu dehnen und damit an die Dehnung ε_{s0} der initialen Bewehrung mit der Querschnittsfläche A_{s0} aus dem Konstruktionseigengewicht anzugleichen ($\varepsilon_s = \varepsilon_{s0}$). Nachdem das Verfüllmaterial erhärtet ist, stoppt die Wärmezufuhr. Die Verbundwirkung zwischen Verfüllmaterial und ergänzter Bewehrung verhindert dann die Rückverformung der Stäbe, woraus die thermische Vorspannkraft F_{PT} resultiert. Bild 1.3 (c) zeigt die zugehörigen Schnittgrößen. F_{PT} erzeugt eine Drucknormalkraft im Querschnitt sowie aufgrund des Abstands z_{PT} zwischen den Schwerpunkten des Querschnitts und der ergänzten Bewehrung ein Vorspannmoment $M_{PT} = F_{PT} \cdot z_{PT}$. Dieses wirkt der Belastung aus dem Eigengewicht M_g entgegen und entlastet damit die Zugzone des Bestandsquerschnitts. Damit ist die ergänzte Bewehrung demnach - im Gegensatz zu konventionellen Verstärkungsverfahren - auch für das Eigengewicht wirksam.

Für übliche Plattentragwerke, bei denen das Eigengewicht etwa 70 bis 80 % der charakteristischen Gesamtlast ausmacht, ist eine Temperaturdifferenz von 60 °C zwischen Schlitz und Initialquerschnitt notwendig, um die erforderliche thermische Dehnung zu erreichen, damit $\varepsilon_s \approx \varepsilon_{s0}$ gilt [178]. Bei einer angenommenen Ausgangstemperatur von 20 °C ist die Bewehrung im Schlitz somit auf 80 °C aufzuheizen. Dabei ist der Wärmeeintrag auf den Schlitz zu beschränken. Ein Erwärmen des Gesamtquerschnitts mindert die Temperaturdifferenz zum Schlitz und damit die Wirksamkeit der Methode.

Die Verstärkungsmethode ist nicht auf die Anwendung im Brückenbau und Platten beschränkt.

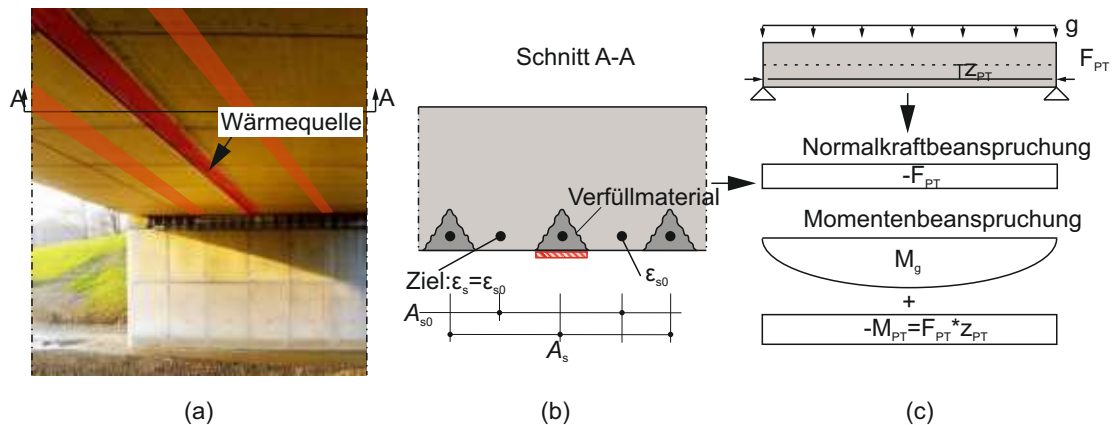


Bild 1.3: Verstärkungsprinzip thermisch vorgespannter Bewehrung am Beispiel einer Plattenbrücke (a,b) sowie die aus dem Eigengewicht und der thermischen Vorspannung resultierenden Schnittgrößen (c).

Sie kann allgemein für alle Balken und Plattentragwerke aus Beton mit Defiziten in der Biegetragfähigkeit eingesetzt werden. Besonders geeignet ist sie für Tragwerke mit einem hohem Eigengewichtsanteil.

1.2 Zielsetzung

Die vorliegende Arbeit hat das Ziel, eine Methode zur thermischen Vorspannung nachträglich eingeschlitzter Bewehrungsstäbe zu entwickeln, um bestehende Stahlbetonstrukturen effizient und eigengewichtswirksam zu verstärken. Die Methode wird grundlagenorientiert im interaktiven Zusammenspiel zwischen Experiment und Numerik entwickelt. Abschließend wird die Machbarkeit an einem Demonstrator im Realmaßstab gezeigt. Im Einzelnen werden die nachfolgend aufgeführten Ziele verfolgt:

- Charakterisierung der mechanischen und thermischen Eigenschaften eines als geeignet identifizierten Verfüllmaterials zum thermischen Vorspannen darin ergänzter Bewehrung.
- Experimentelle und numerische Entwicklung der Induktionsmethode zur Temperierung der Schlitze, um darin ergänzte Bewehrungsstäbe thermisch vorzuspannen.
- Entwicklung eines Berechnungsmodells für thermisch vorgespannte Bewehrung, das sowohl die thermische Vorspannkraft als auch die daraus resultierende statische Wirkung auf den Gesamtquerschnitt erfasst.
- Validierung des Berechnungsmodells an einer experimentellen Umsetzung der Verstärkungsmethode mit messtechnischer Erfassung der Vorspannwirkung.
- Ausarbeitung der erforderlichen Arbeitsschritte zur Umsetzung der Verstärkungsmethode im Labor.
- Validierung der Verstärkungsmethode hinsichtlich ihrer Wirksamkeit an einem Demonstrator im Realmaßstab.

1.3 Aufbau der Arbeit

Die vorliegende, kumulative Dissertation gliedert sich in einen allgemeinen sowie den kumulativen Teil. Der allgemeine Teil umfasst mit den Kapiteln 1 und 8 die einleitende Einführung sowie die Schlussfolgerungen mit Ausblick und dient der Einordnung des kumulativen Teils der Arbeit. Der kumulative Teil umfasst die Kapitel 2 bis 7 und beruht auf insgesamt sechs Publikationen. Davon sind jeweils fünf in rezensierten und im ‚Web of Science‘ gelisteten Fachzeitschriften erschienen bzw. zur Veröffentlichung angenommen. Darüber hinaus ist die Publikation aus Kapitel 7 bei der Zeitschrift Engineering Structures eingereicht und befindet sich aktuell im Rezensionsprozess. Die Publikationen sind in deutscher (Kapitel 2, 5, 6) und in englischer Sprache (Kapitel 3, 4, 7) verfasst. Jeder Publikation ist eine Kurzfassung in der gleichen Sprache vorangestellt. Den deutschsprachigen Publikationen ist zusätzlich ein englisches Abstract beigelegt.

Kapitel 1 beginnt mit einer einleitenden Motivation (1.1), der Definition der Zielsetzung (1.2) sowie dem Aufbau (1.3) der Arbeit. In Unterkapitel 1.4 werden ausgewählte Grundlagen zu den Themen der Verstärkung von Stahlbetontragwerken und der Temperaturinduktion im Rahmen der thermischen Vorspannung erläutert. Es erfolgt zunächst ein Überblick über den Stand der Technik zur Biegeverstärkung von Stahlbetontragwerken. Darüber hinaus wird das Verbundverhalten zwischen Bewehrung und Beton sowie die Auswirkungen einer Wärmebehandlung darauf vorgestellt. Im Anschluss werden die Grundlagen der Temperaturinduktion und die daraus resultierende thermo-mechanische Kopplung erläutert. Die anschließende Synopse (Unterkapitel 1.5) rückt die aufgeführten Veröffentlichungen in den Kontext der zuvor in Unterkapitel 1.2 definierten Zielsetzung.

Es folgen in den Kapiteln 2 bis 7 die einzelnen Veröffentlichungen, deren Referenzierung jeweils zu Beginn des Kapitels erfolgt. Die Inhalte der Kapitel wurden wörtlich aus den entsprechenden Zeitschriftenartikeln übernommen. Text und Abbildungen wurden lediglich redaktionell überarbeitet und an das Layout dieser Arbeit angepasst. Eine inhaltliche Änderung der wissenschaftlichen Beiträge ist damit nicht verbunden.

Im abschließenden Kapitel 8 werden die wesentlichen Ergebnisse dieser Abhandlung zusammengefasst. Die Arbeit wird mit einem Ausblick auf weitere Forschungsfragen beendet.

1.4 Ausgewählte Grundlagen und Stand der Forschung

1.4.1 Grundlagen zur Biegeverstärkung von Stahlbetontragwerken

Eine wesentliche Aufgabe der Baubranche in den kommenden Jahren wird es sein, die bestehende Bausubstanz zu erhalten und sie an ständig veränderte Anforderungen anzupassen [63, 40]. Stahlbetontragwerke werden in der Regel für eine Nutzungsdauer von 50 bis 100 Jahren konzipiert, wobei Dimensionierung und Bemessung anhand der zum Zeitpunkt der Planung geltenden Normen erfolgt. Alterungsprozesse, erhöhte Verkehrslasten, veränderte Nutzungsanforderungen sowie neue normative Vorgaben führen häufig zu rechnerischen Defiziten in der Tragfähigkeit und/oder Gebrauchstauglichkeit, noch bevor das Ende der Nutzungsdauer erreicht ist [65, 61]. Verstärkungsmaßnahmen ermöglichen es, bestehende Tragwerke wirtschaftlich und ressourcenschonend an neue Anforderungen anzupassen, ohne sie vollständig ersetzen zu müssen. Typische Ziele von Verstärkungsmaßnahmen sind die Wiederherstellung oder die Erhöhung der

Tragfähigkeit, der Gebrauchstauglichkeit, der Dauerhaftigkeit oder des Ermüdungstragverhaltens. Im Fokus dieses Kapitels stehen Maßnahmen zur Biegeverstärkung von Stahlbetontragwerken. Diese Verfahren lassen sich grundsätzlich in Maßnahmen zur Verstärkung der Druckzone und Maßnahmen zur Verstärkung der Zugzone unterteilen. Sie dienen der Verstärkung von Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit.

Betonergänzung

Die Verstärkung der Druckzone erfolgt typischerweise durch das Aufbringen einer zusätzlichen, schubfest mit dem Querschnitt verbundenen Betonschicht [64]. Diese kann sowohl in Ortbeton- als auch in Spritzbetonbauweise [84] hergestellt werden. Bild 1.4 zeigt das Verstärkungsprinzip (a) sowie die praktische Umsetzung (b). Für eine kraftschlüssige Verbindung mit der zusätzlichen Betonschicht muss die Altbetonoberfläche in der Regel bis auf das Korngerüst aufgeraut werden. Hier hat sich das Höchstdruckwasserstrahlen (HDW) mit Drücken von 1000 bis 1200 bar als Standardverfahren durchgesetzt, da es gegenüber mechanischen Bearbeitungsverfahren wie Fräsen Gefügeschäden vermeidet und höhere Fertigungsgenauigkeiten ermöglicht [141]. Die erzielten Rauigkeiten werden entweder mit dem Sandflächenverfahren nach Kaufmann [102] oder mittels Lasermessverfahren überprüft [115, 149]. In der Regel ist zusätzlich eine Verbundbewehrung erforderlich, um die Schubkraftübertragung rechnerisch nachweisen zu können. Hierfür werden Bewehrungselemente aus Betonstahl oder spezielle Schubverbinder verwendet, die mit Verbundmörtel in den bestehenden Querschnitt eingebracht werden [64]. Dies ermöglicht eine kraftschlüssige Verbindung, sodass der Initialquerschnitt und die ergänzte Betonschicht zur Bemessung als monolithisches Bauteil angesetzt werden dürfen. Durch die Querschnittsergänzung wird die Druckzone des Querschnitts und damit der innere Hebelarm der Kräfte vergrößert, wodurch sich die Biege- und Schubtragfähigkeit der Konstruktion erhöhen [64]. Die Wirksamkeit der Methode wird jedoch durch das hohe Eigengewicht des zusätzlichen Aufbetons beschränkt. Zudem werden die Querschnittsabmessungen durch die Aufbetonschicht vergrößert. Gerade im Hochbau führt dies häufig zu Nutzungseinschränkungen, so dass die Methode nicht immer realisiert werden kann.

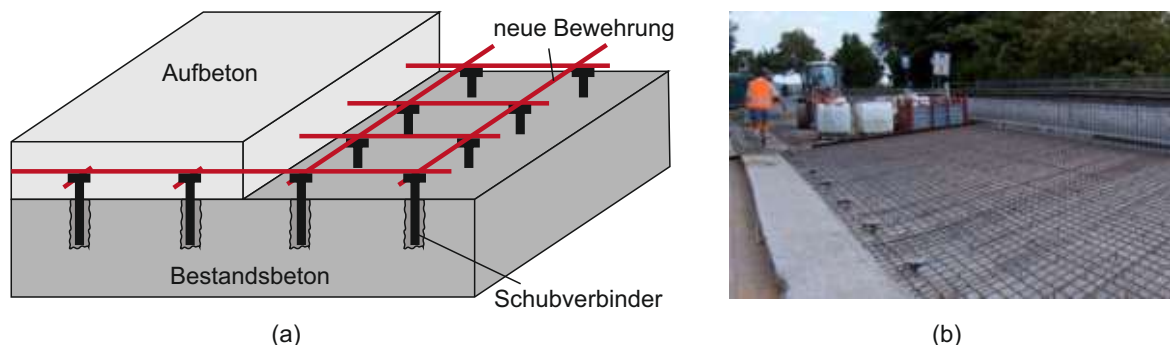


Bild 1.4: Prinzip der Aufbetonverstärkung (a) nach [64] sowie ein Foto von der praktischen Umsetzung (b) [173].

Eingeschlitzte Zusatzbewehrung

Die Zugzone eines Tragwerks kann durch das Einschlitzen zusätzlicher schlaffer Bewehrungsstäbe verstärkt werden [45, 231, 99]. Das Prinzip sowie die erforderlichen Schlitzabmessungen sind in Bild 1.5 (a) dargestellt. Zwischen die bestehende Bewehrung werden mittels Hochdruckwasserstrahltechnik Schlitz hergestellt, in denen dann zusätzliche Bewehrungsstäbe ergänzt werden [45]. Dabei werden die zusätzlichen Stäbe in der Regel innerhalb der vorhandenen Querbewehrung fixiert. Anschließend werden die Nuten mit Ortbeton oder Spritzbeton verschlossen [212]. Die Abmessungen der Nuten orientieren sich am Durchmesser der ergänzten Bewehrung d_s , wobei ein Randabstand von mindestens 2 cm in Richtung des Altbetons eingehalten werden muss sowie das Nennmaß der Betondeckung zur Oberfläche (Bild 1.5 [45]). Da die Schlitzte in die Zugzone des Tragwerks eingebracht werden und der Beton hier rechnerisch nicht am Lastabtrag beteiligt ist, kann die Querschnittschwächung während der Herstellungsphase in der Regel vernachlässigt werden [172].

Um eine kraftschlüssige Verbindung zwischen Verfüllmaterial und Initialquerschnitt zu gewährleisten, muss die Schlitzoberfläche aufgeraut werden. Die Rauigkeit muss hierbei mindestens $0,5d_{km}$ (mittlerer Korndurchmesser) entsprechen [64]. Zum Verfüllen der Schlitzte ist gemäß [45] Spritzbeton oder ein fließfähiger Verfüllbeton, mit der Körnung 0/8 mm, zu verwenden. Die zusätzlichen Stäbe dürfen hinsichtlich der nach der Verstärkung aufgebrachten Lasten genauso wie die eines monolithisch hergestellten Stahlbetonquerschnitts bemessen werden [94]. Allerdings ist die Verstärkung nicht für das Konstruktionseigengewicht wirksam. Vorteile der Methode sind, dass der Querschnitt nicht vergrößert wird und damit auch das Eigengewicht nicht nennenswert zunimmt. Zudem ist der Korrosionsschutz durch das Einbetten der Stäbe in ein Verfüllmaterial sichergestellt [45].

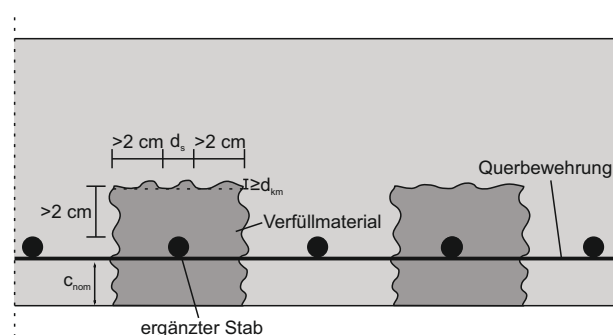


Bild 1.5: Prinzip der Verstärkung mittels eingeschlitzter Zusatzbewehrung mit den erforderlichen Abmessungen der Schlitzte nach [212].

Geklebte Bewehrung

Ein weiteres Verfahren zur Verstärkung der Zugzone ist das Aufkleben außenliegender Zusatzbewehrung in Form von CFK-Lamellen (Carbonfaserverstärkter Kunststoff), CF-Gelegen (Carbonfasern) oder Stahllaschen auf die Betonoberfläche (Bild 1.6 (a-c)). Stahllaschen bestehen in der Regel aus Stahl der Güte S235 und können sowohl zur Verstärkung der Biege- als auch Querkrafttragfähigkeit eingesetzt werden. Da der Einsatz von Carbon zur Biegeverstärkung jedoch in der Regel wirtschaftlicher ist, beschränkt sich der Einsatz von Stahllaschen heute meist auf die

Querkraftverstärkung [45, 64]. Zusatzbewehrung aus Stahl wird hier daher nicht weiter betrachtet. CFK-Lamellen bestehen aus vorgehärteten, unidirektional ausgerichteten Carbonfasern, die in eine Epoxidharzmatrix eingebettet sind [130]. Sie weisen eine hohe Zugfestigkeit und Materialhomogenität auf, da sie industriell gefertigt werden und in ihrer finalen Form geliefert werden [183]. Im Gegensatz dazu sind CF-Gelege textile Strukturen, bestehend aus unidirektionalen oder bidirektionalen Carbonfasern, die flexibel und vor Ort mit einer Harzmatrix imprägniert werden. Sie zeichnen sich durch ihre Anpassungsfähigkeit an gekrümmte oder unregelmäßige Bauteilgeometrien aus, haben jedoch im Vergleich zu CFK-Lamellen eine geringere initiale Steifigkeit und Festigkeit [129]. Aufgrund des hohen Arbeitsaufwandes bei der Verarbeitung und Applikation werden CF-Gelege in Deutschland eher selten verwendet [64]. Die nachfolgenden Erläuterungen beschränken sich daher auf CFK-Lamellen. CFK besitzt ein anisotropes Materialverhalten mit hoher mechanischer Beanspruchbarkeit in Faserlängsrichtung und vergleichsweise geringen Festigkeiten in Querrichtung [170]. Die Zugfestigkeit ist je nach Kohlenstoffasergehalt in etwa 4 bis 6-mal so groß wie die von Stahl (S235) [170]. Zudem zeichnet sich CFK durch ein sehr geringes Eigengewicht und eine flexible Formgebung aus. Die Dauerfestigkeit liegt bei über 80 % der Kurzzeitfestigkeit, der Ermüdungswiderstand ist entsprechend hoch, es besteht keine Korrosionsgefahr für die Lamellen und Kriech- oder Relaxationsverformungen treten nicht auf [64].

Die Zusatzbewehrung wird schubfest mit einem Epoxidharzklebstoff auf die Betonoberfläche geklebt (Bild 1.6 (b)) [212]. Die praktische Umsetzung zeigt Bild 1.6 (d). Die zu verklebende Betonoberfläche muss für die Verklebung vorbereitet werden, bis der Grobzuschlag ($> 8 \text{ mm}$) sichtbar wird [211, 172]. Zudem muss die zu verklebende Betonoberfläche staubfrei, frei von losen Teilen sowie trocken sein und eine Oberflächenzugfestigkeit $> 1,5 \text{ N/mm}^2$ aufweisen [211, 173]. Unebenheiten sind zu vermeiden, um eine senkrechte Belastung der Klebefuge infolge sich einstellender Umlenkkräfte auszuschließen. Die Verbundbruchkraft wird durch lokale Unebenheiten der Betonoberfläche um bis zu 20 % reduziert [17]. Zur Verklebung der Lamellen wird in der Regel ein kalthärtender Zweikomponentenepoxidharz, bestehend aus Härter und Stammkomponente, verwendet. Die Kleber besitzen eine hohe Festigkeit bei einer guten Chemikalienbeständigkeit. Jedoch sind diese nur bis ca. 40 bis 60°C beständig [64, 25]. Bei höheren Temperaturen wird im sogenannten Glasübergangsbereich die kristalline Phase aufgelöst und der Klebstoff verliert seine Festigkeit [64]. Entsprechend darf nach den derzeitigen Zulassungen eine Bauteiltemperatur von 40 °C im Bereich der Klebung nicht überschritten werden, was hinsichtlich der Brandbemessung berücksichtigt werden muss [17]. Zudem dürfen die geklebten CFK-Lamellen ungeschützt nur in Bauteilen mit den Expositionsklassen XC1 (trocken) und XC3 verwendet sein. Alternativ ist durch eine geeignete Schutzschicht sicherzustellen, dass der Kleber nicht einer wechselnden oder dauernden Durchfeuchtung ausgesetzt wird [64, 172].

Bei der Bemessung von Betonbauteilen mit aufgeklebter Bewehrung werden im Regelfall ähnliche Bemessungsmodelle wie im konventionellen Stahlbetonbau verwendet [159, 16]. Jedoch ist das spröde und mäßige Verbundverhalten, welches durch die Zugfestigkeit der oberflächennahen Betonschichten charakterisiert wird, zu beachten [175]. Im Gegensatz zu einbetonierten Bewehrungsstäben können nach einer bestimmten Relativverschiebung zwischen Lamelle und Beton (Schlupf) keine weiteren Verbundspannungen mehr übertragen werden [232]. Es kommt nach einem lokalen Verbundversagen meist kurz darauf zu einem globalen Verbundversagen [63]. Eine plastische Reserve und ein Ankündigungsverhalten von Bauteilen mit aufgeklebter

Bewehrung sind entsprechend sehr gering. Die maximal aufnehmbare Kraft der geklebten Bewehrung wird daher in fast allen Fällen durch die übertragbare Kraft in der Verbundfuge begrenzt [232]. Vor allem durch Rissbildung (Biegeschubrisse) in der Betonzugfaser kommt es zu einem frühzeitigen Ablösen und Abschälen der Verstärkung [159]. Die sehr hohe Zugfestigkeit von CFK kann daher nur eingeschränkt genutzt werden. Um die Wirksamkeit zu steigern, können CFK-Stäbe auch eingeschlitzt werden. Hierdurch wird die Verbundfläche zum Beton erhöht, wodurch höhere Kräfte übertragen werden können. Gleichzeitig erhöht sich jedoch auch der Herstellungsaufwand [22].

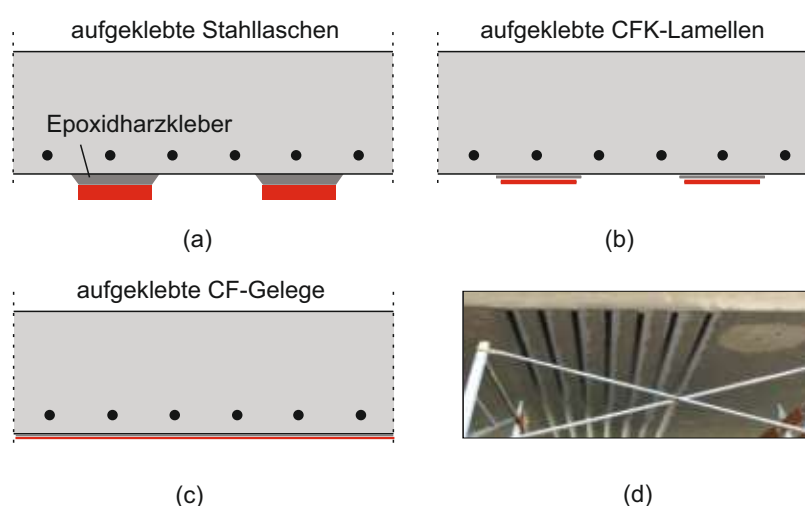


Bild 1.6: Prinzip der Verstärkung mittels aufgeklebter Stahllaschen (a), CFK-Lamellen (b), CF-Gelegen (c) sowie ein Bild von der praktischen Umsetzung (d) [64, 173].

Wirksamkeit der Verstärkungsverfahren

Eine wesentliche Einschränkung aller genannten Verstärkungsverfahren ist, dass sie nicht für das Eigengewicht des Bauwerks wirksam sind [95]. Bild 1.7 zeigt die Dehnungsverteilung in einem auf Biegung beanspruchten, konventionell verstärkten Querschnitt. Die Dehnungen infolge der Momentenbeanspruchung aus dem Eigengewicht M_g sind zum Zeitpunkt der Verstärkung im Initialquerschnitt eingepreßt und lagern sich nicht, bzw. erst nach einer erheblichen Rissbildung und einem damit einhergehenden Verlust der Gebrauchstauglichkeit, auf die Verstärkung um. Lediglich die nach der Verstärkung auftretenden Nutzlasten (M_q) verteilen sich gleichermaßen auf Initialquerschnitt und Verstärkung. Da das Eigengewicht typischerweise bei Stahlbetontragwerken 60 bis 80 % der charakteristischen Gesamtlast ausmacht, ist die Wirksamkeit der genannten Verfahren gering. Um die Verstärkung auch für das Eigengewicht zu aktivieren, ist eine temporäre Entlastung des Tragwerks während der Verstärkungsmaßnahme erforderlich. Dies kann beispielsweise durch Anheben des Tragwerks oder durch gezieltes Einprägen von Zwangsschnittgrößen zur Kompensation der Eigengewichtsschnittgrößen in statisch unbestimmten Tragwerken, etwa mittels Temperaturinduktion [116, 117, 119, 118], erfolgen. Im entlasteten Zustand erfolgt dann die Verstärkung, z. B. durch eingeschlitzte Bewehrung oder das Aufkleben von CFK-Lamellen. Nach Beendigung der Maßnahme wird das Tragwerk wieder

belastet und das Eigengewicht verteilt sich gleichermaßen auf Initialquerschnitt und Verstärkung. Dieser Ansatz ist zwar effektiv, erfordert aber einen hohen Aufwand bei der Umsetzung.

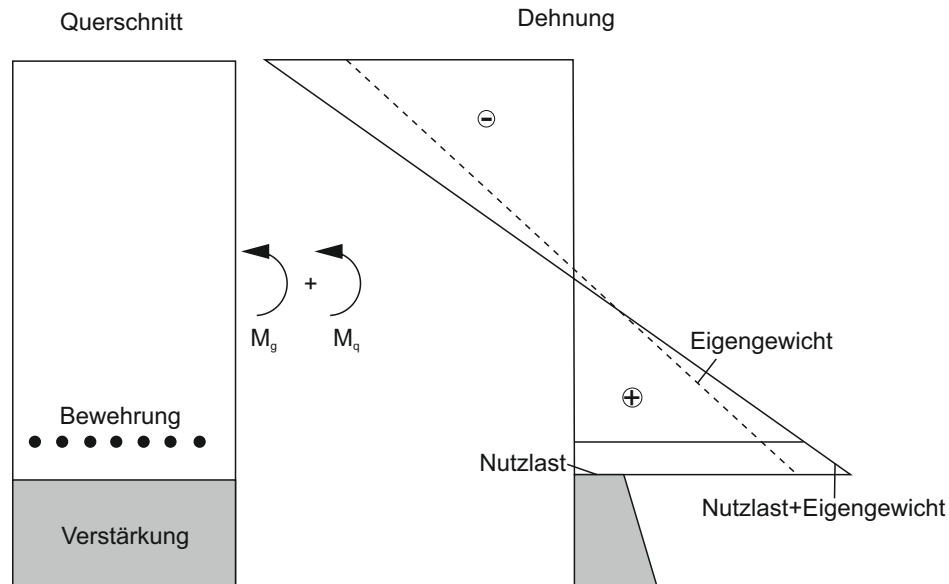


Bild 1.7: Dehnungsverteilung in einem verstärkten Querschnitt aus Eigen- und Verkehrslasten.

Externe Vorspannung

Eine alternative eigengewichtswirksame Verstärkung ist das Aufbringen einer Längsvorspannkraft auf das Tragwerk mittels externer Spannglieder [140, 206]. Die Anwendung beschränkt sich in der Regel auf den Brückenbau [204]. Bild 1.8 (d) zeigt die praktische Umsetzung der Verstärkung mittels externer Spannglieder. Die Spannglieder können hier grundsätzlich zentrisch und gerade (Bild 1.8,a), exzentrisch und gerade (Bild 1.8,b) oder exzentrisch und polygonal (Bild 1.8,c) angeordnet werden [212]. Durch eine exzentrische Spanngliedführung wird aufgrund des Abstands der Spanngliedlage zum Querschnittsschwerpunkt zusätzlich zur Drucknormalkraft in weiten Teilen auch ein den Einwirkungen entgegengerichtetes und damit günstig wirkendes Moment erzeugt [212, 157]. Durch eine polygonale Anordnung kann die Vorspannung an den Momentenverlauf angepasst werden. An den Umlenkstellen entstehen zusätzlich günstig wirkende Umlenkkräfte, die das Tragwerk entlasten [64]. Trotz der günstigeren statischen Wirkung wird aufgrund der technisch komplizierten und aufwendigen Umsetzung der erforderlichen Umlenkstellen in der Regel eine gerade Spanngliedführung realisiert [45].

Entscheidend für die Wirksamkeit der Verstärkung ist die Verankerung der externen Spannglieder [141, 32, 12, 96]. Hierfür kommen in erster Linie die Querträger-Verankerung sowie die Verankerung in Ankerblöcken zur Anwendung [64, 172]. Bei der Querträger-Verankerung werden die zusätzlichen Spannglieder über Kernbohrungen direkt mit einer Ankerplatte an den vorhandenen Querträgern verankert. Damit die Methode angewendet werden kann, müssen die Querträger ausreichend dick sein sowie einen hohen Bewehrungsgrad aufweisen, um die zusätzlichen Kräfte aufnehmen zu können. Bei der SAB-Verankerung erfolgt die Verankerung der Spannglieder über nachträglich anbetonierte Stahlbeton-Ankerblöcke, die über eine

Quervorspannung mittels Stabspannverfahren gegen die Stege der vorhandenen Konstruktion gespannt werden [64, 172]. Die Kräfte werden dann im Wesentlichen über Reibung oder Verzahnung in den Kontaktfugen übertragen.

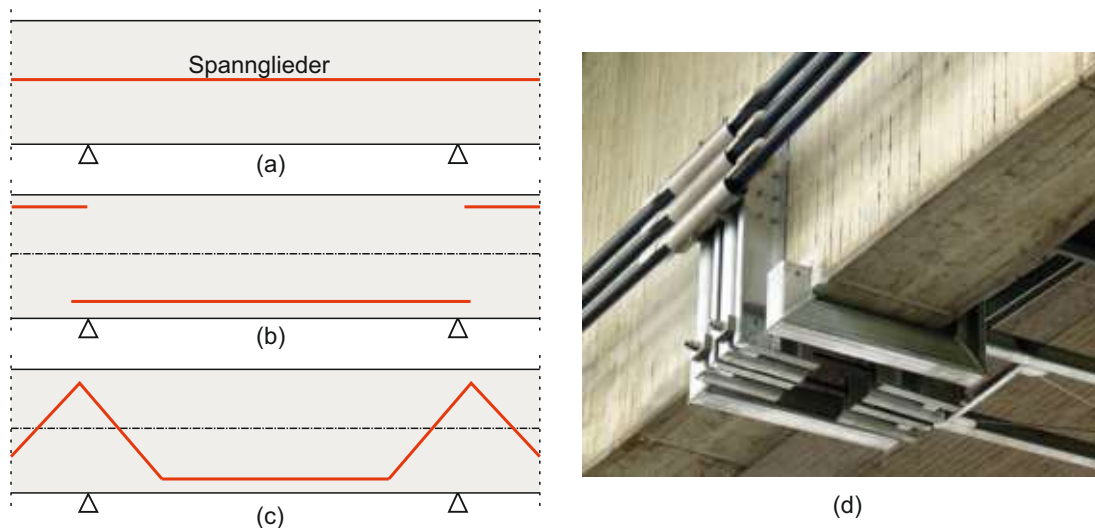


Bild 1.8: Spanngliedführung bei der Verstärkung mittels externer Spannglieder (a-c) sowie ein Foto von der praktischen Umsetzung der Spanngliedführung mit einer Umlenkstelle [145] (d).

Insgesamt stellt das Aufbringen einer zusätzlichen Längsvorspannung eine vergleichsweise wirtschaftliche, effiziente und vielseitig einsetzbare Möglichkeit zur Verstärkung von Stahlbetontragwerken, insbesondere Brücken, dar [4]. Neben einer Erhöhung der Traglast können außerdem bestehende Risse verringert bzw. diese sogar komplett überdrückt werden. Zudem kann die Durchbiegung reduziert und der Ermüdungswiderstand erhöht werden [4]. Die Verstärkung mit zusätzlicher externer Vorspannung beeinflusst somit die Tragfähigkeit, die Dauerhaftigkeit und das Ermüdungsverhalten günstig. Nachteile der Methode sind die aufwendige Verankerung der Spannglieder sowie die Limitierung auf den Brückenbau mit quasi geradem Grundriss. Darüber hinaus erhöht die Vorspannung die Beanspruchung der Druckzone.

Vorgespannte CFK-Lamellen

Eine Kombination aus externer Vorspannung und geklebter Zusatzbewehrung stellen vorgespannte CFK-Lamellen dar [198, 207, 8]. Die Lamellen werden vor dem Aufkleben auf dem Beton mit speziellen Spannkonstruktionen vorgespannt [212, 208]. Aufgrund der geringen Haftzugfestigkeit des Betons ist zusätzlich zum Klebeverbund eine Endverankerung der Lamellen, z. B. mittels Anpressplatten, erforderlich [195, 145]. Andernfalls entstehen aufgrund von Schubspannungsspitzen unter den Enden der Lamelle sofort Risse im Beton und die Lamelle schält sich schlagartig wieder ab. Durch die Vorspannung der Lamellen kann die hohe Zugfestigkeit des CFK-Werkstoffs wesentlich besser ausgenutzt werden. Zudem wirkt das Verfahren im Gegensatz zur Verstärkung mit nicht-vorgespannten CFK-Lamellen auch für das Konstruktionseigengewicht. Die Stahldehnungen, die Rissbreiten und die Durchbiegungen des vorhandenen

Betonquerschnitts werden durch die Vorspannung reduziert. Wie bei den schlaff aufgeklebten Lamellen sind auch die vorgespannten CFK-Lamellen vor mechanischer Beschädigung, vor Witterungseinflüssen und vor erhöhten Temperaturen zu schützen [172]. Nachteile der Methode sind der hohe Aufwand für das Vorspannen und die Endverankerung der Lamellen [198].

1.4.2 Grundlagen zum Verbundverhalten von Stahlbeton sowie dem Einfluss einer Wärmebehandlung darauf

Der Verbund von Beton und Betonstahl ermöglicht es, Kräfte zwischen den beiden Baustoffen zu übertragen. Die Kraftübertragung wird vereinfacht durch eine in der Grenzfläche von Bewehrung und Beton wirkende Schub- bzw. Verbundspannung τ beschrieben [233]. Verbundspannung entsteht, wenn sich in Stahl und Beton unterschiedliche Dehnungen einstellen bzw. aus einer Relativverschiebung zwischen beiden [224].

Verbundmechanismen

Die Verbundwirkung gerippter Bewehrungsstäbe mit dem Beton beruht auf den drei Mechanismen [233]:

- Haftung
- Reibung
- Mechanische Verzahnung

Die Aktivierung der Mechanismen setzt eine Relativverschiebung des Bewehrungsstabes gegenüber dem Beton voraus (Schlupf). Zur Beschreibung des Verbundverhaltens wird ein Zusammenhang zwischen der Verbundspannung τ als Summe der einzelnen Mechanismen und dem Schlupf S verwendet (Verbundspannungsschlupfbeziehung) [103]. Bild 1.9 zeigt diese exemplarisch. Der Haftverbund infolge chemischer Adhäsion und Verzahnung der Grenzflächen zwischen Stahl und Beton im mikroskopischen Bereich ist nur gering belastbar und wird bereits bei kleinsten Relativverschiebungen zerstört. Glatte Betonstähle können darüber hinaus keine weiteren nennenswerten Verbundspannungen aufnehmen, sodass sie heutzutage in der Regel nicht mehr eingesetzt werden. Bei gerippten Stäben wird nach dem Versagen des Haftverbundes die mechanische Verzahnung aktiviert, die den wirksamsten Anteil der Kraftübertragung zwischen Stahl und Beton darstellt. Bei zunehmenden Relativverschiebungen stützen sich die Rippen auf den vor ihnen liegenden Betonkonsolen ab und erzeugen dabei hohe Druckspannungen. Infolgedessen entstehen ausgehend von den Rippen geneigt verlaufende Sekundärrisse ①. Mit steigendem τ beginnen die Rippen den Beton lokal als Keil oder entlang der Mantelfläche des Stabes abzuscheren ②. Damit ist die maximal übertragbare Verbundspannung bei s_2 erreicht. Darüber hinaus werden die Betonkonsolen mit weiter ansteigendem Schlupf bei abnehmender Verbundspannung fortschreitend zerstört ③. Vollständig abgesichert sind sie, wenn der Schlupf dem lichten Abstand zwischen zwei Rippen entspricht. Danach werden Verbundkräfte nur noch über die Reibung zwischen Stab und Beton bzw. zwischen abgesicherten Betonkonsolen und umgebendem Beton übertragen. Der Stab wird kontinuierlich aus dem Beton gezogen, was als Ausziehversagen bezeichnet wird.

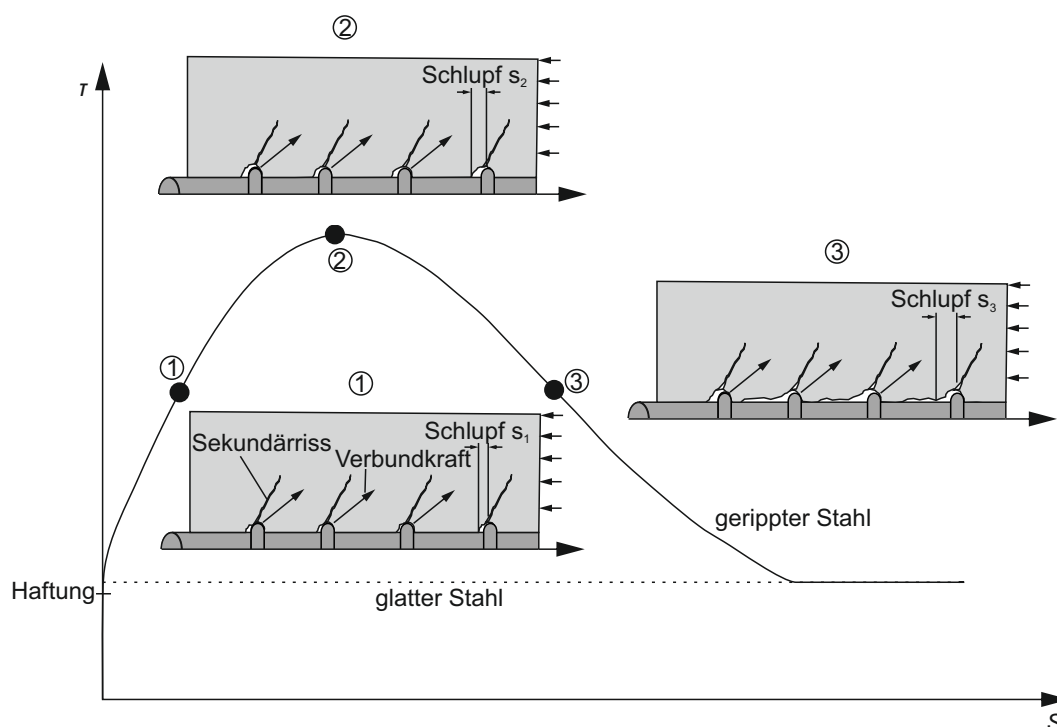


Bild 1.9: Verbundspannungsschlupfbeziehung für einen einbetonierten Bewehrungsstab mit den zugehörigen Verbundmechanismen Haftung, Verzahnung und Reibung nach [233].

Einflussgrößen auf die Verbundeigenschaften

Die Qualität des Verbunds zwischen Beton und Bewehrung wird durch die Lage der Stäbe, die Betonüberdeckung, die Betonzusammensetzung und die Bedingungen während des Beto-niervorgangs beeinflusst [233]. Eine ausreichende Betonüberdeckung ist erforderlich, um ein sprödes Versagen des Verbunds zu verhindern. Infolge der von den Rippen schräg verlaufenden Druckstreben entstehen durch die Umlenkung Zugspannungen im Beton, die ringförmig um die Bewehrung verlaufen. Überschreiten diese die Zugfestigkeit des Betons, bilden sich Längsrisse entlang des Stabes. Bei geringer Betondeckung spalten die Längsrisse die Betonschale, wodurch die übertragbare Verbundspannung schlagartig abfällt. Dieses sogenannte Sprenggrissversagen muss durch eine ausreichende Betondeckung oder durch Querbewehrung, die ein unkontrolliertes Öffnen der Risse verhindert, ausgeschlossen werden.

Neben einer ausreichenden Betondeckung ist auch die Betonqualität im Bereich der Rippen entscheidend für die Verbundwirkung. Hier unterscheidet die Norm EN 1992-1-1 [48] zwischen gutem und mäßigem Verbund. Ein guter Verbund liegt vor, wenn die Bewehrung gleichmäßig von dichtem, porenarmem Beton umgeben ist, was eine effektive Kraftübertragung zwischen Beton und Stahl ermöglicht. Mäßiger Verbund entsteht hingegen durch Entmischungen des Frischbetons, bei denen Luftblasen und überschüssiges Wasser unter horizontalen Stäben eingeschlossen werden, was die Porosität erhöht. Dies führt dazu, dass die maximal übertragbare Verbundkraft (Verbundfestigkeit) sinkt, während der auftretende Schlupf (Verbundsteifigkeit) zunimmt. Die Verbundfestigkeit kann sich infolge um bis zu 50 % reduzieren [233]. Häufige Ursachen hierfür sind ein nicht ausreichendes Verdichten des Frischbetons.

Zudem wirken sich die mechanischen Eigenschaften des den Stab umgebenden Betons ebenfalls

dominant auf das Verbundverhalten aus. Mit ansteigender Festigkeitsklasse nehmen sowohl die Verbundsteifigkeit als auch die Verbundfestigkeit zu.

Prüfung des Verbundverhaltens

Das Verbundverhalten einbetonierter Bewehrungsstäbe wird im Allgemeinen in Auszugsversuchen nach DIN 10080 [47] geprüft (siehe Bild 1.10). Dabei wird ein mittig über die Verbundlänge l in einem Probekörper einbetonierter Bewehrungsstab mit einer kontinuierlich steigenden Zugkraft F beaufschlagt und aus dem Prüfkörper gezogen. Zur Auswertung wird F nach Gleichung (1.1) in Abhängigkeit des Stabdurchmessers d_s in eine gemittelte Verbundspannung τ umgerechnet. Diese wird über den am spannungsfreien Ende des Stabs gemessenen Schlupf S aufgetragen. Das Ergebnis ist die Verbundspannungsschlupfbeziehung. Die Annahme einer über die Verbundlänge l konstanten Verbundspannung ist nur für kurze Verbundlängen hinreichend genau. Tatsächlich nimmt die Längsdehnung des Stabes durch die Verbundwirkung über die Verbundlänge hinweg ab, und der Schlupf wird mit zunehmendem Abstand zum belasteten Stabende kleiner (Bild 1.10). Um repräsentative und einheitliche Ergebnisse zu erhalten, wird in [97] eine Verbundlänge von $l = 5 d_s$ empfohlen. Bei kürzeren Längen können lokale Inhomogenitäten oder Fehlstellen im Beton sowie große Zuschlagskörner unmittelbar vor den Rippen zu erheblichen Streuungen der Ergebnisse führen. Im Auszugsversuch wird die Verbundlänge durch eine auf den Stab gesteckte Manschette begrenzt, die den Verbund zum umgebenden Beton außerhalb dieses Bereichs verhindert. Dadurch wird sichergestellt, dass der Kraftübertrag ausschließlich innerhalb der definierten Verbundlänge erfolgt.

$$\tau = \frac{F}{l \cdot \pi \cdot d_s} \quad (1.1)$$

Des Weiteren ist eine ausreichende Betondeckung erforderlich, um Sprenggrissversagen auszuschließen. Der Bewehrungsstab wird dazu mittig einbetoniert und die Kantenlängen des Prüfkörpers sollten $> 10 d_s$, unter Einhaltung der minimalen Abmessung von 200 mm, betragen.

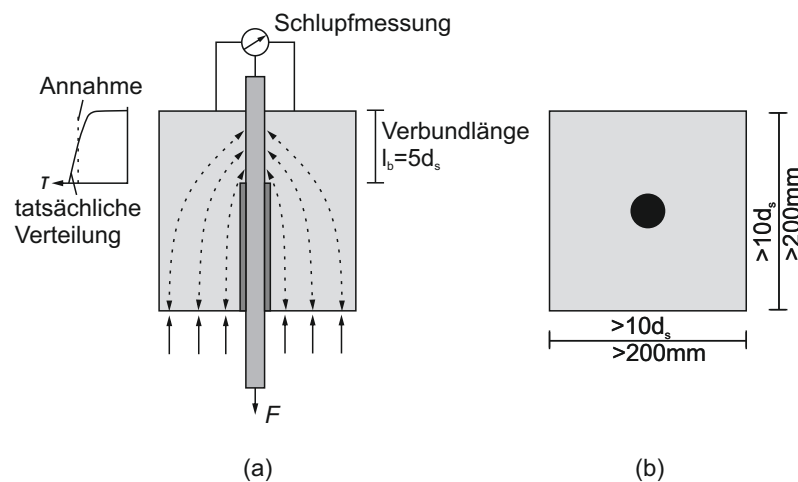


Bild 1.10: Prinzip und Aufbau des Auszugsversuchs zur experimentellen Untersuchung des Verbundverhaltens in Ansicht mit der Verbundspannungsentwicklung über die Stablänge (a) sowie der Draufsicht (b) nach [233].

Langzeitverbundverhalten

Die hohen Druckspannungen, die durch die Rippen auf den Beton übertragen werden, führen unter Dauerlast zu Kriechverformungen der Betonkonsolen (Verbundkriechen) [67]. Diese Verformungen bewirken eine Zunahme des Schlupfs mit der Zeit. Die Untersuchungen in [67] an Kunstharz- und Normalbetonproben zeigen, dass sich bei Langzeitbelastungen bis ca. 50 % der Kurzzeitfestigkeit der Schlupf proportional zur aufgetragenen Last verhält und bei höherer Belastung überproportional zunimmt. Im Gegensatz zu Kriechverformungen unter Druckbeanspruchung sind Verbundkriechverformungen weitgehend irreversibel [156]. Die Ursache hierfür sind Mikrorisse, die sich in der unmittelbaren Umgebung der Rippen ausbilden [126]. Experimentelle Untersuchungen an Auszugskörpern in [110] zeigen für verschiedene Normalbetone nach einer Belastungsdauer von 1000 Stunden einen Anstieg des Schlupfes um den Faktor von 2,5 bis 3,7, bezogen auf den Zustand unmittelbar nach Lastaufbringung. Neben der Belastungsdauer beeinflussen auch Betonzusammensetzung und Betonalter bei Belastungsbeginn das Verbundkriechen. Hochleistungsbetone (HPC) mit niedrigem Wasserzementwert und optimierter Zuschlagszusammensetzung weisen aufgrund ihrer höheren Festigkeit und Dichte in der Regel ein geringeres Verbundkriechen auf. Lokale Inhomogenitäten und Porositäten in der Betonmatrix verstärken hingegen das Verbundkriechen. Mit zunehmendem Betonalter bei Lastaufbringung nimmt das Verbundkriechen ebenfalls ab.

Einfluss einer Wärmebehandlung auf die Verbundeigenschaften

Durch eine Wärmebehandlung des Frischbetons kann die Entwicklung der Verbundfestigkeit beschleunigt werden. Das Prinzip entspricht der im Fertigteilbau bereits etablierten Praxis zur Beschleunigung der Druckfestigkeitsentwicklung bei Betonen. Durch die Wärmezufuhr wird die Reaktionsgeschwindigkeit zwischen Wasser und den im Zement gebundenen Klinkerphasen erhöht, wodurch die Hydratation und damit die Festigkeitsentwicklung beschleunigt werden. Entsprechend entwickelt sich auch die Verbundfestigkeit schneller. Die Untersuchungen in [88, 179] an einem hochfestem Beton auf Basis des Bindemittels Nanodur Compound 5941 zeigen, dass sich die Verbundfestigkeit durch eine rapide Wärmebehandlung bei 80 °C ohne Vorlagerungszeit sogar schneller entwickelt als die Druckfestigkeit. Bereits nach zwei Stunden Wärmebehandlung können signifikante Verbundspannungen übertragen werden. Nach vier Stunden sind über 65 % der maximalen Verbundfestigkeit, bezogen auf eine 28 Tage alte, nicht temperierte Referenzprobe, erreicht. Darüber hinaus nimmt die Verbundfestigkeit bei temperierten Proben nicht mehr signifikant zu. Der Grund hierfür ist, dass durch die Wärmebehandlung Mikrorisse im Beton entstehen, die die Verbundfestigkeit beeinträchtigen. Somit wird die maximale Verbundfestigkeit durch die rapide Wärmebehandlung um ca. 30 % reduziert. Da im Gebrauchszustand eines Bauteils u. a. durch die Forderung, dass Rissbreiten klein bleiben müssen, die Verbundfestigkeit in der Regel nicht erreicht wird, ist die reduzierte Verbundfestigkeit für die praktische Anwendung in der Regel nicht relevant [70].

Die hohen Temperaturen während der Wärmebehandlung verbessern zudem die Kristallinität und die Dichte der Hydratationsprodukte, was zu einer geringeren Porosität und einer verbesserten Mikrostruktur führt. Dies spiegelt sich in einer steiferen Verbundspannungsschlupf-Beziehung wieder. Neben der Verbesserung der Kurzzeitverbundeigenschaften hat die Wärmebehandlung auch einen positiven Einfluss auf das Langzeitverbundverhalten. Durch die

beschleunigte Hydratation wird die Steifigkeit der Betonkonsolen erhöht sowie die Porosität des Betons im Bereich der Rippen reduziert, was die kriechebedingte Verformungszunahme bei Dauerlast mindert [179]. Bei dem HPC auf Basis des Bindemittels Nanodur Compound 5941 fällt die zeitabhängige Schlupfzunahme durch eine Wärmebehandlung nach 300 Tagen um ca. 40 % geringer aus als bei nicht temperierten Referenzproben [179]. Dies gilt unabhängig von der Temperierungsdauer solange diese vier Stunden übersteigt.

1.4.3 Regelung der Temperaturverteilung in mehrschichtigen Stahlbetonquerschnitten

Das gezielte Einbringen von Temperaturen zur Steuerung von Tragwerksreaktionen ist im Bauwesen bislang unüblich. Temperaturen werden üblicherweise als Einwirkungen betrachtet, die Verformungen verursachen oder bei Behinderung Zwängungen hervorrufen und in der Bemessung berücksichtigt werden müssen. Auf Materialebene wird eine aktive Temperierung von Frischbeton hingegen bereits angewendet, um die Festigkeitsentwicklung zu beschleunigen [182, 171] und Langzeitverformungen wie Kriechen oder Schwinden zu reduzieren [192, 191, 193, 179, 158].

Auf Systemebene bietet das aktive einbringen von Temperaturen in Tragwerke ebenfalls ein großes Potenzial. In statisch unbestimmten Tragwerken können durch eine Temperierung gezielt Zwangsschnittgrößen (N , M_y , M_z) erzeugt werden, die den äußeren Einwirkungen entgegenwirken und damit das Tragwerk entlasten [116, 117, 119, 118].

Zur aktiven Steuerung von Temperaturverteilungen in Tragwerken ist eine genaue Kenntnis der Wärmeausbreitung der eingebrachten Wärme erforderlich. Dabei wird der Wärmetransport innerhalb eines Materials oder zwischen verschiedenen Medien als Wärmeübertragung bezeichnet.

Theorie der Wärmeübertragung

Wärmeübertragung beschreibt den Transport thermischer Energie infolge eines Temperaturunterschieds zwischen verschiedenen Bereichen eines Mediums oder zwischen unterschiedlichen Medien. [10, 123, 85, 144, 181]. Der Transport erfolgt stets in Richtung des niedrigeren Temperaturniveaus, um einen thermodynamischen Gleichgewichtszustand zu erreichen. Die Wärmeübertragung kann dabei grundsätzlich in Form von Wärmeleitung, Wärmestrahlung oder Konvektion erfolgen:

- **Wärmeleitung** beschreibt den Transport von Wärmeenergie innerhalb eines Festkörpers infolge von Temperaturgradienten. Physikalisch erfolgt dieser Wärmetransport molekular gemäß dem Fourierschen Gesetz [10, 23, 181, 120, 33, 76, 123].
- **Konvektion** umfasst den massegebundenen Wärmetransport durch strömende Fluide wie Luft oder Wasser. Sie wird durch das Newtonsche Wärmeübergangsgesetz beschrieben und unterteilt sich in freie und erzwungene Konvektion, je nachdem, ob die Strömungen durch Temperaturunterschiede oder äußere Einflüsse entstehen [51, 80, 120].
- **Wärmestrahlung** beschreibt den Energietransport durch elektromagnetische Wellen zwischen Körpern unterschiedlicher Temperatur, unabhängig von einem stofflichen Träger und wird mit dem Stefan-Boltzmann-Gesetz beschrieben [10, 23, 181, 120, 123].

Im Inneren von Festkörpern erfolgt die Wärmeübertragung ausschließlich durch Wärmeleitung. Bei Beton besteht die Besonderheit, dass aufgrund der im Gefüge vorhandenen Luftporen sowie einer möglichen Restfeuchte theoretisch auch andere Transportmechanismen auftreten können. Diese Effekte sind jedoch äußerst gering, sodass die Wärmeleitung auch bei Beton den einzig relevanten Mechanismus der Wärmeübertragung darstellt. Die Konvektion und die Wärmestrahlung werden hier daher nicht weiter betrachtet.

Herleitung der Wärmeleitungsgleichung (Fouriersches Gesetz)

Die Wärmeleitungsgleichung (Fouriersches Gesetz) beschreibt die Beziehung zwischen dem räumlichen Temperaturgradienten $\nabla\vartheta$ und der Wärmestromdichte $\dot{\mathbf{q}}$ [10, 23, 33, 76, 123, 143, 181]. Dabei ist $\dot{\mathbf{q}}$ die über eine Fläche zugeführte Wärmemenge pro Zeiteinheit [W/m^2]. Das Fouriersches Gesetz besagt, dass die Wärmestromdichte vektoriell proportional zum negativen Temperaturgradienten ist:

$$\dot{\mathbf{q}} = -\lambda \nabla\vartheta \quad (1.2)$$

wobei λ den Wärmeleitfähigkeitskoeffizient [$\text{W}/(\text{m} \cdot \text{K})$] darstellt. λ ist eine material-, druck- und feuchteabhängige Stoffkonstante, die die Fähigkeit der Wärmeleitung eines Materials beschreibt. Für Temperaturen $<100^\circ\text{C}$ kann λ als Temperaturunabhängig angesehen werden. Bei höheren Temperaturen wie sie beispielsweise bei einem Brand vorkommen, nimmt λ deutlich ab. $\dot{\mathbf{q}}$ kann bei Annahme eines kartesischen Koordinatensystems in die x,y,z Richtungen zerlegt werden (Gl. 1.3).

$$\dot{q}_x = \frac{\partial\vartheta}{\partial x}, \quad \dot{q}_y = \frac{\partial\vartheta}{\partial y}, \quad \dot{q}_z = \frac{\partial\vartheta}{\partial z} \quad (1.3)$$

Um die Differentialgleichung der Wärmeleitung zu erhalten, wird die Wärmebilanz für ein infinitesimales Volumenelement $dV = dx \, dy \, dz$ aufgestellt. Die thermische Energieänderung dQ im Zeitintervall dt ergibt sich aus den zu- und abströmenden Wärmeströmen:

$$dQ = - \left[\frac{\partial\dot{q}_x}{\partial x} + \frac{\partial\dot{q}_y}{\partial y} + \frac{\partial\dot{q}_z}{\partial z} \right] dx \, dy \, dz \, dt \quad (1.4)$$

Durch Einsetzen von (Gl. 1.3) erhält man:

$$dQ = \lambda \cdot \left[\frac{\partial^2\vartheta}{\partial x^2} + \frac{\partial^2\vartheta}{\partial y^2} + \frac{\partial^2\vartheta}{\partial z^2} \right] dx \, dy \, dz \, dt \quad (1.5)$$

Die in dem Volumenelement gespeicherte thermische Energie dQ lässt sich über die Temperaturänderung $\partial\vartheta/\partial t$ beschreiben. Dazu wird die Masse m als Produkt aus Dichte ρ und Volumen dV formuliert. Die spezifische Wärmekapazität c beschreibt die zur Temperaturänderung notwendige Wärmemenge pro Masseneinheit:

$$dQ = c \cdot \rho \cdot dV \cdot \frac{\partial\vartheta}{\partial t} \cdot dt \quad (1.6)$$

Gleicht man nun zugeführte (Gl. 1.5) und gespeicherte Energie (Gl. 1.6) im Sinne einer Bilanz aus, so ergibt sich die Fouriersche Differentialgleichung (DGL):

$$\frac{\partial \vartheta}{\partial t} = \frac{\lambda}{c \cdot \rho} \cdot \nabla^2 \vartheta \quad (1.7)$$

Die Lösung der DGL hängt von den räumlichen und zeitlichen Anfangs- und Randbedingungen ab. Während die Anfangsbedingung das Temperaturfeld zum Zeitpunkt $t = 0$ vorgibt, werden die Randbedingungen durch die äußere Wärmezufuhr definiert. Diese können in drei Haupttypen unterteilt werden [10, 33, 76, 122, 165, 229]:

- **Dirichlet-Randbedingungen:** Vorgegebene (konstante oder zeitlich veränderliche) Oberflächentemperaturen ϑ_0 .
- **Neumann-Randbedingungen:** Vorgegebene (konstante oder zeitlich veränderliche) Wärmestromdichten $\dot{q}_r$.
- **Robin-Randbedingungen:** Randbedingungen unter Berücksichtigung von Konvektion und Strahlung, beispielsweise in Kontakt mit Umgebungsluft.

Eine analytische Lösung der Fourierschen DGL (Gl. 1.7) ist nur für simple Geometrien und lineare Randbedingungen (temperaturunabhängige Stoff- und Wärmeübergangsparameter) möglich [10, 33, 76, 122, 165, 229]. Für komplexere Problemstellungen in Bauteilen werden daher numerische Verfahren, insbesondere die Finite-Elemente Methode (FEM), herangezogen [26, 55, 169].

Numerische Berechnung der Temperaturverteilung in mehrschichtigen Querschnitten

Bei Stahlbeton handelt es sich um einen mehrschichtigen Verbundwerkstoff mit stark unterschiedlichen thermischen Materialkennwerten für Stahl und Beton. Aufgrund der diskontinuierlichen Materialeigenschaften, die sich an den Materialübergängen sprunghaft ändern, kann die Temperaturgleichung (1.7) nicht mehr analytisch gelöst werden. Entsprechend sind numerische Verfahren erforderlich. Eine Möglichkeit stellt die Finite-Elemente Methode dar. Dabei wird der gesamte Querschnitt zunächst in diskrete Elemente unterteilt. Die hergeleitete Wärmeleitungsgleichung (Gl. 1.7) bleibt in ihrer Form bestehen, wird jedoch für jedes Element individuell mit den entsprechenden Materialkennwerten für Beton und Stahl (λ , ρ und c) formuliert. An den Grenzflächen zwischen verschiedenen Materialien (z.B. Beton und Stahl) werden Kontinuitätsbedingungen für Temperatur und Wärmestrom eingehalten, um eine korrekte Energieübertragung sicherzustellen. Auf diese Weise kann das Temperaturfeld auch bei komplexen Geometrien und zeitlich variierenden Randbedingungen numerisch exakt berechnet werden.

Bei der Diskretisierung des Querschnitts sind die unterschiedlichen thermischen Kennwerte der Materialien zu berücksichtigen. Für Beton hängen diese stark von der Zusammensetzung ab. Einen Einfluss haben unter anderem der Wasser-Zement-Wert (w/z-Wert), die Gesteinskörnung, der Feinkornanteil sowie die Art und Menge der Zusatzmittel [106, 184, 74]. Zudem hat der Feuchtegehalt einen erheblichen Einfluss auf λ . Da Wasser eine rund 25-mal größere Wärmeleitfähigkeit als Luft aufweist, nimmt λ mit steigendem Feuchtegehalt und damit einhergehend

einem sinkenden Anteil an Luftporen zu [19]. Analog zu λ verhalten sich auch ρ und c . Auch hier führt ein geringer Porenanteil sowie ein hoher Feuchtegehalt zu einer Zunahme. Damit die Temperaturverteilung präzise berechnet werden kann, ist entsprechend eine genaue Kenntnis der thermischen Kennwerte des verwendeten Betons erforderlich. Diese können entweder durch experimentelle Verfahren [105, 219, 106, 220] spezifisch für die jeweilige Betonzusammensetzung ermittelt oder alternativ als allgemeine, betonkategorie-spezifische Werte aus der Fachliteratur entnommen werden [9, 169].

Tab. 1.1 gibt einen Überblick über die thermischen Parameter von Normalbeton, hochfestem Beton und Betonstahl. Für hochfesten Beton liegen nur wenige Studien vor, sodass keine spezifischen Werte angegeben werden können. Stattdessen werden nur grobe Referenzwerte genannt.

Tab. 1.1: Thermische Kennwerte für Normalbeton, hochfesten Beton und Betonstahl [50, 169]

Material	Dichte ρ [kg/m ³]	Wärmeleitfähigkeit λ [W/(m·K)]	Spezifische Wärmekapazität c [J/(kg·K)]
Normalbeton	1800–2200	1.15–1,65	1000
hochfester Beton	2500	3	1200
Betonstahl (500A)	7800	50	450

Aktive Regelung von Temperaturverteilungen

Die transienten Temperaturfelder in Festkörpern können durch gezielte Steuerung von Randbedingungen [131, 69, 217], wie Oberflächentemperaturen, Wärmestromdichten oder Konvektionsbedingungen, aktiv beeinflusst werden [10, 144, 181]. Um einen solchen Prozess regelungstechnisch umzusetzen, wird ein geschlossener Regelkreis mit einem Soll-Ist-Vergleich implementiert (Bild 1.11). Dabei wird eine Führungsgröße $w(t)$ (z. B. ein erwünschtes Temperaturprofil oder eine Zieltemperatur in definierten Bauteilbereichen) mit der Regelgröße $y(t)$ (gemessene Ist-Temperatur) verglichen [51, 80]. Die sich ergebende Regelabweichung ($e(t) = w(t) - y(t)$) fließt in eine Regelungseinrichtung (Regler), die sie in eine Stellgröße $u(t)$ (z. B. lokaler Wärmestrom an der Oberfläche) überführt. Durch die gezielte Anpassung der Stellgröße $u(t)$ wird die Regelabweichung minimiert, sodass das gewünschte Temperaturziel möglichst genau erreicht wird [93]. Zudem kann eine auf die Regelstrecke, einwirkende Störgröße $z(t)$ kompensiert werden und die daraus resultierenden Abweichungen klein gehalten werden.

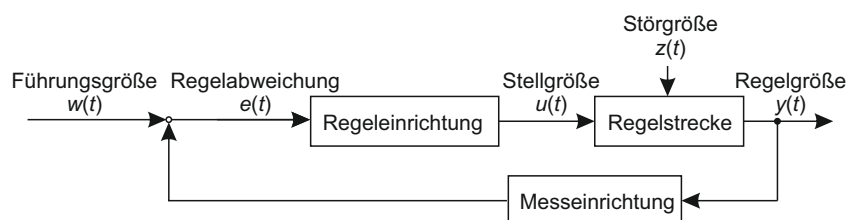


Bild 1.11: Regelungssystem mit geschlossenem Kreislauf [49].

Modellierung der Wärmeausbreitung sowie Regelung der Temperaturverteilung in flüssigem Beton

Bei der gezielten Temperierung von Frischbeton ist nicht nur die externe Wärmezufuhr, sondern auch die durch die Wärmezufuhr beschleunigte Wärmefreisetzung infolge der Hydrationsreaktionen zu beachten [10]. Die innere Wärmeproduktion erhöht die Betontemperatur und beeinflusst damit die Temperaturverteilung im Querschnitt und ist bei der Regelung der externen Wärmezufuhr zu berücksichtigen [85]. Um diesen gekoppelten Prozess zu modellieren, wird die Fouriersche Differentialgleichung nach Gl. 1.7 um einen inneren Wärmeterm $W/(c \cdot \rho)$ erweitert:

$$\frac{\partial \vartheta}{\partial t} = \frac{\lambda}{c \cdot \rho} \cdot \nabla^2 \vartheta + \frac{W}{c \cdot \rho} \quad (1.8)$$

wobei W die bei der Hydratation freigesetzte Wärme beschreibt, c die spezifische Wärmekapazität und ρ die Rohdichte des flüssigen Betons. W ist zeitlich nicht konstant und hängt vom Hydrationsfortschritt ab. Die Entwicklung der Hydrationswärme hängt sowohl von der Betonrezeptur als auch von den äußeren Randbedingungen ab. Experimentell lässt sie sich mithilfe der adiabaten Kalorimetrie ermitteln [189, 188]. Hierbei wird der Wärmeaustausch des Probekörpers mit der Umgebung verhindert, sodass die Temperaturerhöhung infolge der Hydratation direkt erfasst wird. Alternativ können empirische Modelle zur Berechnung der zeitlichen Entwicklung der Hydrationswärme verwendet werden [68, 91, 114, 180, 213].

Zudem ist bei der Modellierung der Wärmeausbreitung in Frischbeton zu beachten, dass die Materialkennwerte λ und c während der Erhärtung nicht konstant sind [176]. Während der Hydratation wird Zugabewasser chemisch gebunden, wodurch der Feuchtegehalt des Betons sinkt und Luftporen entstehen. Infolgedessen nehmen sowohl λ als auch c ab. In [180] werden vereinfachte Ansätze vorgestellt, um die Hydrationsabhängigkeit dieser Kennwerte abzuschätzen. Demnach ist λ im flüssigen Zustand 30–50 % (je nach Betonzusammensetzung) und c um etwa 15 % höher als im erhärteten Zustand. Für die Entwicklung zwischen dem flüssigen und dem festen Zustand kann sowohl für λ als auch für c zwischen den beiden Zuständen linear interpoliert werden. Die Entwicklung von λ während der Hydratation kann alternativ auch experimentell ermittelt werden. In [176] ist ein entsprechender Versuchsstand vorgestellt.

Entsprechend sind sowohl die Materialkennwerte λ und c sowie die intern freigesetzte Hydrationswärme W zeitlich nicht konstant und direkt an den Hydrationsfortschritt gekoppelt. Zur numerischen Berechnung der Temperaturverteilung in flüssigem Beton müssen diese Parameter daher in jedem Zeitschritt, entsprechend ihrer zeitabhängigen Entwicklung, angepasst werden.

1.4.4 Thermo-mechanische Kopplung in Stahlbetonquerschnitten

In Stahlbetonquerschnitten rufen sowohl mechanische als auch thermische Beanspruchungen Dehnungen $\varepsilon(y, z)$ hervor. Diese Dehnungen können in einen mechanischen $\varepsilon_M(y, z)$ und einen thermischen $\varepsilon_T(y, z)$ Anteil aufgeteilt werden (Gl. 1.9) [56, 111, 121]. Ein beliebiges Dehnungsfeld $\varepsilon(y, z)$ (Bild 1.12) kann in einen konstanten Anteil ε_0 , sowie getrennt je Richtung in die linearen Anteile $\varepsilon_{lin}(z)$, $\varepsilon_{lin}(y)$ und einen nichtlinearen Rest $\varepsilon_{nl}(y, z)$ zerlegt werden (Gl. 1.9).

$$\varepsilon(y, z) = \varepsilon_T(y, z) + \varepsilon_M(y, z) = \varepsilon_0 + \varepsilon_{lin}(y) + \varepsilon_{lin}(z) + \varepsilon_{nl}(y, z) \quad (1.9)$$

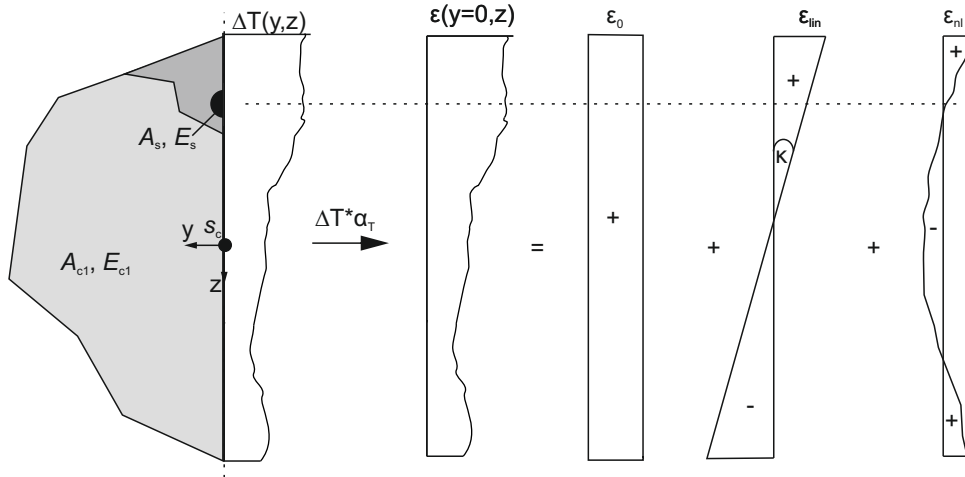


Bild 1.12: Darstellung der thermischen Dehnungen in einem beliebigen, in y-Richtung symmetrischen, mehrschichtigen Stahlbetonquerschnitt mit einer über die Höhe nicht konstanten Temperaturverteilung.

Mechanische Dehnungen resultieren aus äußeren Einwirkungen wie Verkehrslasten. Thermische Dehnungen resultieren aus einer Temperaturänderung ΔT [°C] und sind abhängig vom Wärmeausdehnungskoeffizienten α_T [$\frac{1}{K}$] des Materials ($\varepsilon_T(y, z) = \alpha_T \cdot \Delta T(y, z)$). Für ein isotropes Material wie es Beton ist, ist α_T richtungsunabhängig.

Die Herleitung der thermo-mechanischen Kopplung erfolgt an dem in Bild 1.12 dargestellten mehrschichtigen Stahlbetonquerschnitt, der eine über die Höhe nicht konstante, beliebige in y-Richtung symmetrische Temperaturänderung ΔT erfährt. Aufgrund der Symmetrie entstehen hieraus lediglich Dehnungen in z-Richtung, die sich aus $\alpha_T \cdot \Delta T$ ergeben. Bei mehrschichtigen Querschnitten sind die unterschiedlichen Materialkennwerte der Querschnittsteile über ideelle Querschnittswerte zu berücksichtigen. Der konstante Dehnungsanteil ε_0 ergibt sich durch Integration der Dehnung $\varepsilon(y, z)$ über die ideelle Querschnittsfläche A_i (Gl. 1.10).

$$\varepsilon_0 = \frac{1}{A_i} \int_{A_i} \varepsilon(y, z) dA_i \quad (1.10)$$

Der lineare Anteil wird durch die Krümmung κ und die vertikale Koordinate z bzgl. des Bruttoschwerpunkts beschrieben (Gl. 1.11). Die Krümmung wird durch Integration des Produkts aus Dehnung $\varepsilon(y, z)$ und z über A_c ermittelt. Dabei ist $I_{c,z}$ das Flächenträgheitsmoment des Gesamtquerschnitts um die horizontale Achse.

$$\varepsilon_{lin}(z) = \kappa \cdot z \quad (1.11)$$

$$\kappa = \frac{1}{I_{c,z}} \int_{A_c} \varepsilon(y, z) \cdot z dA_i \quad (1.12)$$

Der nichtlineare Rest erzeugt keine Schnittgrößen. Nach der Hypothese von Bernoulli bleibt der Querschnitt eben und die nichtlinearen inneren Verformungen werden bereits auf Querschnittsebene durch benachbarte Querschnittsfasern zurückgehalten. Dies führt zur Entstehung

von Eigenspannungen, die innerhalb des Querschnitts im Gleichgewicht stehen und daher keine Schnittgrößen generieren. Die Eigenspannungen können jedoch lokal zur Rissbildung führen und sind daher bei der Bemessung zu berücksichtigen [56, 112, 229, 233]. Entsprechend ergibt sich $\varepsilon(y, z)$ abzüglich ε_0 und ε_{lin} integriert über A_c zu Null (Gl. 1.13).

$$\int_{A_c} (\varepsilon(y, z) - \varepsilon_0 - \varepsilon_{\text{lin}}(z)) dA_i = 0 \quad (1.13)$$

Querschnittsverzerrungen aus Temperaturänderungen führen auf Systemebene – in Abhängigkeit vom statischen System – zu Verformungen oder Schnittgrößen [120]. In statisch bestimmten Systemen stellen sich temperaturinduzierte Längsdehnungen und Krümmungen spannungsfrei ein. Es resultieren Verschiebungen und Verdrehungen, aber keine Schnittgrößen. In statisch unbestimmten Systemen werden die Verformungen zurückgehalten, woraus Zwangsschnittgrößen (N , M_y , M_z) resultieren. Die Zwänge hängen direkt von der Steifigkeit der Struktur ab. Die Zwangsmomente aus linearen vertikalen Temperaturgradienten erreichen im Brückenbau die Größenordnung von Nutzlasten und müssen entsprechend bei der Bemessung berücksichtigt werden. Die Kenntnis des Zusammenhangs zwischen der Temperaturverteilung und den daraus resultierenden Dehnungen im Querschnitt ermöglicht eine gezielte Beeinflussung dieser Größen. Die Kenntnis wird genutzt, nachträglich ergänzte Bewehrungsstäbe thermisch vorzuspannen und damit für das Eigengewicht zu aktivieren.

1.5 Synopse

1.5.1 Einordnung der Publikationen in den Rahmen der Dissertation

Das übergeordnete Ziel dieser Arbeit ist die Entwicklung der eigengewichtswirksamen Verstärkungsmethode mittels thermisch vorgespannter Zusatzbewehrung. Die dazu erforderlichen Entwicklungsschritte werden in den Kapiteln 2 bis 7 anhand von sechs eigenständigen Veröffentlichungen systematisch erarbeitet. Die Autorenbeiträge zu den einzelnen Publikationen sind im Anhang aufgelistet. In der Synopse wird der kausale Zusammenhang zwischen den einzelnen Kapiteln erläutert. Darüber hinaus werden Inhalt und Motivation in den Kontext der Zielsetzung aus Unterkapitel 1.2 gestellt. Der betrachtete Forschungsrahmen umfasst den gesamten Entwicklungsprozess der Verstärkungsmethode – von der Charakterisierung geeigneter Materialien über die Entwicklung der Temperierungsmethode bis zur praktischen Umsetzung an einem Demonstrator. Die Entwicklung erfolgt in Interaktion zwischen Experimenten und der zugehörigen numerischen Modellbildung.

In Bild 1.13 sind die Entwicklungsschritte visualisiert und den einzelnen Kapiteln zugeordnet. Als erstes werden die verwendeten Materialien isoliert hinsichtlich ihrer Eignung zur thermischen Vorspannung untersucht. Im weiteren Verlauf der Arbeit werden die Untersuchungen schrittweise um zusätzliche Randbedingungen erweitert. Entsprechend ist die Arbeit in Untersuchungen auf Material-, Querschnitts- und Systemebene gegliedert.

Im ersten Schritt wird ein zum Verfüllen der Schlitze geeigneter hochfester Beton (HPC) identifiziert und dieser in Experimenten hinsichtlich seiner thermischen und mechanischen Eigenschaften charakterisiert. Im Einzelnen werden das Kurzzeit- und Langzeitverbundverhalten des HPC unter dem Einfluss einer Wärmebehandlung im Auszugsversuch untersucht (Kapitel 2). Die thermischen Eigenschaften des flüssigen HPC und der Einfluss der Hydratation darauf werden in Kapitel 3 analysiert. Zusätzlich wird die eindimensionale Wärmeausbreitung im flüssigen HPC untersucht. Die Ergebnisse fließen in ein erstes numerisches Modell zur Abbildung der Wärmeausbreitung im flüssigen Beton ein (1D).

Im nächsten Schritt wird das numerische Modell sowie der Aufbau in den Experimenten um eine horizontale Wärmeausbreitung (2D) sowie die verschiedenen Querschnittsteile mit unterschiedlichen Materialien (Schlitz, ergänzte Bewehrung, Initialquerschnitt) auf Querschnittsebene erweitert. Damit wird in Kapitel 4 die Induktionsmethode zur Temperierung der Schlitze im interaktiven Austausch zwischen Experimenten und deren numerischer Abbildung entwickelt. Ziel ist es, die Randbedingungen wie z. B. Wärmezufuhr, Schlitzgeometrie sowie Kühlung des Initialquerschnitts hinsichtlich der Wirksamkeit der Verstärkungsmethode zu optimieren.

Im letzten Schritt wird die auf Querschnittsebene entwickelte Induktionsmethode in den bisherigen Versuchsaufbau integriert und um thermische Dehnungen sowie die daraus resultierenden Kräfte auf Systemebene ergänzt. Zur Berechnung der thermischen Vorspannkraft sowie ihrer statischen Wirkung wird in Kapitel 5 ein Berechnungsmodell für thermisch vorgespannte Zusatzbewehrung entwickelt. Zur Validierung des Modells sowie zur Untersuchung der Machbarkeit der thermischen Vorspannung dient eine erste experimentelle Umsetzung der Verstärkungsmethode an unbelasteten Balken mit messtechnischer Erfassung der Vorspannwirkung (Kapitel 6). Die Wirksamkeit der Verstärkungsmethode im GZT und GZG wird dann in (Kapitel 7) an einem Demonstrator untersucht, unter Berücksichtigung der Erkenntnisse aus den Kapiteln 2 bis 6.

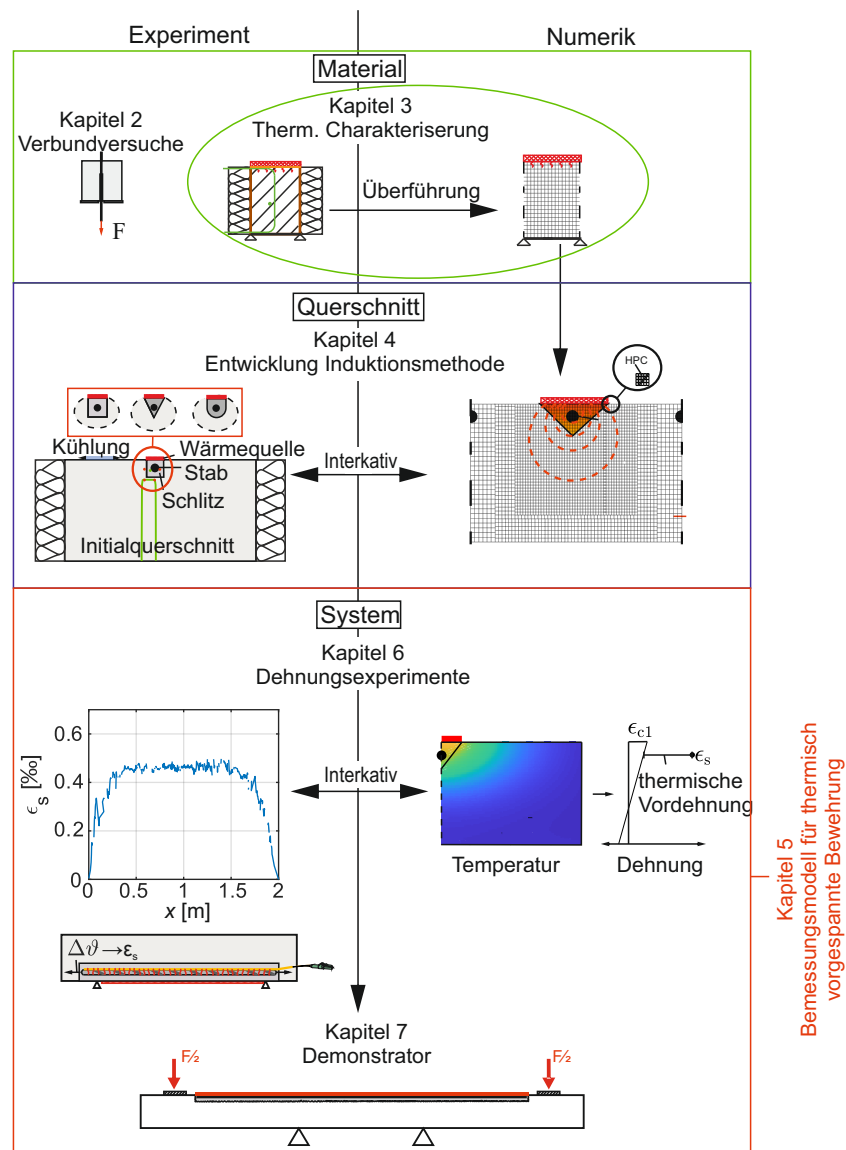


Bild 1.13: Schematische Einordnung der Veröffentlichungen in den Entwicklungsprozess der Verstärkungsmethode mit thermisch vorgespannter Zusatzbewehrung.

In den nachfolgenden Kapiteln 1.5.2 bis 1.5.7 werden die Inhalte der 6 Publikationen jeweils nochmal im Detail den Entwicklungsschritten der Verstärkungsmethode zugeordnet. Dabei werden die wesentlichen Erkenntnisse der Publikationen kurz zusammengefasst und diese im Kontext der thermischen Vorspannung diskutiert.

1.5.2 Verbundeigenschaften des schnell wärmebehandelten Verfüllmaterials

Um die ergänzte Bewehrung thermisch zu dehnen, werden die Schlitze mit Bewehrungsergänzung und Verfüllmaterial auf die definierte Zieltemperatur von 80 °C aufgeheizt. Nachdem das Verfüllmaterial erhärtet ist, stoppt die Wärmezufuhr. Die Verbundwirkung zwischen dem thermisch gedehnten Bewehrungsstab und dem umliegenden Verfüllmaterial verhindert dann nach dem Abkühlen die Rückverformung des Stabs. Infolgedessen entsteht die Vorspannkraft. Dabei sollte die Kraftübertragung im Verbund zwischen Stahl und Beton möglichst verformungsarm erfolgen. Schlupf sowie dessen zeitabhängige Zunahme infolge von Verbundkriechen führen dazu, dass sich der thermisch gedehnte Stab zurückverformen kann und die Wirksamkeit der Verstärkung sinkt. Die erforderliche Temperierungsdauer der Schlitze richtet sich nach der Erhärtungsdauer des Verfüllmaterials. Die Wärmezufuhr muss so lange aufrechterhalten werden, bis die Verbundspannungen zuverlässig übertragen werden können. Mit zunehmender Temperierungsdauer nimmt jedoch die Wärmeausbreitung auf den Initialquerschnitt zu, wodurch die Temperaturdifferenz zwischen Bewehrung und Initialquerschnitt verringert wird, was sich negativ auf die Wirksamkeit der Verstärkung auswirkt. Entsprechend ist eine schnelle Erhärtung des Verfüllmaterials essenziell.

In Voruntersuchungen wurde ein hochfester Beton (HPC) auf Basis des Bindemittels Nanodur® Compound 5941 als geeignet zum Verfüllen der Schlitze identifiziert [174, 163, 192, 191]. Das Bindemittel besteht zu 59 % aus einem Portlandhüttenzement (CEM II/B-S 52,5 R) und zu 41 % aus Quarzmehl. Mit w/z-Werten von 0,26 (unter Berücksichtigung der Zusatzmittel) bzw. 0,3 zeichnet sich der Beton durch eine schnelle Erhärtung, hohe Verarbeitbarkeit und selbstverdichtende Eigenschaften aus. Zudem zeigen Untersuchungen, dass bei einer rapiden Wärmebehandlung keine signifikanten Schädigungseinflüsse durch sekundäre Ettringitbildung auftreten [193]. In Kapitel 2 werden die Verbundeigenschaften des HPC unter dem Einfluss einer Wärmebehandlung experimentell untersucht. Das Versuchsprogramm umfasst Kurzzeit- und Langzeitverbundversuche an einbetonierten Stäben mit variierender Wärmebehandlungsdauer. Der Versuchsaufbau entspricht in beiden Serien dem Auszugsversuch nach DIN 10080 [47]. Die Proben werden unmittelbar nach dem Herstellen, im flüssigen Zustand in einem Ofen bei 80 °C und 65 % Luftfeuchtigkeit für $T = [1, 2, 4, 24]$ h wärmebehandelt. Als Referenz dienen nicht wärmebehandelte 28 Tage alte Proben. In den Kurzzeitversuchen werden die Proben mit einer kontinuierlich steigenden Zugkraft bis zum Versagen des Verbundes belastet. Währenddessen wird die Schlupfentwicklung am unbelasteten Ende aufgezeichnet. In den Langzeitversuchen werden die Stäbe für 300 Tage mit einer konstanten Zugkraft beaufschlagt, die dem erwarteten Lastniveau aus der thermischen Vorspannung (0,6‰ thermische Dehnung) entspricht. Dabei wird der zeitabhängige Schlupfzuwachs messtechnisch erfasst. Ziel der Versuche ist es, für die Verstärkungsmethode die minimal erforderliche Temperierungsdauer der Schlitze zu ermitteln, nach der das Verfüllmaterial die thermische Vorspannkraft zuverlässig übertragen kann. Zudem ist die zu erwartende zeitabhängige Schlupfzunahme sowie der Einfluss der Wärmebehandlung darauf zu quantifizieren.

Aus den Untersuchungen lassen sich folgende Aussagen für die Anwendung des HPC als Verfüllmaterial zur thermischen Vorspannung darin ergänzter Bewehrungsstäbe ableiten:

- Eine Wärmebehandlung von 2 h im Ofen ist ausreichend, um die Verbundspannungen aus der thermischen Vorspannung zuverlässig zu übertragen.
- Die Wärmebehandlung erhöht die Steifigkeit des Verbunds, wodurch der sofortige Schlupf signifikant reduziert wird. Die besten Ergebnisse liefert eine Wärmebehandlung von 4 h. Hier fällt der sofortige Schlupf auf dem Lastniveau der thermischen Vorspannung (0,6 ‰ thermische Dehnung) ca. 60 % geringer aus als bei den nicht temperierten Referenzen. Eine längere Wärmebehandlungsdauer hat keinen weiteren signifikanten positiven Einfluss.
- Durch die Wärmebehandlung wird das Verbundkriechen signifikant reduziert. Auch hier zeigen sich die besten Ergebnisse bei einer Wärmebehandlung von 4 h. Der zeitabhängige Schlupf fällt hier um etwa 40 % geringer aus als bei den Referenzproben aus. Eine längere Wärmebehandlungsdauer hat auch hier keinen weiteren signifikanten positiven Einfluss.

Die Versuchsergebnisse bestätigen die gute Eignung des HPC als Verfüllmaterial zur thermischen Vorspannung ergänzter Bewehrung. Die erforderliche Verbundfestigkeit wird bereits nach 2 h erreicht. Danach sind die thermischen Dehnungen dauerhaft eingepreßt und weitere Temperaturänderungen haben keinen Einfluss mehr auf diese. Die Schlitzte können somit weiter temperiert werden, ohne dass die Wirksamkeit durch das Durchwärmen des Initialquerschnitts beeinträchtigt wird. Eine Verlängerung der Temperierungsdauer von 2 auf 4 h führt noch zu einer signifikanten Reduktion der Kurzzeit- und Langzeitverformungen. Für die weiteren Untersuchungen wird daher eine Temperierungsdauer von 4 h für die Schlitzte festgelegt.

1.5.3 Temperaturinduktion in flüssigen Beton

Um eine hohe Wirksamkeit bei der thermischen Vorspannung nachträglich ergänzter Bewehrungsstäbe zu erreichen, ist eine präzise Regelung der Temperaturverteilung im Querschnitt erforderlich. Die zentrale Herausforderung besteht darin, den Bewehrungsstab innerhalb des Verfüllmaterials gezielt auf 80 °C zu erhitzen, ohne dass eine übermäßige Wärmeausbreitung auf den umliegenden Initialquerschnitt stattfindet. Die eingepreßte thermische Dehnung des Bewehrungsstabs resultiert aus der Temperaturverteilung zum Zeitpunkt, an dem das Verfüllmaterial so weit erhärtet ist, dass die resultierenden Verbundspannungen übertragen werden können. Aus den Verbundversuchen ist bekannt, dass dieser Zustand für den HPC nach ca. 2 h erreicht wird. Danach bleiben Temperaturänderungen ohne Einfluss auf die eingepreßte thermische Dehnung. Entsprechend muss der ergänzte Stab innerhalb dieser Zeitspanne auf die Zieltemperatur von 80 °C erhitzt werden. Dies kann entweder durch eine externe Temperierung der Schlitzoberfläche unter Nutzung der Wärmeausbreitung im Verfüllmaterial oder durch eine direkte Temperierung des Stabes erfolgen. Externe Temperierungsmethoden wie Heizmatten, Infrarotstrahler oder Peltierelemente sind in [39] eingehend untersucht. Hier hat sich eine Silikonheizmatte, mit Zweipunktregler als besonders effektiv zur Temperierung von Beton erwiesen. Dank ihrer flexiblen Form passt sie sich auch nach dem Erstarren der Betonoberfläche an dessen Form an, wodurch eine effektive Wärmeübertragung gewährleistet wird. Marktübliche Matten verfügen über eine Zweipunktregelung mit Temperaturfühler. Hier kann eine Zieltemperatur von bis zu 200 °C eingestellt werden, die nach dem Aufheizen durch zyklisches Umschalten zwischen den Zuständen ‚An‘ und ‚Aus‘ konstant gehalten wird.

Im Rahmen dieser Arbeit wurden noch weitere alternative Temperierungsmethoden experimentell hinsichtlich ihrer Eignung zur thermischen Vorspannung von Bewehrungsstäben untersucht. Zum einen eine starre Heizplatte aus Mikanit und zum anderen eine direkte Temperierung des Stabes mit in den Stirnflächen des Bewehrungsstabes eingelassenen Heizpatronen sowie über die Länge des Stabes verlegten Heizdrähten. Aus den nicht veröffentlichten, im Anhang dargestellten (Bild B.5, Bild B.4), Untersuchungen wurde deutlich, dass Heizplatten aus Mikanit aufgrund ihrer starren Form, trotz der deutlich höheren Heizleistung als Silikonmatten, nicht für die Temperierung von flüssigem Beton geeignet sind. Nachdem Erstarren des Betons besteht aufgrund von Oberflächenunebenheiten kein durchgängiger Kontakt mehr zwischen Heizplatte und Betonoberfläche, wodurch der induzierte Wärmestrom erheblich abnimmt. Die direkte Temperierung der Stäbe zeigte sich ebenfalls als ineffektiv. Die Heizleistung von Heizpatronen oder Heizdrähten reicht aufgrund ihrer geringen Abmessungen – notwendig zur Minimierung von Störungseinflüssen im Schlitz – nicht aus, um den Schlitz mit thermisch trägem HPC nennenswert zu erwärmen. Insgesamt hat sich also die Temperierung der Schlitzte von außen mit einer Silikonheizmatte als am effektivsten herausgestellt. Die Temperierungsmethode wird daher für die nachfolgenden Untersuchungen festgelegt.

In Kapitel 3 wird die Temperierung des flüssigen Hochleistungsbetons (HPC) unter Verwendung der Silikonheizmatte experimentell an rechteckigen, unbewehrten Probekörpern untersucht. Dabei geht es darum, den Temperierungsprozess sowie die resultierende Wärmeausbreitung im Verfüllmaterial isoliert zu betrachten. In den Versuchen werden die eindimensionale Wärmeausbreitung im HPC und der von der Heizmatte induzierte Wärmestrom messtechnisch erfasst. Die Ergebnisse dienen der Entwicklung eines Versuchsstands zur Ableitung des transienten Wärmeleitfähigkeitskoeffizienten des HPC während der Hydratation. Zudem wird der Einfluss der freigesetzten Hydratationswärme auf die Temperaturentwicklung im Querschnitt erfasst. Zusätzlich fließen die gewonnenen Erkenntnisse in die Entwicklung eines numerischen Modells ein, das den Temperierungsprozess unter Berücksichtigung des Hydratationsprozesses abbildet. Dieses ermöglicht eine gezielte Optimierung der Temperaturregelung für die thermische Vorspannung der Bewehrungsstäbe. Zudem zeigen die Untersuchungen in Kapitel 3, dass die Temperatur der Heizmatte auf 95 °C erhöht werden muss, um aufgrund des Abstands zwischen Heizmatte und Stab die Zieltemperatur von 80 °C am Stab zu erreichen. Eine höhere Heiztemperatur ist nicht möglich, da sonst das Zugabewasser im flüssigen Beton zu kochen beginnt und Gefügeschäden drohen.

1.5.4 Optimierte Induktionsmethode zur thermischen Vorspannung ergänzter Bewehrung

Die Induktionsmethode zur Temperierung der Schlitzte ist dahingehend zu entwickeln und optimieren, dass der nachträglich ergänzte Bewehrungsstab schnell aufgeheizt wird, ohne dass die Temperatur im umliegenden Initialquerschnitt signifikant ansteigt. Gemäß der in Kapitel 1.1 definierten Zieldehnung für die ergänzte Bewehrung sowie den Ergebnissen der Verbundversuche (Kapitel 2) ist nach 2 h Temperierung eine Temperaturdifferenz von 60 °C zwischen ergänzter Bewehrung und Initialquerschnitt erforderlich, damit $\varepsilon_s = \varepsilon_{s0} = 0,6\text{‰}$ gilt. Zum Temperieren der Schlitzte wurde in Abs. 1.5.3 bereits die Silikonheizmatte als am besten geeignet identifiziert. Weitere Randbedingungen, wie die Regelung der Heizmatte, die Schlitzgeometrie und die

Implementierung einer parallelen Kühlung des Initialquerschnitts, werden in Kapitel 4 optimiert. Dazu wird die thermische Vorspannung ergänzter Bewehrung im ersten Schritt experimentell an unbelasteten Balken mit variierender Schlitzform umgesetzt. Untersucht werden eine rechteckige, eine dreieckige, sowie eine halbrunde Schlitzform. Dabei wird jeweils die transiente Temperaturverteilung im Schlitz sowie dem umliegenden Initialquerschnitt messtechnisch erfasst. Die Ergebnisse zeigen, dass sich eine dreieckige Schlitzform am besten für die thermische Vorspannung darin ergänzter Bewehrungsstäbe eignet. Im Vergleich zu den weiteren Formen wird nach 2 h eine höhere Stabtemperatur erreicht, während die Durchwärmung des Initialquerschnitts nicht stärker ausfällt, was insgesamt zu einer größeren Temperaturdifferenz führt. Allerdings zeigt sich auch, dass der Beton thermisch träge ist und sich nur langsam aufheizt. Selbst bei einer Erhöhung der Heizmattentemperatur auf 95 °C wird in den Versuchen die Zieltemperatur von 80 °C im Stab nicht erreicht. Zur Lösung werden daher für weitere Untersuchungen zwei Heizmatten übereinander angeordnet, wodurch der Wärmestrom an der Betonoberfläche nahezu verdoppelt wird.

Die Silikonheizmatten verfügen über einen Zweipunktregler mit Temperaturfühler. Bis zum Erreichen der vorgegebenen Zieltemperatur wird die volle Heizleistung induziert; danach wechselt die Matte zwischen den Zuständen „An“ und „Aus“, um die Zieltemperatur zu halten. Bei der Temperierung der Schlitzes wird die Heizmatte gegen den flüssigen HPC gepresst. Aufgrund des hohen Wärmeübergangskoeffizienten im Kontaktbereich nimmt die Heizmatte über die gesamte Versuchsdauer nahezu die gleiche Temperatur wie der HPC an. Da der HPC thermisch vergleichsweise Träge ist und sich daher nur langsam erwärmt, muss die Heizmatte über die gesamte Versuchsdauer mit maximaler Leistung betrieben werden. Der Zustand, in dem die Temperaturregelung aktiv eingreift, wird erst nach dem Erhärten des HPC erreicht. Eine gezielte Regelung der Wärmezufuhr ist in diesem Prozessschritt daher nicht erforderlich.

Zur Optimierung der Schlitzgeometrie sowie der Kühlung des Initialquerschnitts, wird der Aufbau der Verstärkungsmethode numerisch in einer Temperaturfeldberechnung abgebildet. Dabei werden für den flüssigen HPC der in Kapitel 3 ermittelte Wärmeleitfähigkeitskoeffizient eingesetzt. In Vorversuchen erwies sich Trockeneis im Vergleich zu einer Peltier- oder Wasserbadkühlung als die effektivste Methode zur Kühlung von Beton [39]. Aufgrund seiner niedrigen Temperatur (−78 °C) ergibt sich ein starker Kühleffekt, bei einer einfachen Handhabung. Entscheidend für die Wirksamkeit der Kühlung ist die Position des Trockeneises. Bei einer zu nahen Anordnung zum Schlitz steigt die Temperatur dort nur langsam, was die thermische Dehnung der ergänzten Bewehrung begrenzt und die Hydratation des Verfüllmaterials verlangsamt. Bei einem zu großen Kühlabstand hingegen ist die Kühlwirkung zu gering, wodurch es trotz Kühlung zu einer unerwünschten Durchwärmung des Initialquerschnitts kommt.

Die Kopplung des 2D-Temperaturberechnungsmodells mit einer 1D-Spannungsberechnung auf Querschnittsebene, wie in Kapitel 5 beschrieben, ermöglicht die Ableitung der Vorspannwirkung aus der berechneten Temperaturverteilung. Diese Vorspannwirkung wird als Zielgröße definiert, um die Schlitzabmessungen sowie die Kühlung mittels Trockeneis numerisch zu optimieren.

Hieraus lassen sich für übliche Plattendicken zwischen 10 und 40 cm sowie Bewehrungsdurchmesser zwischen 14 und 20 cm die folgenden Aussagen für die dreieckige Schlitzform ableiten:

- Die Schlitzte sollten so flach wie möglich sein. Unter Beachtung einer ausreichenden Betondeckung wird die Schlitztiefe für das weitere Vorgehen auf 5 cm festgelegt.
- Eine größere Schlitzbreite und damit temperierte Oberfläche führt dazu, dass sich der darin ergänzte Stab schneller aufheizt. Gleichzeitig nimmt aber auch die Wärmeausbreitung auf den Initialquerschnitt zu. Die höchste Wirksamkeit ergibt sich bei einer Schlitzbreite von ca. 8 cm.
- Durch eine parallele Kühlung des Initialquerschnitts wird die Temperaturdifferenz zwischen den Querschnittsteilen erhöht, wodurch die Wirksamkeit der Methode signifikant zunimmt. Die höchste Wirksamkeit ergibt sich bei einer Kühlung im Abstand von ca. 6 cm zum Schlitz mit einer möglichst großen Kühlbreite.

Zur Validierung der entwickelten Induktionsmethode ist in Kapitel 4 die thermische Vorspannung unter Anwendung der numerisch optimierten Randbedingungen experimentell umgesetzt. Dabei ist die Temperaturverteilung an mehreren Stellen in den Querschnittsteilen messtechnisch erfasst. Diese sind mittels linearer Interpolation in eine durchgehende Temperaturverteilung überführt. Auf dieser Grundlage werden die resultierenden thermischen Dehnungen berechnet, aus denen die Vorspannwirkung abgeleitet wird. Der Vergleich der experimentellen Ergebnisse mit den numerischen Berechnungen zeigt eine Abweichung $< 2\%$.

Durch die Optimierung der Induktionsmethode konnte die wirksame thermische Dehnung der ergänzten Bewehrung nahezu verdoppelt werden. Die optimierte Induktionsmethode wird als Standardlösung für die nachfolgenden Untersuchungen festgelegt.

1.5.5 Berechnungsmodell für thermisch vorgespannte Zusatzbewehrung

Für die praktische Anwendung der Verstärkung mittels thermisch vorgespannter Zusatzbewehrung ist ein Berechnungsmodell erforderlich, das sowohl die thermische Vorspannkraft als auch die daraus resultierende statische Wirkung erfasst. Es soll einfach anzuwenden sein und auf bewährten mechanischen und statischen Berechnungsgrundsätzen basieren. In Kapitel 5 ist ein solches analytisches Berechnungsmodell hergeleitet. Dabei wird vereinfacht angenommen, dass der Schlitz konstant die vorgegebene Zieltemperatur erreicht und keine Wärmeausbreitung in den Initialquerschnitt stattfindet. Die für die thermische Vorspannung wirksame Dehnung ergibt sich somit direkt aus der Temperaturdifferenz zwischen den beiden Querschnittsteilen. Neben der ergänzten Bewehrung wird auch das Verfüllmaterial aufgrund des gleichen Wärmeausdehnungskoeffizienten von Beton und Stahl ($\alpha_s = \alpha_c$) um nahezu das gleiche Maß thermisch gedehnt. Nach dem Stoppen der Wärmezufuhr und dem anschließenden Abkühlen erzeugen sowohl die ergänzte Bewehrung als auch das Verfüllmaterial eine thermische Vorspannkraft. Diese ergeben sich nach dem Hooke'schen Gesetz aus der thermischen Dehnung, multipliziert mit der Querschnittsfläche und der Materialsteifigkeit. Es ist jedoch zu beachten, dass der Schlitz in der Zugzone des Gesamtquerschnitts liegt, was bedeutet, dass das Verfüllmaterial Zugbeanspruchungen erfährt. Bei zunehmender Belastung reißt dieses, wodurch die Steifigkeit und damit die Vorspannkraft abnimmt. Die experimentelle Umsetzung der Verstärkungsmethode am Demonstrator mit anschließender Belastung bis zum Versagen (Kapitel 7) bestätigt dies. Bei Erreichen der Maximallast des Balkens wirkt nur noch die Vorspannkraft der Zusatzbewehrung. Entsprechend ist auch nur diese bei der Bemessung im GZT anzusetzen. Im GZG ist die

thermische Vorspannung des Verfüllmaterials jedoch relevant. Die thermische Vorspannkraft stellt eine äußere Belastung auf den Querschnitt dar, analog zu einer klassischen Vorspannung mit sofortigem Verbund, und wird in der Bemessung entsprechend den bekannten Ansätzen für Spannbeton berücksichtigt. Zur Validierung des analytischen Modells wird ein entwickeltes numerisches Modell verwendet, dass die Wärmeausbreitung vom Schlitz auf den Initialquerschnitt berücksichtigt. Das Modell erfasst die aus der Temperaturverteilung resultierenden thermischen Dehnungen in den Querschnittsteilen. Die für die Vorspannung wirksame Dehnung ergibt sich dann aus der Dehnungsdifferenz zwischen ergänzter Bewehrung und Initialquerschnitt auf Höhe der Schwerelage des Bewehrungsstabs. Eine Wärmeausbreitung in den Initialquerschnitt und die dadurch verursachten thermischen Dehnungen dort reduzieren entsprechend die Dehnungsdifferenz und damit die resultierende Vorspannkraft.

Die analytischen und numerischen Berechnungsansätze werden in Kapitel 5 unter variierenden Randbedingungen – wie Querschnittsabmessungen, äußeren Einflüssen und materialspezifischen Betonparametern – gegenübergestellt und anhand experimenteller Ergebnisse validiert. Die Ergebnisse zeigen, dass der analytische Ansatz trotz der Vereinfachungen eine hohe Genauigkeit aufweist, wobei die Vorspannwirkung je nach Randbedingungen um 3 bis 20 % überschätzt wird. Dies ist bei der Bemessung in Form von Abminderungsfaktoren zu berücksichtigen.

Zeitabhängige Verformungen des Betons, wie Kriechen und Schwinden, die eine Abnahme der thermischen Vorspannkraft bewirken, sind ebenfalls bei der Bemessung zu berücksichtigen. Die Ergebnisse der Langzeitverbundversuche aus Kapitel 2 zeigen, dass mit einer Reduktion der Vorspannkraft um etwa 30 % nach einem Jahr zu rechnen ist. Die Annahme eines idealen Verbunds, die dem Berechnungsmodell zugrunde liegt, konnte durch die experimentellen Umsetzungen der Verstärkungsmethode in den Kapiteln 6 und 7 bestätigt werden. Der unmittelbar nach dem Aufbringen der Vorspannkraft auftretende Schlupf ist gering und hat somit nur einen minimalen Einfluss auf die Vorspannwirkung.

In Kapitel 5 sind anhand der hergeleiteten Berechnungsmodell die Einflüsse äußerer Randbedingungen auf die Wirksamkeit der Verstärkungsmethode untersucht. Daraus lassen sich die folgenden günstigen Anwendungsszenarien für die Verstärkungsmethode ableiten:

- Niedrige Umgebungstemperaturen wie sie z. B. im Winter vorhanden sind, wirken dem Durchwärmen des Initialquerschnitts entgegen und erhöhen damit die Wirksamkeit der Verstärkung.
- Eine hohe Steifigkeit des Initialquerschnitts z. B. infolge einer großen Querschnittshöhe oder eines hohen E-Modul des Betons wirkt sich ebenfalls positiv auf die Wirksamkeit der Methode aus. Das Durchwärmen des Querschnitts bewirkt hier geringere thermische Dehnungen im Initialquerschnitt, die die wirksame Dehnung der ergänzten Bewehrung reduzieren.
- Die thermischen Eigenschaften des Betons im Initialquerschnitt haben ebenfalls einen Einfluss. Eine schlechtere Wärmeleitfähigkeit bewirkt hier, dass der Initialquerschnitt sich weniger stark durchwärmt, was die Wirksamkeit erhöht.

1.5.6 Praktische Umsetzung der Verstärkungsmethode

Die praktische Umsetzung der Verstärkungsmethode erfolgt zunächst an zwei unbelasteten Balken (Kapitel 6). Ziel ist es, die in den Kapiteln 2–5 erarbeiteten Grundlagen zusammenzuführen sowie die erforderlichen Arbeitsschritte für die praktische Umsetzung zu optimieren. Ein Schwerpunkt liegt auf der kraftschlüssigen Verbindung zwischen dem Verfüllmaterial und dem Initialquerschnitt.

In den Versuchen werden unbelastete Balken durch einen eingeschlitzten, thermisch vorgespannten Bewehrungsstab verstärkt. Die Temperierung der Schlitze erfolgt mittels Silikonheizmatten (Kapitel 3), die Schlitzgeometrie sowie die Anordnung der Kühlung mittels Trockeneis wird aus Kapitel 4 übernommen. In den Versuchen wird die thermische Dehnung der ergänzten Bewehrung sowie die aus der Vorspannkraft resultierende Stauchung des Initialquerschnitts nach dem Abkühlen messtechnisch erfasst. Zur Untersuchung zeitabhängiger Effekte wie Kriechen und Schwinden werden die Messungen nach dem Abkühlen über einen Zeitraum von drei Tagen fortgesetzt und mit den nach Kapitel 2 (Verbundversuche) erwarteten Dehnungen verglichen. Die Versuchsergebnisse zeigen die praktische Machbarkeit der Verstärkungsmethode. Die thermische Dehnung bleibt auch nach dem Abkühlen des Bewehrungsstabs eingepreßt und die resultierende Vorspannkraft lässt sich durch die gemessene Stauchung des Gesamtquerschnitts nachweisen. Zudem zeigt sich, dass der HPC durch die Temperierung mittels Silikonheizmatte bereits nach 1 h ausreichend erhärtet ist. Die experimentellen Ergebnisse werden mit den rechnerischen Vorhersagen aus dem in Kapitel 5 entwickelten Berechnungsmodell verglichen. Die hohe Übereinstimmung zwischen experimentellen Daten und Modellvorhersagen bestätigt sowohl die Genauigkeit als auch die Praxistauglichkeit des Berechnungsmodells.

1.5.7 Wirksamkeit der Verstärkungsmethode in GZT und GZG

Die Wirksamkeit der Verstärkungsmethode zur Vorspannung nachträglich ergänzter Bewehrung auf Gebrauchslast- und Traglastniveau wird in Kapitel 7 experimentell an einem Demonstrator untersucht. Dabei liegt der Fokus auf dem Einfluss der thermischen Vorspannung auf die Tragfähigkeit, die Verformungen, die Rissbreiten sowie die Dehnungen in der initialen und der ergänzten Bewehrung. Die Verstärkungsmethode wird auf einen vorbelasteten Balken mit den Abmessungen $l/b/h=570/30/20$ cm unter wirkendem Eigengewicht angewendet, basierend auf den Erkenntnissen aus den Kapiteln 2 bis 6. Im Hinblick auf eine einfachere Anwendung der Verstärkungsmethode in der Praxis, wird hier bewusst auf eine Kühlung des Initialquerschnitts verzichtet. Dies führt zu einer geringfügig reduzierten Wirksamkeit von etwa 10 %, ermöglicht jedoch eine deutlich vereinfachte Anwendung. Der Balken ist initial mit zwei Bewehrungsstäben $\varnothing 16$ mm bewehrt. Ein dritter Stab $\varnothing 16$ mm wird in einem Schlitz ergänzt und thermisch vorgespannt. Um praxisnahe Randbedingungen zu gewährleisten, weist der Balken zum Zeitpunkt der Verstärkung ein abgeschlossenes Rissbild auf. Die Belastung während der Verstärkung ist so gewählt, dass die initiale Bewehrung eine Dehnung von 0,6 ‰ erreicht, was als repräsentativ für

Hochbauplatten unter Eigengewicht definiert wurde. Zur Bewertung der Verstärkungsmethode dienen zwei Referenzversuche. Diese sind unverstärkt und enthalten initial zwei (untere Referenz) bzw. drei Stäbe Ø16 (obere Referenz) bei ansonsten gleichen Randbedingungen. Sowohl die Referenzbalken als auch die thermisch vorgespannte Variante werden bis zum Versagen belastet. Während der Verstärkung und Belastung werden Rissbreiten, Durchbiegungen sowie Dehnungen in der initialen und ergänzten Bewehrung messtechnisch erfasst. Ziel der Verstärkung ist es, ein Tragverhalten zu erzielen, das der oberen Referenz entspricht, und eine signifikante Verbesserung gegenüber der unteren Referenz nachzuweisen. Das in Kapitel 5 entwickelte Berechnungsmodell wird zudem unter Last validiert.

Die wesentlichen Erkenntnisse der Untersuchung sind:

- Der thermisch verstärkte Balken erreicht nahezu dieselbe Maximallast wie die obere Referenz. Die Wirksamkeit der Verstärkung im GZT entspricht damit $\sim 100\%$.
- Die thermische Vorspannung erhöht die Steifigkeit des Balkens signifikant. Bei gleicher Maximallast ist die Durchbiegung des thermisch verstärkten Balkens etwa 33 % geringer als bei der oberen Referenz.
- Die thermische Vorspannkraft bewirkt eine Stauchung des Querschnitts, wodurch bestehende Risse geschlossen werden. Nach der Verstärkung sind die durchschnittlichen Rissbreiten um 45 % reduziert. Auch bei zunehmender Belastung bleiben die Rissbreiten kleiner als in den Referenzversuchen.
- Die Gültigkeit des Berechnungsmodells aus Kapitel 5 wird auch unter Last bestätigt. Das thermisch gedehnte Verfüllmaterial bleibt bis zu etwa 20 % der Maximallast voll wirksam. Ab einer höheren Last beginnt das in der Zugzone befindliche Verfüllmaterial zu reißen. Auf Gebrauchslastniveau bleibt die Vorspannkraft jedoch zu über 90 % erhalten. Die thermische Vorspannung der Bewehrung bleibt auch bei Erreichen der Maximallast wirksam.

Einfluss einer Wärmebehandlung auf das Verbundkriechen von hochfestem Beton

Das folgende Kapitel ist wörtlich entnommen aus:

SCHWARZ, Y.; SANIO, D. und MARK, P. *Einfluss einer Wärmebehandlung auf das Verbundkriechen von hochfestem Beton*. Beton- und Stahlbetonbau, 2024. 119(4): pp. 253–264. doi: <https://doi.org/10.1002/best.202300088>

Der Text sowie die Abbildungen wurden redaktionell überarbeitet und in ein einheitliches Format und Schriftbild überführt. Der Inhalt der Veröffentlichung bleibt unverändert. Die verwendete Literatur wird am Ende der Arbeit zusammen zitiert.

Kurzfassung

Die Verbundwirkung von Beton und Betonstahl ermöglicht es, Kräfte zwischen den beiden Baustoffen zu übertragen. An der mechanischen Verzahnung der Rippen mit dem umliegenden Beton entstehen dabei hohe Druckspannungen auf die Betonkonsolen. Dies führt bei Dauerlast zu Kriechverformungen (Verbundkriechen). Die Relativverschiebung (Schlupf) zwischen Bewehrungsstab und Beton nimmt stetig zu, was sich nachteilig auf Rissbreiten und Dauerhaftigkeit auswirken kann. Im Beitrag wird die Reduktion des Verbundkriechens durch eine initiale, rapide Wärmebehandlung bei 80°C mit 60 % relativer Luftfeuchte und Dauern von 4, 16 oder 24 h experimentell untersucht. Hierfür werden Probekörper aus hochfestem Beton – im Anschluss an die entsprechende Wärmebehandlung – im Auszugsversuch für 300 d mit einer konstanten Dauerlast beaufschlagt und der kontinuierliche Anstieg der Relativverschiebungen aufgezeichnet. Als Referenz dienen nicht temperierte Proben. Die Kriechverformungen werden anhand von unbelasteten Proben von den Schwindefeffekten separiert. Zudem werden unerwünschte Biegeeffekte aus der unvermeidlichen Vorkrümmung der Betonstäbe identifiziert und rechnerisch eliminiert. Die Ergebnisse zeigen, dass durch die Wärmebehandlung das Verbundkriechen um etwa 40 % geringer ausfällt.

Stichworte: Verbundkriechen; Hochfester Beton; HPC; Auszugsversuche; Verbund; Wärmebehandlung

Influence of heat treatment on the bond creep of high-strength concrete *The bond between concrete and reinforcing steel facilitates the transfer of forces between the two building materials. The mechanical interlock of the ribs with the surrounding concrete results in high compressive stresses on the concrete corbels. Under permanent load, this leads to creeping and thus deformation (bond creep). The relative displacement (slip) between the reinforcing bar and the concrete increases steadily, which may be detrimental for crack widths and durability. In this article, the reduction of bond creep by an initial, rapid heat treatment at 80°C with 60 % relative humidity and durations of 4, 16, or 24 h is investigated experimentally. This involves subjecting specimens made of high-strength concrete — after the appropriate heat treatment — to a constant permanent load for 300 days to pull-out and recording the gradual increase in relative displacements. Non-tempered specimens serve for reference. The unloaded samples are used to separate creep deformations from shrinkage effects. Moreover, undesired bending effects from the inevitable curved reinforcing steel are identified and eliminated by calculation. The results show that the heat treatment reduces the bond creep by around 40 %.*

Keywords: bond creep; high-strength concrete; HPC; pull-out test; bond; heat treatment

2.1 Einleitung

Der Erhalt alternder Bestandsbauwerke gewinnt zunehmend an Bedeutung [41, 125]. Es wird geschätzt, dass in den EU-Ländern mehr als 60 % des gesamten Bestands verstärkt oder er-

neuert werden müssen [17]. Typische Verstärkungsmethoden für die Biegetragfähigkeit von Betontragwerken sind die Vergrößerung der Druckzone durch Betonergänzungen oder die Verstärkung der Zugzone durch eingeschlitzte Bewehrung, aufgeklebte Stahllaschen oder

CFK-Gelege [95, 212, 232]. Jedoch sind all diese Verfahren nur für Verkehrslasten, nicht für die eingepprägten Eigenlasten wirksam [95]. Durch Vorspannung kann eine Verstärkung für die Gesamtlast aus Eigen- und Verkehrslasten aktiviert werden. Sie kann mechanisch [170, 190, 89], z. B. als externe Vorspannung, oder thermisch erfolgen. Letztere erfolgt bspw. durch das temporäre Einprägen von Zwangsschnittgrößen infolge einer gezielten Temperierung des Bauteils während der Verstärkung [117, 118, 119, 39]. Alternativ dazu wird derzeit untersucht, nachträgliche Bewehrungen durch Erwärmen thermisch vorzuspannen. Die Bewehrung wird dazu mit einem hochfesten Vergussmörtel in Betonschlitz eingebracht und mit Heizmatten schnell auf ca. 80 °C erwärmt. Bei einer Aushärtung des Vergussmörtels in ca. 2 bis 4 h stellt sich dann eine Temperaturdifferenz zwischen dem noch kühlen Restbetonquerschnitt und den Schlitz ein, die nach Abschalten der Temperierung zum gewünschten Vorspanneffekt führt. Das Verfahren wird derzeit im Rahmen des von der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG) geförderten Projekts „Aktiv geregelte thermische Induktion zur Verstärkung von Stahlbetontragwerken“ entwickelt. Bei der Kraftübertragung zwischen Bewehrungsstab und Beton tritt analog zur Verbundverankerung von Spanngliedern [167, 168, 58] Verbundkriechen auf. Die zeitliche Zunahme der Betonverformungen reduziert die Vorspannkraft und damit die Wirksamkeit der Verstärkung. Zudem führt das Verbundkriechen zu einer Zunahme der Rissbreiten [1, 57, 110], sodass diese beiden Verhaltensweisen als sogenanntes frühes Kriechen nach Temperaturbehandlung im Fokus dieses Beitrags stehen. Die Verbundwirkung zwischen Beton und einem gerippten Bewehrungsstab beruht auf den drei Mechanismen Haftung, Reibung und mechanische Verzahnung [152]. Deren Aktivierung setzt eine Relativverschiebung des Bewehrungsstabs gegen-

über dem Beton voraus (Schlupf). Der wesentliche Anteil des Verbunds entsteht durch die mechanische Verzahnung der Rippen. Die hohen Druckspannungen, die von den Rippen auf den Beton übertragen werden, führen bei Dauerlast zu Kriechverformungen der Betonkonsolen (Verbundkriechen) [152, 67]. Der Schlupf nimmt allmählich zu.

In der Literatur liegen nur wenige experimentelle Untersuchungen zum Einfluss des Verbundkriechens auf das Verbundverhalten vor. Unter anderem untersucht Franke [67] dies an Kunstharz- und Normalbetonproben mit dem Ergebnis, dass sich bei Langzeitbelastungen bis ca. 50% der Kurzzeitfestigkeit der Schlupf proportional zur aufgebrachten Last verhält und bei höherer Last überproportional ansteigt. Im Gegensatz zu Kriechverformungen unter Druckbeanspruchung sind Verbundkriechverformungen weitgehend irreversibel [156]. Die Ursache hierfür sind Mikrorisse, die sich in der unmittelbaren Umgebung der Rippen ausbilden [126]. Experimentelle Untersuchungen an Auszugskörpern in [110] zeigen für verschiedene Normalbetone nach einer Belastungsdauer von 1000 h einen Anstieg des Schlupfs um den Faktor von 2,5 bis 3,7, bezogen auf den Zustand unmittelbar nach Lastaufbringung. Weitere Untersuchungen kommen zu vergleichbaren Ergebnissen [67, 71].

Durch eine Wärmebehandlung können die Langzeitverformungen von Beton reduziert werden [191, 192, 13]. Das Betonalter bei Lastaufbringung sowie der Feuchtegehalt des Betons beeinflussen dabei die Höhe dieser Verformungen maßgeblich [1, 14, 187, 136]. Die Wärmebehandlung des Frischbetons führt zu einer beschleunigten Zementhydratation, sodass Kriechverformungen geringer ausfallen [13]. Die experimentellen Untersuchungen in [73, 210] belegen den positiven Einfluss der Wärmebehandlung auf das Kriechen von ultrahochfestem Beton und zwar unter konstanter Zugbeanspruchung [73] bzw.

Biegebeanspruchung [210]. In beiden Fällen werden Kriechverformungen durch das Temperieren um mehr als 50 % reduziert.

Besonderheiten dieses Beitrags sind zum einen eine hohe Heiztemperatur von 80 °C zur Wärmebehandlung, um möglichst schnell hohe Verbundfestigkeiten zu erzeugen, und zum anderen die Untersuchung des sehr frühen Kriechens. Die initiale und rapide Wärmebehandlung bei 80 °C und 60 % Luftfeuchte wird in ihrem Einfluss auf das Verbundkriechen von hochfestem Beton untersucht. Hierfür werden Probekörper für 300 d mit einer Dauerlast beaufschlagt und die zeitliche Schlupfzunahme aufgezeichnet. Dabei variieren die Wärmebehandlungsdauer sowie das Lastniveau.

2.2 Experimentelle Untersuchungen

2.2.1 Theoretische Grundlagen

Die zeitabhängige Dehnung des Betons ε_c zu einem Zeitpunkt t ab Lastaufbringung setzt sich bei gleichbleibenden Umgebungsbedingungen aus den drei Anteilen Schwinddehnung ε_{cs} , Initialdehnung ε_{ci} sowie Kriechdehnung ε_{cc} zusammen [135, 214] zu Gl.2.1:

$$\varepsilon_c(t_0 + t) = \varepsilon_{cs}(t_0 + t, t_s) + \varepsilon_{ci}(t_0) + \varepsilon_{cc}(t_0 + t, t_0) \quad (2.1)$$

Darin bezeichnet t_0 den Zeitpunkt der Lastaufbringung und t_s den Zeitpunkt des Beginns der Trocknung.

Analog verhält es sich beim Verbundkriechen, welches im Rahmen des Beitrags über die Stahldehnung ε_s und den Schlupf S ermittelt wird. Letzterer setzt sich aus zwei Anteilen zusammen, dem unmittelbar nach t_0 auftretenden Initialschlupf S_0 und dem zeitabhängigen Anteil $S(t)$. S_0 resultiert aus den Verformungen der Betonkonsolen [126] zwischen den Rippen zum Zeitpunkt t_0 und der damit verbun-

denen Relativverschiebung des Betonstahls gegenüber dem Beton. Infolge des Betonkriechens steigt der Schlupf. Dieser zeitabhängige Schlupfzuwachs $S(t)$ kann gem. Model Code 2010 [71] bezogen auf S_0 näherungsweise durch einen exponentiellen Ansatz in Abhängigkeit von der Belastungsdauer t mit Gl.2.2 beschrieben werden:

$$S(t) = S_0 \cdot (1 + 10 \cdot t)^{0.08} \quad (2.2)$$

2.2.2 Versuchsprogramm

Ziel der experimentellen Untersuchungen ist es, die Auswirkung einer rapiden Wärmebehandlung (WB) auf das Verbundkriechen von hochfestem Beton (HPC) in Abhängigkeit von der WB-Dauer T zu ermitteln. Der verwendete HPC weist eine Rezeptur nach [163] auf Basis des Bindemittels Nanodur Compound 5941 auf (Tab.2.1), nach 28 Tagen ergibt sich eine mittlere Druckfestigkeit von 133,0 N/mm². Die Arbeiten in [193] zeigen für diesen Beton, dass für die drastische Art der Wärmebehandlung keine relevanten Schädigungseinflüsse durch sekundäre Ettringitbildung auftreten.

Das Verbundkriechen wird in der Versuchsreihe 1 untersucht (Tab.2.2). Das Programm umfasst vier Probekörper je WB-Dauer, von denen jeweils einer unbelastet bleibt, um den Schwindeffekt von den Kriechverformungen zu separieren. Die Proben werden nach dem Betonieren für $T = [4, 16]$ h bzw. $T = 4$ h bei 80°C und 60 % relativer Luftfeuchte im Ofen wärmebehandelt [191]. Als Referenz dienen nicht temperierte Proben ($T = 0$ h). Die Lastaufbringung erfolgt bei allen Proben 24 h nach der Betonage ($t_0 = 24$ h). Da die Proben zu diesem Zeitpunkt auf Raumtemperatur abgekühlt sein müssen, ergibt sich die maximale WB-Dauer zu ca. 16 h.

Tab. 2.1:

Zusammensetzung des hochfesten Betons (HPC) gem. [163], basierend auf der Nanodur-Technologie [43]

Composition of the high-strength concrete (HPC) acc. to [163] based on Nanodur technology[43]

Komponente	Typ	Masse [kg/m ³]
Sand	0/2	426,0
Basalt	1/3	882,0
Bindemittel	Nanodur Compound 5941*	1042,0
Wasser		159,8
Fließmittel	Master Glenium ACE 430	12,3
Schwindreduzierer	Eclipse Floor	8,0
Erhärtungsbeschleuniger	Master X-Seed 100	12,3

*Bindemittelvormischung nach [163]

Tab. 2.2:

Versuchsprogramm zur Verbundfestigkeit und zum Verbundkriechen nach Wärmebehandlung*

Test programme for bond strength and bond creep after heat treatment*

Versuchsreihe	Belastung	WB-Dauer	Prüfzeitpunkt	Probekörper	
	F	T	t_0	Anzahl/Bezeichnung**	
	[kN]	[h]	[h/d]	belastet	unbelastet
1 „Verbundkriechen“	2,5	0		3/1–0.1 bis 1–0.3	1/1–0.4
		4	24 h	3/1–4.1 bis 1–4.3	1/1–4.4
		16		3/1–16.1 bis 1–16.3	1/1–16.4
	4	4	24 h	3/1–4.5 bis 1–4.7	–
2 „Verbundfestigkeit“	bis Verbundversagen	0	T	5/2–0.1 bis 2–0.5	–
		4	T	5/2–4.1 bis 2–4.5	–
		24	28 d	5/2–24.1 bis 2–24.5	–

* Wärmebehandlung (WB) bei 80 °C, 60% rel. Feuchte

** Bezeichnungssystematik: Serie – WB-Dauer. lfd. Nr.

Die Probekörper werden mit einer Zugkraft von 2,5 kN bzw. 4 kN beaufschlagt, was ca. 30 % bzw. 40 % der Kurzzeitverbundfestigkeit des HPC (ohne WB nach 28 d) entspricht. Durch das zweite Lastniveau (4 kN) wird die

Proportionalität von Schlupf und Last relativ zum ersten Niveau untersucht. Die Probekörper werden für die Versuchsdauer des Kriechens in einer Klimakammer bei 20°C und 60 % Luftfeuchtigkeit gelagert.

Die Versuchsreihe 2 „Verbundfestigkeit“ dient der Referenz. Das grundsätzliche Temperregime ist gleich dem der Langzeitversuche. Die Proben werden zeitlich leicht abweichend von Versuchsreihe 1 für $T = [0, 4, 24]$ h wärmebehandelt – die Prüfung erfolgt hier unmittelbar im Anschluss ($t_0 = T$) bzw. nach 28 d. Die Last wird bis zum Verbundversagen durch Abscheeren der Betonkonsole zwischen den Rippen des Bewehrungsstabes gesteigert.

2.2.3 Versuchsaufbau

Das Versuchsprinzip sowie die Umsetzung im Versuchstand sind in Bild 2.1 dargestellt. Der Versuchsaufbau beider Serien entspricht generell dem des Auszugsversuchs nach DIN 10080 [47], wobei die Probekörper bei den Langzeitversuchen mit einer konstanten Dauerlast beaufschlagt werden. Die Abmessungen der Betonwürfel sind mit $b = 10$ cm zur Sicherstellung eines vollständigen Durchwärmens bei kurzer WB gegenüber den Min-

destabmessungen nach DIN 10080 verringert, wobei das Kriterium $b \geq 10d_s$ bei einem Stabdurchmesser von $d_s = 6$ mm eingehalten ist. Die Lastaufbringung erfolgt bei den Langzeitversuchen mittels Tellerfedern. Diese werden wechselsinnig in Reihenschaltung auf den Bewehrungsstab gesteckt und mittels Unterlegscheibe sowie Mutter gegen den Probekörper vorgespannt. Aus der vorab bestimmten Federkennlinie ergibt sich ein linearer Zusammenhang zwischen dem Federweg X und der daraus resultierenden Kraft F . F kann so über den Federweg gesteuert werden.

Der Schlupf $S(t)$ führt zu einer geringen Entspannung der Federn, wobei der relative Kraftverlust $\Delta F/F$ proportional zu $S(t)/X$ ist. Folglich sollte der Federweg groß sein gegenüber dem Schlupf. Für die Versuche werden je Probekörper 14 Tellerfedern mit einem Gesamtweg von $X = 6,7$ mm für $F = 2,5$ kN bzw. $X = 10,6$ mm für $F = 4$ kN verwendet, bei Kraftverlusten unter 4 % aus dem Schlupfanteil.

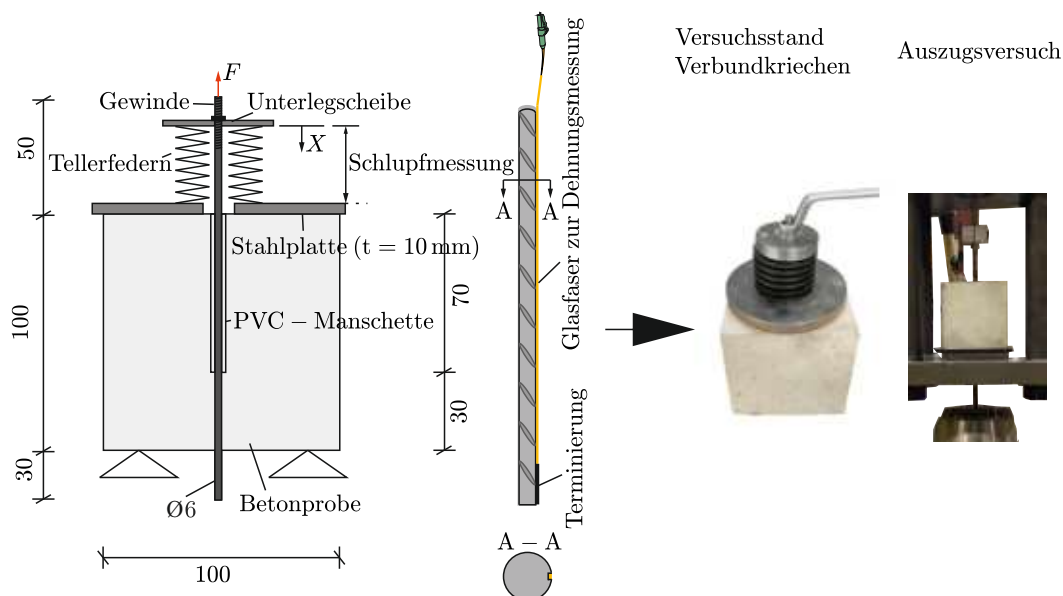


Bild 2.1:

Versuchsprinzip und Probekörpergeometrie der Verbundversuche mit faseroptischer Dehnungsmessung auf dem Bewehrungsstab (links) sowie Umsetzung der Versuchsstände (rechts).

Test principle and specimen geometry of the bond tests with fibre-optic strain sensors on the reinforcing bar (left) and the test stands (right).

Die Schlupfentwicklung wird am belasteten Ende mit digitalen Messschiebern aufgezeichnet. Diese haben eine Messauflösung von 1/100 mm. Ergänzend werden faseroptische Sensoren (DFOS) [38, 109] eingesetzt, um die Dehnungsverteilung im Bewehrungsstab $\epsilon_s(x, t)$ über die Länge x und die Zeit t aufzuzeichnen. Die polyamidbeschichteten Glasfasern werden mit dem Kleber „Polytec PT AC2411“ in Nuten auf dem Bewehrungsstab verklebt [109]. Der Abstand der Messpunkte beträgt 0,65 mm. Die Terminierung stellt das Faserende dar. Die DFOS-Messungen erfolgen in der ersten Woche durchgängig, dann im Wochenrhythmus, später monatlich für jeweils ca. 48 h.

2.3 Versuchsergebnisse

2.3.1 Versuchsreihe 1 „Verbundkriechen“

2.3.1.1 Dehnungsverteilung im Betonstahl

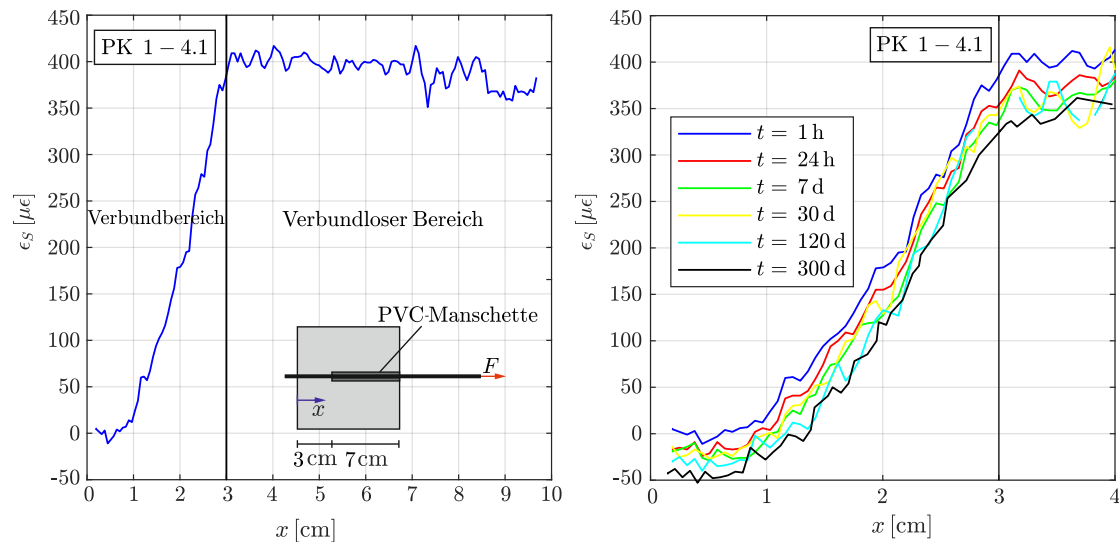
Die Dehnungsverteilung im Betonstahl ist in Bild 2.2 links exemplarisch für PK 1–4.1 über die Probekörperlänge zum Zeitpunkt unmittelbar nach Lastaufbringung dargestellt. Die DFOS-Messung zeichnet die Dehnungen in $\mu\epsilon$ ($\mu\text{m}/\text{m}$) über die Stablänge sowohl im Verbundbereich (links) als auch im freien Bereich (rechts) auf. Im Bereich ohne Verbund (PVC-Manschette) stellt sich die erwartete annähernd konstante Dehnung aus der aufgetragenen Last ein. Sie nimmt über die Verbundlänge nahezu linear ab – am freien Rand ist $\epsilon_s = 0$.

2.3.1.2 Zeitabhängige Dehnungsentwicklung im Betonstahl

Die zeitabhängige Entwicklung von ϵ_s über die Verbundlänge ist in Bild 2.2 rechts über die

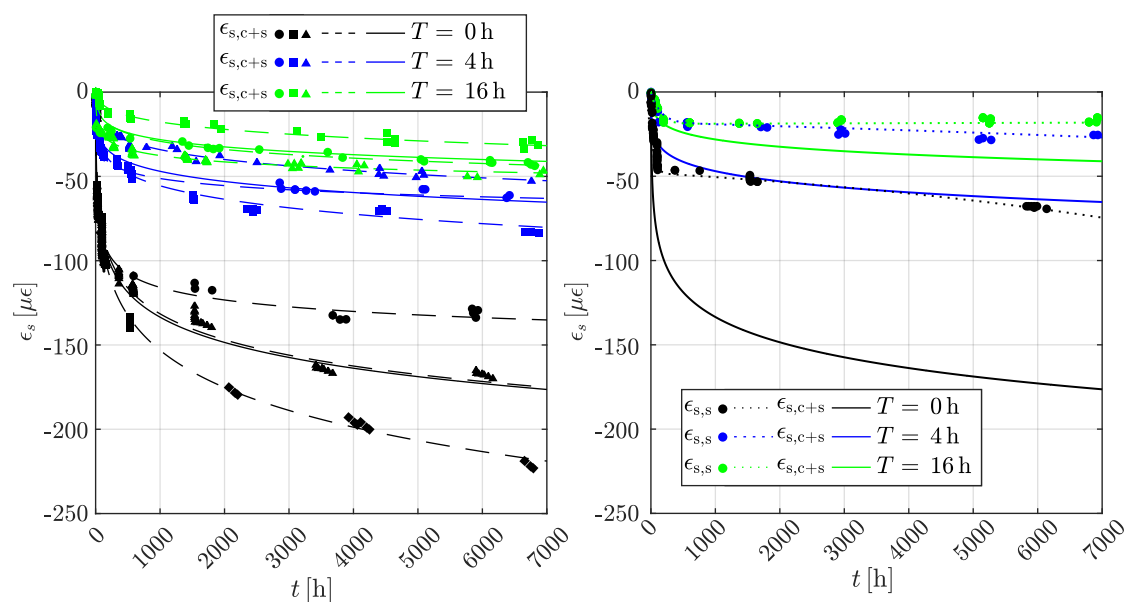
Versuchsdauer t dargestellt. Entlang der Verbundlänge nimmt ϵ_s über die Zeit stetig und im gleichen Maße ab – es kommt zu keiner wesentlichen Umlagerung der Verbundspannung entlang der Verbundlänge. Bild 2.3 zeigt die zeitliche Dehnungsentwicklung, aus DFOS-Messung als Mittelwert, bezogen auf den Zustand unmittelbar nach Lastaufbringung. Diese resultiert aus dem Schlupfanstieg infolge von Kriechen und Schwinden des Betons und der damit verbundenen Abnahme der Federkraft und ist aufgrund des linearen Zusammenhangs zwischen Federweg und Federkraft dazu proportional.

Die Einzelergebnisse je Probekörper sind gestrichelt dargestellt – die durchgezogenen Linien zeigen die gemittelten Kurven je WB-Dauer. Die Streuung nimmt mit längerer WB – bei annähernd gleichen Variationskoeffizienten – ab. Zum Zeitpunkt $t = 7200$ h (300 d) beträgt die Standardabweichung bzw. Variationskoeffizienten $\pm 41,9 \mu\epsilon$ bzw. 23 % (0 h), $\pm 13,9 \mu\epsilon$ bzw. 21 % (4 h) und $\pm 8,4 \mu\epsilon$ bzw. 20 % (16 h). Die zeitabhängigen Dehnungsänderungen fallen bei den temperierten Proben geringer aus als bei den nicht wärmebehandelten. Der Unterschied zwischen 4 h und 16 h WB-Dauer ist gering. Die mittels DFOS aufgezeichneten Dehnungen sind zu den diskreten Messzeitpunkten als Punkte dargestellt. Die kontinuierlichen Verläufe werden mithilfe von Exponentialfunktionen gem. [71] angenähert. Die unbelasteten Proben erfahren ausschließlich Schwindverformungen. Die zugehörigen Entwicklungen der Betonstahldehnungen sind in Bild 2.3 (rechts) dargestellt und den gemittelten Kurven aus Bild 2.3 (links) gegenübergestellt. Mit steigender WB-Dauer reduzieren sich erwartungsgemäß auch die Schwinddehnungen [191, 192] und dies weitgehend proportional zu den Kriechdehnungen.

**Bild 2.2:**

Mittels Glasfaser (DFOS) über die Länge aufgezeichnete Dehnungen im Betonstahl (links) und ihre zeitliche Entwicklung im Verbundbereich (rechts)

Strain along the reinforcing bar recorded by fibre-optics (DFOS) (left) and its development with time (right)

**Bild 2.3:**

Zeitliche Entwicklung der mittleren Stahldehnungen im Verbundbereich infolge von Kriechen und Schwinden für unterschiedliche WB-Dauern: Einzelkurven gestrichelt und gemittelte Kurven durchgezogen (links); Dehnungsentwicklung am unbelasteten Probekörper (Schwinden, gepunktet) sowie aus Kriechen und Schwinden (durchgezogene Linie, nach Bild 2.3 links)

Development of the average steel strain with time due to creep and shrinkage and variable duration of heat treatment (WB): single curves dashed and averaged curves solid (left); strain development of the unloaded specimen (shrinkage, dotted) and from creep and shrinkage (solid line, according to fig. 2.3 left)

2.3.1.3 Zeitabhängige Schlupfentwicklung

Die zeitabhängige Entwicklung des Schlupfs $S(t)$ ab Lastaufbringung ist in Abhängigkeit von der WB-Dauer in Bild 2.4 (links) dargestellt. Die Einzelergebnisse (Punkte) sind jeweils der Mittelwert aus drei Einzelversuchen. Die Streuung nimmt hier – bei annähernd gleichen Variationskoeffizienten – ebenfalls mit steigender WB-Dauer ab. Zum Zeitpunkt $t = 7200$ h (300 d) betragen die Standardabweichungen bzw. Variationskoeffizienten $\pm 0,05$ mm bzw. 23 % (0 h), $\pm 0,03$ mm bzw. 19 % (4 h) und $\pm 0,01$ mm bzw. 7 % (16 h). Die Verläufe werden mithilfe von (Gl. 2.3) approximiert [71].

$$S(t) = a \cdot t^b \quad (2.3)$$

Die Parameter a und b werden mit der Methode der kleinsten Fehlerquadrate für jeden Probekörper separat ermittelt und sind mit den zugehörigen Bestimmtheitsmaßen R^2 in Bild 2.4

angegeben. Die Kurven zeigen, analog zu den Dehnungsverläufen, eine Reduktion des zeitabhängigen Schlupfzuwachses bei den temperierten Proben, wobei die Unterschiede zwischen $T = 4$ h und 16 h wiederum gering sind. Bild 2.4 zeigt den Vergleich unterschiedlicher Lastniveaus (2,5 kN mit $\varepsilon_s = 0,44$ ‰ bzw. $0,18 f_{yk}$ und 4 kN mit $\varepsilon_s = 0,71$ ‰ bzw. $0,28 f_{yk}$ bei gleicher WB-Dauer (4 h) anhand lastnormierter Schlupf-Zeit-Verläufe. Bei den dargestellten Einzelergebnissen handelt es sich um Mittelwerte aus drei Einzelversuchen. Die Ergebnisse zeigen vergleichbare Verläufe, also Proportionalität zwischen den Lastniveaus.

2.3.2 Versuchsreihe 2 „Verbundfestigkeit“

Das Verbundverhalten von Betonstäben wird im Allgemeinen durch die Verbundspannungsschlupf-Beziehungen charakterisiert und durch Auszugsversuche nach DIN EN 10080 geprüft.

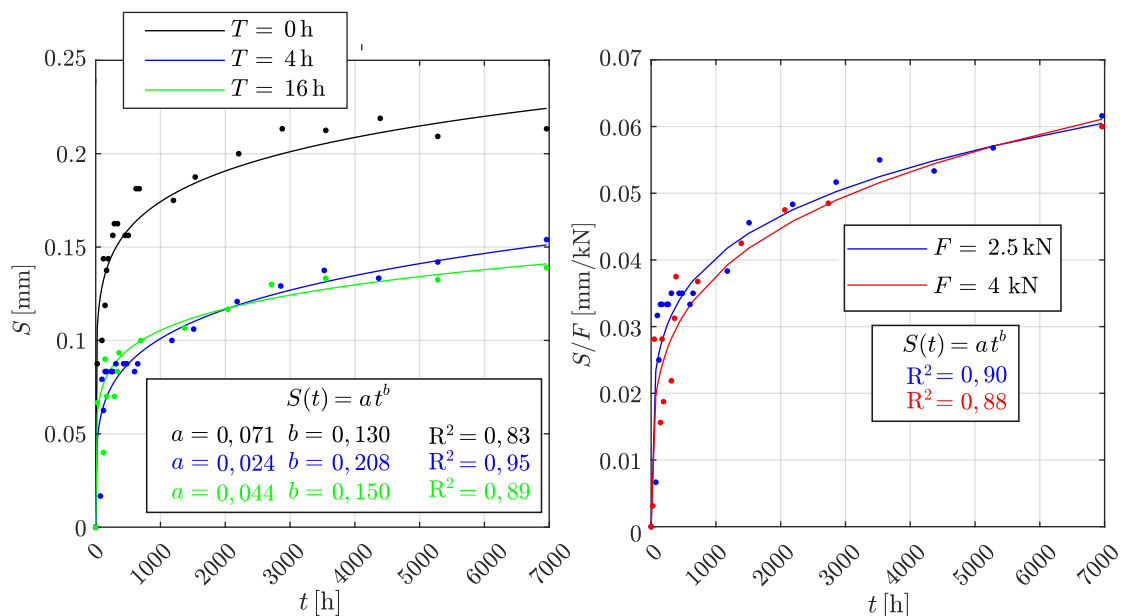


Bild 2.4:

Zeitliche Entwicklung des Schlupfs zwischen Bewehrungsstab und Betonkörper in Abhängigkeit von der WB-Dauer (links) sowie lastnormierte Schlupfentwicklung bei unterschiedlichen Lastniveaus (rechts)
Development of the slip between the reinforcing bar and the concrete with time and the duration of heat-treatment (WB) (left) and slip development at different load levels, normalized (right)

Dabei wird die Zugkraft F kontinuierlich bis zum Erreichen eines Schlupfs von 3 mm gesteigert. Zur Auswertung wird F nach Gl.2.4 in eine gemittelte Verbundspannung τ umgerechnet [14]. Diese wird über den am spannungsfreien Ende des Stabs (Durchmesser d_s) gemessenen Schlupf S aufgetragen. Bild 2.5 zeigt derartige Kurvenverläufe für die untersuchten Probekörper in Abhängigkeit von der WB-Dauer.

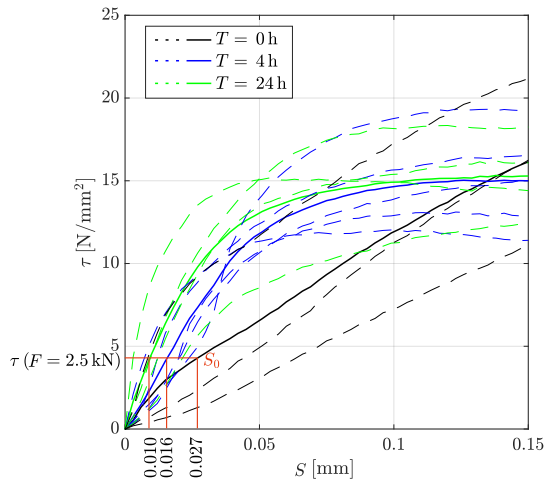


Bild 2.5:

Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen aus den Auszugsversuchen (Einzelversuche gestrichelt und gemittelte Kurven durchgezogen)
Bond-strength slip relationships from pull-out (single tests dashed and averaged tests solid lines)

Bei den gestrichelten Linien handelt es sich um Einzelkurven je Probekörper, die je WB-Dauer gemittelten Kurven sind durchgezogen. Die temperierten Probekörper weisen ein steiferes Verbundverhalten auf – es ergeben sich bei gleicher Verbundspannung geringere Schlupfwerte. Die maximal übertragbare Verbundspannung $\tau_{\max}$ wird durch eine WB ebenfalls reduziert, das Versagen dabei im Gegensatz zur Referenz spröder.

$$\tau = \frac{F}{5\pi \cdot d_s^2} \quad (2.4)$$

Aus den gemittelten Kurvenverläufen kann der Initialschlupf S_0 , der sich unmittelbar nach Lastaufbringung einstellt, bestimmt werden.

$F = 2,5 \text{ kN}$ entspricht dabei nach Gl. 2.4 $\tau = 4,4 \text{ N/mm}^2$. S_0 nimmt mit steigender WB-Dauer ab und zwar um 41 % bei 4h und um 63 % bei 16h.

Die Streuung der Initialschlupfwerte fällt bei den wärmebehandelten Proben ebenfalls geringer aus. Die Standardabweichungen betragen $\pm 0,012 \text{ mm}$ (0 h), $\pm 0,007 \text{ mm}$ (4 h) und $\pm 0,007 \text{ mm}$ (24 h).

2.4 Auswertung und Diskussion

2.4.1 Einfluss der Wärmebehandlung auf die Schlupfentwicklung

Die Versuchsergebnisse zeigen, dass eine rapide WB sowohl den Initialschlupf S_0 als auch den zeitabhängigen Schlupf $S(t)$ reduziert. Die Ergebnisse sind für $t = 0$ und $t = 300 \text{ d}$ in Tab.2.3 zusammengefasst. Der Einfluss des dabei veränderten Federwegs X ist mit 2,2 % bzw. 3,6 % gering (vgl. [6]), sodass auf ein Nachspannen der Federn verzichtet wird. Der relative Einfluss der WB auf S wird mit den Gln. (2.5), (2.6) bestimmt.

$$\Delta S_0 = \frac{S_0(T)}{S_0(T=0)} - 1 \quad (2.5)$$

$$\Delta S(t) = \frac{S(t, T)}{S(t, T=0)} - 1 \quad (2.6)$$

S_0 reduziert sich wie beschrieben im Mittel um 41 % (4 h) bzw. 63 % (16 h). Bei $S(t)$ ist der Einfluss der WB geringer. Nach 300 d ergeben sich im Mittel um 38 % (4 h) bzw. 41 % (16 h) reduzierte Werte.

2.4.2 Dehnungsverteilung im Verbundbereich

Zur Validierung der Ergebnisse der Dehnungsmessungen im Verbundbereich wird zunächst

die Dehnungsverteilung auf der freien, verbundlosen Stablänge betrachtet. Bild 2.6 zeigt dazu exemplarisch für PK 1-4.1 die Dehnungen unmittelbar nach Lastaufbringung. Dargestellt sind die diskreten Messpunkte der DFOS und deren lineare Approximation.

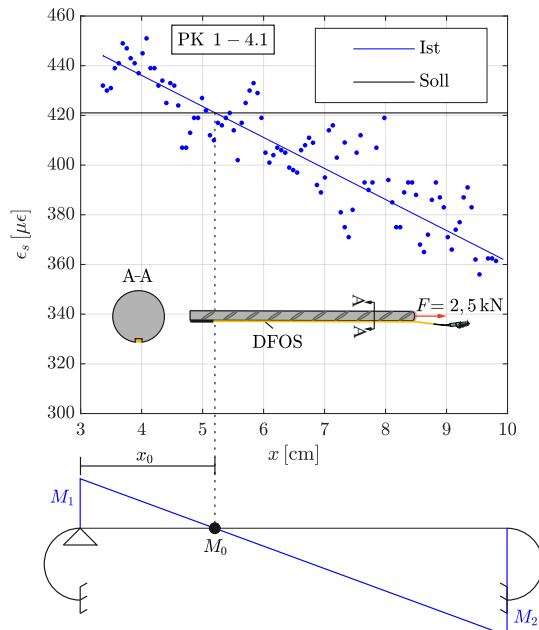


Bild 2.6:

Gemessene und linearisierte Dehnungen auf der freien Länge eines Bewehrungsstabs und erwartete Dehnungsverteilung (oben) sowie zugehöriges statisches Ersatzsystem (unten)

Measured and linearised strains on the free length of a reinforcing bar and expected strain distribution (top) and corresponding equivalent static system (bottom)

Der offensichtlich linear veränderliche Verlauf zeigt, dass neben der Axialdehnung ($\epsilon_s = 420 \mu\epsilon$) zusätzliche Biegeeffekte aus einer ungewollten Verkrümmung des Bewehrungsstabs auftreten. Stichprobenhaft durchgeführte 3D-Scans bestätigen diese Verkrümmung. Das in Bild 2.6 dargestellte vereinfachte Ersatzstabsystem modelliert das Verhalten des Bewehrungsstabs auf der freien Länge. Der Verbundbereich links stellt genauso wie die Konstruktion zum Spannen der Tellerfedern rechts eine Teileinspannung dar. Die Position des Momentennullpunkts x_0 und die Momentengrößen (M_1 und M_2) sind dabei abhängig von den Steifigkeitsverhältnissen der beidseitigen Einspannungen und den Verkrümmungen.

2.4.3 Einfluss von Biegeeffekten auf der freien Länge

Die auftretenden Biegeeffekte werden durch ergänzende Versuche (Reihe 1b) mit beidseitig am Bewehrungsstab angeordneter DFOS (Bild 2.7 oben) bei sonst unverändertem Versuchsaufbau untersucht. Ziel ist die rechnerische Elimination der Biegeeffekte. Die Versuchsreihe umfasst drei Probekörper (PK 1b-4.1 bis PK 1b-4.3) mit $T = 4 \text{ h}$ und $F = 2,5 \text{ kN}$. Bild 2.7 zeigt exemplarisch die in PK 1b-4.1 aufgezeichneten Dehnungen unmittelbar nach Lastaufbringung.

Tab. 2.3:

Initialer und zeitabhängiger Schlupf in Abhängigkeit von der WB-Dauer

Initial and time-dependent slip as a function of the duration of heat-treatment (WB)

WB-Dauer	Initialschlupf	Zeitabhängiger Schlupf	Änderung Federweg	Einfluss WB	
T	S_0	$S(t = 300 \text{ d})$	ΔX	ΔS_0	$\Delta S(t = 300 \text{ d})$
[h]	[mm]	[mm]	[%]	[%]	[%]
0	0,027	0,24	-3,6	–	–
4	0,016	0,15	-2,2	-41	-38
16	0,010	0,14	-2,1	-63	-41

Die an den gegenüberliegenden Querschnitterändern gemessenen Dehnungen verlaufen dazu gegengerichtet mit dem Momentennullpunkt M_0 im Schnittpunkt der linearisierten Verläufe. Im Verbundbereich erzeugt das zusätzliche Moment Dehnungen orthogonal zur Stabachse, die analog zur Axialdehnung dem Kriechen unterliegen. Dadurch reduziert sich die Einspannungskraft und mit ihr die Momentengröße und -verteilung im Stab.

Bild 2.8 zeigt die in den drei Versuchen mit zweiseitiger DFOS (Versuchsreihe 1b) gemessene mittlere Verschiebung des Momentennullpunkts x_0 über die ersten 70 h in Richtung des Verbundbereichs, dessen Einspannung weicher wird.

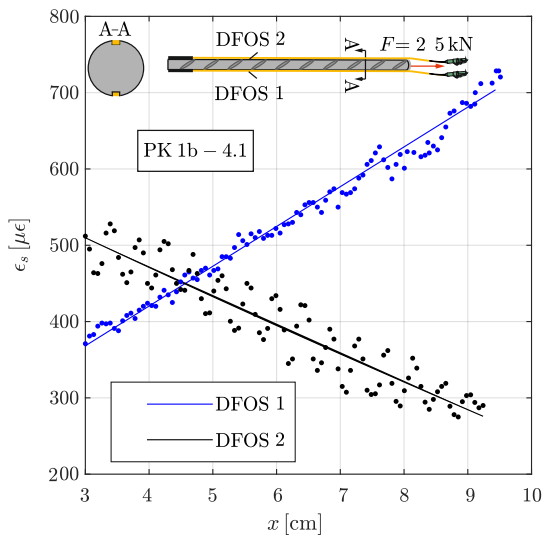


Bild 2.7:

Zweiseitig gemessene (Punkte) und linearisierte Dehnungen auf der freien Länge des Bewehrungsstabs

On two-sides measured (points) and linearised strains on the free length of the reinforcing bar

x_0 ist dabei der Abstand zwischen M_0 und dem Ende des Verbundbereichs. Es sei darauf hingewiesen, dass im Zeitraum von 20 bis 60 h keine Messdaten erhoben wurden und der alternierende Verlauf der unvermeidlichen Messungenauigkeit der DFOS geschuldet ist [109].

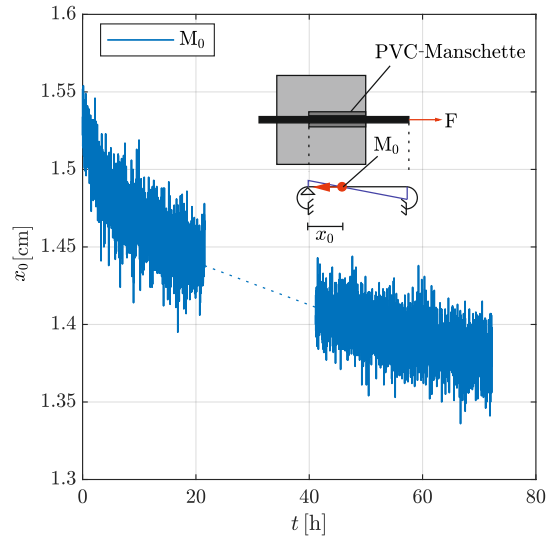


Bild 2.8:

Zeitliche Entwicklung des errechneten Momentennullpunkts unter einer konstanten Zugkraft $F = 2,5 \text{ kN}$

Shift of the calculated point of the zero moment with time subjected to constant tension $F = 2,5 \text{ kN}$

Die in den Versuchen aufgezeichnete Dehnungsänderung ist somit zum einen auf das Verbundkriechen und zum anderen auf die kriechbedingte Reduktion der Biegeeffekte zurückzuführen. Die Schlupfmessung ist hingegen frei von Biegeeffekten.

Die bei M_0 gemessene Dehnung ist frei von Biegeeffekten und entspricht derjenigen aus reiner zeitlicher Entwicklung des errechneten Momentennullpunkts unter einer konstanten Zugkraft $F = 2,5 \text{ kN}$ Normalkraftbeanspruchung. Mit M_0 in Abhängigkeit von t als Bezugspunkt der Dehnungsmessung können die Dehnungen um die Biegeeffekte bereinigt werden. Die zeitliche Entwicklung der Dehnungsänderung in M_0 wird mit Gl. 2.7 beschrieben.

$$\Delta \varepsilon_{s,c+s}(t) = \varepsilon_s(x_0(t), t) - \varepsilon_s(x_0(t_0), t_0) \quad (2.7)$$

In Bild 2.9 ist diese bezogen auf die Dehnung in M_0 zum Zeitpunkt $t = t_0 = 0$ als Mittelwert aus drei Probekörpern dargestellt. Nach 70 h Belastungsdauer ergibt sich eine mittlere Änderung der Axialdehnung von ca. 2,0 %,

welche mit der Reduktion der Federkraft infolge des Schlupfs korrespondiert.

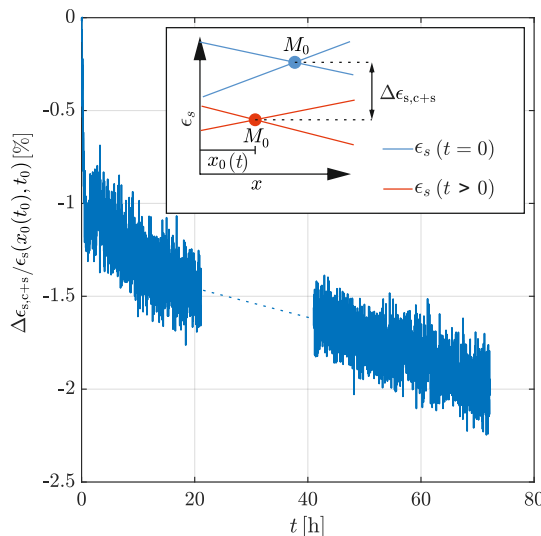


Bild 2.9:

Zeitliche Entwicklung der Stahldehnung infolge von Kriechen und Schwinden im Momentennullpunkt, bezogen auf den Zustand unmittelbar nach Lastaufbringung

Change of steel strain due to creep and shrinkage at the point of zero moment related to the initial state at load application

2.4.4 Korrekturansatz der Biegeeffekte

Die Dehnungsmessungen aus Versuchsreihe 1 werden auf Basis der ermittelten Steifigkeitsverhältnisse der beiden Teileinspannungen und deren zeitlicher Entwicklung um die Biegeeffekte korrigiert. Zur Validierung werden die aus den Dehnungen in M_0 integrierten Stabkräfte dem nominellen Wert aus dem Federweg gegenübergestellt. Tab.2.4 zeigt die Ergebnisse mit Abweichungen zwischen 12 % (2,2 kN) bzw. 3 % (2,4 kN); für $T = 0$ liegen keine Daten vor. Die um die Biegeeffekte korrigierten mittleren Dehnungen im Verbundbereich werden zudem anhand der Dehnungen in den unbelasteten Probekörpern um die Schwindeinflüsse (Bild 2.3 rechts) bereinigt. Nach $t = 300$ d ergeben sich kriebelbedingte Zunahmen der Axialdehnung von 3,2 %

(0 h), 2,2 % (4 h) und 2,1 % (16 h). Die aufgetragenen Kriechdehnungen $\varepsilon_{s,c}$ fallen somit bei den wärmebehandelten Proben nach 300 d um 29 % (4 h) bzw. 31 % (16 h) geringer aus als in den Referenzproben.

Da die DFOS lediglich Änderungen der Axialdehnung infolge einer Kraftänderung aufzeichnet, kann nur indirekt über den eingestellten Federweg X sowie den Zusammenhang zwischen X und F aus der Federkennlinie auf die absoluten Kriechwerte geschlossen werden. Für absolute Kriechinflüsse sind folglich die Schlupfmessungen heranzuziehen.

2.5 Einfluss der Wärmebehandlung auf das Verbundkriechen

Um den Einfluss der WB auf das Verbundkriechen zu quantifizieren, werden Kriechdehnungen $\varepsilon_{s,c}(t)$ und Schlupfwerte $S(t)$ der temperierten Proben mit den Gl. 2.8, 2.9 in Relation zu den nicht wärmebehandelten Referenzproben ($T = 0$) betrachtet. Die Ergebnisse der DFOS- und der Schlupfmessungen sind in Tab.2.5 für die Zeitpunkte $t = [1, 30, 120, 300]$ zusammengefasst. Nach einem Tag fällt der zeitabhängige Schlupf $S(t)$ in den temperierten Proben 53 % ($T = 4h$) bzw. 50 % (16 h) geringer aus als für $T = 0$. Analog verhält es sich bei den aus dem Verbundkriechen resultierenden Dehnungen $\varepsilon_{s,c}(t)$. Die Reduktionen betragen 53 % (4 h) bzw. 57 % (16 h). Der Einfluss der WB auf das Verbundkriechen reduziert sich sukzessive mit der Zeit. Nach 30 Tagen weisen die temperierten Probekörper noch um 45 % bzw. 44 % reduzierte Schlupfwerte auf – die Dehnungen sind um 39 % bzw. 43 % reduziert. Die Ergebnisse nach 120 d und 300 d unterscheiden sich nur noch geringfügig – der Einfluss der WB auf das Verbundkriechen stabilisiert sich.

Tab. 2.4:

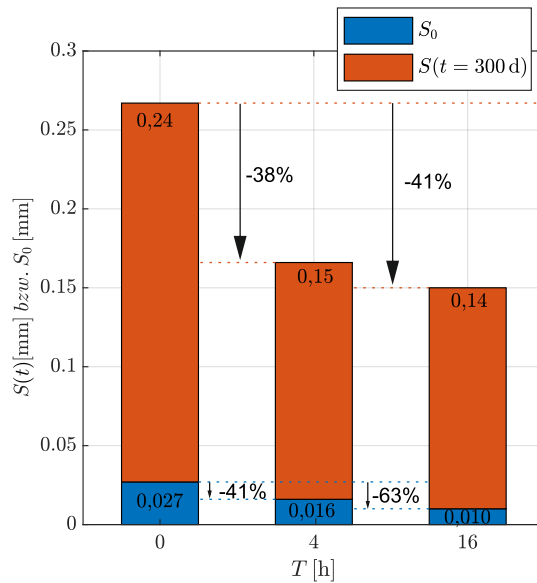
Vergleich der planmäßigen Stabkräfte mit den abgeleiteten Werten aus der Dehnungsmessung mittels DFOS

Comparison of the expected bar forces with those derived from the strain sensors via DFOS

Probekörper	Zugkraft F aus DFOS [kN]	Mittelwert $\bar{F}$ aus DFOS [kN]	Standardabweichung S_F aus DFOS [kN]	Planmäßige Zugkraft F aus Federweg [kN]
[–]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
$T = 4 \text{ h}$				
1–4.1	2,4			
1–4.2	2,4	2,2	0,3	2,5
1–4.3	1,9			
$T = 16 \text{ h}$				
1–16.1	2,2			
1–16.2	2,4	2,4	0,2	2,5
1–16.3	2,7			

Die Dehnungen ε_{cs} sind im Gegensatz zu den Schlupfmessungen um die Schwindeinflüsse und die Biegeeffekte bereinigt – die Reduktion beträgt hier nach 300 d ca. 30 %. Der Schlupf (inkl. Schwinden) reduziert sich zum selben Zeitpunkt um ca. 40 %.

Die Reduktionen im Schlupf aus WB wirken sich auf Initialwerte S_0 genauso wie auf Endwerte $S_0 + S(t)$ aus. Dies ist annähernd proportional mit zeitlich abnehmender Tendenz. Bild 2.10 zeigt dazu den an den Probekörpern nach 300 d aufgezeichneten Gesamtschlupf $S_0 + S(t)$. Der Initialschlupf ist bei den temperierten Proben um 41 % ($T = 4 \text{ h}$) bzw. 63 % (16 h) gegenüber den Referenzproben reduziert. Im Vergleich zum zeitabhängigen Schlupfzuwachs $S(t)$ fällt der relative Einfluss der WB hier leicht größer aus.

**Bild 2.10:**

Einfluss einer WB auf den initialen Schlupf S_0 sowie auf die zeitabhängige Zunahme des Schlupfs $S(t)$, als Mittelwerte aus den Versuchsreihen 1 und 2

Impact of heat-treatment (WB) on the initial slip S_0 and its time-dependent increase $S(t)$, as mean values from test series 1 and 2

$$\Delta \varepsilon_{s,c}(t) = \frac{\varepsilon_{s,c}(t, T)}{\varepsilon_{s,c}(t, T = 0)} - 1 \quad (2.8)$$

$$\Delta S(t) = \frac{S(t, T)}{S(t, T = 0)} - 1 \quad (2.9)$$

Tab. 2.5:

Einfluss der WB auf die zeitliche Entwicklung der Kriechdehnung und des Schlupfs
 Impact of the heat-treatment (WB) on the development of creep strain and slip with time

WB-Dauer T [h]	Einfluss WB auf Dehnungs-/Schlupfentwicklung							
	$\Delta\epsilon_{s,c}(t)$	$\Delta S(t)$	$\Delta\epsilon_{s,c}(t)$	$\Delta S(t)$	$\Delta\epsilon_{s,c}(t)$	$\Delta S(t)$	$\Delta\epsilon_{s,c}(t)$	$\Delta S(t)$
	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]
	$t = 1d$		$t = 30d$		$t = 120d$		$t = 300d$	
0	–	–	–	–	–	–	–	–
4	–53	–53	–39	–45	–32	–42	–29	–38
16	–57	–50	–43	–44	–36	–41	–31	–41

2.6 Schlussfolgerungen

Der Beitrag zeigt den Einfluss einer initialen rapiden WB bei 80 °C und 60 % rel. Luftfeuchte auf das Verbundkriechen von HPC unter einer konstanten Dauerlast auf Gebrauchstauglichkeitsniveau. Dabei variieren die WB-Dauer sowie das Lastniveau. Als Referenz für die Langzeitversuche dienen die mithilfe von Auszugsversuchen ermittelten Initialschlupfwerte. Die wesentlichen Erkenntnisse sind:

- Eine rapide WB des frischen HPC reduziert den zeitabhängigen Schlupf (aus Verbundkriechen und Schwinden) um ca. 40 %. Dies gilt weitgehend unabhängig von der WB-Dauer, wenn sie 4 h übersteigt. Es wird daher eine WB von wenigstens 4h empfohlen. Der Reduktionseffekt nimmt mit der Zeit leicht ab.
- Schwindeinflüsse können mittels DFOS anhand relativer Dehnungsänderungen erfasst werden. Demnach wird das reine Verbundkriechen durch eine WB (≥ 4 h) um ca. 30 % reduziert.

- Das Verbundkriechen verhält sich bei WB im Bereich des untersuchten Gebrauchslastniveaus von ca. 0,44 bis 0,71 ‰ Stahldehnung bzw. bis ca. 40 % der Verbundfestigkeit nahezu proportional zur aufgetragenen Last.
- Die WB beschleunigt die Festigkeitsentwicklung im Beton, wodurch sich zugleich ein steiferer Verbund ergibt. Der Initialschlupf reduziert sich hier bis über 60 %.
- Unvermeidbare Krümmungen der Bewehrungsstäbe führen in den Auszugsversuchen zu unplanmäßigen Biegeeffekten. Diese lassen sich bei beidseitig am Stab aufgetragenen linienartigen Dehnungsmessungen mittels DFOS rechnerisch eliminieren. Falls Betonstahldehnungen im Rahmen einer Messkampagne von Interesse sind, wird die beidseitige Dehnungsmessung am Betonstahl empfohlen.

An Experimental Method to Capture the Thermal Conductivity Coefficient of Fine-Grained Concretes during Transition from Liquid to Solid

Das folgende Kapitel ist wörtlich entnommen aus:

SCHWARZ, Y.; RATKE, D.; SANIO, D.; MEURER, T. und MARK, P. *An Experimental Method to Capture the Thermal Conductivity Coefficient of Fine-Grained Concretes during Transition from Liquid to Solid*. Materials 2024, 17(9), 2115; <https://doi.org/10.3390/ma17092115>.

Der Text sowie die Abbildungen wurden redaktionell überarbeitet und in ein einheitliches Format und Schriftbild überführt. Der Inhalt der Veröffentlichung bleibt unverändert. Die verwendete Literatur wird am Ende der Arbeit zusammen zitiert.

Abstract

During the transition from liquid to solid, the thermal conductivity coefficient λ of concrete decreases. Although λ of hardened concrete is well investigated, there is limited research on the transition from liquid to solid and how it depends on hydration. Currently, only simplified qualitative approaches exist for the liquid state and the transient process. An experimental method is not available. For this purpose, a test rig is designed to experimentally capture the evolution of λ for fine-grain concretes during transition. The performance of the test setup is evaluated on a characteristic high-performance concrete (HPC). The results are compared to theoretical predictions from the literature. The developed test rig is mapped in a digital twin to investigate extended boundary conditions, such as different heat sources and temperatures of the experimental setup. It allows the experiment to be repeated and optimized for different setups with little effort. The test principle is as follows: A liquid concrete sample is heated through a controlled external source, while the transient temperature distribution over the height is measured with a fiber optic sensor. The thermal conductivity is derived from the heat flux induced and the temperature distribution over an evaluation length. Experiments show that λ in the liquid state is approximately 1.4 times greater than in the solid state and exponentially decreases for the transient process. Numerical results on the digital twin indicate that the robustness of the results increases with the temperature of the heat source. Moreover, the derivation in λ turns out to be strongly dependent on the evaluation length. A length of three times the maximum grain diameter is recommended.

Keywords: temperature induction; thermal conductivity coefficient; high-performance concrete; hydration-dependent thermal conductivity coefficient; digital twin

3.1 Introduction

The heat transfer in solid materials is driven by the thermal conductivity coefficient λ [169]. Since λ depends on hydration [192], it decreases for young concrete during solidification, which is the transition from liquid to solid. Although being an important aspect of thermal material behavior, the transient course of λ during transition has not been thoroughly studied. The change in λ is particularly relevant during the heat treatment of young concrete, as it accelerates solidification and, thus, the transition of λ . The heat treatment of young concrete has become an integral part of materials technology. It is used, among other things, to accelerate strength development or reduce the long-term deformations of creep and shrinkage [192, 182, 179]. Knowledge of the transi-

ent course of λ is relevant to numerically modeling and optimizing the heat treatment process. While λ for hardened concrete is well known, only simplified qualitative approaches exist for the liquid state and the transition in between [53]. Currently, no experimental method is available to determine λ during hydration.

The thermal conductivity of hardened concrete depends on composition [106, 184]. In particular, the water/cement ratio (w/c), the aggregates, the fines, and the type and quantity of admixtures are relevant [106, 184]. Aerated concrete exhibits generally lower thermal conductivity due to the insulating properties of the air [74]. Table 3.1 shows ranges of λ from the literature for various concrete categories [169, 163]. Only a few studies are available for HPC and ultra-high-performance concrete

(UHPC), so specific ranges cannot be reported; only rough reference values are indicated. Even for the same composition, the thermal conductivity of concrete depends on its temperature and moisture content [106, 184]. The investigations in [133] on the influence of temperature on λ show that the thermal conductivity can be assumed to be constant at temperatures up to 100 °C. At higher temperatures much greater than 100 °C, as in the case of fire, λ decreases significantly [133]. Under ambient temperature conditions, the moisture content becomes more relevant [184, 19] since the thermal conductivity of water is around 25 times greater than that of air [184, 19]. Therefore, the thermal conductivity of concrete increases with the moisture content and consequently decreases with the air void content. During hydration, water is chemically bonded; therefore, λ decreases [53]. In the literature, only simplified qualitative approaches for the hydration dependence of λ are proposed. In ref. [53], a linear approach is presented with respect to the degree of hydration α (Equation (3.1)). Therein, λ_0 is the initial thermal conductivity of the freshly mixed concrete in the liquid state, while λ_{hard} represents the fully hydrated state. The parameter α is defined as the ratio of heat released up to the considered time to the total hydration heat quantity with $0 \leq \alpha \leq 1$ [53, 180].

$$\lambda(\alpha) = \lambda_0 - (\lambda_0 - \lambda_{\text{hard}})\alpha \quad (3.1)$$

To determine the initial conductivity λ_0 , in [53], an approach according to Kirchner [108]

is used (Equation (3.2)), which depends on the volume-related moisture excess ϕ (Equation (3.3)). This indicates the proportion of the water that is not chemically bound by the cement during mixing; in normal concrete, it amounts to about 75% [53, 108]. Then, ϕ can be calculated for a specific concrete as a function of the cement c and the water w contents.

$$\lambda(\phi) = \lambda_{\text{hard}} \cdot \frac{1 + 12\phi}{1.6} \quad (3.2)$$

with

$$\phi = \frac{(w - 0.25c)}{1000} \quad (3.3)$$

Feeding ϕ from Equation (3.3) into Equation (3.2), λ_0 can be calculated in relation to λ_{hard} .

$$\lambda_0 = \frac{\lambda_{\text{hard}}}{1.6} \left(1 + \frac{12w - 3c}{1000} \right) \quad (3.4)$$

According to [53], and depending on the w/c ratio, λ_0 is 30% to 55% greater than λ_{hard} . However, the evolution of λ during hydration is not considered in detail, and the approach is limited to normal concrete.

Experimental methods to determine λ for solids can be divided into steady-state and transient approaches [83]. The guarded hot-plate measurement [219, 105, 101] and the heat-flow meter [34, 160] are the most commonly used steady-state methods for solid materials. In the associated tests, a material sample is heated until a stationary temperature distribution is reached within.

Tab. 3.1: Thermal conductivity coefficients of common concrete categories.

Concrete Category	Thermal Conductivity Coeff. λ [W/(mK)]
Aerated concrete	0.15–0.75
Normal concrete	1.15–1.65
High-performance concrete (HPC)	3.0
Ultra-high-performance concrete (UHPC)	6.0

Then, the λ -value is derived from the sample's geometry, the heat flux induced, and the temperature gradient over a defined length. In particular, for materials with low thermal conductivity, such as concrete, it may take several hours to reach stationarity. At this time, the concrete is already almost fully hydrated. So, the evolution of λ during solidification cannot be determined with these methods.

Transient methods have the advantage of generating results in a short time. The hot-wire method is most commonly used [164, 138]. A material sample is heated using a known power-immersed heating wire; λ is then derived from the temperature rising with time at a certain distance from the wire. An alternative is the laser flash method [86, 72]. A material sample is heated with a laser pulse on one side, and the temperature increase is recorded on the opposite side using an infrared thermometer. Then, λ is determined from the sample thickness and the time elapsed between the laser pulse and the temperature increase on the opposite side. However, transient methods have limitations in determining λ during hydration. The material sample must maintain a constant temperature, allowing for repeated measurements only after complete cooling. This means that changes in material properties can only be recorded over long-time intervals. Additionally, transient methods are less accurate than stationary methods and are most suitable for small material samples with dimensions of a few millimeters only [62].

To fill this gap, a test rig is designed to determine the evolution of λ for fine-grain concretes during solidification from experiments.

For this, the contribution is structured as follows: Section 3.2 presents the method developed to experimentally derive λ during hydration in general and the implementation of the test rig in a digital twin. The numerical model represents the thermal behavior of concrete during hydration and is calibrated with the test data.

In Section 3.3, the test rig is verified in an experiment on a characteristic HPC. The results are compared with the numerical ones obtained on the digital twin. The digital twin is utilized to assess the suitability of the test rig for concretes with other boundary conditions (Section 3.4).

3.2 Experimental Determination of the Transient Thermal Conductivity Coefficient

3.2.1 Theoretical Basis for the Development of the Test Rig

If heat is supplied to a system, the temperature in the system balances with time due to the heat transfer. This comprises thermal conduction, radiation, and convection [169]. Heat transfer in solids is limited to thermal conduction. For homogeneous and isotropic materials, the heat

flux $\dot{Q}$ can be calculated with Fourier's law (cf. [169, 24]). In case of one-dimensional heat conduction, $\dot{Q}$ depends on the thermal conductivity of the body, the cross-sectional area A of the heat flux, and the temperature gradient $d\vartheta$ over the length dx (Equation (3.5)). λ is a scalar and describes the material's ability to transfer heat [W/(mK)]. In general, it is considered as a constant material property.

$$\dot{Q} = -\lambda \cdot A \cdot \frac{d\vartheta}{dx} \quad (3.5)$$

$\dot{Q}$ in the interval $[x_1, x_2]$ is determined as follows:

$$\int_{x_1}^{x_2} \dot{Q} dx = \int_{\vartheta_1}^{\vartheta_2} -\lambda \cdot A d\vartheta \quad (3.6)$$

Assuming a linear temperature gradient in the interval $[x_1, x_2]$ with $\Delta x = x_2 - x_1$ and $\Delta\vartheta = \vartheta_1 - \vartheta_2$, Equation (3.6) can be written as follows:

$$\dot{Q} = \frac{\lambda}{x_2 - x_1} \cdot A \cdot (\vartheta_1 - \vartheta_2) = \lambda \cdot \frac{A \cdot \Delta\vartheta}{\Delta x} \quad (3.7)$$

Solving for λ gives

$$\lambda = \frac{\dot{Q} \cdot \Delta x}{\Delta\vartheta \cdot A} \quad (3.8)$$

In what follows, Equation (3.8) is used to derive λ for homogeneous and isotropic materials from the tests. Therefore, a linear temperature gradient in the interval Δx is required.

3.2.2 Design of the Test Rig

The idea of the test rig (Figure 3.1) is to generate a uniaxial linear temperature distribution

in a test specimen (1) between an external heat source on top (2) and a free surface (sink) on the bottom. The sides are thermally insulated (3). The heat supply and the temperature distribution in the specimen are both measured continuously.

For evaluation, the setup is interpreted as a 1D system, as shown in Figure 3.1 at the center, with a linear temperature distribution in the steady state between the source and the sink (right). To derive λ for the tested material, the temperature gradient $\Delta\vartheta$, over the length Δx (here, Δx = specimen height), and the heat flux $\dot{Q}$ from the external heat source induced over the cross-sectional area A are substituted into Equation (3.8).

3.2.3 Evaluation of the Thermal Conductivity Coefficient

The test-based evaluation of λ according to Equation (3.8) requires a linear temperature distribution over Δx . Figure 3.2 sketches the temperature distribution in the specimen for the steady state and when heating has just started (unsteady state). Initially, the temperature only increases near the heat source; deeper layers do not yet experience a rise in temperature — an almost linear temperature gradient only develops in the boundary layer near the heat source. To derive λ at this early stage, the evaluation length Δx needs to be limited to a near-surface layer.

From this and just with time, an approximately linear temperature gradient forms over the entire sample length. Then, $\Delta\vartheta$ can be evaluated on the total height of the specimen.

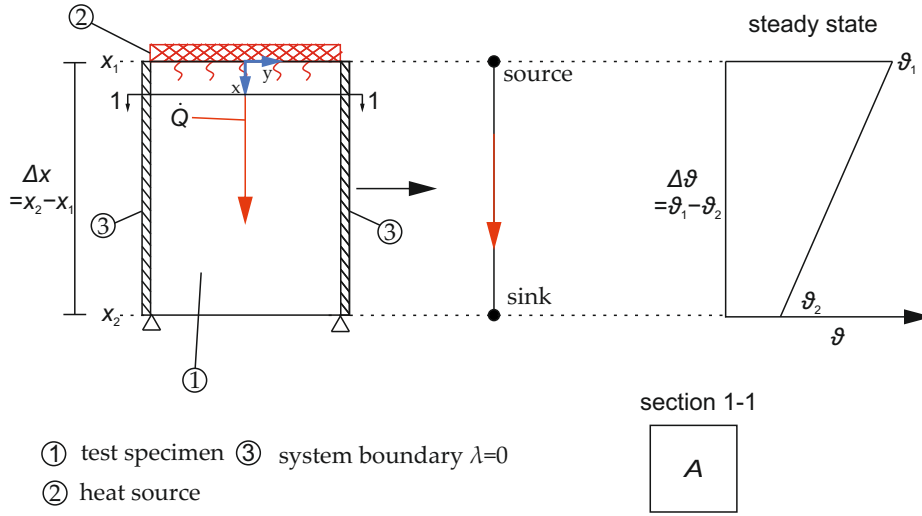


Fig. 3.1: Test principle for determination of the thermal conductivity coefficient of solid materials and others with heat transfer just through thermal conduction.

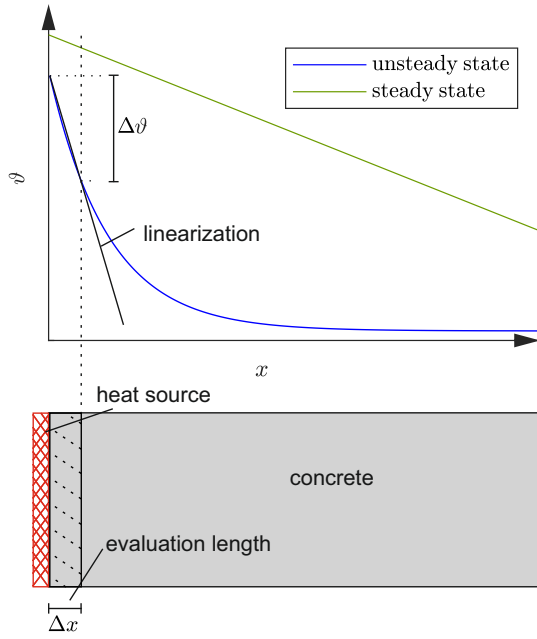


Fig. 3.2: Temperature distributions in the specimen for the transient and steady-state conditions (**top**) — reduced evaluation length in the layer for an approximately linear temperature distribution (evaluation length, **bottom**).

3.2.4 Digital Twin

Along with the experimental investigations, a digital model is developed to analyze the thermochemical process of concrete heating and solidification. This development includes the identification of a mathematical representation

of the system, its numerical solution, and parametrization. The solidification process is described by a set of three (coupled) partial differential equations (PDEs)

$$\rho c_p \partial_t T = \partial_x (\lambda(m) \partial_x T) + \partial_t Q, \quad (3.9)$$

$$\partial_t \theta = \partial_x (D(\theta) \partial_x \theta) - \eta \partial_t m, \quad (3.10)$$

$$\partial_t m = \mu(1 - m) \theta e^{-E/RT} \quad (3.11)$$

which are defined on the domain $\Omega = (x, t) : x \in (0, L), t \in (0, \tau)$ [137]. Herein, $T(x, t)$ describes the evolution of the temperature in [K] (while ϑ is the temperature in [°C]), and $\theta(x, t)$ is the (relative) moisture. To represent the degree of hydration, the maturity $m(x, t)$ is introduced. It should be noted that only the progression in the x -direction is considered due to symmetry considerations. The thermal characteristics are defined by means of heat capacity c_p , conductivity $\lambda(m)$ and material density ρ . The generated heat caused by hydration is given by the source term.

$$\partial_t Q = Q_m \partial_t m, \quad Q_m = A m e^{-am^2} \quad (3.12)$$

where $a = 1/2m_x^2$ and $A = Q_x/m_x$, with m_x indicating the specific m for which Q_m reaches its maximum Q_x . Equation (3.13), with D_m as moisture diffusivity coefficient, reflects the nonlinear behavior of moisture diffusion in the concrete according to [137].

$$D(\theta) = D_m [0.05 + 0.95 (1 + \tanh(20(\theta - 0.8)))] \quad (3.13)$$

The sink term $\eta \partial_t m$ in the moisture formula (Equations (3.9),(3.10),(3.11)) is the hydration reaction ratio η . The activation energy, gas constant, and reaction rate are given by E , R , and μ . The required initial

$$T(x, 0) = T_0(x), \quad \theta(x, 0) = 1, \quad m(x, 0) = 0 \quad (3.14)$$

and boundary conditions

$$\begin{aligned} -\lambda(m) \partial_x T \Big|_{x=0} &= \sigma_1 (T(x, t) - T_{s,\infty}), \\ \lambda(m) \partial_x T \Big|_{x=L} &= \sigma_2 (T(x, t) - T_{m,\infty}) + \dot{q}, \\ -D(\theta) \partial_x \theta \Big|_{x=0} &= \bar{e} (\theta_a - \theta(L, t)), \\ D(\theta) \partial_x \theta \Big|_{x=L} &= 0 \end{aligned} \quad (3.15)$$

for the PDEs in Equations (3.9)–(3.11) result from the experimental setup and the assumptions that $m(x, t) \in [0, 1]$, $\theta(x, t) \in (0, 1]$. Here, $\bar{e}$ is the evaporation rate, and the heat transfer coefficients — assumed as constants — are denoted as σ_1 and σ_2 ; $T_{s,\infty}$ refers to the temperature of the steel plate at $x = 0$. The measured values of the heat mat temperature and heat flow induced through it at position $x = L$ can be referred to as $T_{m,\infty}$ and $\dot{q}$, respectively. The experimental configuration incorporates a heat flux sensor and a protective foil between the heat mat and the concrete surface, preventing any direct contact (see Section 3.3.1). A combination of the heat flux and the Robin boundary condition, in which the temperature of the

mat is a contributing factor, is utilized as the energy input into the concrete to make up for the absent energy input at the position $x = L$.

The parameter identification process was conducted to determine the values of c_p , μ , D_m , η , m_x , Q_x , σ_1 , σ_2 , $T_{1,\infty}$, and $T_{2,\infty}$ as well as the functional relationship of the conductivity $\lambda(m)$. Further parameters were taken from [137]. The parameters from the literature and the identified ones are summarized in Table 3.2.

Tab. 3.2: System parameters of the dig. twin.

Symbol	Value	Units
ρ	2440	kg/m ³
λ_0	2.3	W/Km
η	2.05	ND ¹
R	8.314	J/K
Q_x	10 ⁸	J/m ³
σ_1	16.1	W/(Km ²)
σ_2	9.9	W/(Km ²)
c_p	1320	J/(kgK)
D_m	10 ⁹	m ² /s
μ	56	1/s
E	35	kJ
$\bar{e}$	0.02	m/s
$T_{s,\infty}$	300	K
m_x	0.174	ND
θ_a	0.01	ND

¹ Nondimensional.

The system parameterization was performed using MATLAB, aiming to minimize the magnitude of the Euclidean distance between the measured and numerically calculated temperatures. Note that, currently, a measurement of moisture and maturity is not available in the

experiment. Additionally, for the determination of the thermal conductivity $\lambda(m)$, different ansatz functions were examined to express the dependency of λ on maturity, eventually leading to the following formulation:

$$\lambda(m) = \lambda_0(1 + e^{-m}) \quad (3.16)$$

with λ_0 adjusted to reduce the distance to the experimental results. The dependency on maturity reflects the changes in thermal conductivity during the solidification process.

Given the inherent complexity of the equations involved, obtaining an analytical solution is impractical in this scenario. Instead, the solution is approximated numerically using the finite-difference method on a uniform grid, as exemplified in [150]. The numerical simulation of the discrete system with the parameters from Table 3.2 and the difference between the measured and numerically calculated temperatures are illustrated in Figure 3.3. Comparing Figure

3.3a,b, which reflect the development of the maturity and moisture, it is easy to see that both behave oppositely. During hydration, the water is bound, and the moisture content decreases. The influence of hydration on temperature behavior can be identified as a bulge, as shown in the first ten hours of the temperature course in Figure 3.3c.

The error between the measured and numerically simulated temperature is given in Figure 3.3d. The maximum deviation along the simulation and measurement occurs in the first hours, where also the most intense dynamics of the heating process occur.

3.3 Experiments

3.3.1 Experimental Setup

The developed test rig was exemplarily evaluated on a characteristic HPC.

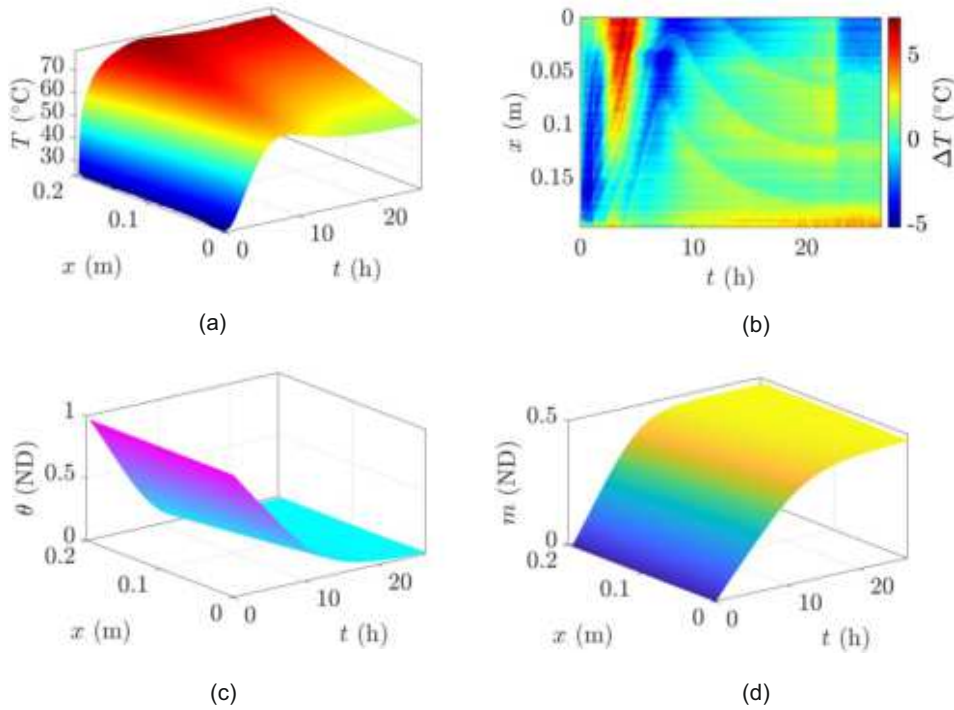


Fig. 3.3: Numerical solution of Equations (3.9)–(3.11) for the parameters of Table 3.2 and the error between measured and numerically calculated temperature: **(a)** evolution of maturity; **(b)** evolution of moisture; **(c)** evolution of temperature; **(d)** error between the measured and numerically calculated temperature

The tested concrete is based on a nanotechnology optimized binder and has a compressive strength $f_c > 125 \text{ N/mm}^2$ [163, 43]. The HPC is suitable for rapid heat treatment without pre-storage and high temperatures ($< 100^\circ\text{C}$). The investigations in [193] show rapid strength development without any relevant damage influences due to secondary ettringite formation. Table 3.3 shows the concrete composition. The principle of the test rig according to Section 3.2.2 is given in Figure 3.4, with the implementation presented in Figure 3.5. The specimen had the dimensions $h/w/l = 20/15/15 \text{ cm}$ and initially consisted of liquid concrete (Table 3.3), filled into a formwork. The sides of the formwork were made of wood, and a steel plate was used at the bottom (thickness $h = 5 \text{ mm}$, $\lambda = 50 \text{ W/(mK)}$) to ensure heat dissipation at the sink. With the formwork, the specimen was supported laterally. The insulation was realized using polystyrene boards ($h = 20 \text{ cm}$, $\lambda = 0.032 \text{ W/(mK)}$). Concrete was heated by a silicon heating mat of the same size as the cross-section area. The mat had a wattage of 3000 W/m^2 and was equipped with a two-point controller and a temperature sensor to maintain a once-set tempera-

ture constant. To concentrate $\dot{Q}$ in the direction of the concrete, insulation ($h = 20 \text{ cm}$) was placed on the upper side of the mat, too. Additional weights pressed the mat against the liquid concrete to ensure full contact [39]. A heat-resistant Hostaphan foil ($h = 0.05 \text{ mm}$) separated the mat from the liquid concrete. To measure the transient temperature field, fiber optic sensors (DFOS) were laid longitudinally in capillaries in the concrete (no. 6 in Figure 3.4) [38]. The capillary prevents contact between the fiber and the surrounding concrete, so the fibers are not subjected to mechanical strains, allowing for the measurement of pure thermal strains [38]. The distance of the measuring points (gauges) along the fiber was 0.65 mm , and the measuring frequency was 1 Hz . Due to the heating mat on top and the steel formwork at the bottom, the DFOS could not be laid straight through the test specimen. Instead, the fiber had to be led out to the side geometrically following a circular arc (detail in Figure 3.4), with a 2 mm distance to the surfaces on the top and bottom. A minimum radius of $r > 1 \text{ cm}$ is required to bend but not destroy the fibers [50]. Here, that radius was selected as $r = 3.5 \text{ cm}$.

Tab. 3.3: Concrete composition of the HPC based on the binder Nanodur-Compound 5941.

Component	Type	Mass [kg/m^3]
River Sand	0/2	426.0
Basalt	1/3	882.0
Binder	Nanodur-Compound 5941	1042.0
Water		159.8
Superplasticizer	Master Glenium ACE 430	12.3
Shrinkage reducer	Eclipse Floor	8.0
Hardening accelerator	Master X-Seed 100	12.3

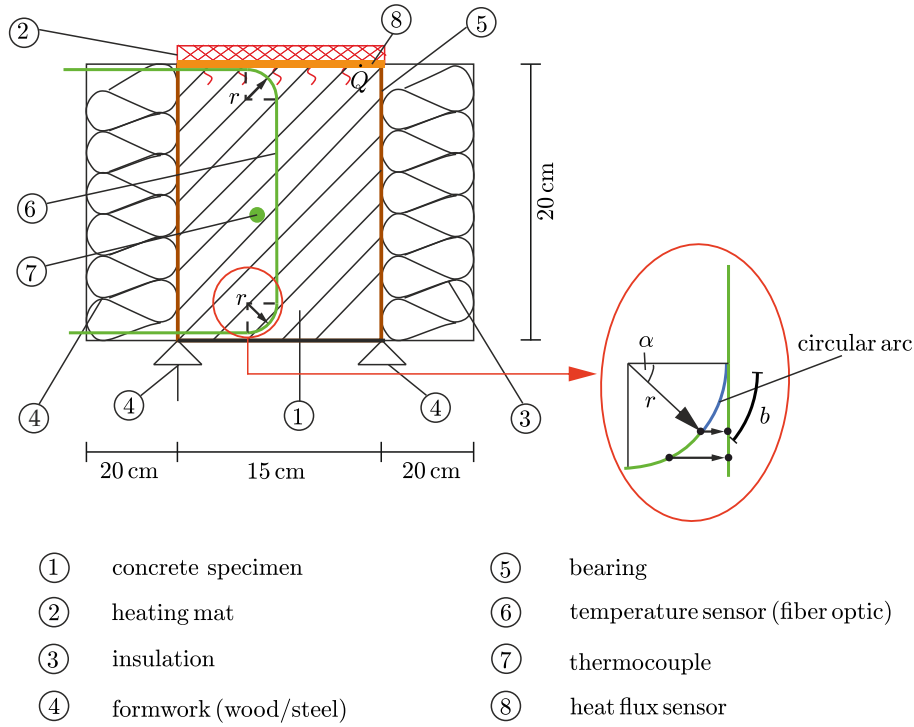


Fig. 3.4: Configuration of the test rig with measurement equipment (**left**) and installation of the fiber optic sensor near the surfaces (**right**).

This bending of the fiber had to be compensated in the postprocessing stage to ensure the precise location of each gauge along the vertical axis (y). The gauges along the circular arc were converted into an equivalent straight line, as shown in Figure 3.4 on the right.

Relevant points along the fiber (start and end of the arcs) were marked using the hot-spot method [38]. This was accomplished by heating the points locally with a pin before concreting, which identified the spots in the data record. The angle $a = b/r$ is the ratio of the arc length b to the radius r . For each point along the arc, the vertical distance (y) from the starting point of the arc is as follows: $y' = \cos(\alpha) * r$. Temperature changes relative to an initial state were measured in the fiber. An additional thermocouple next to the fiber recorded the absolute temperature and enabled the calibration of DFOS measurements.

The time-dependent course of $\dot{Q}$ induced by the heating mat was recorded with a heat flux

sensor (Hukseflux FHF04SC, $h = 0.4$ mm) placed between the concrete and the heating mat [37, 7]. The measurement uncertainty was $\pm 0.2\%$.

3.3.2 Experimental Procedure

The fresh concrete was filled into the formwork and tempered for 22 h with a constant temperature of the heating mat $\vartheta_M = 80^\circ\text{C}$. This temperature limit was intentionally set to not exceed 100°C , even when additional hydration heat emerged. If the limit is not met, the admixture water might start boiling, and structural damage must be expected. A safety margin of 20°C was considered to compensate for hydration heat.

Figure 3.5a shows a photo of the experimental setup and a corresponding thermal image from infrared thermography during the experiment Figure 3.5b. Figure 3.5a shows the heating mat with concrete underneath, temperature controller, and lateral insulation.

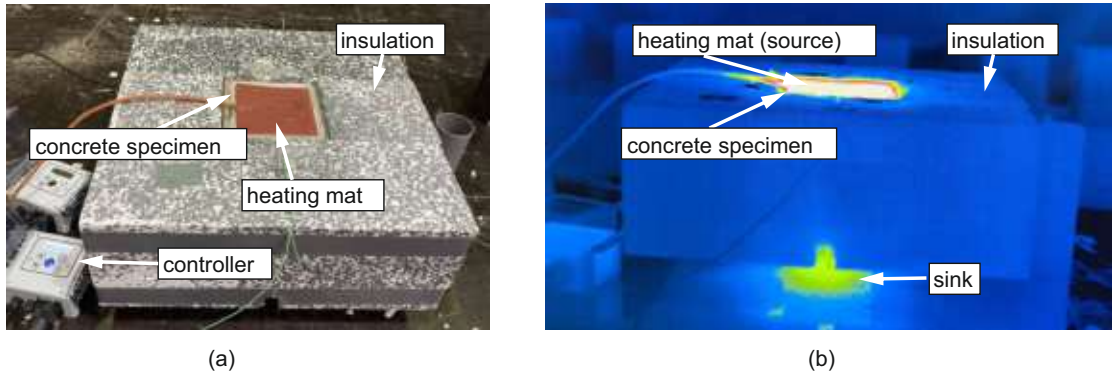


Fig. 3.5: Test setup (a) and a thermal image during heating (b); in both photos, the upper insulation is removed.

The insulation on the heating mat has been removed for the photo. The infrared thermography on Figure 3.5b gives an impression of the heat propagation in the test specimen and the effectiveness of the insulation. Heated areas with a temperature of about 80°C are color-coded in red to white, while the cold regions with temperatures of about 20°C are in blue. The heat induced at the top flows through the concrete and transfers to the non-insulated bottom.

3.3.3 Results

The transient temperature distribution in the specimen as measured by DFOS is shown in Figure 3.6 on the left. The diagram plots the temperature development over time t and the specimen length x , with low temperatures in blue and high temperatures in orange to yellow. In the beginning, the liquid concrete has an almost constant temperature of 21°C . Heating results in an uneven temperature increase in the specimen, beginning from the top. Moreover, tempering accelerates hydration, and the hydration heat superposes with the externally supplied heat. This effect reaches its maximum after approx. 6 h and a concrete temperature of 76°C . The concrete temperature at the sink decreases as the hydration heat declines. After

approx. 20 h, the temperature distribution becomes stationary.

Figure 3.6 on the right displays the temperature distribution recorded over the sample height at discrete time points. After 0.1 h of heating, the temperature distribution in the boundary layer ($x \leq 0.04$ m) is almost linear. The deeper layers do not yet exhibit any significant temperature increase. With continued heating, the length of the almost linear distribution increases. The maximum temperature in the stationary state is approx. 68°C . This is attributed to the measurement distance of 2 mm from the concrete surface and the unavoidable unevenness of the tempered concrete surface with corresponding losses [179].

Figure 3.7 shows the induced $\dot{Q}$ over time recorded with the heat flux sensor. The heating mat induces $\dot{Q}_{\max} = 55$ W in the beginning. Meeting the set temperature of 80°C , the controller of the heating mat keeps it constant by switching “On” and “Off” selectively as soon as the measured temperature deviates from the wanted temperature by 0.5°C . The heating mat induces either full or no heat, which results in an alternating course of $\dot{Q}$ in the sensor (detail in Figure 3.7). Since the temperature gradient between the heating mat and the concrete decreases with time, $\dot{Q}$ also decreases on a global scale.

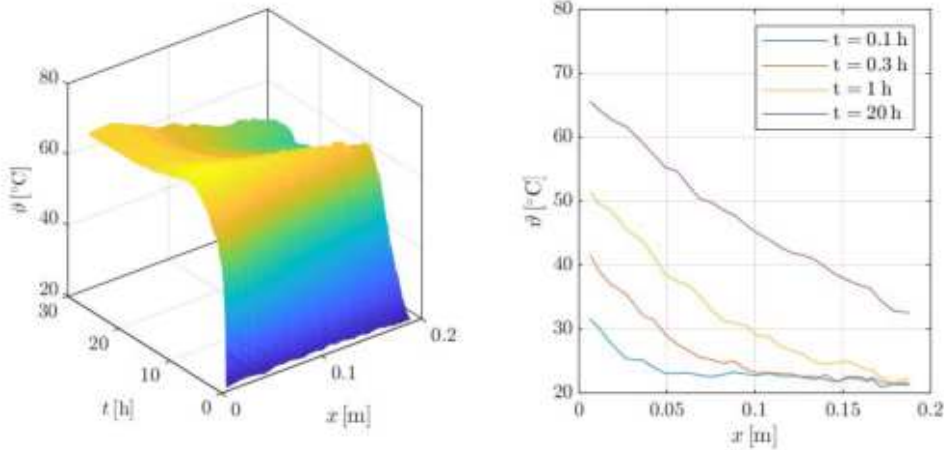


Fig. 3.6: Temperature evolution in the specimen (**left**) and at discrete times (**right**) measured with fiber optic sensors.

In the period 5–10 h, $\dot{Q}$ is partially negative. This can be attributed to the dissipation of the hydration heat. In the stationary state, the mean value of $\dot{Q}$ is constant at about 6 W throughout.

3.3.4 Evaluation of the Transient Thermal Conductivity Coefficient

The time-dependent evolution of λ is determined according to Section 3.2.3 and Equation (3.8). In the transient state, the temperature distribution is evaluated over a reduced Δx . It is necessary to determine a minimum evaluation length to ensure sufficient temperature gauges along the considered length and to assume an approximately homogeneous concrete composition. According to [18], the minimum concrete thickness for thermal evaluations should be at least three times the largest grain diameter of the concrete ($D_{\max}$). Here, Δx is 9 mm. Figure 3.8 shows the time course of $\Delta\vartheta$ over Δx derived from the DFOS measurements, with $\Delta\vartheta = (\vartheta(x = 0 \text{ mm}, t) - \vartheta(x = 9 \text{ mm}, t))$ in the interval 0.08 to 1.5 h. For $t < 0.08$ h, the temperature distribution over Δx is nonlinear. The alternating course of $\dot{Q}$ (Figure 3.7) is also found here to be attenuated in time due to the inertia of concrete heating. Therefore, the linearization of the curve by minimizing the mean-squared error is required for the evaluation.

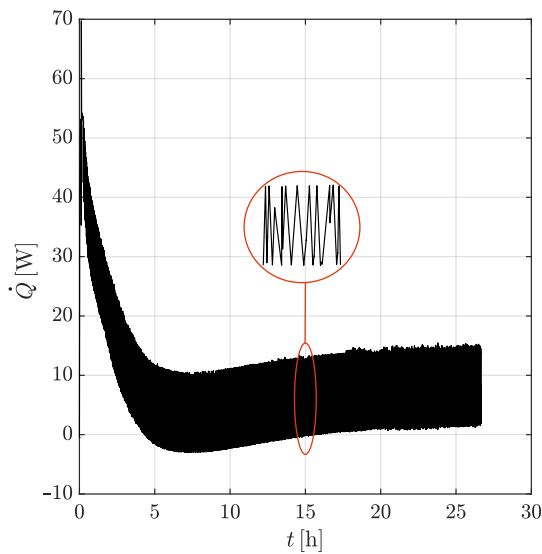


Figure 3.7: Heat flux over time recorded with the heat flux sensor.

The influence of the hydration heat increases over time until $t = 6$ h. The internally released

heat flows toward both edges and thus partially in the opposite direction to the externally supplied heat, reducing $\Delta\vartheta$. For $t > 1.5$ h, this results in a negative $\Delta\vartheta$, and λ cannot be derived until the steady state is reached.

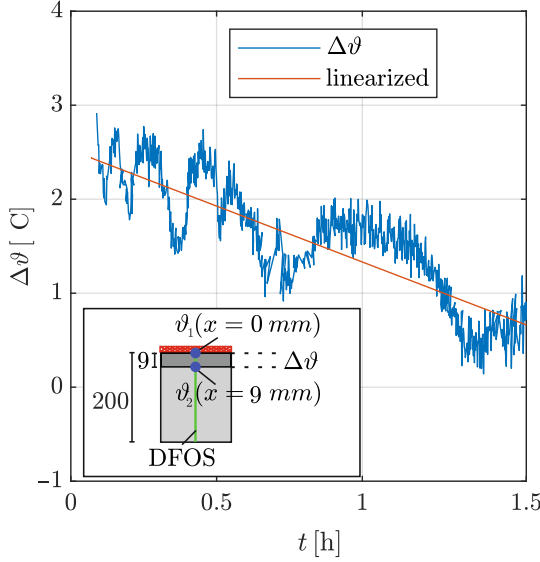


Figure 3.8: Time course of the linear temperature gradient on the evaluation length with linearization.

For the determination of λ , Equation (3.17) is used with the linearization of $\Delta\vartheta(t)$ (Fig-

ure 3.8), $\dot{Q}(t)$ according to Figure 3.7, $\Delta x = 0.009$ m, and $A = 0.0225$ m².

$$\lambda(t) = \frac{\dot{Q}(t) \cdot \Delta x}{\Delta\vartheta(t) \cdot A} \quad (3.17)$$

Figure 3.9 shows the time-dependent development of λ for the investigated concrete. At $t = 0.08$ h, λ is 4.3 W/(mK). For $t > 1.0$ h, λ stabilizes at 3.1 W/(mK). In the transition phase, there is an exponentially decreasing course. For $t = 20$ h, the temperature distribution in the specimen reaches a stationary state, allowing for the determination over the entire sample length ($\Delta x = 20$ cm) and resulting in $\lambda = 3.06$ W/(mK). This value is in accordance with the result after one hour with a reduced evaluation length.

The alternating course results from the alternating course in $\dot{Q}$ and the inertia of concrete heating. In the stationary state, the heating mat has longer on/off phases to maintain a constant temperature. Furthermore, the increased evaluation length amplifies the impact of the inertia of concrete heating. Both effects result in a higher oscillation of the heat flux with a greater time gap to $\Delta\vartheta$.

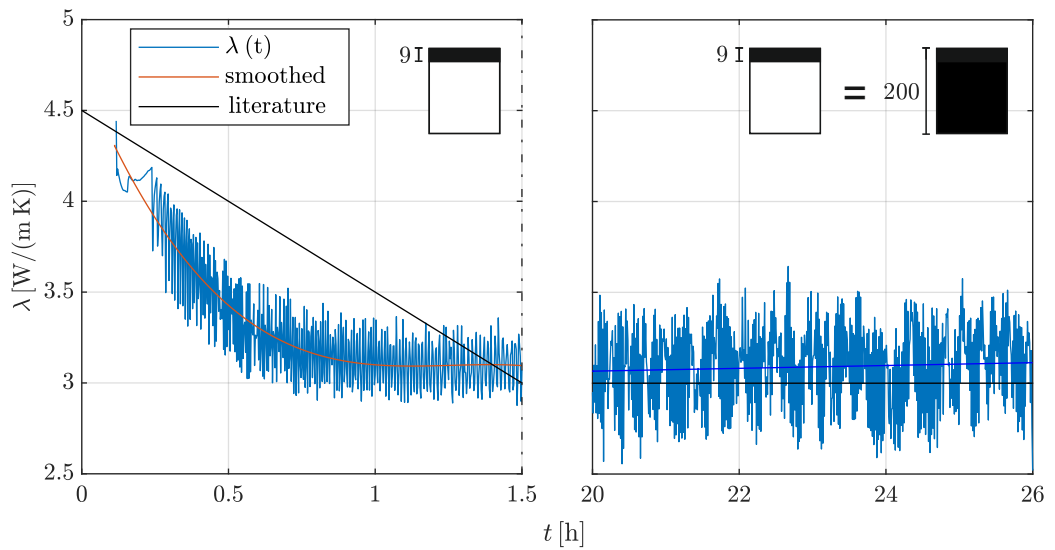


Fig. 3.9: Time course of the thermal conductivity of HPC in the transition from liquid to solid with an indication of the evaluation length, compared to the literature [34].

3.4 Discussion

3.4.1 Comparison of the Results with Approaches from the Literature

A simplified method to determine the hydration dependence of λ is suggested in the literature. Table 3.4 gives a comparison of the theoretical and the experimental results. Due to limitations in the experiment, it is not possible to determine an exact value for λ before $t = 0.08$ h, but the approach $\lambda_0 = (1.3 \dots 1.55) \cdot \lambda_{\text{hard}}$ according to [53] approximates the experiment well. According to [50], the investigated concrete has a thermal conductivity of $\lambda_{\text{hard}} = 3.0$ W/(mK). The experimentally determined coefficient thus deviates from the literature by less than 4%.

The experimental results show an exponentially decreasing slope for λ , which differs from the simplified linear slope according to ref. [53] in Figure 3.9.

3.4.2 Evaluation Length

To evaluate λ according to Equation (3.8), a linear temperature distribution over Δx is necessary. Figure 3.10 shows the temperature distributions measured by DFOS in the interval $x = [0, 20 \text{ mm}]$ of the specimen for $t = 300$ s Figure 3.10a and $t = 540$ s Figure 3.10b, with the linearization of the temperature profile on

varying Δx . For $t = 300$ s, the temperature only increases in the top layer ($x \leq 8.7$ mm), as indicated by the vertical dashed line Figure 3.10a.

The temperature distribution measurements show high consistency with the linearization for $\Delta x = 6$ mm and $\Delta x = 9$ mm, with determination coefficients of $R^2 = 0.91$ and 0.95 , respectively. A more extended evaluation length underestimates the temperature gradient, resulting in $R^2 = 0.83$ and 0.74 for $\Delta x = 12$ mm and 15 mm. For $t = 540$ s Figure 3.10b, a linear temperature distribution is reached up to $x = 20$ mm, with a good approximation for all Δx considered. The determination coefficients are all $R^2 \geq 0.95$.

For an accurate assessment of λ , a short evaluation length of 9 mm is sufficient at early times. As the tempering time increases, the permissible evaluation length also increases but is not required.

Figure 3.11 shows the effect of varying Δx (abscissa) in the range between 1 mm and 38 mm on λ (ordinate) at different times. At all times, a plateau of stable results for λ is achieved, starting from $\Delta x = 9$ mm. For longer temper times, the curve decreases for $\Delta x > 20$ mm due to the increasing impact of the hydration heat. For $\Delta x < 9$ mm, the linearization is less robust against the measurement uncertainty and nonlinearity of the measured course due to the small number of measuring points.

Tab. 3.4: Comparison of experimental and theoretical values for thermal conductivity

	Experiment	References [53, 163, 43, 50]
λ_{hard} [W/(mK)]	≈ 3.1	≈ 3.0
λ_0 [W/(mK)]	4.3 ($t = 0.08$ h)	$3.9 \sim 4.7$

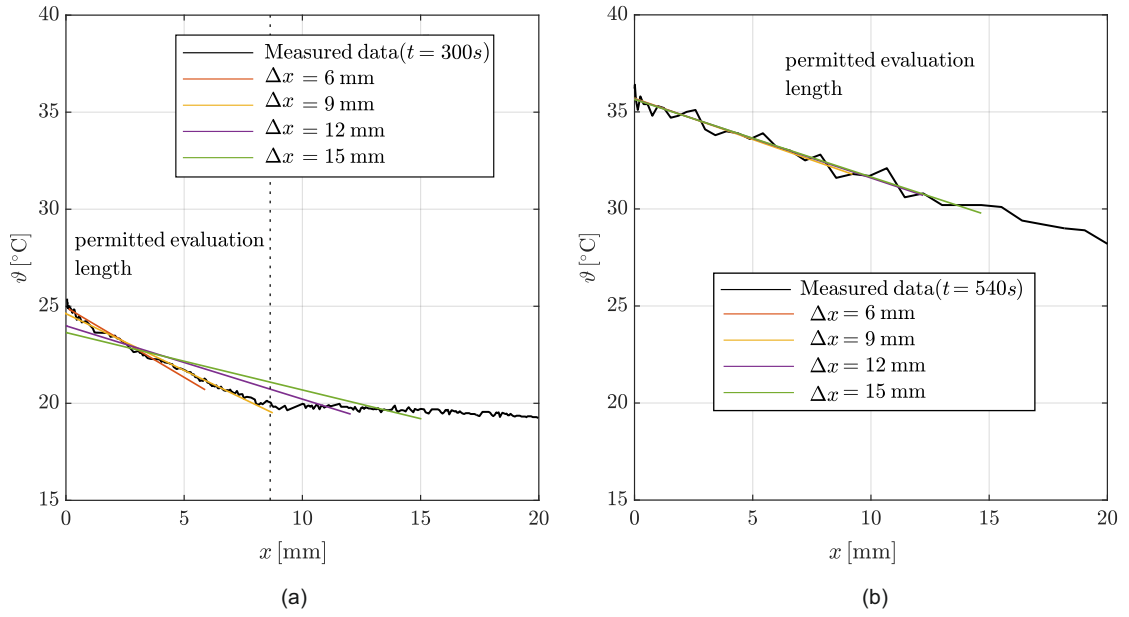


Fig. 3.10: Temperature distribution in the specimen recorded by DFOS at $t = 300$ s (a) and $t = 540$ s (b) with linearized temperature gradients for different evaluation lengths Δx .

This causes the evaluated λ -values to decrease almost linearly. The plateau defines the permissible Δx . The results support the selection of $\Delta x = 9$ mm in Section 3.3.4. For $\Delta x > 9$ mm, the evaluation is robust against measurement uncertainties.

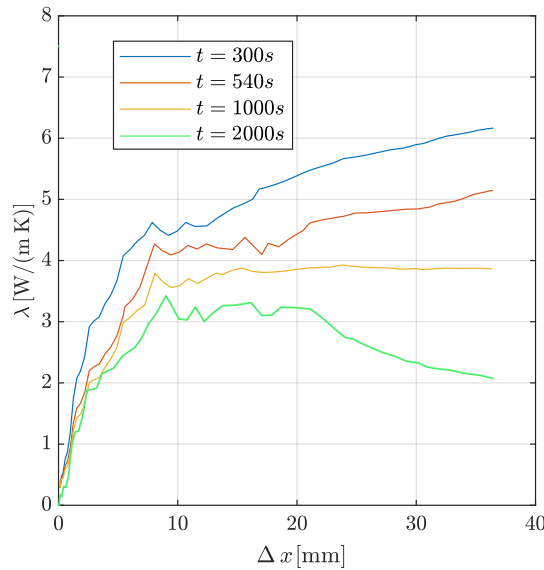


Figure 3.11: Effect of evaluation length on λ at different time points.

On the other hand, a short evaluation length is more robust against the effects of hydration heat. The length of the plateau increases as the tempering time increases. The curves rise for $t = 300$ s and $t = 540$ s as the temperature distribution is nonlinear along the evaluation length. This paper focuses on fine-grained concrete. The approach $\Delta x \geq 3D_{\max}$ requires adjusting Δx for normal concretes since $D_{\max}$ is larger. Consequently, the permissible start time of evaluation shifts backward (see Figure 3.10). The permissible evaluation time intervals are given in Figure 3.12 by the green area. To determine the permissible evaluation time interval, a horizontal line is drawn from a chosen Δx -value on the ordinate. From the intersection points with the boundaries of the green area, two vertical lines are drawn down to the abscissa, indicating the *start* and *end* of the evaluation time interval. The boundaries of the permissible evaluation time follow from the minimum time to reach linearity of the temperature distribution along the evaluation length (left boundary) and the time when hydration effects become relevant to the temperature

distribution (right boundary). So, as Δx increases, the permissible evaluation time interval decreases. An evaluation length of $\Delta x \geq 38$ mm is not reasonable, as both boundaries overlap.

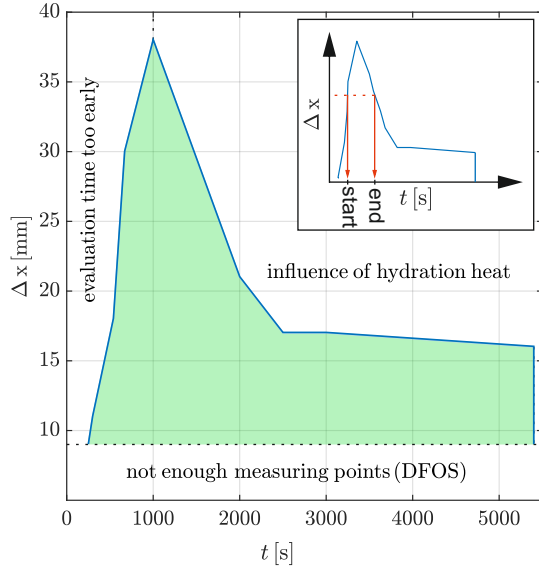


Figure 3.12: Relationship between evaluation length and the permissible evaluation interval.

3.4.3 Influence of Induced Heat and Hydration Test

In the experiment, a heating mat with a two-point control was used to generate a temperature gradient in the concrete. After a certain time, the hydration heat superimposes the induced $\dot{Q}$. Therefore, the choice of heat source influences the method and the robustness of the results when deriving λ .

The used heating mat induces a nonconstant $\dot{Q}$ over time, and therefore a heat flux sensor is necessary to measure the time course (Figure 3.7). This also leads to an alternating course of $\Delta\vartheta$ damped in time, which must be linearly smoothed to derive λ .

One approach to simplify the evaluation is to induce a constant $\dot{Q}$. Figure 3.13 shows the calculated temperature development of the heating mat and, consequently, the concrete tem-

perature at the top of the sample for constant $\dot{Q}$ values of 6 W and 55 W. The calculation is carried out using the digital twin described in Section 3.2.4, with 55 W corresponding to the maximum $\dot{Q}$ of the used heating mat and 6 W corresponding to the recorded mean $\dot{Q}$ in the stationary state to maintain the temperature constant at 80°C. These are compared with the calculated temperature curve for a two-point controlled heat flux with $\dot{Q}_{\max} = 55$ W.

In the simulation with constant $\dot{Q} = 6$ W, the heating mat needs approximately 15 h to reach the set temperature of 80°C. In contrast, if a constant $\dot{Q}$ of 55 W is induced, the heating mat exceeds the critical temperature of 100°C after approximately two hours. After that, the concrete continues to heat up even further. After 20 h, the calculated concrete temperature reaches over 300°C. In the case of a controlled heat supply with $\dot{Q}_{\max} = 55$ W, the temperature curves follow the course of 55 W (constant) until a temperature of 48°C is reached; $\dot{Q}$ is then continuously reduced so that the set temperature of 80°C is not exceeded.

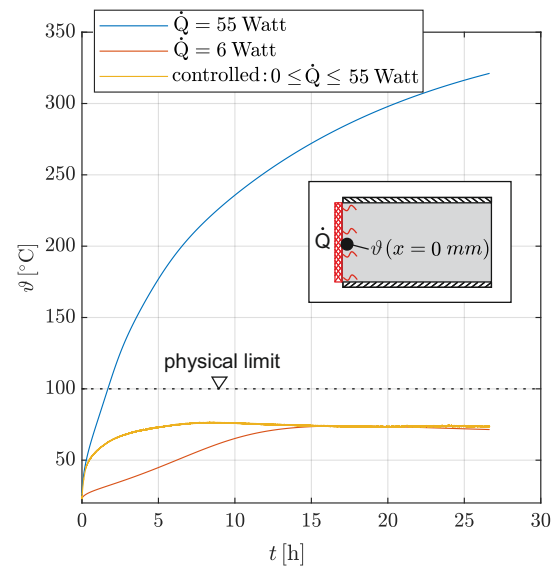


Fig. 3.13: The temperature at the concrete surface with variations in induced heat according to the digital twin (Section 3.2.4).

A low constant value of $\dot{Q}$ leads to a slow

temperature increase in the concrete. As a result, it takes longer to achieve a linear temperature distribution on Δx ; the earliest permissible evaluation start is shifted backward. Additionally, lower concrete temperatures are more vulnerable to the impact of hydration heat, and smaller values of $\Delta\vartheta$ reduce the robustness of the evaluation. On the other hand, a high constant $\dot{Q}$ leads to uncontrolled concrete heating — structural damage must be expected. Therefore, the control of $\dot{Q}$ is essential to heat the concrete quickly without exceeding the temperature limits. The maximum concrete temperature results from the externally supplied heat plus the hydration heat and is limited to 100°C . The increase in the temperature due to the hydration heat ΔT_H is approx. 17°C for the investigated concrete and dimensions [88]. The heating mat reacts to the hydration heat with a delay due to the inertia of concrete heating and reduces $\dot{Q}$, so the concrete does not exceed the set temperature. Therefore, the maximum reached temperature in Figure 3.13 is only slightly above 80°C . So, a temperature of the heating mat $\vartheta_M > 80^\circ\text{C}$ is also possible, e.g., 95°C . The experimental work in [88] shows that a heat treatment accelerates hydration, but higher tempering does not increase ΔT_H . Consequently, if ϑ_M decreases, the proportion of ΔT_H in concrete temperature increases. For $\vartheta_M = (80, 70, 60, 40)^\circ\text{C}$, Figure 3.14 shows the proportion of ΔT_H to $(\vartheta_M - \vartheta_0)$; the ambient temperature $\vartheta_0 = 21^\circ\text{C}$ is constant during the experiment. The relative share of ΔT_H to ϑ_M increases from 29% to 90% as ϑ_M is reduced.

The influence of different heating mat temperatures on the transient course of λ is analyzed with the digital twin (Section 3.2.4). The transient temperature distribution and the time series of $\dot{Q}$ are simulated for different heating mat temperatures $\vartheta_M = (80, 70, 60, 40)^\circ\text{C}$. Then, λ is derived according to Section 3.3.3.

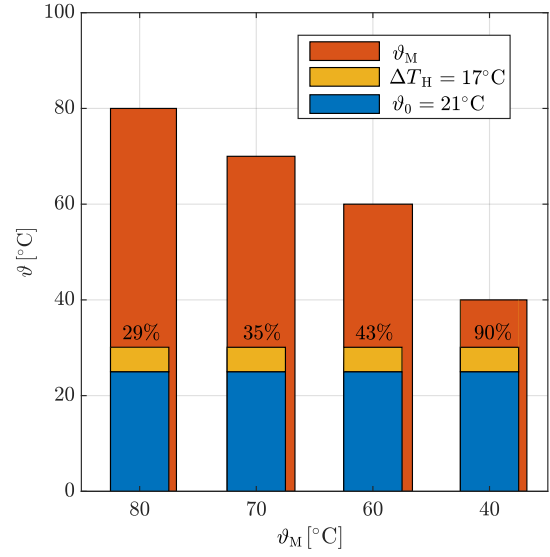


Fig. 3.14: Hydration heat ΔT_H in relation to the externally supplied temperature ϑ_M minus the ambient temperature ϑ_0 .

Figure 3.15 shows the simulation results for λ and the results from the experiment. For $\vartheta_M = 80^\circ\text{C}$, the determination coefficients between the experiment (λ_e) and simulation (λ_s) is $R^2 = 0.96$. Reducing ϑ_M leads to an increase in the derived λ values; the curves shift upward.

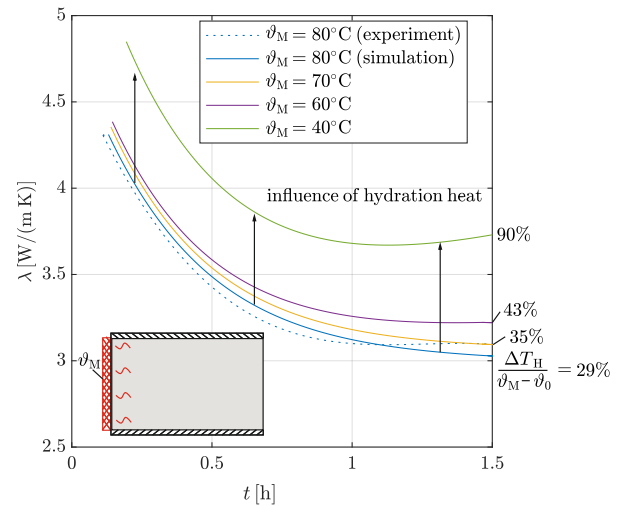


Fig. 3.15: Influence of heating mat temperature ϑ_M on the transient evolution of λ .

This can be attributed to the effects of hydration heat on $\Delta\vartheta$. $\dot{Q}$ between the heating mat and concrete exhibits delayed response to the

additional heat from hydration and initially remains constant, resulting in a decrease in the derived λ . This effect increases as ϑ_M decreases. A high heating mat temperature is thus less sensitive to the impact of hydration. Therefore, the heating mat temperature should be as high as possible without exceeding the limit of 100°C. Therefore, 95°C is a reasonable limit.

3.5 Conclusions

This paper presents a test rig for the experimental determination of the transient thermal conductivity coefficient of fine-grained concretes in the transition from liquid to solid. The test rig was exemplarily tested on a characteristic HPC. A digital twin of the test was used for further investigations of the setup and its boundary conditions. The following conclusions can be drawn:

- The thermal conductivity of concrete decreases in the transition from liquid to solid during hydration, following an exponentially decreasing course. For the investigated concrete, the thermal conductivity before hydration is $\lambda_0 \approx 4.3$ W/(mK). In the solid state, it is $\lambda_{\text{hard}} \approx 3.1$ W/(mK); λ_{hard} is reached after about 1 h.
- In the transient state, only a short evaluation length can be considered for the temperature distribution. A minimum length must be maintained to reduce the influence of inhomogeneities in the concrete composition and measurement uncertainty. On the other hand, an extended evaluation length delimitates the permissible evaluation time and is more susceptible to the influence of hydration heat.

Therefore, an evaluation length of three times the maximum grain diameter of the concrete is recommended.

- A high heating mat temperature reduces the relative influence of the released hydration heat. The concrete temperature must not exceed the critical temperature of 100°C. The minimum heating mat temperature is 60°C, and 95°C is recommended under laboratory conditions.
- In order to achieve a linear temperature distribution over the evaluation length in a short time without exceeding the limit temperature of 100°C, a controlled heat supply is necessary. In the experiment, a heating mat with a two-point control was used. The nonconstant-induced heat flux required using a heat flux sensor to measure the development over time. The derived λ -curve shows the oscillations of the heat flux and must be compensated by linearization. Using a more continuous control system such as a PID controller may be helpful to reduce the effect.

The developed test method is adaptable to a wide range of concrete compositions, even if the concrete is not suitable for heat treatment. The potential damage due to secondary ettringite formation is negligible for the derivation of λ . The method can also be extended to specimens of any size. The maximum grain size diameter of the tested concrete limits the application. A large maximum grain size diameter requires an increased test length, which increases the influence of disturbing variables such as the released hydration heat. The applicability of the test rig to non-fine-grained concretes needs to be investigated in further experiments.

Thermal prestressing of subsequently slotted reinforcement - Experimental and numerical development and optimization of an induction method

Das folgende Kapitel ist wörtlich entnommen aus:

SCHWARZ, Y.; RATKE, D; SANIO, D.; MEURER, T. und MARK, P. *Thermal prestressing of subsequently slotted reinforcement - Experimental and numerical development and optimization of an induction method*. Structural Concrete, 2025; <https://doi.org/10.1002/suco.70125>.

Der Text sowie die Abbildungen wurden redaktionell überarbeitet und in ein einheitliches Format und Schriftbild überführt. Der Inhalt der Veröffentlichung bleibt unverändert. Die verwendete Literatur wird am Ende der Arbeit zusammen zitiert.

Abstract

Many infrastructure buildings show deficits in their load-bearing capacity and need to be strengthened in the short or medium term. However, the available methods are usually not effective for the self-weight without temporary raising or prestressing the structure. To resolve this problem, thermal prestressing of slotted reinforcing bars is proposed here. The bars are embedded in a grouting material tempered from the outside and thermally expanded according to the temperature change. When the heat supply is stopped, the bond with the hardened grouting material restricts the re-deformation of the bars during cooling. This creates prestress that counteracts the bending moment from the self-weight and relieves the tensile zone of the cross-section. Of course, it is important to limit the heat input to the slots when tempering. Heating the entire cross-section would reduce the effectiveness of the strengthening.

The paper shows the experimental and numerical development of an induction method to thermally prestress subsequently added slotted reinforcement. The strengthening method is first implemented experimentally in reference tests with varying slot shapes. The results are then used to calibrate a numerical computation which is used to investigate the influence of other boundary conditions on the effectiveness of the strengthening measure. The optimum result is derived thereof and experimentally validated, taking into account practical construction needs.

The results show that the numerical optimization of the induction method increases the effectiveness of the strengthening by up to 100 %. Accordingly, the reinforcing bars must be installed in triangular, 10 cm wide slots filled with high-strength concrete (HPC), which is tempered with the highest available thermal output and up to 95 °C. In order to counteract the temperature increase in the concrete at the initial cross-section, which reduces the effectiveness, it must be cooled in parallel. It is advisable to place dry ice at a distance of 6 cm from the edge of the slot over the largest possible width. For practical realization of the strengthening with usually several bars added in parallel, a minimum bar spacing of 40 cm must be maintained to ensure sufficient cooling between the slots. Alternatively, the bars should be attached and thermally prestressed in sequence.

Keywords: strengthening; thermal prestress; post-installed reinforcement; thermal induction; computation of temperature fields; optimization

4.1 Introduction

In view of the ageing of buildings and infrastructure strengthening of reinforced concrete structures is becoming increasingly important [147]. The demand is high especially for infrastructure buildings such as bridges [77]. It is estimated that approx. 50 % of the bridge structures in Germany and approx. 40 % in the US [5] have calculated deficits in their load-bearing capacity and need to be strengthened or replaced in the short or medium term [29].

Among the reasons for this are increased stresses and design loads, changes in the regulations for design and construction, as well as damage caused by environmental influences such as corrosion of the reinforcing bars [201, 90].

Strengthening offers ecological and economic advantages compared to replacement [154]. Available structural resources can be used efficiently, reducing the total amount of building materials and energy required as well as CO₂ emissions. In addition, the long execution times for replacement structures often lead to

heavy traffic congestion [90, 87]. In addition to the already high planning and execution costs, this causes further indirect costs, such as macroeconomic effects as a result of impaired traffic networks and CO₂ emissions due to congestion, longer traffic routes and travelling times and associated emitted pollutants [90, 87]. Indirect costs cause the majority of the ecological and economic impact of infrastructure construction measures and clearly outweigh the direct costs [79].

To strengthen deficits in the flexural load-bearing capacity, typical methods include enlarging the compression zone with additional concrete [228] or strengthening the tension zone with slotted reinforcement [60, 148], bonded steel plates [196, 11, 197] or CFRP fabrics [199, 225, 75]. But, all these methods are not effective for the imposed dead loads without temporary lifting with additional supports or prestressing of the structure [95, 134]. Since the dead load of reinforced concrete bridges, for example, accounts for around 70 to 80 % of the total load [21], the effectiveness of the methods in the serviceability limit state (SLS) remains low.

Reinforcement can be activated for the self-weight by imprinting constrained internal forces in statically indeterminate systems as a result of targeted tempering [116, 117, 118, 119]. These internal forces, i.e. bending moments from linear temperature gradients, counteract the effects of self-weight, temporarily reducing stresses in the initial structure and allowing reinforcement to be applied in this preloaded state. After stopping the heat supply and cooling, the dead load is redistributed between the initial cross-section and the reinforcement. Alternatively, and especially in statically determinate systems, activation can be achieved by targeted thermal prestressing of subsequently added reinforcement; analogous to the conventional post-tensioning method by subsequent bonding. Figure 4.1 shows the strengthening principle at the example of

a single-span plate girder bridge, whose tension zone is strengthened under dead load g by two slotted reinforcement bars with the cross-sectional area A_s . The bars are added to the bottom face in subsequently made slots between the existing reinforcement (A_{s0}). The slots are filled and immediately tempered from the outside to thermally stretch the bars according to the temperature change $\Delta\vartheta$ by the strain ε_s and to match the strain of the initial reinforcement ε_{s0} induced by g . After the grout has hardened, temperature induction stops. The bond between the steel and the grout prevents the subsequently added bars from re-shaping and a compressive force F_{PT} is created as well as a bending moment due to their distance from the barycenter of the cross-section. This counteracts the stresses from the self-weight and relieves the tensile zone of the existing cross-section [178]. The added reinforcing bars are thus effective for the self-weight.

The main challenge is to limit the heat input to the slots. An increase in temperature in the initial cross-section reduces the temperature difference to the slot and thus the effectiveness of thermal prestressing [178]. Simultaneous lateral cooling of the initial cross-section can counteract the heat transfer. The position and intensity of the cooling must be such that the initial cross-section is effectively cooled without significantly reducing the temperature development in the slot. The temperature distribution in the cross-section when the grout has sufficiently hardened to transfer the bond stresses from thermal prestressing is decisive for the effectiveness of the strengthening. From then, the thermal stretching is permanently imprinted and further temperature changes no longer have any influence on the pre-strain. Thus, rapid hardening grouts and high heating rates are to be combined at best. The grout must be suitable for tempering without pre-storage time [176, 179].

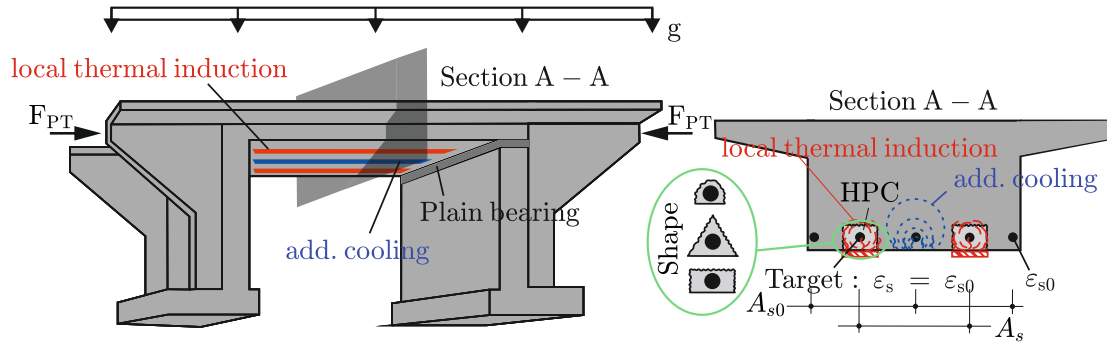


Fig. 4.1: Strengthening principle with subsequently slotted and thermally prestressed reinforcement

The proposed method offers a significant advantage over conventional strengthening techniques by directly activating the added reinforcement for the self-weight, increasing its efficiency in the serviceability limit state. The prestressing can close existing cracks in the concrete and reduce deflection. However, compared to conventional reinforcement additions without thermal prestressing, this approach is more complex in execution and requires precise planning as well as careful control of the heating process on the construction site. Then, it provides an innovative and efficient solution for enhancing the performance and durability of reinforced concrete structures.

The paper shows the experimental and numerical development as well as optimization of an induction method for thermal prestressing of subsequently added reinforcement. The influence of different slot shapes on the temperature evolution of the added bars and the grout as well as the heat propagation to the initial cross-section are investigated experimentally on unloaded specimens (Sections 4.2 and 4.3). The most advantageous shape is selected and mapped in a numerical model for further investigations. On this model the impact of simultaneous cooling of the initial cross-section and different thermal and geometric boundary conditions on the effectiveness of the strengthening measure are investigated (Section 4.4). The results are used to derive the optimum in-

duction method in terms of cooling and heating geometry, considering practical construction aspects, and validated in a final experiment (Section 4.5).

4.2 Experimental investigations on the shape of slots

4.2.1 Test campaign

In the tests, the influence of the slot shape on the temperature evolution in the added bar and the heat propagation to the initial cross-section is investigated. For this purpose, the strengthening method is implemented on unloaded specimens with varying slot shapes, then the temperature development in the specimen is measured. The aim is to gain a temperature difference between the added reinforcement and the concrete of 60 °C, which corresponds to a thermal pre-strain $\varepsilon_s = 0.6\text{‰}$ at $\alpha_T = 10^{-5} \text{ 1/K}$ (coefficient of thermal expansion for steel and concrete). This is required on average for standard reinforced concrete structures with about 70 % dead load contribution so that $\varepsilon_s = \varepsilon_{s0}$ applies [178]. Assuming an initial temperature of 20 °C, the slot must therefore be heated to 80 °C.

The specimens consist of normal strength concrete of class C30/37. A high-strength concrete (HPC) based on the binder Nanodur

Compound 5941 is used to fill the slots in accordance with the requirements defined in Section 5.1 [163, 50, 43]. Preliminary work shows that for this HPC, a rapid heat treatment without pre-storage makes the bond strength evolving fast [88, 179], without relevant damage due to secondary ettringite formation [193]. Approx. 65 % of the maximum bond strength is reached in just 4 h [179]. In addition, the long-term deformations from creep and shrinkage in HPC, which lead to a reduction in the applied prestressing force [179], are low and are even further reduced by the heat treatment [179, 192]. Table 4.1 shows the compositions of the concretes used.

The test campaign is summarized in Table 4.2. In series 1 on the influence of the slot shape,

the reinforcement is installed competitively on specimens with rectangular, triangular, and semicircular slots. The temperature of the slots is controlled from the outside using a heating mat (target temperature 80 °C). Accompanying cooling of the initial cross-section is initially omitted.

For the most effective slot shape, a cooling concept is developed from a numerical model and the slot dimensions are optimized (Section 4.4). The numerically optimized solution is implemented in a further experiment for validation in series 2. Due to reduced effectiveness as found in series 1, the target temperature of the heating mat is increased to 95 °C here. Everything else remains unchanged between the two series.

Tab. 4.1: Concrete compositions for normal concrete (initial cross-section) and HPC (slot)

Component	Typ	Mass [kg/m ³]	Typ	Mass [kg/m ³]
Sand	0/2	711.0	0/2	426.0
Basalt	-	-	1/3	882.0
Gravel	2/8	356.0	-	-
Gravel	8/16	711.0	-	-
Binder	CEM I 42.5 R	340.0	Nanodur Compound 5941	1042.0
Water	-	204.0	-	159.8
Superplasticizer	-	-	Master Glenium ACE 430	12.3
Shrinkage reducer	-	-	Eclipse Floor	8.0
Hardening accelerator	-	-	Master X-Seed 100	12.3

Tab. 4.2: Test campaign

Test series	Slot shape	Target temperature heating mat [°C]	Lateral cooling	Number of samples
(1) „Influence slot shape“	Rectangle	80	-	1
	Triangle		-	1
	Semicircle		-	1
(2) „Optimized structure“	Triangle	95	According to section 4	1

4.2.2 Experimental setup and execution

The test setup with the geometric dimensions and the measurement equipment used is shown in Figure 4.2. The specimens have the dimensions $b/l/h = 60/50/20$ cm and are thermally insulated on all sides by a 10 cm thick polystyrene insulation ($\lambda = 0.04$ W/mK).

The top and bottom of the samples are open, allowing direct heat exchange with the environment.

As purely thermal tests are concerned, the specimens are initially unreinforced. The reinforcement is added in the form of a $\varnothing 16$ bar with the area A_s in (a) rectangular, (b) semicircular and (c) triangular slot (Fig. 4.2, top). All slots are 5 cm wide (b') and 5 cm deep (h') regardless of shape. The reinforcement is placed at the center of the slot ($b'/2, h'/2$). The slots are filled with the HPC according to Ta-

ble 4.1 and tempered with a silicone heating mat with the same dimensions as the slot surface. The heating mat has a two-point controller and a temperature sensor to keep the specified target temperature constant, cf. [39]. A heat-resistant Hostaphan film ($t = 0.05$ mm) is placed between the heating mat and the liquid concrete to protect the mat [176]. The mat is heated to a target temperature of 80°C in series 1. In series 2, the target temperature is increased to 95°C and the experimental setup is enhanced to include laterally offset cooling on the upper side of the initial cross-section with dry ice (-78°C). The clear distance of the cooling to the heating mat n and the cooling width, which is clearly defined by the distance c between the center of the slot and the outer edge of the cooled area (see Figure 4.2 bottom left) as well as n and b , are determined according to the numerical optimizations in Section 4.4.

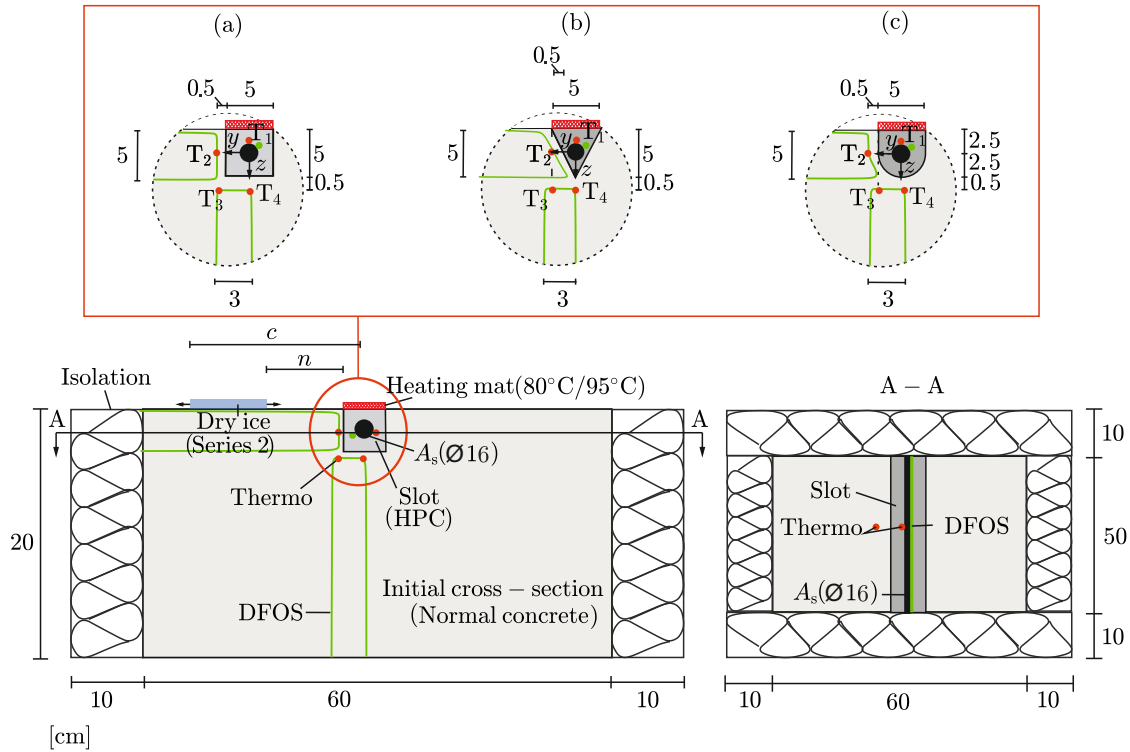


Fig. 4.2: Principle design of the stand for the slot shapes (a) rectangular, (b) triangular and (c) semicircular along with the measurement equipment without (series 1) and with cooling (series 2)

Due to symmetry of the cross-section, the instrumentation is only arranged on one half (series 1 and 2). The temperature evolution on the added bar is recorded selectively at $l/2$ with a thermocouple (T_1) and quasi-continuously over the length of the bar with a glass fiber (DFOS) [38, 15, 153]. The DFOS is decoupled from the mechanical strains of the bar through installation in a capillary and therefore only records thermal strains, from which the temperature change to the initial state can be derived. The distance between the discrete measuring points (equivalent to the gauge length) on the fiber is 2.6 mm. The accuracy of the strain measurement using DFOS is approx. 0.03 ‰ and of the temperature measurements $\pm 0.4^\circ\text{C}$ [109]. The measurements of all thermocouples and DFOS are carried out in a frequency $f = 1/10$ Hz.

The temperature evolution in the concrete is recorded at three points in the middle of the sample ($l/2$) via thermocouples ($T_2 - T_4$). The placement of the thermocouples is adapted to the slit geometry (Fig. 4.2, top). The exact position of the thermocouples in the cross-section is defined by the distances in the y and z directions in relation to the barycenter of the added reinforcement. For all slot shapes T_2 is placed at the height of the added bar ($z = 0$ cm) and 0.5 cm from the edge of the slot. The distance in the y -direction to the reinforcement layer is therefore 3 cm for the rectangular and semi-circular shapes and 1.75 cm for the triangular shape. The positions of T_3 and T_4 are independent of the slot shape at $y = 3$ cm, $z = 3$ cm or $y = 0$ cm, $z = 3$ cm.

Moreover, the temperature evolution is recorded with two DFOS running arc-like close to the thermocouples. The first (lateral) sensor runs in two layers parallel to the cross-section surface, the upper one at a distance of 0.5 cm from the surface, the lower one at the level of the bottom of the slot. In between the DFOS is bent with radii of 1 and 2 cm, depending on the

shape of the slot. It runs parallel to the side face of the slot at a distance of 0.5 cm. The lower DFOS runs vertically towards T_3 and T_4 . Between the thermocouples, the DFOS is again bent with a radius of 1 cm and runs horizontally.

In order to be able to assign a unique position in the cross-section to each measuring point on the fiber, the start and end points of the bent length are identified with the so-called hotspot method [176, 39]. This means, the points are heated locally with a hot needle before concreting and thus made visible during the ongoing measurement and their position is saved. Using the known bending radii, the exact position can be calculated for each measuring point based on the marked points [176]. As the DFOS only records temperature-related strain changes in relation to an initial state, the sensors are calibrated with the absolute measured values of the thermocouples at the start of the measurement.

Figure 4.3 shows the test procedure with the main steps. In the first step (Fig. 4.3a), the thermocouples and DFOS are fixed at the appropriate positions in the cross-section (see Fig. 4.2) using wires $\varnothing 1.5$ mm stretched between the formwork panels. The slots are created during the concreting of the specimen using polystyrene void formers, which are fixed in position during concreting and secured against floating. In the second step (Fig. 4.3b), the formwork is filled with the normal strength concrete according to Table 4.1.

The void former is removed after hardening. The reinforcement is then added to the slot using the appropriate measuring equipment. In the next step, the slot is filled with the HPC and tempered with a silicone heating mat for approx. 5 h (Fig. 4.3c). The results in [179] show that the HPC is sufficiently hardened after this tempering time and able to transfer the bond stresses from thermal prestressing.

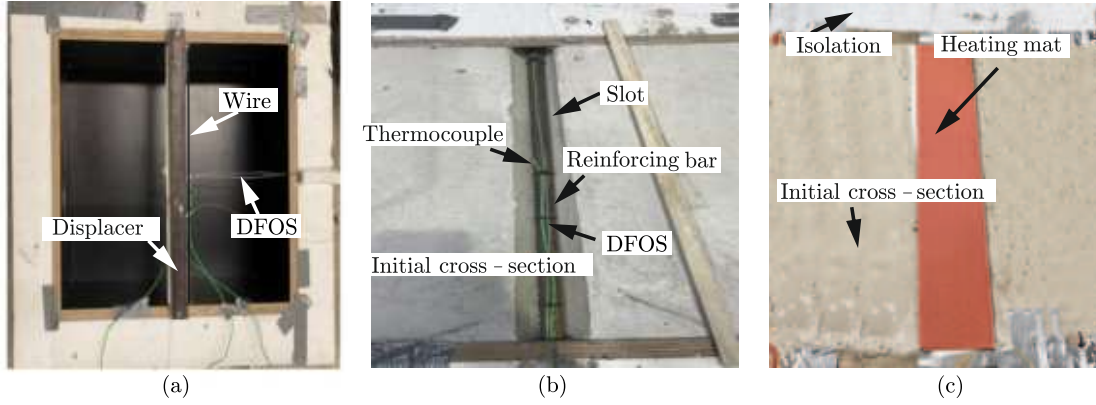


Fig. 4.3: Steps of test execution: attaching measuring equipment (left), placing of bars (center) and grouting of voids and applying the heating mat (right)

4.3 Experimental results and discussion

4.3.1 Evolution of temperature in the specimen with respect to the shape of the slot

The temperature evolution in the specimen, recorded with thermocouples (T_1 - T_4), is shown in Figure 4.4 as a function of the slot shape. The solid lines show the results for the triangular shape, the dashed lines for the rectangular one, and the dotted lines for the semicircular one. The added bar (T_1), shown in orange, heats up the most in the triangular shape at the end of the investigated time period ($t = 5$ h) (66°C), followed by the semicircular (60°C) and the rectangular (56°C). The temperature increase in the initial cross-section (T_2 - T_4) is also highest for the triangular slot shape (discussion in Section 4.3.3). The temperature increase is on a similar level for rectangular and semicircular shapes. All curves show a positive gradient at the end of the measuring time. The steady state has therefore not yet been reached.

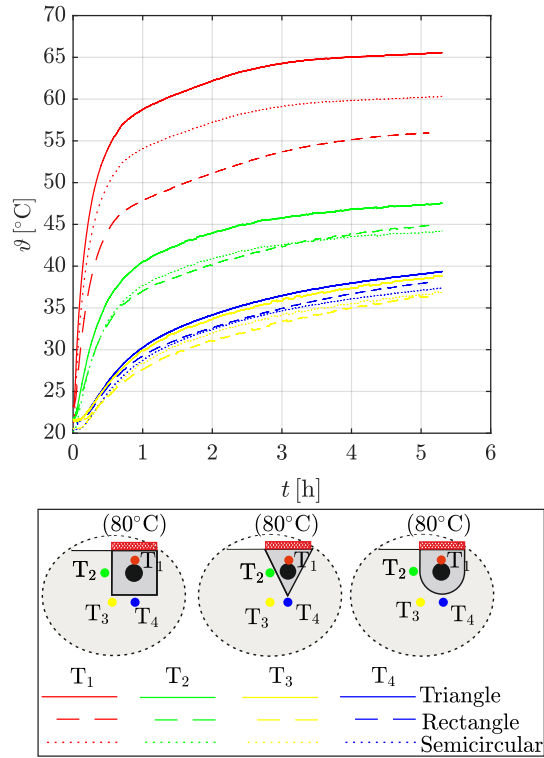


Fig. 4.4: Measured temperature evolution in the slot and the initial cross-section as a function of the slot shape, recorded using thermocouples

Figure 4.5 shows the evolution of the temperature difference $\Delta\vartheta$ between the added reinforcement (T_1) and the initial cross-section with time at the level of the bar, 0.5 mm to the side of the slot edge (T_2), derived from the temperature measurements in Figure 4.4. $\Delta\vartheta$ rises

sharply at the beginning of the test, regardless of the slot shape, and then stabilizes on an approximately constant level after about 30 min. For the triangular shape, $\Delta\vartheta$, averaged over the period $t > 30$ min, is highest (~ 18 °C), followed by the semicircular (~ 16 °C) and the rectangular shape (~ 11 °C).

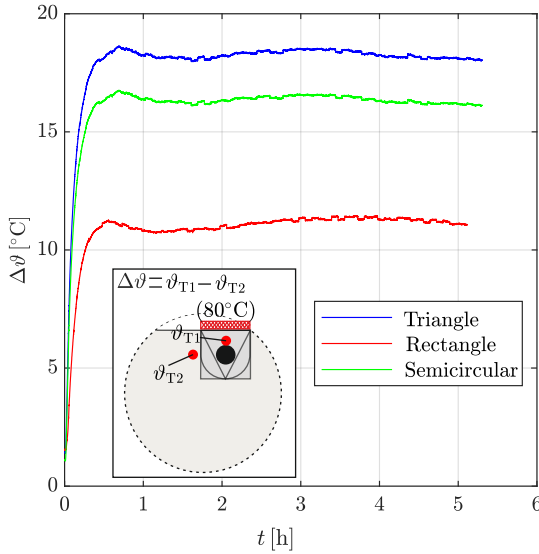


Fig. 4.5:

Temporal evolution of the temperature difference between slot and concrete (measuring point T2) as a function of the slot shape, derived from the temperature measurements in Fig. 4.4

4.3.2 Temperature distribution over the cross-section

The temperature distribution recorded by DFOS in the specimen with a triangular slot is shown for the times $t = [0, 1, 3, 5]$ h in Fig. 4.6. At the beginning of the test ($t = 0$ h), the entire cross-section has an almost constant temperature of 20 °C. After one hour, the added bar has heated up to 58 °C. In the initial cross-section, the temperature has only risen slightly to approx. 30–35 °C directly around the slot. After $t = [3, 5]$ h, the rod has heated up further to [64, 66] °C. As the tempering time increases, the temperature rise in the initial cross-section also increases. The heat pro-

pagation is mainly concentrated to the side of the slot. Here the concrete has a temperature of approx. 40–45 °C. Even after $t = 5$ h, the region below the slot experiences only a slight increase in temperature. While the temperature immediately below the slot rises to approx. 40 °C, the deeper layers remain at approx. 25–30 °C.

4.3.3 Effect of the slot's shape on the achievable temperature of the bar

The shape of the slot influences both the temperature evolution of the added bar and the heat transfer to the concrete. The maximum bar temperatures $\vartheta_{s,max}$ reached in the tests after $t = 5$ h are summarized for the different slot shapes in Table 4.3. $\vartheta_{s,max}$ is 56 °C for the rectangular shape, 60 °C for the semicircular shape and 66 °C for the triangular shape. The tempered surface A of the slot is 250 cm² regardless of the shape. Accordingly, the same heating mat is used in all tests. All other boundary conditions are also identical, which is why the temperature differences can be purely attributed to the slot shape.

The liquid HPC in the slot has a thermal conductivity coefficient $\lambda = 4.3$ W/(m K), while the hardened normal strength concrete of the initial cross-section has a $\lambda = 1.65$ W/(m K) [176]. The latter therefore insulates the slot. The heat induced at the top of the slot spreads quite quickly in the more conductive, liquid HPC and is accumulated at the contact surface U to the concrete. The temperature $\vartheta_{s,max}$ in the slot increases. A low U thus causes an increase in temperature in the slot. This also applies to a low slot volume V to be heated with the same temperature-controlled surface A and therefore a low ratio V/A . Both V/A and U are lowest for the triangular shape (Table 4.3), which is why this shape is best suited for tempering subsequently added reinforcing

bars. Another advantage of the triangular shape is that the heat is concentrated at the tip due to the triangular shape and the concrete, which is a poor conductor of heat. The heat therefore dissipates mainly in the area near the surface via the sides of the triangle (Figure 4.6). In this

case, cooling from the top represents a promising approach to counteract this. This is examined in the following sections, first numerically (Section 4.4) and then experimentally (Section 4.5).

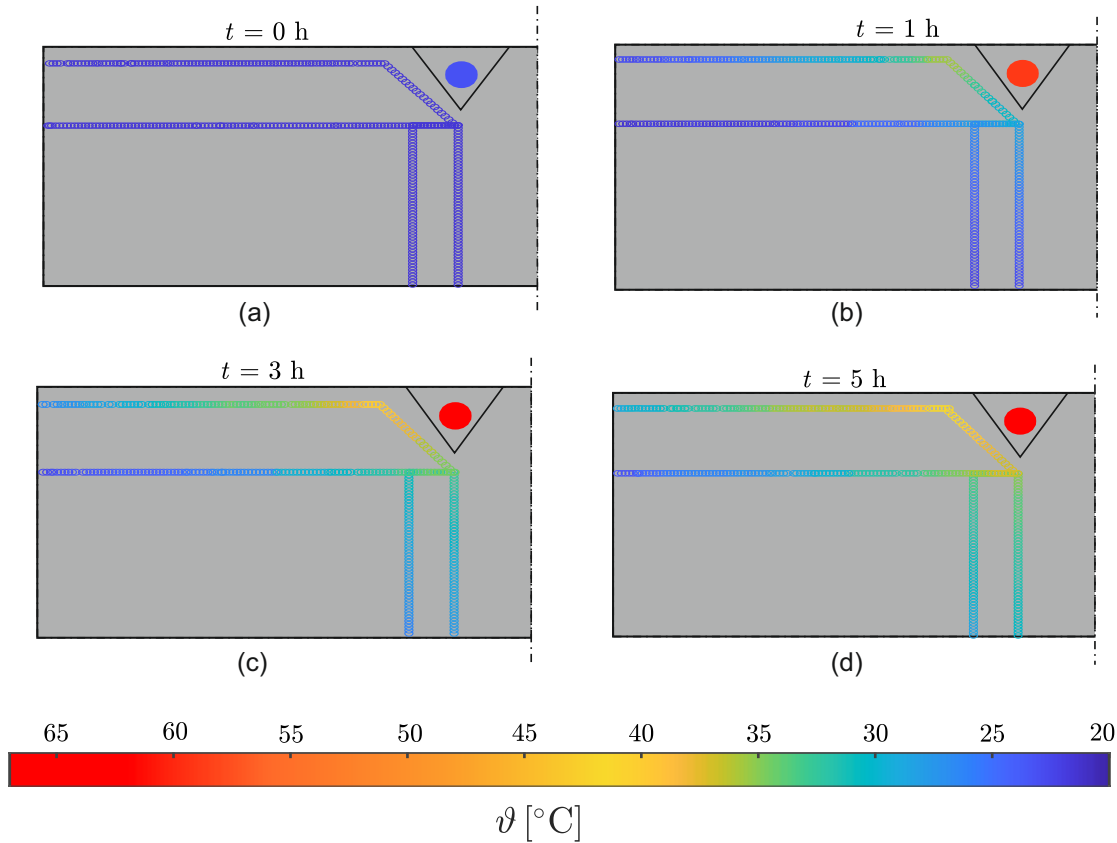


Fig. 4.6: Temperature distribution in the specimen with triangular shaped slot at different times, measured with DFOS

Tab. 4.3: Effect of the slot's shape on the bar temperature

Slot shape	Max. bar temperature	Tempered surface	Slot volume	Ratio	Contact area
	$\vartheta_{s,\max}$ [$^{\circ}\text{C}$]	A [cm^2]	V [cm^3]	V/A [cm^3/cm^2]	U [cm]
Rectangle	56	250	1250	5.0	15.0
Semicircular	60	250	803.4	3.3	12.9
Triangle	66	250	625	2.5	11.2

4.4 Numerical investigations of the induction method

4.4.1 Numerical adaption

To investigate broader thermal and geometric boundary conditions as part of a parametric study, the test setup with a triangular slot is mapped digitally. The model captures the temperature distribution in the cross-section as well as the resulting thermal strains. These are used to derive the effective prestress of the added reinforcement, which serves as an evaluation criterion in subsequent investigations. The strain calculation is carried out by coupling a numerical temperature field simulation (2D) and an iterative cross-section calculation with a lamella model (1D).

The calculation of the transient temperature distribution $\vartheta(t, \mathbf{x})$ in the cross-section Ω along its boundaries Γ is performed using the two-dimensional equation of heat conduction according to Eq. 4.1 [100] where the initial material temperature ϑ_0 , the heat capacity c_p , the density ρ and the thermal conductivity λ are given as thermal material parameters. The solution space Ω in Figure 4.7, with the boundaries $\Gamma = \bigcup_{i=1}^5 \Gamma_i$, consists of the initial cross-section Ω_1 as normal-strength concrete,

the slot Ω_2 as HPC, and the added reinforcement Ω_3 . The symmetry of the overall cross-section allows the temperature calculation to be limited to just one half of the cross-section, which significantly reduces calculation times.

The boundary conditions for (Eq. 4.1) are derived accordingly to Eq. 4.2 - Eq. 4.5.

The heating mat is modeled by a heat flux $\dot{q}$ applied from the outside over the slot width. According to Fourier's law, see [230], the energy supply through the heat flux at the boundary Γ_1 is described by means of a Neumann boundary condition (Eq. 4.2). The temporal evolution of $\dot{q}$ was recorded in the experiment with a heat-flux sensor (Hukseflux FHF04SC, $h = 0.4$ mm) according to the setup in [21] and is applied for the numerical calculation. In the experiment, the area between the slot and the cooling, here marked as Γ_2 , is directly exposed to the air. The resulting convective heat transfer between the concrete and the ambient air is treated as a mixed boundary condition, taking into account the ambient air temperature $\vartheta_{2,\infty}$ and the heat transfer coefficient σ_2 (Eq. 4.3). The cooling with dry ice at the edge Γ_3 can also be mathematically expressed by a mixed boundary condition (Eq. 4.4), where $\vartheta_{3,\infty}$ represents the temperature of the dry ice and σ_3 the associated transfer coefficient.

$$\begin{aligned} c_p \rho \partial_t \vartheta(t, \mathbf{x}) - \nabla \cdot (\lambda \nabla \vartheta(t, \mathbf{x})) &= 0, & \mathbf{x} \in \Omega, & \quad t > 0, \\ \vartheta(0, \mathbf{x}) &= \vartheta_0, & \mathbf{x} \in \Omega, & \quad t = 0. \end{aligned} \quad (4.1)$$

$$\lambda \nabla \vartheta = \dot{q}, \quad x \in \Gamma_1, \quad t > 0, \quad (4.2)$$

$$\lambda \nabla \vartheta = \sigma_2 (\vartheta - \vartheta_{2,\infty}), \quad x \in \Gamma_2, \quad t > 0, \quad (4.3)$$

$$-\lambda \nabla \vartheta = \sigma_3 (\vartheta - \vartheta_{3,\infty}), \quad x \in \Gamma_3, \quad t > 0, \quad (4.4)$$

$$\lambda \nabla \vartheta = 0, \quad x \in \Gamma_4 \cup \Gamma_5, \quad t > 0. \quad (4.5)$$

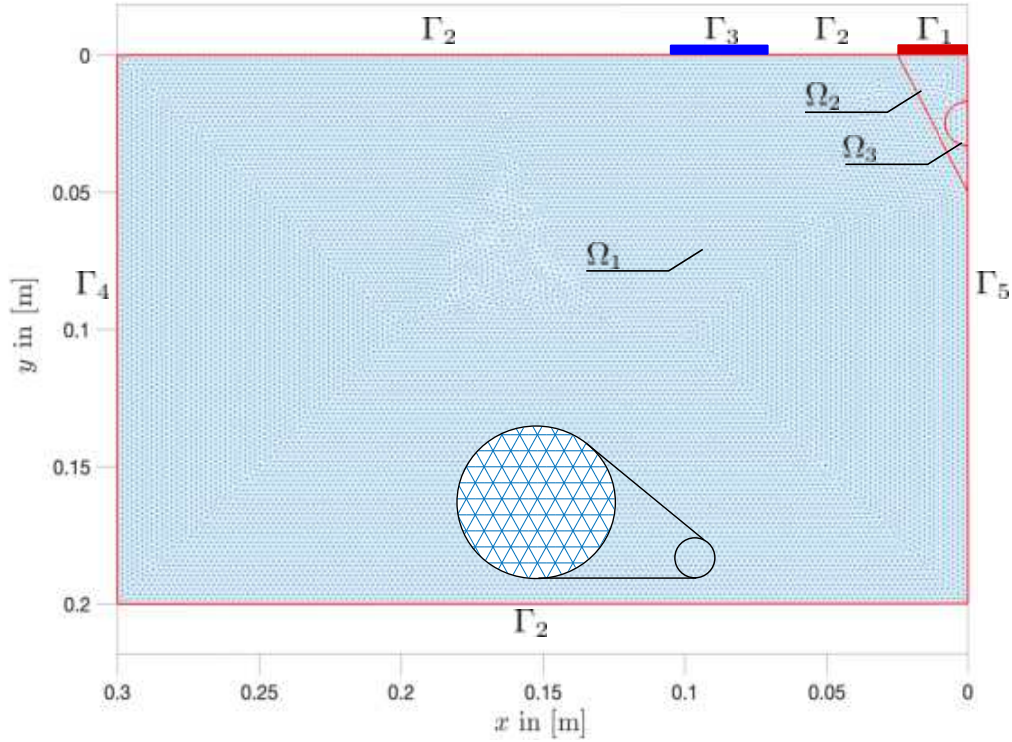


Fig. 4.7: Sketch of the solution space of the heat equation and the discretization for numerical computation

Ideally, neither energy input nor energy output occurs at the thermally insulated boundary Γ_4 , so that this can be mathematically defined as a Neumann boundary condition (Eq. 4.5). Similarly, it is assumed that $\dot{q} = 0$ applies to the heat flux at the boundary Γ_5 , so that this is modeled as a Neumann boundary condition, too (Eq. 4.5). All numerical values for the parameters ($\vartheta_{2,\infty}$, $\vartheta_{3,\infty}$, σ_2 , σ_3) are listed in Tab. 4.4. The solution of the partial differential equation (4.1) with the boundary conditions (Eqs. 4.2-4.5) is determined numerically by means of the MATLAB PDE Toolbox [202]. To discretize the cross-section into finite elements (FE), a grid with $n_e = 28832$ triangular elements and $n_k = 58117$ nodes is used (Figure 4.7), cf. [230]. The triangular slot shape and the round reinforcement bar are approximated by elements with an edge length of 1 mm. The element size increases to a maximum of 2 mm at the non-tempered cross-sectional bound-

daries. According to [178, 176], the material-specific parameters of density ρ , thermal conductivity λ , and specific heat capacity c_p are assigned to each element regarding the three materials used (Ω_1 - Ω_3) (Tab. 4.4).

The finite element discretization results in the system of ordinary differential equations according to Eq. (4.6) [230] with

$$C \in \mathbb{R}^{n_k \times n_k}$$

the thermal damping matrix,

$$K \in \mathbb{R}^{n_k \times n_k}$$

the thermal stiffness matrix, the input vector

$$b \in \mathbb{R}^{n_k \times 1},$$

and the vector

$$f \in \mathbb{R}^{n_k \times 1},$$

which summarizes the further influences of the boundary conditions from Eqs. (4.3)-(4.5).

$$\begin{aligned} C\dot{\vartheta}(t) + K\vartheta(t) &= b\dot{q} + f, \quad t > 0, \\ \vartheta &= \vartheta_0, \quad t = 0. \end{aligned} \quad (4.6)$$

In the time domain, Eq. (4.6) is solved by an implicit solution algorithm over the time interval $t \in (0, \tau)$. The result is the transient temperature distribution $\vartheta(t)$ in the cross-section half over n_k nodes.

Tab. 4.4: Material parameters for the numerical temperature field simulation

Parameter	Value	Unit	Range
ρ	2000	kg/m ³	Ω_1
ρ	2440	kg/m ³	Ω_2
ρ	7895	kg/m ³	Ω_3
λ	1.0	W/(K m)	Ω_1
λ	4.0	W/(K m)	Ω_2
λ	50	W/(K m)	Ω_3
c_p	1000	J/(kg K)	Ω_1
c_p	1300	J/(kg K)	Ω_2
c_p	500	J/(kg K)	Ω_3
$\vartheta_{2,\infty}$	20	°C	Γ_2
$\vartheta_{3,\infty}$	-78	°C	Γ_3
σ_2	10	W/(K m ²)	Γ_2
σ_3	70	W/(K m ²)	Γ_3

With α_T the resulting thermal strains in the cross-section are calculated from the temperature changes calculated at each node. For this, the calculated temperature values of the nodes irregularly spread over the cross-section (see Figure 4.7) are first transferred by linear interpolation between the elements to a regular temperature grid with a spacing of 1 cm in the x - and y -directions. Due to the symmetrical temperature distribution in the x direction and under the assumption of the Bernoulli hypothesis,

a lamella model is used for calculation on the cross-section, cf. [166]. The interpolated temperature changes are transferred into a mean temperature change for each row, from which the associated thermal strain ($\varepsilon = \overline{\Delta\vartheta} \cdot \alpha_T$) is calculated. The resulting strain distribution, which is non-linear over the height of the initial cross-section, is decomposed into a constant ($\varepsilon_{c1,0}$) and a linear variable portion ($\varepsilon_{c1,\text{lin}}(z)$) according to [178],[169],[146].

The total strain of the initial cross-section is $\varepsilon_{c1}(z) = \varepsilon_{c1,0} + \varepsilon_{c1,\text{lin}}(z)$. A constant thermal strain ε_s is assumed for the added reinforcement, corresponding to a temperature change at its barycenter. According to the experimental setup in Figure 4.2, Figure 4.8 (left) color-codes the numerically calculated and subsequently interpolated temperature distributions on the cross-section without cooling for the times $t = [1, 2, 3]$ h. Warm regions are highlighted in red, cold ones in blue. The comparison with the temperature development measured at various points in the experiment (Figure 4.6) shows an average deviation of 1.9 °C or approx. 4%.

The resulting, linearized thermal strains in the initial cross-section and the added reinforcement due to the temperature distribution are shown in Fig. 4.8 (right). $\varepsilon_{s,\text{PT}}$ results from the strain difference between the added reinforcement (ε_s) and the concrete in the corresponding lamella at the level of the reinforcement ($\varepsilon_{c1}(z = 17.5 \text{ cm})$). After 1 h, ε_s is 0.34 ‰. The corresponding thermal strain of the concrete $\varepsilon_{c1}(z = 17.5 \text{ cm})$ due to heat propagation reduces the effective strain $\varepsilon_{s,\text{PT}}$ to 0.29 ‰. With the tempering time, the temperature at the added bar rises and thus also ε_s . Due to its mass, the concrete reacts with delay to the heat supply and thus, its strain increases slower, too. Therefore, $\varepsilon_{s,\text{PT}}$ increases to 0.36 ‰ or 0.38 ‰. In fact, the target strain of 0.6 ‰ defined in Section 4.2 for which $\varepsilon_{s,\text{PT}} = \varepsilon_{s,0}$, is never reached.

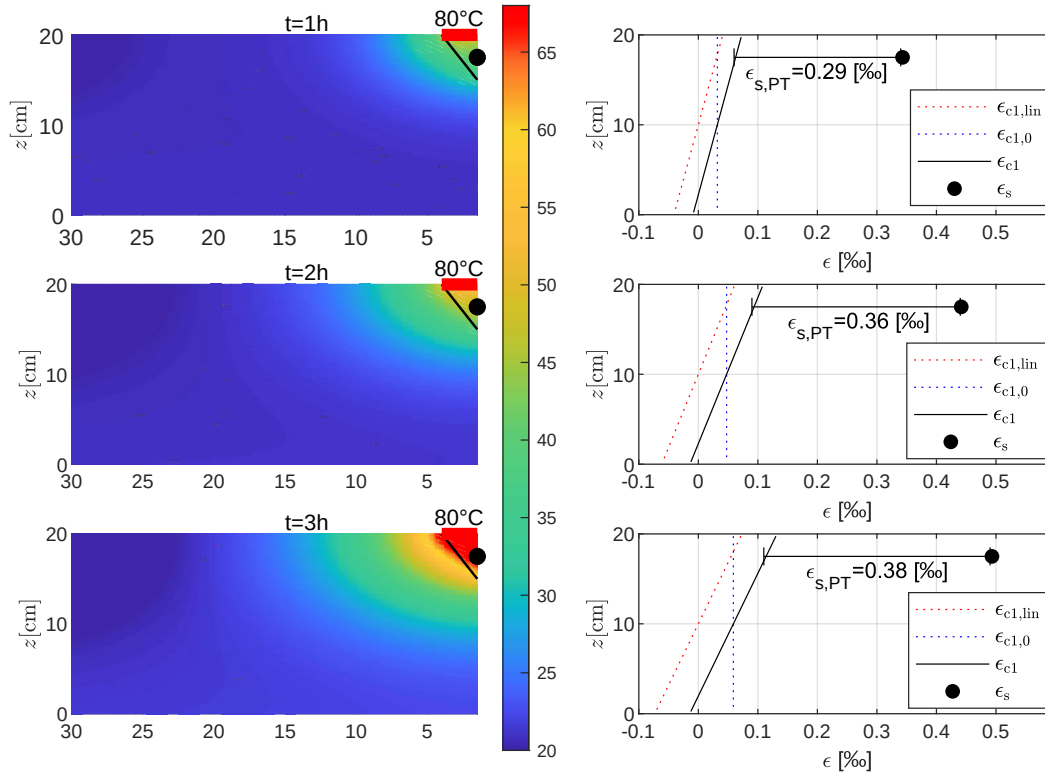


Fig. 4.8: Calculated temperature distribution in the test specimen for various points in time (left) with the associated strain distribution in the initial cross-section and the added bar (right)

The effectiveness of the strengthening ($\epsilon_{s,PT}/\epsilon_{s0}$) is 48 – 63%. Further optimization of the induction method is thus necessary.

4.4.2 Parameter study on the impact of thermal and geometric boundary conditions on the thermally generated pre-strain

In the framework of a parameter study, the developed numerical model is used to optimize the induction method with regard to $\epsilon_{s,PT}$. The test setup shown in Fig. 4.2 with a triangular slot is extended by a laterally offset cooling system on the upper side of the concrete using dry ice. The position and width of the cooling are variable. The thermal prestress results from the imprinted strains at the time when the HPC

has hardened sufficiently to transmit the force. The investigations in [179] show that the condition for the HPC used is usually met after approx. 2 h. Accordingly, the strain $\epsilon_{s,PT}$ (2 h) is evaluated and optimized in the course of the parameter study.

The influence of the distance n between the heating mat and the dry ice when cooling the cross-section up to the edge ($c = 30\text{ cm}$) is shown in Figure 4.9 (left). For $n = 0\text{ cm}$ — cooling starts right from the heating mat — $\epsilon_{s,PT}$ is 0.45 ‰. As n increases, so $\epsilon_{s,PT}$ does. The maximum occurs for $n = n_{opt} = 6\text{ cm}$ ($\epsilon_{s,PT} = 0.60\text{ ‰}$). Beyond that, $\epsilon_{s,PT}$ decreases again.

The influence of c (distance between the outer edge of the cooling and the center of the sample) on $\epsilon_{s,PT}$ at $n = n_{opt}$ according to Figure 4.9 (left) is shown in Figure 4.9 (right).

$c = 8.5 \text{ cm } (n_{\text{opt}} + b'/2)$ corresponds to no cooling. With c , $\varepsilon_{\text{s,PT}}$ rises, too.

The cooling of the initial cross-section effectively counteracts heating and leads to a significant increase of $\varepsilon_{\text{s,PT}}$. The target strain of 0.60‰ is now reached. Compared to the case without cooling (Figure 4.8), this corresponds to an increase in effectiveness of about 66%.

Besides the cooling, the slot dimensions are also optimized numerically. Figure 4.10 shows the influence of the slot width b' (left) and the slot depth h' (right) on $\varepsilon_{\text{s,PT}}$ in an otherwise unchanged test setup and the optimized cooling geometry according to Figure 4.9. Throughout, the slot is tempered over its entire width. As shown in Figure 4.10 (left) the tempered surface initially increases with b' , too. The maximum occurs at $b' = b'_{\text{opt}} = 10 \text{ cm}$ ($\varepsilon_{\text{s,PT}} = 0.69\text{‰}$). Beyond that, $\varepsilon_{\text{s,PT}}$ decreases again.

The influence of the slot depth h' at b'_{opt} on $\varepsilon_{\text{s,PT}}$ is shown in Figure 4.10 (right). With de-

creasing h' , $\varepsilon_{\text{s,PT}}$ increases. The reason is that the slot volume V decreases while the tempered surface remains the same, which according to Section 4.3.3 leads to an increasing bar temperature and thus to an increase of $\varepsilon_{\text{s,PT}}$.

4.4.3 Induction method for thermal pre-stressing of subsequently added reinforcement

The results of the experimentally and numerically developed induction method are summarized in Figure 4.11. The highest effectiveness of the strengthening measure results from bars in triangular slots with a width of 10 cm and a minimum depth. To ensure sufficient concrete cover of the bars, the slot depth for usual diameters (between 10 and 20 mm) is set to 5 cm. The slots should be exposed to a temperature of 95 °C induced over their entire width at the component surface.

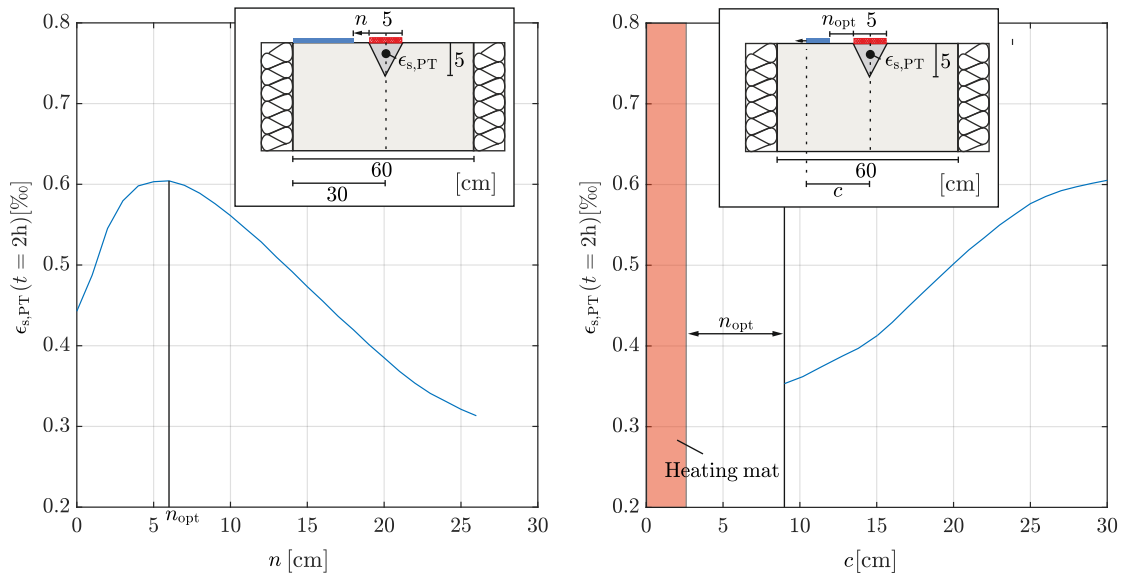


Fig. 4.9: Influence of the cooling distance on the calculated prestress of the added reinforcing bar (left) and influence of the cooling width at an optimal cooling distance (right)

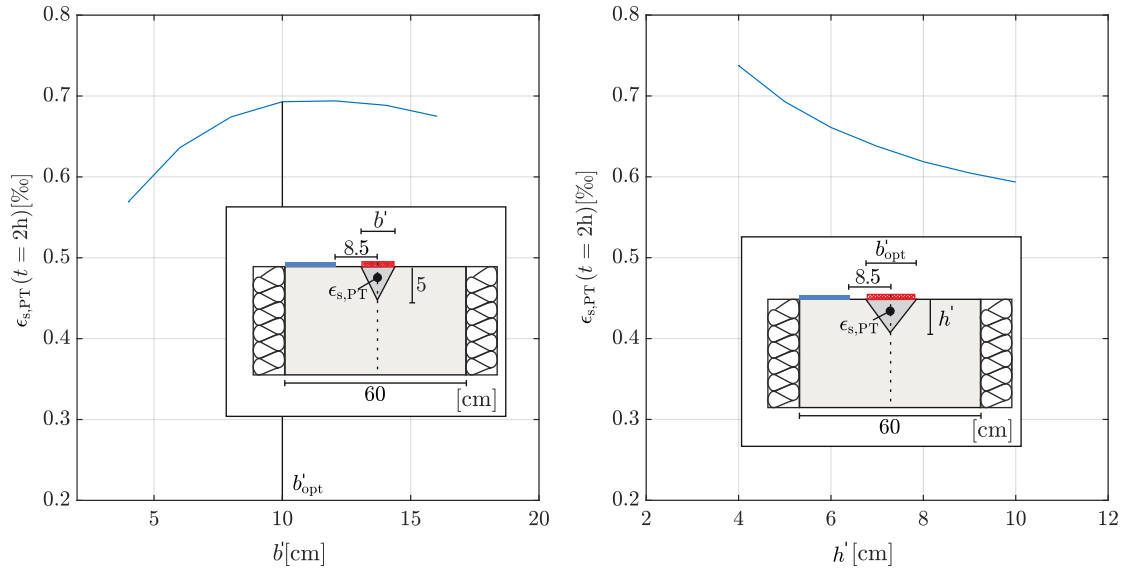


Fig. 4.10: Influences of the slot width on the calculated thermal pre-strain of the added reinforcing bar (left) and of the slot depth at an optimized slot width (right)

The lateral cooling of the concrete surface with dry ice reduces the temperature increase in the surrounding concrete and thus increases the effectiveness of the strengthening. The cooling is to be carried out at a distance of $n = 6$ cm from the slot and as wide as possible. In order to achieve 100 % effectiveness of the strengthening ($\epsilon_{s,PT} = 0.6 \text{ ‰}$) with the selected boundary conditions (n_{opt} , b'_{opt} and h') according to Section 4.4.2, $c > 20$ cm must apply. In practice, a structure is usually strengthened by slotting several reinforcement bars next to each other.

To ensure that the required cooling width is maintained for each bar, the required bar spacing is set to $2 * c = 40$ cm (Figure 4.11(a)). Accordingly, it is recommended to maximize the bar spacings by preferring bigger diameters and at the same time to maintain the statically and constructively required bar spacings by adding the bars one after the other (Figure 4.11(b)). In the first step, for example, every second slot is created and a bar is placed

in it. Cooling follows between the slots, maintaining the minimum width. After the cross-section has cooled completely, a further bar can be added between the already created slots in a second step, and the induction can be repeated.

4.5 Experimental implementation of the optimized induction method

4.5.1 Validation of the numerical solution by experiment

The numerically optimized induction method according to Section 4.4.3 is implemented in an experiment for validation. The basic test setup and the measurement technology used correspond to Fig. 4.2 with cooling. The slot width b' remains unchanged at 5 cm due to the available heating technology. The other boundary conditions (slot shape, h' , n , c) correspond to Sec. 4.4.3.

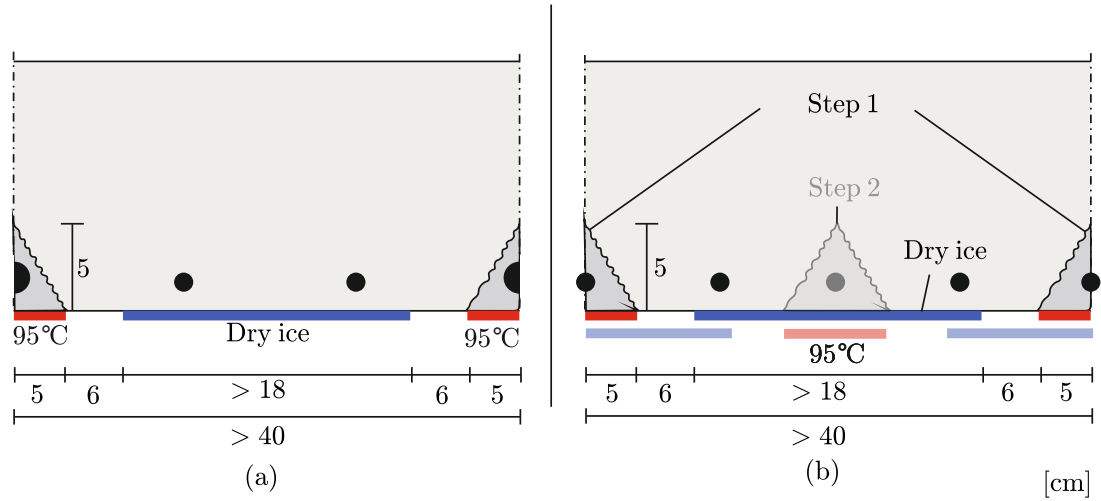


Fig. 4.11: Setup of the optimized induction method with big bar diameters and slot spacings (a) and added bars in slots produced one after the other (b)

To ensure comparability of experiment and numerics, b' is also adapted in the model.

Figure 4.12 compares the temperature curves measured in the experiment with the thermocouples T_1 , T_2 , and T_4 with the numerically calculated curves at the same location.

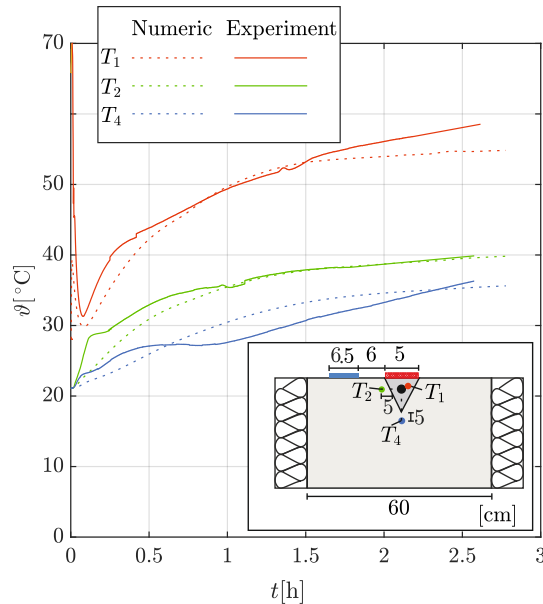


Fig. 4.12:

Comparison of the calculated temperature evolution in the specimen at three points with the measured temperature evolution for the test setup shown

The calculated curves approximate the measured temperatures at the design-relevant time after $t = 2$ h with a maximum deviation of 2.5°C . In the experiment, the temperature evolution in the test object is only measured at selected points. In order to determine the overall temperature distribution and calculate the resulting thermal strain according to Section 4.4.1, interpolation is performed between the measuring points. The principle is shown in Figure 4.13 (top left). The temperature evolution in the initial cross-section is known from the lateral DFOS measurements in two layers across the width. The DFOS measurements below the slot show that after about an hour, an approximately linear temperature distribution with 20°C at the lower edge has been established over the height of the specimen and that this remains unchanged over the entire duration of the test. Accordingly, a linear approach is chosen to interpolate between the two DFOS layers and the lower cross-sectional edge (assumed to have 20°C). The temperature distribution in the slot is also determined by interpolation between the known temperatures at the sides of the slot, at the extended member, and at the tempered edge.

Figure 4.13 (left and center) shows the

resulting temperature distributions in the specimen at times $t = [1, 2, 3]$ h. At $t = 1$ h, the region directly below the cooling exhibits a temperature of about -40°C , while the added bar has heated up to about 50°C .

The effective range of the dry ice cooling decreases with increasing tempering time. The temperature in the slot and the initial cross-section rises and the cold region becomes smaller and shifts sideways away from the slot. The vertical DFOS measurements under the slot serve as a plausibility check for the interpolated temperatures. The comparison of the calculated and measured temperatures shows a

maximum deviation of 5°C .

The temperature distributions in the initial cross-section are converted into linear strains ($\epsilon_{c1,0}$ and $\epsilon_{c1,\text{lin}}$) according to Section 4.4.1 (Figure 4.13, right). The strain of the added reinforcement ϵ_s is obtained directly from the temperature change measured there. $\epsilon_{s,\text{PT}}(1 \text{ h})$ is 0.40 ‰ . With increasing tempering time, $\epsilon_{s,\text{PT}}$ increases to 0.50 ‰ (2 h) or 0.49 ‰ (3 h). The numerical calculation for the test setup yields $\epsilon_{s,\text{PT}}(2 \text{ h}) = 0.49 \text{ ‰}$. The deviation between the numerical calculation and the experiment is therefore only 2%.

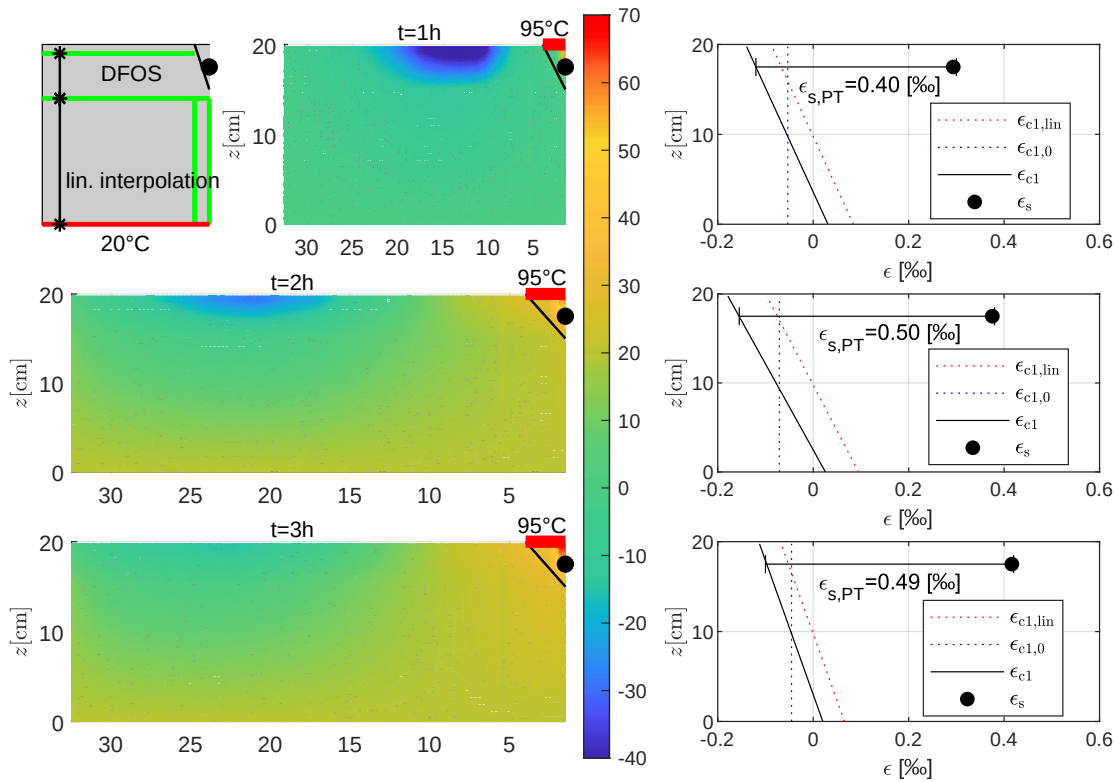


Fig. 4.13: Linearly interpolated temperature distribution in the specimen, based on the temperature measured in the experiment using DFOS at different times (left) and the resulting strain distributions in the added bar and initial cross-section.

4.6 Conclusions

The paper shows the experimental and numerical development of an induction method to strengthen reinforced concrete structures using thermally prestressed additional reinforcement. The main factors influencing the effectiveness of the strengthening are investigated by means of experimental tests and by coupling numerical temperature field simulation with a stress calculation at cross-section level. The optimized induction method is derived from the results, taking into account practical construction aspects, and validated in a further experiment. The main findings are:

- A triangular slot shape is best suited for thermal prestressing of the reinforcement bars inserted into it. In the tests, a higher bar temperature was achieved compared to a rectangular and a semicircular shapes, with otherwise the same boundary conditions. In addition, the interface to the initial cross-section, through which the heat dissipates into the concrete, is smaller than with the other shapes. This results in a greater temperature difference between the added reinforcement and the concrete and thus a higher effectiveness of the reinforcement.
- The effectiveness of the reinforcement is significantly increased by optimizing the induction method. It is recommended to add bars in a triangular slot with a width of 10 cm and a depth of 5 cm. The initial cross-section should also be cooled with dry ice. The cooling should be performed at a distance of 6 cm from the slot with the largest possible cooling width.
- In practice, the strengthening is achieved by slotting several reinforcement bars next to each other. It is recommended to add a few bars with big diameter in order to increase the slot spacing and thus also the possible cooling width. On the one hand, this increases the effectiveness of the strengthening and, on the other hand, reduces the amount of work involved, since fewer slots have to be made. Alternatively, the bars can also be added one after the other with a smaller spacing and thermally prestressed.
- To validate the numerically optimized induction method, it is implemented in an experiment. The comparison of the results shows that the deviation between the numerical values and the experiment is $< 2\%$.

Berechnungsmodell zur thermischen Vorspannung

Das folgende Kapitel ist wörtlich entnommen aus:

SCHWARZ, Y.; SANIO, D. und MARK, P. *Berechnungsmodell zur thermischen Vorspannung nachträglich ergänzter Bewehrung*. Beton- und Stahlbetonbau, 2024. 119(12): pp. 894–907. doi: <https://doi.org/10.1002/best.202400050>

Der Text sowie die Abbildungen wurden redaktionell überarbeitet und in ein einheitliches Format und Schriftbild überführt. Der Inhalt der Veröffentlichung bleibt unverändert. Die verwendete Literatur wird am Ende der Arbeit zusammen zitiert.

Kurzfassung

Zentrale technische Einschränkung vieler Verstärkungsmaßnahmen ist, dass diese nicht für das Konstruktionseigenengewicht wirksam sind. Zur Lösung wird für statisch bestimmte Tragwerke die gezielte Temperierung von in Schlitzern ergänzten Bewehrungsstäben vorgeschlagen. Ziel ist es, die Stäbe, die in ein Vergussmaterial eingebettet sind, thermisch vorzudehnen und somit an die Dehnung der Initialbewehrung anzugleichen. Die Verbundwirkung mit dem erhärteten Vergussmaterial verhindert nach dem Stoppen der Wärmezufuhr und dem damit verbundenen Abkühlen die Rückverformung der Stäbe. Dadurch entsteht eine Vorspannkraft, die dem Biegemoment aus dem Eigengewicht entgegenwirkt und die Zugzone des Bestandsquerschnitts entlastet. Im Beitrag wird ein analytisches Berechnungsmodell für das Verstärkungsverfahren vorgestellt und hergeleitet. Dieses wird anhand numerischer Berechnungen und in einer ersten experimentellen Umsetzung verifiziert. Die wesentlichen Einflussgrößen auf die Wirksamkeit der Verstärkung werden im Rahmen von Parameterstudien untersucht. Die Ergebnisse zeigen, dass die thermische Vorspannung von nachträglich ergänzten Bewehrungsstäben effektiv möglich ist und mit dem Berechnungsmodell die daraus resultierende Wirkung, je nach untersuchten Randbedingungen, mit einer Genauigkeit von 80 bis 97 % erfasst werden kann. Die Genauigkeit steigt mit zunehmender Querschnittshöhe, einer geringeren Ausgangstemperatur des Querschnitts und einer geringeren Wärmeleitfähigkeit des Betons im Initialquerschnitt.

Stichworte: nachträgliche Verstärkung; thermische Vorspannung; Bewehrungsergänzung; Berechnungsmodell; HPC; Wärmebehandlung

Calculation model for thermal pre-stressing of subsequently added reinforcement *Key technical limitation of many strengthening measures is that they are not effective for the structure's self-weight. As a solution, a targeted tempering of reinforcing bars put into respective slots is proposed for statically determinate load-bearing structures. The aim is to thermally pre-stress the bars, which are embedded in a grouting material, and to balance their strain to that of the initial reinforcement. The bond with the grout prevents the bars from re-forming when cooling after heating is stopped. This creates pre-stress that neutralizes the bending moment from the self-weight and relieves the tensile zone of the cross-section. In the paper, an analytical calculation model for the strengthening approach is presented and derived. This is verified through numerical calculations and a first experimental realization. The main factors influencing the effectiveness of the strengthening measure are analyzed in parameter studies. The results show that the thermal pre-stressing of subsequently added reinforcing bars is effectively possible. Depending on the actual boundary conditions, the calculation predicts the strengthening effect with an accuracy of 80–97%. The accuracy increases with the height and a lower initial temperature and a lower thermal conductivity of the concrete in the initial cross-section.*

Keywords: post-installed reinforcement; thermal pre-stressing; supplemental reinforcement; calculation model; HPC; heat treatment

5.1 Einleitung

Die Verstärkung von Stahlbetontragwerken gewinnt angesichts einer alternden Bausubstanz

zunehmend an Bedeutung [41, 125]. Nutzungsänderungen, rechnerische Defizite infolge normativer Anpassungen (*conceptual ageing*) und Dauerhaftigkeitsprobleme sind

häufige Kriterien, die eine Weiternutzung von Bestandsbauwerken einschränken [128]. Es wird geschätzt, dass in den EU-Staaten insgesamt 60 % der bestehenden Bauwerke erneuert oder verstärkt werden müssen [17]. Eine Verstärkung bietet im Vergleich zu einem Ersatzneubau ökologische und ökonomische Vorteile [203]. Die bereits vorhandenen baulichen Ressourcen können effektiv genutzt und dadurch die Gesamtmenge an benötigten Baustoffen und einzusetzenden Energiere Ressourcen reduziert werden. Zudem werden lange Ausführungszeiten und damit verbundene Beeinträchtigungen der Nutzung vermieden.

Typische Verstärkungsverfahren bei Defiziten in der Biegetragfähigkeit sind das Vergrößern der Druckzone durch Betonergänzungen [27] oder die Verstärkung der Zugzone durch eingeschlitzte Bewehrung, aufgeklebte Stahlaschen, CFK-Gelege oder SMA-Bewehrung [232, 95, 198, 20, 209]. Diese Verfahren sind jedoch alle nur für Verkehrslasten, nicht für die eingepprägten Eigenlasten wirksam [95]. Da der Anteil des Eigengewichts an der Gesamtlast bspw. bei Deckenplatten aus Stahlbeton rund 70 % beträgt, ist die Wirksamkeit einer Verstärkung – zumindest in der Gebrauchstauglichkeit – gering.

Eine Verstärkung kann durch Vorspannung für die Gesamtlast aus Eigen- und Verkehrslasten aktiviert werden. Neben dem Aufbringen einer

mechanischen Kraft [170, 190, 89],

z. B. als externe Vorspannung, kann dies durch das temporäre Einprägen von Zwangsschnittgrößen infolge einer gezielten Temperierung des Bauteils während der Verstärkung erfolgen [117, 118, 119, 39]. Alternativ und speziell bei statisch bestimmten Systemen kann der Effekt auch durch die gezielte thermische Vorspannung nachträglich ergänzter Bewehrung erreicht werden; analog zum Tragprinzip der konventionellen Vorspannung mit nachträglichem Verbund. Bild 5.1 links und Mitte zeigt das Prinzip am Beispiel eines Einfeldträgers, der in der Zugzone unter wirkender Eigenlast g durch zwei eingeschlitzte Bewehrungsstäbe der Fläche A_s verstärkt wird. Die Stäbe sind in ein Vergussmaterial eingebettet und werden von außen temperiert, um sie entsprechend der vorgegebenen Temperaturänderung $\Delta\vartheta$ um das Maß ε_s thermisch zu dehnen. Ziel ist es, die Differenz zur aus g eingepprägten Dehnung ε_{s0} der initialen Bewehrung A_{s0} auszugleichen. Nachdem das Verfüllmaterial ausgehärtet ist, stoppt die Temperaturinduktion. Die Verbundwirkung verhindert die Rückverformung der nachträglich ergänzten Stäbe und es entsteht eine Druckkraft F_{PT} sowie aufgrund des Abstands Z_{PT} zum Schwerpunkt ein Biegemoment $F_{PT} \cdot Z_{PT}$. So wird der Belastung aus dem Eigengewicht entgegengewirkt und die Zugzone des Bestandsquerschnitts entlastet.

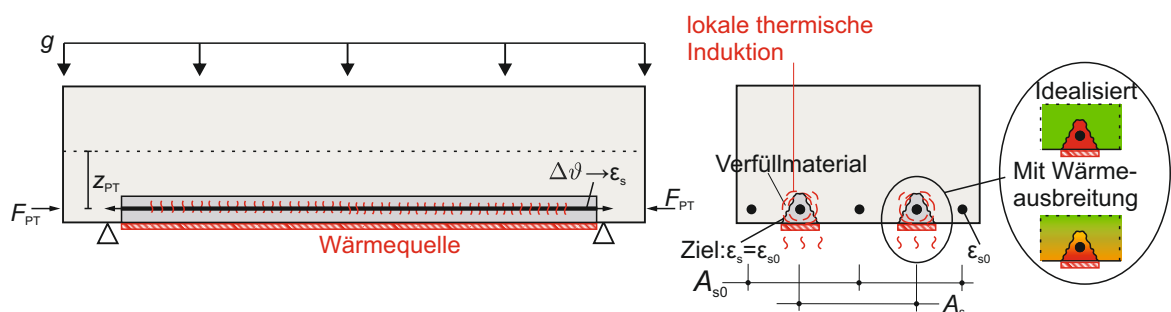


Bild 5.1: Prinzip nachträglicher Verstärkung mittels eingeschlitzter und thermisch vorgespannter Zusatzbewehrung (links und Mitte) mit rechnerischen Temperaturverteilungen (rechts)
Principle of subsequent reinforcement employs slotted and thermally prestressed additional reinforcement (left and center) with calculated temperature distributions (right).

Die ergänzten Bewehrungsstäbe sind somit für das Eigengewicht wirksam.

Eine der zentralen Herausforderungen ist es dabei, den Wärmeeintrag auf die Schlitzte zu beschränken. Bild 5.1 rechts zeigt die der Verstärkungsmethode zugrunde liegende idealisierte Annahme, dass der Schlitz konstant aufgeheizt wird (roter Bereich) und keine Wärmeausbreitung auf den in Grün dargestellten Initialquerschnitt stattfindet. In der Realität wird die Wärme abfließen und sich eine transiente Temperaturverteilung im Querschnitt mit warmen (rot) bis kalten (grün) Bereichen einstellen. Der Temperaturanstieg im Initialquerschnitt reduziert den Temperaturunterschied zum Schlitz und damit die Wirksamkeit der thermischen Vorspannung. Der Einfluss der reduzierten Wirksamkeit ist zu erfassen und ggf. bei der Bemessung zu berücksichtigen (vgl. Abschn. 5.3.2). Im Beitrag wird ein analytisches Berechnungsmodell zur thermischen Vorspannung nachträglich ergänzter Bewehrung vorgestellt. Dieses wird für verschiedene Randbedingungen anhand numerischer Simulationsrechnungen verifiziert. Die Ergebnisse werden mit einer ersten experimen-

tellen Umsetzung verglichen. Zudem werden die wesentlichen Einflussgrößen auf die Wirksamkeit der Verstärkung dargestellt.

5.2 Berechnungsmodell für thermisch vorgespannte Bewehrung

5.2.1 Berechnungsgrundlagen

Die Dehnungsverteilung in Balkenquerschnitten zeigt Bild 5.2 an einem allgemeinen Stahlbetonquerschnitt mit der Gesamtfläche A (brutto), der an der Oberseite durch einen eingeschlitzten Bewehrungsstab mit der Fläche A_s verstärkt wird. Das Verfüllmaterial hat eine Nettofläche A_{c2} . Beides wird nachträglich ergänzt. Die Bruttofläche des Schlitzes ist $A_{c2} + A_s$. Der verbleibene Initialquerschnitt hat die Fläche A_{c1} und enthält eine Initialbewehrung mit der Fläche A_{s0} . Die Querschnittsteile weisen unterschiedliche E-Module (E_{c1} , E_{c2} und E_s) auf. Der Gesamtquerschnitt sowie dessen Temperaturverteilung $\vartheta(y, z)$ sind symmetrisch zur z -Achse.

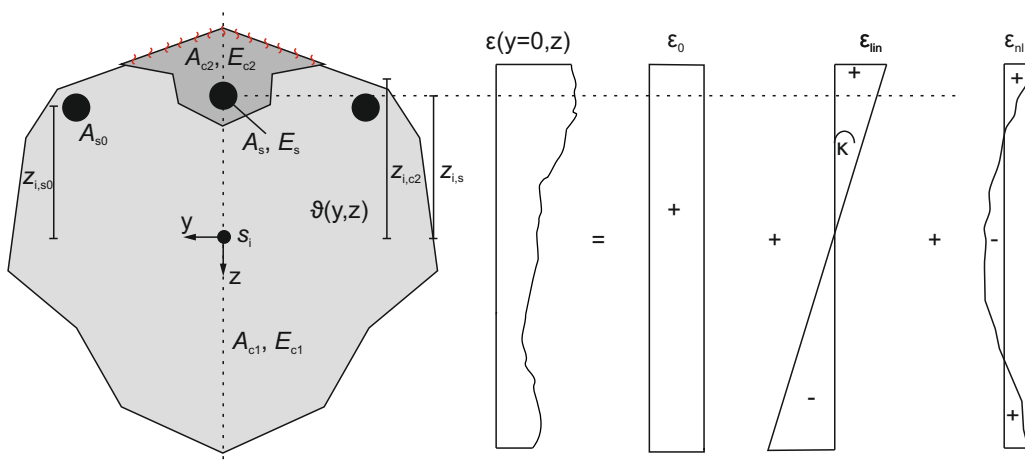


Bild 5.2: Dehnungsverteilung in einem beliebigen mehrschichtigen Betonquerschnitt infolge einer allgemeinen Temperaturverteilung mit Zerlegung in einen konstanten, linearen und nicht-linearen Anteil

Strain distribution in an arbitrary multi-layer concrete cross-section due to a general temperature distribution with decomposition into a constant, linear and nonlinear component

Die beliebige Dehnungsverteilung $\varepsilon(y, z)$ im Initialquerschnitt nach Bild 5.2 ist zur z -Achse symmetrisch und setzt sich allgemein aus einem thermischen $\varepsilon_T(y, z)$ und einem mechanischen Anteil $\varepsilon_M(z)$ zusammen (Gl. (5.1)) [142, 146]. $\varepsilon(y, z)$ kann in einen konstanten ε_0 , einen linearen $\varepsilon_{\text{lin}}(z)$ und einen nichtlinearen Anteil $\varepsilon_{\text{nl}}(y, z)$ zerlegt werden (Gl.(5.1)).

$$\begin{aligned}\varepsilon(y, z) &= \varepsilon_T(y, z) + \varepsilon_M(z) \\ &= \varepsilon_0 + \varepsilon_{\text{lin}}(z) + \varepsilon_{\text{nl}}(y, z) \quad (5.1)\end{aligned}$$

Der nichtlineare Residualanteil geht als Eigenspannungsanteil nicht in die Ermittlung von Schnittgrößen ein und wird im Folgenden nicht berücksichtigt. Die Rückverformung der thermisch gedehnten ergänzten Bewehrung und des Verfüllmaterials wird nach dem Stoppen der Wärmezufuhr und der damit verbundenen Abkühlung durch die Verbundwirkung mit dem Initialquerschnitt zurückgehalten. Die daraus resultierende Kraft stellt somit eine äußere Einwirkung auf den Initialquerschnitt mit Initialbewehrung ohne Schlitz dar. Erst die nach der Verstärkung aufgebrachten Lasten, wie z. B. Verkehrslasten, wirken auf den Gesamtquerschnitt, was hier allerdings nicht weiter betrachtet wird. Der Schwerpunkt des Initialquerschnitts ohne Schlitz unter Berücksichtigung der unterschiedlichen Steifigkeiten von Beton und Initialbewehrung ist als S_i (ideell) definiert. Analog ist die ideelle Querschnittsfläche als A_i und das zugehörige Flächenträgheitsmoment als I_i definiert.

Neben der ergänzten Bewehrung wird auch das umliegende flüssige Verfüllmaterial des Schlitzes thermisch gedehnt. Unter der Voraussetzung, dass die daraus resultierende Spannung σ_{c2} unter der Zugfestigkeit des Materials f_{ct2} verbleibt, erzeugt dieses nach dem Aushärten und Abkühlen eine zusätzliche Vorspannkraft. Im Rahmen des Beitrags werden die Grenzfälle mit („Verfüllmaterial ungerissen“) und ohne Berücksichtigung („Verfüllmaterial gerissen“)

dieser zusätzlichen Vorspannkraft untersucht. Die Abstände zwischen dem Schwerpunkt des Verfüllmaterials ohne Stab sowie der Schwerelage des Stabs zu S_i sind $z_{i,c2}$ bzw. $z_{i,s}$.

In dem Berechnungsmodell wird ein idealer Verbund zwischen ergänzter Bewehrung, Verfüllmaterial und Initialquerschnitt angenommen. Zudem werden die zeitabhängigen Dehnungsänderungen aus Kriechen und Schwinden der Betone nicht berücksichtigt. Diese führen in der Realität zu einer zeitabhängigen Abnahme der thermischen Vorspannkraft. Die Arbeiten in [179, 191] zeigen, dass die zeitabhängigen Verformungen durch die Wärmebehandlung um bis zu 50 % reduziert werden. Der Initialquerschnitt ist zum Zeitpunkt der Verstärkung gerissen. Allerdings sind die erwarteten Dehnungen im Querschnitt gering. Daher wird der Beton in der Druckzone und der Bewehrungsstahl in der Zugzone mit linear elastischem Materialverhalten idealisiert. Die Anwendung des Modells ist auf statisch bestimmte Systeme beschränkt. Kontinuitätsspannungen aus statisch unbestimmter Systemwirkung wären separat zu ergänzen [119].

5.2.2 Herleitung der thermo-mechanischen Kopplung

Die Herleitung der thermo-mechanischen Kopplung erfolgt an dem gegenüber Bild 5.2 um Temperaturbereiche erweiterten allgemeinen Stahlbetonquerschnitt mit eingeschlitzter Bewehrung (Bild 5.3, links). Das Prinzip der Verstärkung ist es, den Schlitz auf eine Zieltemperatur aufzuheizen und damit einen Temperaturunterschied zum Initialquerschnitt zu erzeugen, aus dem die thermische Vorspannung der ergänzten Bewehrung resultiert. Für das Berechnungsmodell wird vereinfacht angenommen, dass der Schlitz konstant die Zieltemperatur aufweist (roter Bereich) und keine Wärmeausbreitung auf den umliegenden, grün dargestellten Initialquerschnitt erfolgt.

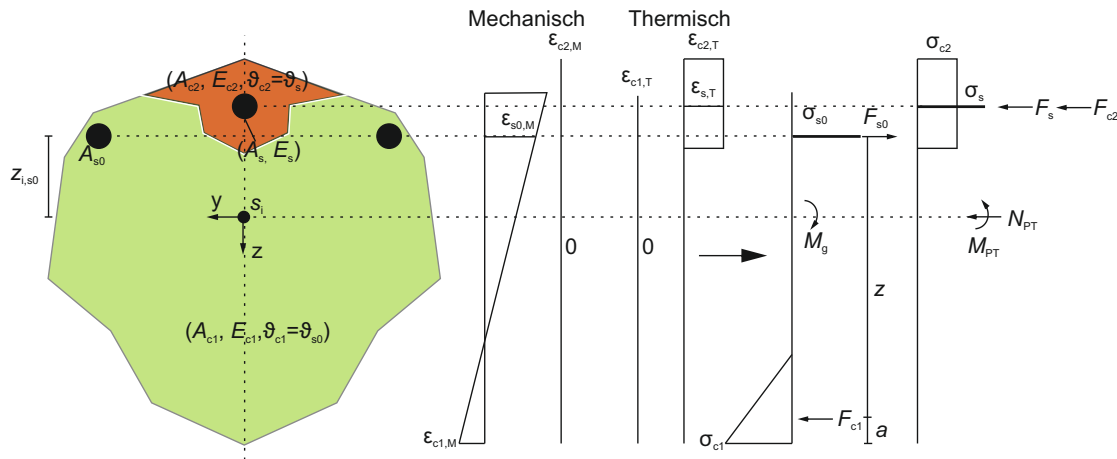


Bild 5.3: Mechanische Wirkung eines nachträglich ergänzten, lokal aufgeheizten Schlitzes mit Bewehrungsstab

Mechanical effect of a subsequently added, locally heated slot with reinforcing bar

Im Querschnitt ergeben sich somit zwei Bereiche mit jeweils konstanten Temperaturen (idealer Zustand). Bild 5.3 (rechts) zeigt für die Querschnittsteile die korrespondierenden Dehnungen über die Höhe z . Das Biegemoment M_g aus Eigengewicht führt zu einer linearen mechanischen Dehnung im Initialquerschnitt (A_{c1} mit A_{s0}). Zum Zeitpunkt der Verstärkung ist der Beton in der Zugzone von A_{c1} gerissen (Zustand 2 mit Annahme: $f_{ct1} = 0$). Die resultierende Zugkraft wird vollständig von A_{s0} aufgenommen, was zu einer Dehnung $\varepsilon_{s0,M}$ führt. Die Dehnung am gedrückten Rand von A_{c1} ist $\varepsilon_{c1,M}$. A_{c2} und A_s sind initial unbelastet und erfahren während der Temperierung keine mechanischen Dehnungen ($\varepsilon_{c2,M} = \varepsilon_{s,M} = 0$). Der Temperaturanstieg im Schlitz führt aufgrund des annähernd gleichen Wärmeausdehnungsverhaltens von Beton und Stahl (Annahme Wärmeausdehnungskoeffizient: $\alpha_T = \alpha_{T,c} = \alpha_{T,s}$) zu einer konstanten Temperaturdehnung $\varepsilon_{c2,T} = \varepsilon_{s,T}$ über $A_{c2} + A_s$. Da die Wärmeausbreitung auf A_{c1} vernachlässigt wird, treten hier keine Temperaturdehnungen auf ($\varepsilon_{c1,T} = 0$).

Die Dehnungen in den Querschnittsteilen werden gemäß dem Hookeschen Gesetz in Spannungen σ überführt und die resultierenden

Kräfte F berechnet. Aus $\varepsilon_{s0,M}$ resultiert die innere Zugkraft F_{s0} laut Gl. (5.2):

$$F_{s0} = \varepsilon_{s0,M} \cdot A_{s0} \cdot E_s \quad (5.2)$$

Die über die Druckzonenhöhe x wirkende Spannung mit dem Maximalwert σ_{c1} am unteren Rand von A_{c1} wird vollständig vom Beton aufgenommen. Die resultierende innere Druckkraft F_{c1} wirkt im Abstand a vom unteren Rand und steht im Gleichgewicht mit F_{s0} ($F_{c1} + F_{s0} = 0$). Der Abstand zwischen F_{c1} und F_{s0} ist der innere Hebelarm z . Der Zusammenhang zwischen den inneren Kräften F_{s0} und F_{c1} mit der äußeren Einwirkung M_g ergibt sich aus dem Momentengleichgewicht um die initiale Bewehrungslage: $M_g = z \cdot F_{c1}$.

Nach dem Aushärten des Verfüllmaterials und Stoppen der Wärmezufuhr führt die thermische Dehnung der ergänzten Bewehrung zu einer Druckkraft entsprechend Gl. (5.3). $\varepsilon_{s,T}$ folgt der Differenz zwischen der Stahltemperatur ϑ_s im temperierten Zustand und der Ausgangstemperatur $\vartheta_{s,0}$ multipliziert mit α_T .

$$F_s = \varepsilon_{s,T} \cdot A_s \cdot E_s = (\vartheta_s - \vartheta_{s,0}) \cdot \alpha_T \cdot A_s \cdot E_s \quad (5.3)$$

Die zusätzliche Vorspannkraft F_{c2} aus der thermischen Dehnung des Verfüllmaterials ergibt

sich analog zu Gl. (5.3) nach Gl. (5.4). Reißt der Querschnitt mit $\sigma_{c2} \gg f_{ct2}$, entfallen der rechnerische der Anteil aus F_{c2} sowie die ausgleichenden Momentanteile.

$$\begin{aligned} F_{c2} &= \varepsilon_{c2,T} \cdot A_{c2} \cdot E_{c2} \\ &= (\vartheta_{c2} - \vartheta_{c2,0}) \cdot \alpha_T \cdot A_{c2} \\ &\quad \cdot E_{c2} \end{aligned} \quad (5.4)$$

Die beiden thermisch erzeugten Anteile an der Druckkraft F_{PT} führen zu einer Drucknormalkraft N_{PT} im Gesamtquerschnitt (Gl. (5.5)). Diese wirkt entgegen F_{s0} und entlastet damit die Zugzone des Gesamtquerschnitts.

$$N_{PT} = F_{PT} = F_s + F_{c2} \quad (5.5)$$

Aus den Druckkräften F_s und F_{c2} multipliziert mit den Abständen $z_{i,s}$ bzw. $z_{i,c2}$ zu S_i ergeben sich die thermischen Vorspannmomente (Gln. (5.6)-(5.8)). Diese wirken entgegen M_g und entlasten damit den Gesamtquerschnitt.

$$M_{c2} = F_{c2} \cdot z_{i,c2} \quad (5.6)$$

$$M_s = F_s \cdot z_{i,s} \quad (5.7)$$

$$M_{PT} = M_s + M_{c2} \quad (5.8)$$

5.2.3 Auswirkungen der thermischen Vorspannung auf den Querschnitt

Die thermische Vorspannwirkung wird an dem allgemeinen Stahlbetonquerschnitt nach Abschnitt 5.2.2 untersucht. Referenz für $\varepsilon_{s,T}$ ist eine angestrebte Vordehnung von 0,6 ‰. Diese entspricht etwa der mittleren mechanischen

Dehnung infolge des charakteristischen Eigen gewichtsanteils üblicher einfeldiger Hochbau-platten (ca. 70 %) bei Linearisierung des parabelförmigen Momentenverlaufs. Mit $\alpha_T = 10^{-5} 1/K$ beträgt die erforderliche Temperaturdifferenz zwischen Schlitz und Initialquerschnitt 60°C, damit $\varepsilon_{s,T} = \varepsilon_{s,0,M}$ gilt. Dies gilt vereinfachend ohne Berücksichtigung der Wärmeausbreitung (idealer Zustand). Für eine Ausgangstemperatur $\vartheta_{c1,0} = \vartheta_{s,0} = \vartheta_{c2,0} = 20^\circ C$ in allen Querschnittsteilen muss der Schlitz somit auf 80 °C aufgeheizt werden.

Die aus der thermischen Vorspannkraft bei $\varepsilon_{s,T} = \varepsilon_{s,0,M} = 0,6 \text{ ‰}$ resultierende Normalkraft N_{PT} sowie das Moment M_{PT} (Abschn. 5.2.2) wirken auf den verbleibenden Initialquerschnitt und führen zu einer Entlastung der Zugzone mit initialer Bewehrung. Diese weist nach der Verstärkung die Dehnung $\varepsilon_{s,0,PT} < \varepsilon_{s,0}$ auf, die aus der Dehnungsverteilung im Initialquerschnitt resultiert. Somit beeinflusst die aufgebrauchte thermische Vorspannkraft die Dehnung in der bereits vorhandenen Initialbewehrung. Analog zur klassischen Spannbetonbauweise, mit mehreren nacheinander vorgespannten Spanngliedern [224]. Hier führt die zusätzlich eingeleitete Spannkraft zu einer Verkürzung des Betons, die sich in den bereits gespannten Spanngliedern in Form eines Dehnungsrückgangs bemerkbar macht. Die nachfolgend dargestellte Berechnung der Dehnungsänderung infolge der thermischen Vorspannung beschränkt sich auf Querschnitte mit einer rechteckigen Druckzone.

Die resultierende innere Zugkraft $F_{s0,PT}$ im verstärkten Zustand folgt nach Gl. (5.9) zu:

$$F_{s0,PT} = A_{s0} \cdot \varepsilon_{s0,PT} \cdot E_{s0} \quad (5.9)$$

Der gedrückte Querschnittsrand hat nach der Verstärkung die Dehnung $\varepsilon_{c1,PT}$. Die Druckzonenhöhe x folgt aus der Dehnungsebene und ist über $\varepsilon_{c1,PT}$ und $\varepsilon_{s0,PT}$ sowie die statische

Nutzhöhe d der Initialbewehrung eindeutig definiert in Gl. (5.10):

$$x = \frac{|\varepsilon_{c1,PT}|}{|\varepsilon_{c1,PT}| + |\varepsilon_{s0,PT}|} \cdot d \quad (5.10)$$

$\varepsilon_{c1,PT}$ wird gering erwartet, sodass $\varepsilon_{c1,PT} < (0,4 \cdot f_c)/E_{c1}$ gilt. Vereinfacht wird daher ein linearer Zusammenhang zwischen $\varepsilon_{c1,PT}$ und $\sigma_{c1,PT}$ über E_{c1} angesetzt. Damit ist $a = 1/3 \cdot x$ und F_{c2} ergibt sich für eine rechteckige Druckzone mit der Breite b in Gl. (5.11) wie folgt:

$$F_{c2,PT} = x \cdot a \cdot b \cdot 0,5 \cdot \varepsilon_{c1,PT} \cdot E_{c1} \quad (5.11)$$

$\varepsilon_{s0,PT}$ und $\varepsilon_{c1,PT}$ können durch Iteration der Dehnungsebene bis zur Einhaltung des Gleichgewichts innerer und äußerer Schnittgrößen $N_E = N_R$ (Gl. (5.12)) bzw. $M_E = M_R$ (Gl. (5.13)) ermittelt werden.

$$N_E = N_{PT} \stackrel{!}{=} N_R = F_{c1,PT} + F_{s0,PT} \quad (5.12)$$

$$\begin{aligned} M_E &= M_g - M_{PT} \stackrel{!}{=} M_R \\ &= F_{s0,PT} \cdot z_{i,s0} \\ &\quad + F_{c1,PT} \cdot (d - z_{i,s0} - a) \end{aligned} \quad (5.13)$$

mit:

$$M_g = F_{s0,PT} \cdot z \approx F_{s0,PT} \cdot 0,9 \cdot d$$

Die Dehnungsänderung in der Initialbewehrung ist $\Delta\varepsilon_{s0} = \varepsilon_{s0,M} - \varepsilon_{s0,PT}$. Für einen allgemeinen Querschnitt mit rechteckiger Druckzone, mit den Annahmen $d_1 = 0,2 \cdot h$, Bewehrungsgrad $\rho = 1\%$, $A_s = A_{s0}$, $E_s/E_{c1} = 6$ und $z_{i,s0} = z_{i,s}$, ist $\Delta\varepsilon_{s0}/\varepsilon_{s0,M} = 0,85$, wenn F_{c2} vernachlässigt wird („gerissen“). Das heißt, M_g verteilt sich nach der Verstärkung trotz $\varepsilon_{s,T} = \varepsilon_{s0,M}$ bei $A_s = A_{s0}$ zu 85 % auf die thermisch vorgespannte Zusatzbewehrung. Die

Verstärkung entlastet die Initialbewehrung für das Eigengewicht fast vollständig. Dies kann im Zustand „Verfüllmaterial ungerissen“ auf $\Delta\varepsilon_{s0}/\varepsilon_{s0,M} > 0,85$ und mit zunehmender Schlitzfläche sowie E-Modul des Verfüllmaterials weiter gesteigert werden.

Ohne die zuvor normierten Randbedingungen ist der Einfluss der Vorspannkraft auf die Initialbewehrung grundsätzlich von der Querschnittshöhe abhängig. Bei gleichbleibender ergänzter Bewehrungsmenge und damit Vorspannkraft nimmt mit zunehmender Querschnittshöhe der Einfluss aufgrund der zunehmenden Steifigkeit (EI, EA) des Querschnitts ab.

Der Einfluss verschiedener thermischer und geometrischer Parameter auf die thermisch erzeugte Vorspannkraft wird nachfolgend an beliebig geformten Querschnitten untersucht. Dazu wird der Wirkungsgrad der Verstärkung als das Verhältnis der thermischen Vorspannkraft F_{PT} zu F_{s0} (F_{PT}/F_{s0} , bzw. F_s/F_{s0}) definiert. Ein Wirkungsgrad von 1 bedeutet, dass die planmäßige Vorspannkraft erreicht wird, was nach den vorherigen Untersuchungen zu einer fast vollständigen Entlastung der Initialbewehrung unter Eigenlast führt. Es wird angenommen, dass $A_s = A_{s0}$ ist und A_c vor der Verstärkung einen Bewehrungsgrad $\rho = 1\%$ aufweist. Die Ergebnisse sind auf andere Bewehrungsgrade übertragbar. Der Einfluss der thermisch vorgespannten Bewehrung ist bei $A_s = A_{s0}$ unabhängig von ρ . Es reduziert sich lediglich mit zunehmendem ρ der Anteil des Verfüllmaterials an der Gesamtschlitzfläche, was zu einem geringfügig abnehmenden Einfluss von F_{c2} führt.

Bild 5.4a zeigt den Wirkungsgrad der thermischen Vorspannung für $\vartheta_{c2} = \vartheta_s = 80^\circ C$ und $\vartheta_{s,0} = \vartheta_{c2,0} = 20^\circ C$ bei $\varepsilon_{s0,M} = 0,6\%$. Für den ungerissenen Zustand ist der Wirkungsgrad in Abhängigkeit vom Verhältnis $(A_{c2} + A_s)/A_c$ dargestellt, wobei A_s konstant bleibt. Als Verfüllmaterial dient ein hochfester

Beton (HPC) mit $E_{c2} = 45.000$ MPa. E_s ist 200.000 MPa. Erwartungsgemäß ist das Verhältnis $F_s/F_{s0} = 1$. Bei zusätzlicher Berücksichtigung von F_{c2} erhöht sich der Wirkungsgrad der Verstärkung auf $F_{PT}/F_{s0} \geq 1$. Der Einfluss ist proportional zu $(A_{c2} + A_s)/A_c$. Bild 5.4b zeigt bei ansonsten gleichen Randbedingungen wie zuvor den Einfluss von E_{c2} auf die Wirksamkeit der Verstärkung. Dazu wird $\alpha_{s,2}$ als das Verhältnis der E-Module von Bewehrungsstab und Verfüllmaterial (vgl. Gl. (5.14)) eingeführt.

$$\alpha_{s,2} = \frac{E_s}{E_{c2}} \quad (5.14)$$

Untersucht werden ein Leichtbeton ($E_{c2} = 20.000$ MPa), ein Normalbeton ($E_{c2} = 33.000$ MPa), ein HPC ($E_{c2} = 50.000$ MPa), ein UHPC ($E_{c2} = 67.000$ MPa) sowie ein fiktiver Beton mit $E_{c2} = 100.000$ MPa, ent-

sprechend ist $2 \leq \alpha_{s,2} \leq 10$. Mit zunehmender Steifigkeit des Verfüllmaterials nimmt F_{c2} nach Gl. (5.4) zu und damit auch der Wirkungsgrad F_{PT}/F_{s0} . F_s/F_{s0} ist unabhängig vom Verfüllmaterial und bleibt unverändert. Den Einfluss verschiedener Schlitztemperaturen $\vartheta_{c2} = \vartheta_s$ bei konstanter Ausgangstemperatur $\vartheta_{s,0} = \vartheta_{c2,0} = 20^\circ\text{C}$ und $\varepsilon_{s0,M} = 0,6\text{‰}$ zeigt Bild 5.4c. Untersucht werden Temperaturen $40^\circ\text{C} \leq \vartheta_s = \vartheta_{c2} \leq 100^\circ\text{C}$. Mit abnehmender Schlitztemperatur nehmen nach Gln. (5.4) und (5.5) $\varepsilon_{s,T}$ und $\varepsilon_{c2,T}$ bzw. F_s und F_{c2} ab. Dadurch sinkt der Wirkungsgrad der Verstärkung für die Zustände „Verfüllmaterial gerissen“ und „ungerissen“. Für $\vartheta_{c2} = 40^\circ\text{C}$ ist $F_s/F_{s0} = 1/3$ (hellblaue Linie). Um das Temperaturdefizit zu kompensieren, müsste bei Berücksichtigung von F_{c2} der Schlitzanteil $(A_{c2} + A_s)/A_c$ auf ca. 0,2 erhöht werden (hellblau schattierte Linie).

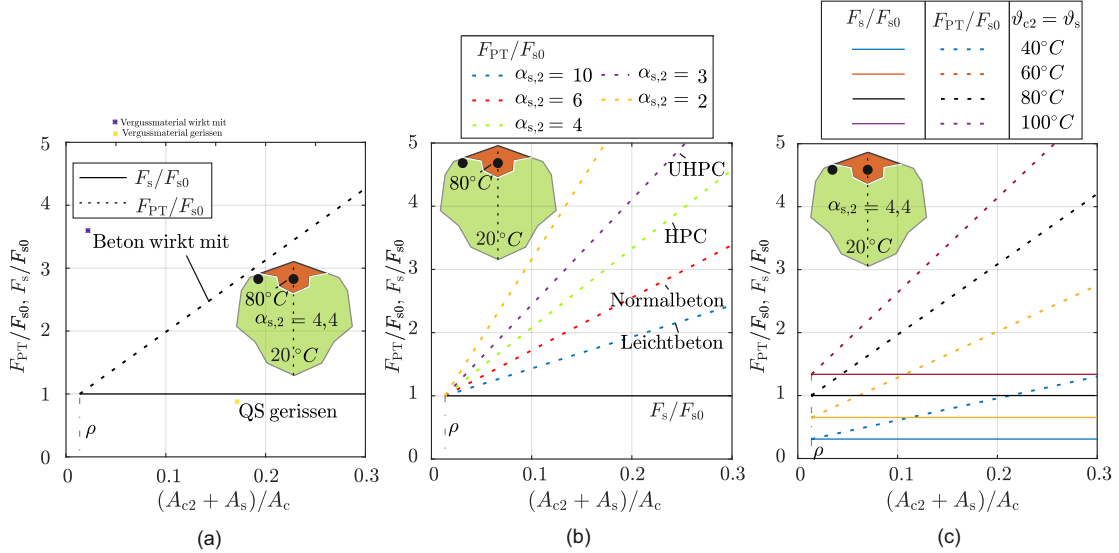


Bild 5.4:

Thermische Vorspannkraft der ergänzten Bewehrung, bezogen auf die innere Kraft der initialen Bewehrung mit einer Vordehnung von 0,6 ‰ in Abhängigkeit vom Verhältnis $(A_{c2} + A_s)/A_c$ im Referenzzustand (a), bei Variation des E-Modul-Verhältnisses $\alpha_{s,2}$ (b) sowie bei Variation der Schlitztemperatur ϑ_{c2} (c).

Thermal prestressing force of the supplemented reinforcement in relation to the internal force of the initial reinforcement with a pre-strain of 0.6 ‰ as a function of the ratio $(A_{c2} + A_s)/A_c$ in the reference state (a), with variation of the modulus of elasticity ratio $\alpha_{s,2}$ (b) and with variation of the slot temperature ϑ_{c2} (c).

Dagegen führt eine Temperatur $\vartheta_s \geq 80^\circ\text{C}$ auch ohne Berücksichtigung von F_{c2} zu einem Wirkungsgrad ≥ 1 .

Die Kombination der Effekte zeigt Bild 5.5 exemplarisch, für eine von A_{s0} abweichende Bewehrungsergänzung A_s , bei einer auf 60°C reduzierten Schlitztemperatur. Zur Darstellung wird in Gl. (5.15) A_s mit dem Faktor n relativ zu A_{s0} definiert.

$$A_s = n \cdot A_{s0} \quad (5.15)$$

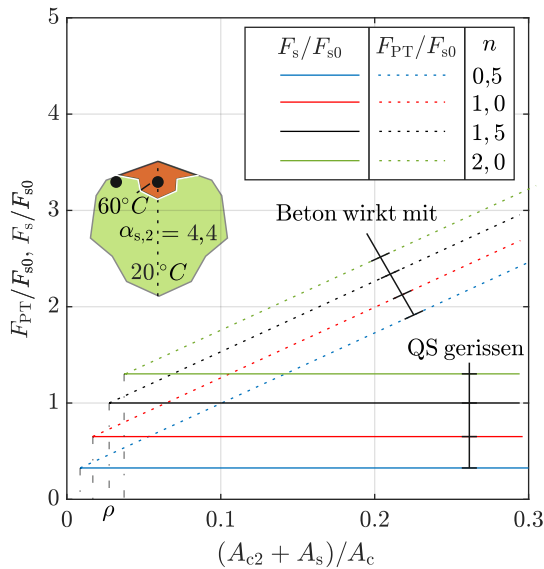


Bild 5.5:

Einfluss der ergänzten Bewehrungsmenge A_s , bezogen auf A_{s0} bei einer konstanten Schlitztemperatur von 60°C in Abhängigkeit vom Verhältnis $(A_{c2} + A_s)/A_c$

Influence of the added amount of reinforcement A_s in relation to A_{s0} at a constant slot temperature of 60°C as a function of the ratio $(A_{c2} + A_s)/A_c$

F_s/F_{s0} nimmt mit steigendem n zu. Infolge der geringeren Schlitztemperatur ergibt sich für $n = 1$ ein Wirkungsgrad von ca. $2/3$ (vgl. Bild 5.4c); für $n = 1,5$ wird dieser zu 1. Eine geringere Temperaturdehnung kann somit durch eine erhöhte Bewehrungsmenge kompensiert werden (vgl. Gl. (5.4)). Der Einfluss von F_{c2} entspricht Bild 5.4c für $\vartheta_{c2} = \vartheta_s = 60^\circ\text{C}$ für $n = 1$.

5.3 Verifizierung des Berechnungsmodells mittels numerischer Berechnungen

5.3.1 Numerische Adaption

Zur Verifizierung des analytischen Berechnungsmodells wird die thermische Vorspannung für verschiedene Randbedingungen durch Kopplung einer numerischen Temperaturfeldberechnung (2D) und einer iterativen Querschnittsberechnung mittels Lamellenmodell (1D) ermittelt und mit der analytischen Lösung verglichen.

Das analytische Berechnungsmodell berücksichtigt nicht die in der Realität auftretende Wärmeausbreitung vom Schlitz in den umliegenden Beton. Aus dieser Temperaturänderung im Initialquerschnitt resultieren nach Abschnitt 5.2.1 die thermischen Dehnungen $\varepsilon_{c1,T}$. Diese werden nach Abschnitt 5.2.1 in einen konstanten und einen linearen Anteil überführt. Dadurch verringert sich die Dehnungsdifferenz zwischen Schlitz und Initialquerschnitt und damit auch die resultierende thermische Vorspannung.

Um den Fehler aus der getroffenen Vereinfachung in Abschnitt 5.2.2 zu quantifizieren, erfolgt eine zweidimensionale numerische Berechnung der instationären Temperaturverteilung mit dem Verfahren nach [169]. Untersucht wird der in Bild 5.6 dargestellte Ausschnitt einer rechteckigen Platte mit der Breite b und der Höhe h und einem dreieckigen Schlitz mit der Breite b' und der Höhe h' . Die Diskretisierung des Querschnitts in Finite Elemente (FE) erfolgt durch 1600 Rechteckelemente (40×40 Elemente). Die dreieckige Schlitzform sowie der runde Bewehrungsstab sind durch Elemente mit einer Kantenlänge von 4 mm angenähert. Zu den nicht temperierten Querschnittsrändern nimmt die Elementgröße zu.

Jedem Element sind die materialspezifischen Parameter Rohdichte ρ , Wärmeleitfähigkeit λ und spezifische Wärmekapazität c zugeordnet. Die externe Wärmequelle ist im Modell anhand eines von außen über die Schlitzbreite zugeführten Wärmestroms abgebildet. An den Seiten des Querschnitts findet kein Wärmeaustausch statt, was einer thermischen Isolierung entspricht. An der Ober- und Unterseite findet ein Wärmeaustausch mit der Umgebung (Annahme 20°C) durch Strahlung und Konvektion statt [169]. Der Zeitschritt zur Temperaturberechnung wird durch die Materialparameter und die Elementgröße begrenzt und zu $\Delta t = 0,8 \text{ s}$ festgelegt [229].

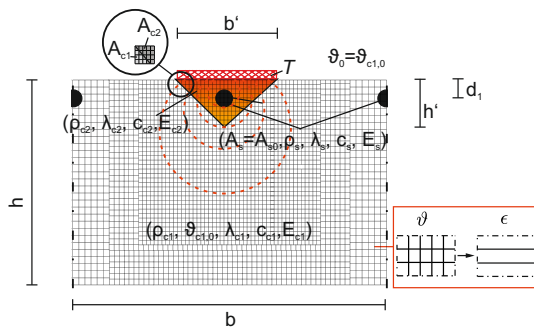


Bild 5.6:

Prinzip der numerischen Temperaturfeldberechnung am Beispiel eines rechteckigen Plattenquerschnitts mit dreieckigem Schlitz

Principle of numerical temperature field calculation using the example of a rectangular plate section with a triangular slot

Zur Ermittlung der thermischen Vorspannwirkung werden aus der Temperaturverteilung die zugehörigen Dehnungen mit α_T berechnet. Zur Querschnittsberechnung wird aufgrund seiner Symmetrie in y -Richtung ein Lamellenmodell verwendet [124, 166, 66] (Bild 5.6, rechts). Die Temperaturverteilung einer FE-Reihe wird dafür in einen mittleren Wert überführt. Aus der mittleren Temperaturänderung $\overline{\Delta\vartheta} = \sum \Delta\vartheta_i \cdot b_i / \sum b_i$ bezogen auf den Ausgangszustand ergibt sich für jede Lamelle eine zugehörige thermische Dehnung ($\varepsilon = \overline{\Delta\vartheta} \cdot \alpha_T$). Die über die

Höhe des Initialquerschnitts nichtlineare Dehnungsverteilung wird nach Abschnitt 5.2.1 in einen konstanten (ε_0) und einen linearen Anteil ($\varepsilon_{\text{lin}}(z)$) zerlegt. Der anfänglich flüssige Beton des Schlitzes weist aufgrund der einseitigen Temperierung ebenfalls eine nichtlineare Temperaturverteilung auf, die allerdings noch keine mechanisch relevante Dehnung erzeugt. Über A_s wird eine konstante thermische Dehnung angenommen, die sich aus der Temperaturänderung im Stabschwerpunkt ergibt.

Die für die thermische Vorspannung wirksame Dehnung der ergänzten Bewehrung $\varepsilon_{s,T}$ ergibt sich aus der Dehnungsdifferenz zwischen der ergänzten Bewehrung und dem Initialquerschnitt in der entsprechenden Lamelle auf Höhe der Bewehrung. Die wirksame Dehnung des Verfüllmaterials nach dem Erhärten wird ebenfalls lamellenweise aus der Differenz $\varepsilon_{c2,T} - \varepsilon_{c1,T}$ in derselben Faser bestimmt. Für jede Lamelle des Schlitzes wird dann eine thermische Vorspannkraft berechnet. Die resultierenden Schnittgrößen N_{PT} und M_{PT} ergeben sich entsprechend Abschnitt 5.2.2.

5.3.2 Vergleich des Berechnungsmodells mit der numerischen Lösung sowie einer experimentellen Untersuchung

Das analytische Berechnungsmodell wird an dem in Bild 5.6 dargestellten Querschnitt verifiziert. Die geometrischen und thermischen Randbedingungen des Querschnitts sind in Tab. 5.1 zusammengefasst. Die thermische Vorspannwirkung wird sowohl mittels analytischem Berechnungsmodell nach Abschn. 5.2.2 als auch mittels numerischer Berechnung (Abschn. 5.3.1) bestimmt und die Ergebnisse miteinander verglichen. Zusätzlich wird der theoretische Versuchsaufbau an einem 2 m langen, unbelasteten Balken im Labor umgesetzt (Bild 5.8, rechts). Die Temperatur der externen Wärmequelle T wird für die numerische

Berechnung und in der experimentellen Untersuchung gegenüber den theoretischen Überlegungen (80 °C) auf 95 °C erhöht. Dies ist erforderlich, um die Verluste aus dem Abfließen der Wärme vom Schlitz in den umliegenden Beton sowie den Abstand zwischen der Wärmequelle und A_s zu kompensieren und eine Stabtemperatur von 80 °C zu erreichen [176]. Abweichend von Bild 5.6 gilt in der experimentellen Untersuchung und der numerischen Berechnung $A_{s0} = 2A_s$.

In der experimentellen Untersuchung wird eine Silikonheizmatte entsprechend [39] als externe Wärmequelle verwendet. Die zeitliche Entwicklung des induzierten Wärmestroms wird mit einem Wärmeflussensor (Hukseflux FHF04SC, $h = 0,4 \text{ mm}$) gemäß dem Aufbau in [176] aufgezeichnet. Die Ergebnisse dienen als Eingangsgröße für die in der numerischen Temperaturfeldberechnung definierte Wärmequelle.

In Tab. 5.2 sind die thermischen und me-

chanischen Kennwerte der in der experimentellen Untersuchung verwendeten Materialien angegeben. Diese sind die Eingangsgröße für die numerische Berechnung. Als Verfüllmaterial des Schlitzes dient ein HPC nach [191],[192],[163]. Dieser zeichnet sich durch eine schnelle Entwicklung der Verbundfestigkeit infolge der rapiden Wärmebehandlung aus [179], ohne dass dabei relevante Schädigungseinflüsse durch sekundäre Ettringitbildung auftreten [193]. Nach 4 h Temperierung ist bereits 64 % der maximalen Verbundfestigkeit erreicht. Die Untersuchungen in [176] zeigen, dass der HPC im flüssigen Zustand einen Wärmeleitfähigkeitskoeffizienten $\lambda \approx 4,5 \text{ W/(mK)}$ aufweist und dieser exponentiell während der Hydratation auf ca. 3 W/(mK) abnimmt. Für die numerische Berechnung wird vereinfachend der konstante Wert im flüssigen Zustand für λ angesetzt. Der Initialquerschnitt besteht aus einem Normalbeton der Festigkeitsklasse C30/37.

Tab. 5.1: Geometrische und thermische Randbedingungen für die numerische Berechnung
Geometric and thermal boundary conditions for the numerical calculation

Parameter	h	b	h'	b'	d_1	T	ϑ_0	$A_{s,0}$	A_s
Wert	20 cm	30 cm	5 cm	10 cm	2,5 cm	95 °C	20 °C	4,02 cm ² (2 Ø16)	2,01 cm ² (1 Ø16)

Tab. 5.2: Thermische und mechanische Kennwerte der im Experiment verwendeten Materialien
nach [169], [176]
Thermal and mechanical characteristics of the materials used in the experiment acc. to
[169], [176]

Material	Dichte ρ_i [kg/m ³]	Ausgangstemperatur $\vartheta_{i,0}$ [°C]	Wärmeleitfähigkeit λ_i [W/(mK)]	Spezifische Wärmekapazität c_i [J/(kgK)]	E-Modul E_i [N/mm ²]
Normalbeton (C30/37)	2200	20	1,65	1000	31.000
HPC	2300	20	4,5	1400	45.000
Bewehrungsstäbe (B 500A)	7800	20	50	450	200.000

Die in Abschnitt 5.2.3 beschriebene Dehnungsänderung $\Delta\varepsilon_{s0}$ in der Initialbewehrung infolge der sich nach dem Abkühlen einstellenden thermischen Vorspannkraft wird in der experimentellen Untersuchung mittels Glasfasersensorik (DFOS) auf einem Bewehrungsstab erfasst [38, 109, 107]. Der Probekörper ist unbelastet ($\varepsilon_{s0,M} = 0$) und der Initialquerschnitt damit ungerissen (Zustand 1). Somit kann $\Delta\varepsilon_{s0}$ abweichend von Abschnitt 5.2.2 mit der linear elastischen Dehnungsgleichung nach Gl. (5.16) aus den analytisch bzw. numerisch ermittelten Schnittgrößen der Vorspannwirkung N_{PT} und M_{PT} berechnet werden. Diese dienen als Vergleichsgröße für die experimentelle Untersuchung.

$$\Delta\varepsilon_{s0} = \frac{N_{PT}}{E_{c1} A_i} + \frac{M_{PT}}{E_{c1} I_i} \cdot z_{i,s0} \quad (5.16)$$

N_{PT} und M_{PT} werden für den analytischen Ansatz direkt aus der Temperaturdifferenz zwischen Schlitz und Initialquerschnitt nach Abschn. 5.2.2 berechnet. Zur Ableitung der Schnittgrößen für den numerischen Ansatz muss zunächst die Temperaturverteilung im Querschnitt berechnet werden (Bild 5.7 links), hier dargestellt für die Zeitpunkte $t = [1, 2, 4]$ h. Der Schlitz heizt sich ausgehend von der Wärmequelle auf. Auch der umliegende Beton erfährt einen Temperaturanstieg, der mit der Zeit zunimmt. Der Vergleich der numerisch ermittelten transienten Temperaturverteilung mit der in der experimentellen Untersuchung an verschiedenen Stellen gemessenen Temperaturverteilung zeigt eine maximale Abweichung von 5 °C bzw. ca. 10 %. Die aus den

berechneten Temperaturverteilungen resultierenden linearisierenden Dehnungsanteile (ε_0 bzw. $\varepsilon_0(z)$) im Initialquerschnitt und Schlitz sind in Bild 5.7 rechts dargestellt. Die thermischen Vorspannkraft von ergänzter Bewehrung und Verfüllmaterial berechnen sich entsprechend Abschn. 5.3.1 aus der Dehnungsdifferenz der beiden Querschnittsteile auf derselben Höhe.

In Bild 5.8 ist $\Delta\varepsilon_{s0}$ infolge der analytisch bzw. numerisch ermittelten thermischen Vorspannkraft dargestellt und mit den gemessenen Dehnungen aus der experimentellen Untersuchung gegenübergestellt. Für die rechnerischen Ansätze ist $\Delta\varepsilon_{s0}$ sowohl mit (gestrichelte Linien) als auch ohne (durchgezogene Linien) Berücksichtigung der Zugtragfähigkeit des HPC im Schlitz (F_{c2}) angegeben.

Die Ergebnisse sind in Abhängigkeit von der Zeit dargestellt, da die beiden Ansätze nicht den Erhärtungszeitpunkt des HPC berücksichtigen. Zu diesem Zeitpunkt wird die thermisch erzeugte Vorspannkraft infolge der Temperaturverteilung eingepreßt und über Verbundwirkung übertragen. Der analytische Ansatz setzt eine konstante Temperaturverteilung an und ist somit zeitunabhängig. Es stellt sich ein zeitlich konstanter Verlauf für $\Delta\varepsilon_{s0}$ ein. Das numerische Modell erfasst die transiente Temperaturverteilung im Querschnitt und es ergibt sich ein zeitlich veränderlicher Verlauf für $\Delta\varepsilon_{s0}$. Aus dem Diagramm kann für einen bekannten Erhärtungszeitpunkt die zugehörige Vorspannwirkung abgelesen werden. Die Untersuchungen in [179] zeigen, dass der Erhärtungszeitpunkt des HPC bei diesen hohen Temperaturen nach ca. 2 bis 4 h erreicht ist.

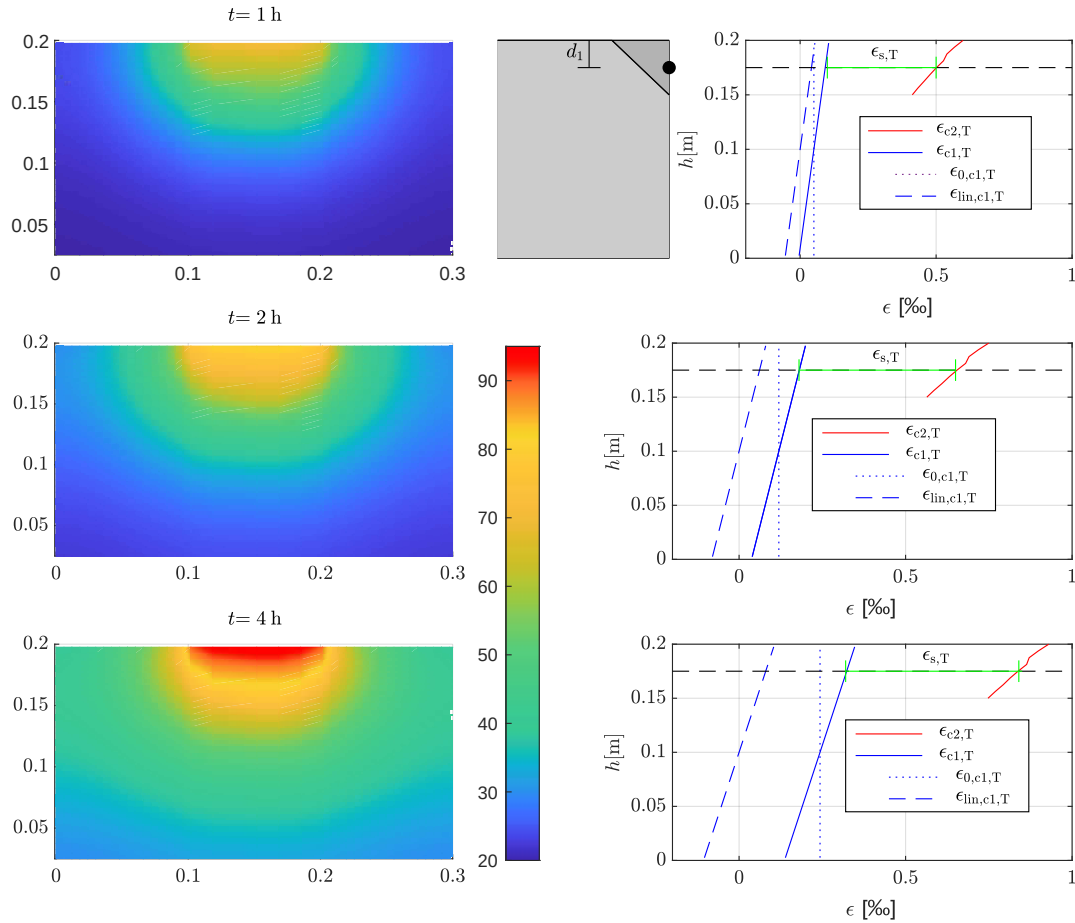


Bild 5.7:

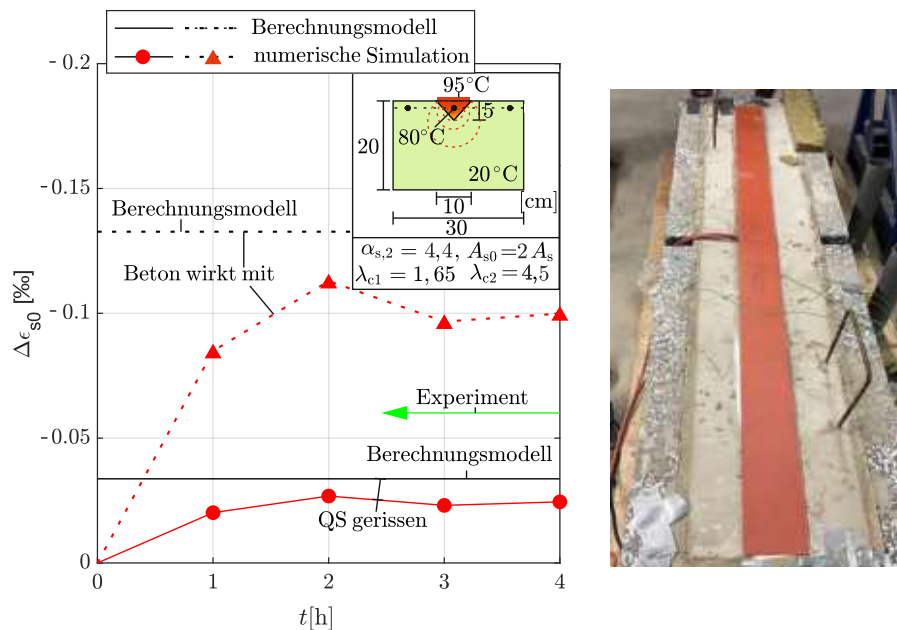
Berechnete Temperaturverteilung im Probekörper für verschiedene Zeitpunkte (links) und die daraus resultierende Dehnungsverteilung im Initialquerschnitt sowie im Schlitz (rechts)

Calculated temperature distribution in the specimen for different points in time (left) and the resulting strain distribution in the initial cross-section and in the slit (right)

Daher ist $\Delta\epsilon_{s0}$ für die Temperaturverteilungen an den Zeitpunkten $t = [1, 2, 3, 4] \text{ h}$ dargestellt, dazwischen sind die Werte linear interpoliert. $\Delta\epsilon_{s0}$ nimmt mit der Zeit zu und erreicht das Maximum nach ca. 2 h ($\Delta\epsilon_{s0} = -0,027\text{‰}$ bzw. $-0,113\text{‰}$). Im Anschluss sinkt $\Delta\epsilon_{s0}$ aufgrund des Durchwärmens des Initialquerschnitts leicht ab und stabilisiert sich für $t \approx 3$ bis 4 h bei ca. $-0,03\text{‰}$ bzw. $-0,1\text{‰}$.

Für das analytische Berechnungsmodell ist $\Delta\epsilon_{s0} = -0,03\text{‰}$ bzw. $-0,13\text{‰}$. Die Vorspannwirkung wird somit gegenüber der nu-

merischen Lösung bei $t = 2 \text{ h}$ um ca. 10 % (“Verfüllmaterial gerissen”) bzw. ca. 15 % (“ungerissen”) überschätzt. In der experimentellen Untersuchung wurde nach dem vollständigen Abkühlen ($t = 80 \text{ h}$) $\Delta\epsilon_{s0} = -0,06\text{‰}$ gemessen. Die gemessene Dehnung liegt somit zwischen den theoretischen Kurven mit und ohne Berücksichtigung von F_{c2} . Dies ist darauf zurückzuführen, dass das Verfüllmaterial zusätzlich zum Bewehrungsstab eine Vorspannkraft erzeugt, die jedoch aufgrund von sich einstellenden Rissen infolge der rapiden Wärmebehandlung [192] nicht voll wirksam ist.

**Bild 5.8:**

Zeitliche Entwicklung der Dehnung in der Initialbewehrung $\Delta\epsilon_{s0}$ aus analytischer und numerischer Berechnung sowie als Messergebnis aus dem Experiment (links) sowie praktische Umsetzung des Experiments (rechts) in Ansicht auf die Heizmatte (orange, mittig) und seitlich wärmegeämmten Betonquerschnitt

Temporal development of the strain in the initial reinforcement $\Delta\epsilon_{s0}$ from analytical and numerical calculation and as a measurement result from the experiment (left) and practical implementation of the experiment (right) in view of the heating mat (orange, center) and laterally thermally insulated concrete cross-section

5.3.3 Parameterstudie zum Einfluss thermischer und geometrischer Randbedingungen

Der Einfluss thermischer und geometrischer Randbedingungen auf die Genauigkeit des analytischen Berechnungsmodells wird im Rahmen einer Parameterstudie analysiert. Dazu werden erneut die analytischen und die numerischen Berechnungsergebnisse gegenübergestellt. In Tab. 5.3 sind die untersuchten Wertebereiche der Parameter h , λ_{c1} und ϑ_0 zusammengefasst. Die weiteren geometrischen, thermischen und mechanischen Randbedingungen sind entsprechend Abschnitt 5.3.2 festgelegt.

Den Einfluss von h auf die thermische Vorspannwirkung bzw. auf die Vorhersagegenauigkeit des analytischen Berechnungsmodells zeigt Bild 5.9 links anhand des Vergleichs mit

der numerischen Lösung. Untersucht werden Querschnittshöhen $h = [10, 20, 30, 40]$ cm. Es zeigt sich, dass $\Delta\epsilon_{s0}$ mit zunehmendem h abnimmt.

Tab. 5.3:

Varierte Randbedingungen: Untersuchte Parameter und Wertebereiche

Varying boundary conditions: Investigated parameters and value ranges

Randbedingungen	Parameter	Grenzen
thermisch	λ_{c2} [W/(mK)]	1,0:2,0
	ϑ_0 [°C]	−10:30
Geometrie	h [cm]	10:40

Die Abweichung zwischen Berechnungsmodell und analytischer Lösung reduziert sich ebenfalls.

Der Temperaturanstieg im Schlitz sowie die Wärmeausbreitung auf den Initialquerschnitt sind für kurze Temperierungsdauern – ohne Durchwärmen des Querschnitts – wie es hier der Fall ist, unabhängig von h . Steigt h , nehmen Querschnittsfläche und Flächenträgheitsmoment des Initialquerschnitts zu. Der Einfluss der Wärmeausbreitung auf den Initialquerschnitt und der sich daraus einstellenden Dehnungsverteilung wird folglich reduziert. Somit wird der im analytischen Ansatz angenommene Zustand (kein Temperaturanstieg im Initialquerschnitt) besser angenähert. Die Genauigkeit der analytischen Lösung steigt. Für $h = 40$ cm nähert das Berechnungsmodell die numerische Lösung im gerissenen Zustand mit einer Abweichung von 10 % und im ungerissenen Zustand von 3 % an. Für $h = 10$ cm steigt die Abweichung auf ca. 20 % im gerissenen und ungerissenen Zustand. Den Einfluss

von λ_{c1} auf die thermische Vorspannwirkung zeigt Bild 5.9 rechts. Das analytische Berechnungsmodell erfasst den Einfluss nicht, da keine Wärmeausbreitung im Beton berücksichtigt wird. Die numerisch berechnete Vorspannwirkung nimmt mit abnehmendem λ_{c1} zu und nähert sich damit der analytischen Lösung an. Der Grund ist, dass durch ein geringeres λ_{c1} die Wärmeausbreitung im Initialquerschnitt reduziert wird und somit auch dessen thermische Dehnung $\varepsilon_{c1,T}$. Die berechnete Temperaturverteilung in Schlitz und Beton nähert sich stetig den angenommenen Randbedingungen des analytischen Ansatzes an.

Den Einfluss der Ausgangstemperatur des Initialquerschnitts $\vartheta_{c1,0}$ vor der Temperierung und der Umgebungstemperatur ϑ_0 ($\vartheta_0 = \vartheta_{c1,0}$) auf die thermische Vorspannwirkung bei ansonsten gleichen Randbedingungen ist in Bild 5.10 dargestellt.

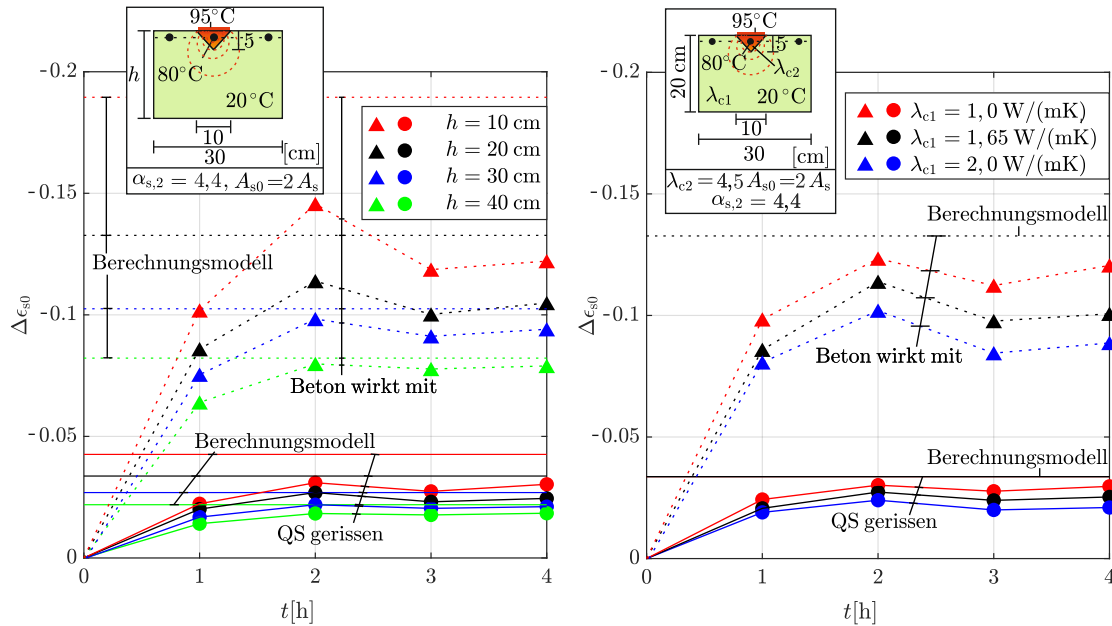


Bild 5.9: Einfluss von Querschnittshöhe (links) und Wärmeleitfähigkeit des Initialquerschnitts (rechts) auf die Dehnungsänderung in der Initialbewehrung $\Delta\varepsilon_{s0}$ infolge der thermischen Vorspannung für die analytische und die numerische Berechnung in Abhängigkeit vom Erhärtungszeitpunkt des Verfüllmaterials t

Influence of cross-section height (left) and thermal conductivity of the initial cross-section (right) on the change in strain in the initial reinforcement $\Delta\varepsilon_{s0}$ due to thermal prestressing for the analytical and numerical calculation as a function of the hardening time of the filling material t

In der numerischen Temperaturfeldberechnung ist ϑ_0 eine äußere Randbedingung, die den Wärmeaustausch zwischen Querschnitt und Umgebung und damit die transiente Temperaturverteilung im Initialquerschnitt beeinflusst.

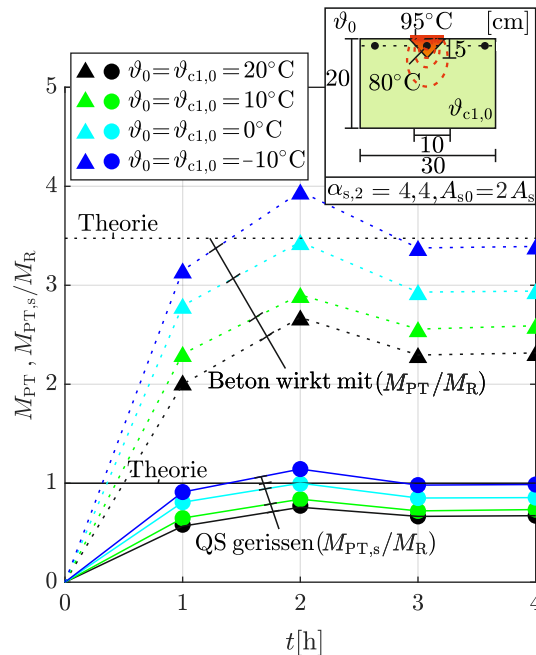


Bild 5.10:

Einfluss der Umgebungstemperatur ϑ_0 bzw. der Ausgangstemperatur des Initialquerschnitts $\vartheta_{c1,0}$ auf die Dehnungsänderung in der Initialbewehrung $\Delta\vartheta_{s0}$ infolge der thermischen Vorspannung für die analytische und die numerische Berechnung in Abhängigkeit vom Erhärtungszeitpunkt t des Verfüllmaterials

Influence of the ambient temperature ϑ_0 and the initial temperature of the initial cross-section $\vartheta_{c1,0}$ on the strain change in the initial reinforcement $\Delta\varepsilon_{s0}$ due to the thermal prestressing for the analytical and numerical calculation as a function of the hardening time t of the filling material

Im analytischen Ansatz ist $\vartheta_{c1,0}$ zeitlich konstant. Mit abnehmendem ϑ_0 bzw. $\vartheta_{c1,0}$ erhöht sich der Temperaturunterschied zwischen Wärmequelle bzw. Schlitz und Initialquerschnitt.

In der Folge nimmt $\Delta\varepsilon_{s0}$ sowohl für den analytischen Ansatz als auch für die numerische Berechnung zu. Gleichzeitig wird die Abweichung zwischen analytischer und numerischer Lösung größer. Der Wärmetransport vom

Schlitz in den Initialquerschnitt nimmt infolge des größeren Temperaturgefälles zu. Die Annahme konstanter Temperaturbereiche ist damit weniger genau.

5.4 Schlussfolgerungen

Im Beitrag wird ein analytisches Berechnungsmodell für die Verstärkung von Stahlbetonquerschnitten mit thermisch vorgespannten Bewehrungsstäben vorgestellt. Dieses wird anhand numerischer Berechnungen für verschiedene Randbedingungen sowie einer experimentellen Untersuchung verifiziert. Es werden die maßgeblichen Einflussgrößen auf die Wirksamkeit der Verstärkung dargestellt und diskutiert. Weitere wesentliche Erkenntnisse sind:

- Mit dem analytischen Berechnungsansatz kann die thermische Vorspannwirkung für baupraktische Randbedingungen mit einer Abweichung von ca. 3–20 % („Verfüllmaterial ungerissen“) bzw. ca. 10–20 % („Verfüllmaterial gerissen“) gegenüber der numerischen Berechnung abgeschätzt werden. Die Abweichungen sind auf die Vernachlässigung der Wärmeausbreitung vom Schlitz auf den Initialquerschnitt zurückzuführen. Die Genauigkeit des analytischen Ansatzes steigt mit zunehmender Querschnittshöhe sowie einer geringen Wärmeleitfähigkeit des Betons des Initialquerschnitts, da die Randbedingungen der idealisierten Berechnung besser angenähert werden. Der vorgestellte analytische Berechnungsansatz ist somit grundsätzlich zur Abschätzung der thermisch erzeugten Vorspannkraft geeignet.

- Mit dem Berechnungsmodell kann die mittragende Wirkung des Verfüllmaterials auf Zug optional mitberücksichtigt werden. Die mittragende Wirkung erhöht die thermische Vorspannung. Hierbei sind große Schlitz sowie ein Verfüllmaterial mit hoher Steifigkeit von Vorteil. Die experimentelle Untersuchung zeigt jedoch, dass sich eine Rissbildung im Verfüllmaterial einstellt und dies zu einer Reduzierung der Vorspannkraft um ca. 58 % führt. Dieser Einfluss wird im Rahmen weiterer experimenteller Untersuchungen noch quantifiziert.
- Auswertungen mit dem Berechnungsmodell zeigen, wie ein geringerer Temperaturunterschied zwischen Schlitz und Initialquerschnitt durch eine erhöhte ergänzte Bewehrungsmenge kompensiert werden kann. Beispielsweise führt eine Erhöhung der Bewehrungsmenge um 50 % bei einer um 20 °C geringeren Temperaturdifferenz zur gleichen Vorspannkraft. Analog kann der Temperaturunterschied zwischen Schlitz und Initialquerschnitt durch eine geringere Umgebungstemperatur, wie sie z. B. im Winter erwartet werden kann, erhöht werden und damit eine geringere Bewehrungsmenge kompensiert werden.

Thermische Vorspannung nachträglich ergänzter Bewehrung – Experimentelle Umsetzung an Balken

Das folgende Kapitel ist wörtlich entnommen aus:

SCHWARZ, Y.; SANIO, D. und MARK, P. *Thermische Vorspannung nachträglich ergänzter Bewehrung – Experimentelle Umsetzung an Balken*. Beton- und Stahlbetonbau, 2025. doi: <https://doi.org/10.1002/best.202400097> .

Der Text sowie die Abbildungen wurden redaktionell überarbeitet und in ein einheitliches Format und Schriftbild überführt. Der Inhalt der Veröffentlichung bleibt unverändert. Die verwendete Literatur wird am Ende der Arbeit zusammen zitiert.

Kurzfassung

Herkömmliche Verstärkungsmaßnahmen von Tragwerken wirken in der Regel nicht für deren Eigengewicht. Im Beitrag wird daher eine eigengewichtswirksame Biegeverstärkung von Stahlbetontragwerke mittels thermisch vorgespannter Zusatzbewehrung vorgestellt. Die in die Zugzone eingeschlitzten und in ein Verfüllmaterial eingebetteten Stäbe werden hierbei gezielt von außen temperiert und damit thermisch gedehnt. Nach dem Stoppen der Wärmezufuhr und dem damit verbundenen Abkühlen, verhindert die Verbundwirkung mit dem zwischenzeitlich erhärteten Verfüllmaterial die Rückverformung der Stäbe. Die daraus resultierende Vorspannkraft wirkt der Belastung aus dem Eigengewicht entgegen und entlastet den Bestandsquerschnitt. Damit sind die ergänzten Stäbe für das Eigengewicht wirksam. Der Beitrag zeigt die experimentelle Umsetzung der Verstärkungsmethode an unbelasteten Balken mit messtechnischer Erfassung der Vorspannwirkung sowie Validierung eines für die Verstärkungsmethode hergeleiteten analytischen Berechnungsmodells. Konkurrierend werden Schlitzbreiten von 8 cm und 10 cm bei ansonsten gleichen Randbedingungen untersucht. Zudem werden die wesentlichen Einflussgrößen auf die Wirksamkeit der thermischen Vorspannung diskutiert. Die Ergebnisse zeigen die Umsetzbarkeit der thermischen Vorspannung nachträglich ergänzter Bewehrungsstäbe. Es wird eine Vordehnung der ergänzten Stäbe von ca. 0,5‰ erreicht. Die gemessene Vorspannwirkung übersteigt dabei sogar das Ergebnis analytischer Berechnungen. Dies ist auf eine zusätzliche Vorspannwirkung des ebenfalls thermisch gedehnten Verfüllmaterials zurückzuführen. Mit größerer Schlitzbreite und damit einer größeren temperierten Fläche reduziert sich infolge des Durchwärmens des Initialquerschnitts die Wirksamkeit der Verstärkung. Zudem reduziert Verbundkriechen die Vorspannwirkung, während das Schwinden des Verfüllmaterials diese sogar steigen lässt.

Stichworte: Verstärkung; thermische Vorspannung; Bewehrungsergänzung; HPC; Wärmebehandlung; Brücken; Platten; Stahlbeton; Experimente

Thermal prestressing of subsequently added reinforcement - Experimental realisation on beams *Conventional strengthening measures for load-bearing structures are usually not effective for the self-weight. This paper presents a self-weight-effective strengthening method for reinforced concrete structures subjected to bending using additional thermally prestressed reinforcement. Reinforcing bars, slotted into the tensile zone and embedded into filler material, are tempered from the outside and thus thermally expanded. If the heat supply is stopped, the bond with the filler material, which is hardened in the meantime, prevents the bars from de-forming when cooling. The hereby induced prestress counteracts the self-weight and relieves the structure. This makes such supplemental reinforcement effective for the self-weight. The paper shows an experimental implementation of this strengthening method on unloaded beams, measures and quantifies the prestress induced, and validates an analytic computational model derived for the strengthening method. Slot widths of 8 and 10 cm are examined competitively under otherwise identical conditions. Moreover, the most influential factors of effectiveness of thermal prestressing are discussed. The results prove the general feasibility of structural strengthening by thermal prestressing of supplemental reinforcement. By the method, the bars are prestrained by approx. 0.5‰ which is even better than analytically predicted. This is attributed to an additional prestressing effect of the thermally expanded filler material. With the slot width the tempered*

area rises, but the effectiveness of strengthening is reduced by heating the entire cross-section. On top, creeping of the bond impairs the prestress, too, while shrinkage of the filler material increases it vice versa.

Keywords: strengthening; thermal prestress; supplemental reinforcement; heat treatment; HPC; bridges; reinforced concrete; experiments

6.1 Einleitung

Das deutsche Straßennetz umfasst etwa 130.000 Brückenbauwerke, die sich auf die Verantwortungsbereiche des Bundes, der Länder und der Kommunen verteilen [31, 46]. Von den rund 40.000 Brücken im Netz der Bundesfernstraßen weisen etwa 65% eine Spannweite unter 30 Metern auf, von denen rund 90% in Stahlbeton- bzw. Spannbetonbauweise ausgeführt sind [31], oftmals als einfeldrige Stahlbetonplattenbrücken. Für die Brücken im Verantwortungsbereich der Kommunen und Länder existieren keine flächendeckenden Daten zur Spannweite. Aufgrund ihrer tendenziell geringeren Ausmaße [46] ist jedoch davon auszugehen, dass der Anteil an einfeldrigen Stahlbetonbrücken hier eher höher ausfällt.

Kleine Brücken sind wie solche mit mittleren und großen Spannweiten von Tragfähigkeitsdefiziten betroffen [31]. Viele müssen kurz- bis mittelfristig verstärkt oder erneuert werden [29]. Bei einfeldrigen Plattenbrücken stellt die Biegetragfähigkeit häufig den kritischen Parameter dar, der die Weiternutzung einschränkt [113]. Zudem weisen diese Tragwerke einen hohen Eigengewichtsanteil von etwa 70 bis 80% an der Gesamtlast auf [21]. Klassische Verstärkungsverfahren bei Defiziten in der Biegetragfähigkeit [27, 148, 197, 11, 198] sind jedoch nicht für das Eigengewicht wirksam [95]. Entsprechend ist ihre Wirkung eingeschränkt.

Eigengewichtswirksame Alternativen sind das Aufbringen einer mechanischen Vorspannkraft [145, 59] oder das temporäre Einprägen von

Zwangsschnittgrößen [117, 118, 119, 39] während der Verstärkung. Als Kombination dieser Ansätze wurde in [178] die thermische Vorspannung nachträglich eingeschlitzter Bewehrungsstäbe vorgestellt. Bild 6.1 zeigt das Prinzip dieses Verfahrens am Beispiel einer einfeldrigen Stahlbetonbrücke. Der in der Zugzone eingeschlitzte und in ein Verfüllmaterial eingebettete Stab mit der Querschnittsfläche A_s wird dabei gezielt von außen temperiert. Ziel ist es, den Stab um das Maß ε_s thermisch zu dehnen und damit an die Dehnung ε_{s0} der initialen Bewehrung mit der Querschnittsfläche A_{s0} aus dem Konstruktionseigengewicht anzugleichen ($\varepsilon_s = \varepsilon_{s0}$). Die Verbundwirkung mit dem in der Zwischenzeit erhärteten Verfüllmaterial verhindert nach dem Stoppen der Wärmezufuhr und dem damit verbundenen Abkühlen die Rückverformung des Stabs. Die daraus resultierende Vorspannkraft wirkt der Belastung aus dem Eigengewicht entgegen und führt zu einer Entlastung der Zugzone des Bestandsquerschnitts [178]. Damit ist der ergänzte Bewehrungsstab vollständig für das Eigengewicht wirksam. Zusätzlich zu der ergänzten Bewehrung erzeugt auch das thermisch vorge-dehnte Verfüllmaterial – sofern es ungerissen bleibt – nach dem Abkühlen eine Vorspannkraft und erhöht damit die Wirksamkeit der Verstärkung auch für die Gebrauchstauglichkeit [178].

Die Temperierung ist auf die Schlitze zu beschränken. Ein Durchwärmen des Initialquerschnitts reduziert den eingepprägten Temperaturunterschied zum Schlitz mit Bewehrung und damit die Wirksamkeit der Verstärkung.

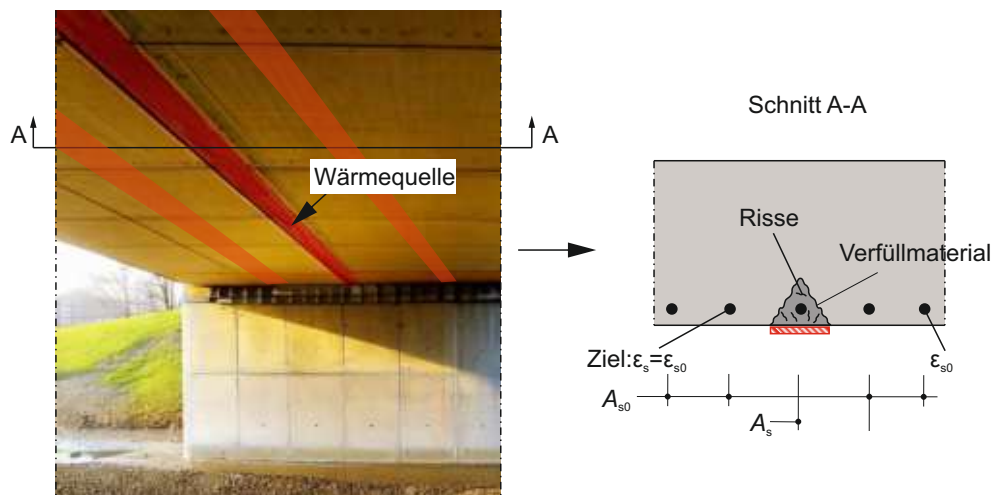


Bild 6.1: Prinzip nachträglicher Verstärkung mittels eingeschlitzter und thermisch vorgespannter Zusatzbewehrung (rechts) am Beispiel einer Plattenbalkenbrücke (links, erstellt mit generativer KI)
 Principle of subsequent reinforcement using slotted and thermally prestressed additional reinforcement (right) using the example of a plate girder bridge (left, created with generative AI)

Für übliche Plattentragwerke mit einem Anteil von ca. 70 % Eigengewicht an der Gesamtlast ist eine konstante Temperaturdifferenz von ca. 60°C zwischen Schlitz und Initialquerschnitt erforderlich damit $\epsilon_s \approx \epsilon_{s0}$ gilt [178]. Bei einer angenommenen Ausgangstemperatur von 20°C ist die Bewehrung im Schlitz so auf 80°C aufzuheizen. Experimentelle Voruntersuchungen zum Einfluss der Schlitzform haben gezeigt, dass bei einem dreieckigen Schlitz im Vergleich mit einer rechteckigen oder halbrunden Form bei gleicher Temperierung höhere Temperaturunterschiede zwischen Schlitz und Initialquerschnitt erzielt werden. Die Wirksamkeit der thermischen Vorspannung kann in Abhängigkeit des eingepprägten Temperaturunterschieds mit dem analytischen Berechnungsmodell nach [178] berechnet werden, sowohl mit als auch ohne Berücksichtigung der Mitwirkung des Verfüllmaterials auf Zug. Der Vergleich mit der experimentellen Umsetzung zeigt jedoch, dass infolge der rapiden Wärmebehandlung auftretende Risse im Verfüllmaterial [192] die Vorspannwirkung des Verfüllmaterials reduzieren und diese damit nicht voll an-

setzbar ist [178].

Der Beitrag zeigt die experimentelle Umsetzung der Verstärkungsmethode an initial unbelasteten Balken im Labor. Konkurrierend werden Balken mit einer Schlitzbreite von 8 und 10 cm bei ansonsten unveränderten Randbedingungen untersucht. Die Wirkung der thermischen Vorspannwirkung wird messtechnisch erfasst und mit der für den Versuchsaufbau analytisch berechneten Vorspannwirkung nach [178] gegenübergestellt. Die wesentlichen Einflussgrößen auf die thermische Vorspannung werden auf Grundlage der experimentellen Ergebnisse diskutiert.

6.2 Experimentelle Untersuchungen

6.2.1 Zielsetzung und Versuchsprogramm

Ziel der Versuche ist es, die beschriebene Verstärkungsmethode zur Vorspannung nachträglich ergänzter Bewehrung an unbelasteten Balken umzusetzen und die resultierende

Vorspannwirkung messtechnisch zu erfassen. Die Balken werden aus Normalbeton der Festigkeitsklasse C30/37 hergestellt. Zur Verfüllung der Schlitzes wird ein hochfester Beton (HPC) auf Basis des Bindemittels Nanodur-Compound 5941 verwendet. Die Arbeiten in [88, 179] zeigen, dass dieser HPC bei rapider Temperierung ohne Vorlagerungszeit eine schnelle Festigkeitsentwicklung aufweist, ohne dass relevante Schädigungseinflüsse durch sekundäre Ettringitbildung auftreten [193].

Bereits nach 4 h ist die maximale Verbundfestigkeit zu ca. 65 % erreicht [179]. Langzeitverformungen infolge Kriechen und Schwinden, die zu einer Reduktion der aufgetragten Vorspannkraft führen, sind bei den verwendeten HPC gering und werden durch die Wärmebehandlung weiter reduziert [192, 179, 191]. Tab. 6.1 zeigt die genauen Zusammensetzungen der verwendeten Betone.

Das Versuchsprogramm umfasst die experimentelle Umsetzung der Verstärkungsmethode an zwei Balken mit jeweils einer Schlitzbreite von $b' = 8$ und 10 cm bei ansonsten gleichem Versuchsaufbau.

6.2.2 Versuchsaufbau und Durchführung

Der Versuchsaufbau mit den geometrischen Abmessungen und der verwendeten Messtechnik ist in Bild 6.2 dargestellt. Die Balken sind 2 m lang, 30 cm breit und 20 cm hoch. Die Seiten des Querschnitts sind durch eine 10 cm dicke Polystyrol-Dämmung ($\lambda = 0,04 \text{ W/mK}$) thermisch isoliert, während die Ober- und Unterseite frei bleiben. Die Balken sind initial mit 2 Stäben $\varnothing 16 (A_{s0})$ im Abstand $a = 15$ cm zueinander und $a/2 = 7,5$ cm zum Seitenrand bewehrt. Der Abstand der Schwerelage der Stäbe zum oberen Rand beträgt $d_1 = 2,5$ cm. Zur Verstärkung der Balken wird ein Stab $\varnothing 16 (A_s)$ in einem dreieckigen Schlitz mit der Höhe $h' = 5$ cm und der Breite $b' = 8$ bzw. 10 cm ergänzt. Die vertikale Lage des zusätzlichen Stabes entspricht derjenigen der Initialbewehrung. Der Schlitz wird mit dem HPC nach Tab. 6.1 verfüllt.

Zur Temperierung der Schlitzes wird eine Silikonheizmatte (vgl. [39, 176]) mit den gleichen Abmessungen wie die Schlitzoberfläche verwendet. Die Zieltemperatur der Heizmatte beträgt 95°C .

Tab. 6.1: Betonzusammensetzungen für den Normalbeton (Initialquerschnitt) und den HPC (Schlitz)
Concrete compositions for normal concrete (initial cross-section) and HPC (slot)

Komponente	Normalbeton C30/37		HPC auf Basis Nanodur-Compound 5941	
	Typ	Masse [kg/m^3]	Typ	Masse [kg/m^3]
Sand	0/2	711,0	0/2	426,0
Basalt	–	–	1/3	882,0
Kies	2/8	356,0	–	–
Kies	8/16	711,0	–	–
Zement / Bindemittel	CEM I 42,5 R	340,0	Nanodur Compound 5941	1042,0
Wasser	–	204,0	–	159,8
Fließmittel	–	–	Master Glenium ACE 430	12,3
Schwindreduzierer	–	–	Eclipse Floor	8,0
Erhärtungsbeschleuniger	–	–	Master X-Seed 100	12,3

Hier ist aufgrund des Abfließens der Wärme vom Schlitz in den umliegenden Beton sowie dem Abstand zwischen Heizmatte und ergänzter Bewehrung eine Temperatur $> 80^{\circ}\text{C}$ erforderlich um die Zieltemperatur des Stabes von 80°C zu erreichen [176]. Die Heizmatte verfügt über einen Zweipunktregler und einen Temperaturfühler, um die vorgegebene Zieltemperatur nach der Aufheizphase konstant zu halten. Zwischen der Heizmatte und dem flüssigen Beton befindet sich eine hitzebeständige Hostaphanfolie ($t = 0,05\text{ mm}$). Um der Wärmeausbreitung vom Schlitz auf den Initialquerschnitt entgegenzuwirken und den eingepprägten Temperaturunterschied zu erhöhen, werden die äußeren 5 cm des Initialquerschnitts mit Trockeneis (ca. -78°C) gekühlt, was abhängig von der Schlitzbreite (8/10 cm) einem Abstand von 5 bzw. 6 cm zur Heizmatte entspricht.

Die Messtechnik wird aus Symmetriegründen nur auf einer Querschnittshälfte angeordnet. An einem initialen und dem ergänzten Stab befindet sich in Stabmitte jeweils ein Thermo-

element (TE) sowie ein Dehnungsmessstreifen (DMS) zur punktuellen Temperatur- bzw. Dehnungsmessung. Zusätzlich sind über die Länge der Stäbe jeweils zwei Glasfasersensoren (DFOS) angeordnet [109, 38]. Die erste Faser (DFOS(ϑ)) ist durch das Verlegen in einer Kapillare von den mechanischen Dehnungen des Stabes entkoppelt und zeichnet daher ausschließlich thermische Dehnungen auf. Die zweite Faser (DFOS(ε)) ist mit dem Kleber „Polytec PT AC2411“ in eine Nut auf dem Bewehrungsstab verklebt und zeichnet kombiniert mechanische und thermische Dehnungen auf [109]. Der Abstand zwischen den Messpunkten auf der Faser ist bei allen DFOS 2,6 mm. Das Messen von Temperatur und Dehnung an identischer Stelle ermöglicht es, mechanische und thermische Dehnungsanteile im Signal von DFOS(ε) zu separieren.

Die Temperaturentwicklung im Initialquerschnitt wird in Balkenmitte mit drei Thermoelementen im Schlitzbereich sowie zwei DFOS(ϑ) aufgezeichnet.

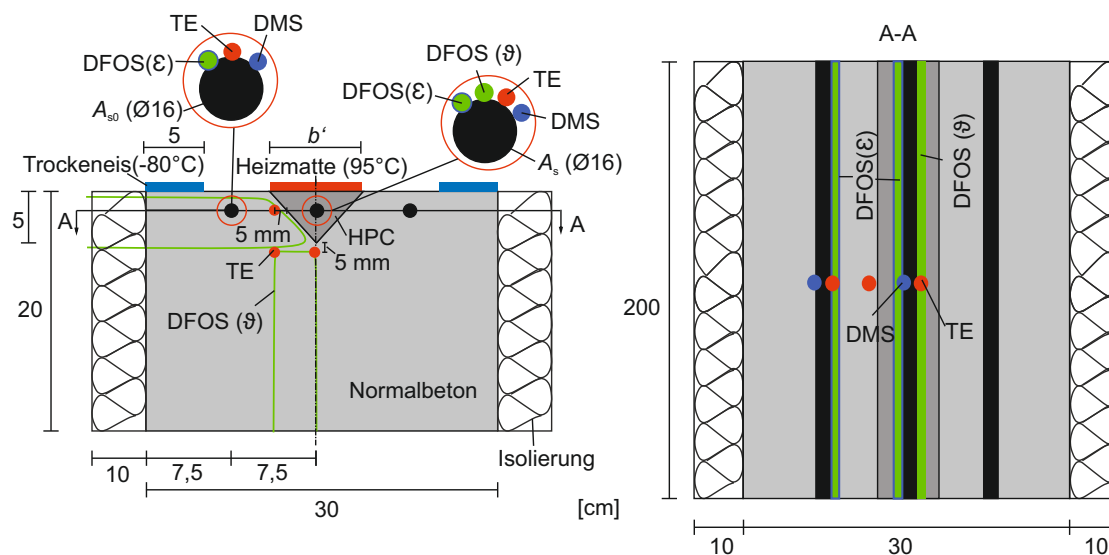


Bild 6.2: Versuchsaufbau im Schnitt (links) und Aufsicht (rechts) mit geometrischen Abmessungen und Messtechnik
Experimental setup in sectional view (left) and top view (right) with geometric dimensions and measurement instrumentation

Die Position bzw. der Verlauf der Messtechnik ist an die Schlitzabmessungen angepasst und variiert entsprechend b' . Zwei Thermoelemente liegen im Abstand $b'/2$ von der Querschnittsmitte auf Höhe der ergänzten Bewehrung bzw. 5 mm unter dem Schlitz. Das dritte TE liegt mittig 5 mm unter dem Schlitz. Die seitliche DFOS(ϑ) verläuft parallel zur Querschnittsoberfläche in einem Abstand von 5 mm sowie auf Höhe der Schlitzunterseite. Im Schlitzbereich ist die Faser im Radius $r = 1$ bzw. 2 cm gebogen und verläuft parallel zur Seite des Schlitzes in einem Abstand von 5 mm. Die untere DFOS(ϑ) verläuft vertikal in einer Achse mit der Querschnittsmitte und im Abstand $b'/2$ dazu. Dazwischen ist die Faser jeweils mit $r = 1$ cm gebogen und verläuft horizontal 5 mm unter dem Schlitz.

Die Fasern zeichnen thermisch bedingte Dehnungsänderungen bezogen auf einen Ausgangszustand auf. Die Messsignale werden in zugehörige Temperaturänderungen umge-

rechnet und mit den absoluten Temperaturen der neben den DFOS angeordneten Thermoelementen kalibriert. Um jedem Messpunkt auf der Faser eine Position im Querschnitt zuordnen zu können, werden die Anfangs- und Endpunkte der gebogenen Bereiche mit der sogenannten hot-spot Methode markiert [109]. Da r jeweils bekannt ist, kann ausgehend von den markierten Punkten für jeden Messpunkt die genaue Position berechnet werden [176]. Die Messungen aller Thermoelemente, DMS und DFOS erfolgen mit $f = 1/10$ Hz.

Die wesentlichen Arbeitsschritte der Verstärkungsmethode sind in Bild 6.3 dargestellt. Der Schlitz wird im Experiment bereits beim Betonieren durch Aussparungskörper erzeugt und die mit Oberflächenverzögerer beaufschlagte Schlitzoberfläche nach 24 h bis zum Korngerüst aufgeraut. Nach dem vollständigen Erhärten des Initialquerschnitts erfolgt die Bewehrungsergänzung mit der zugehörigen Messtechnik im Schlitz (Bild 6.3a).

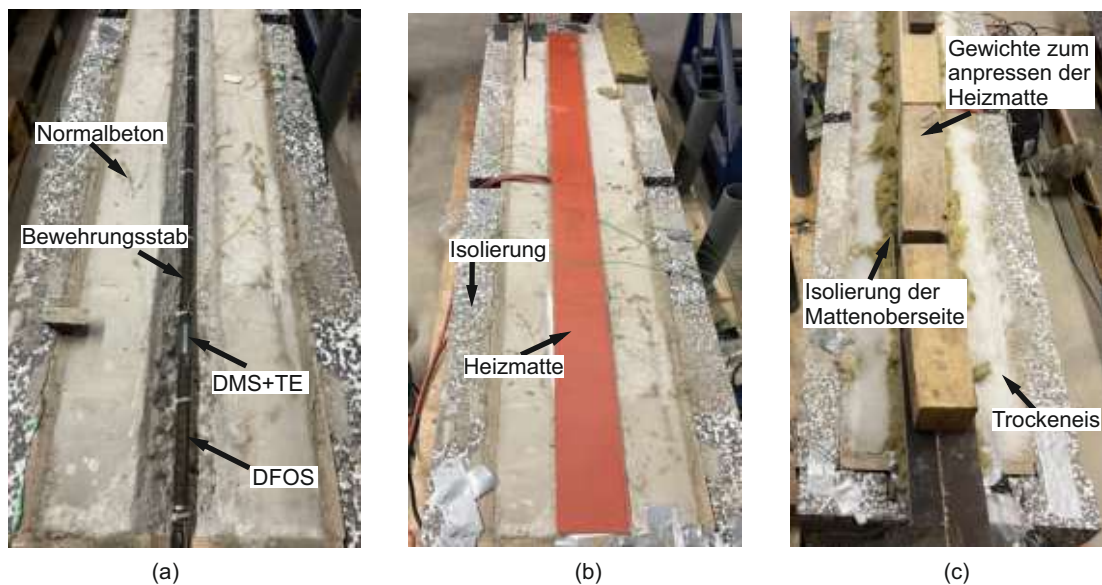


Bild 6.3: Versuchsdurchführung bestehend aus der Bewehrungsergänzung (a), Verfüllung der Schlitzes und Platzierung der Heizmatte (b), und Anpressen sowie seitlicher Kühlung (c)
 Test execution consisting of the reinforcement addition (a), filling of the slots and placement of the heating mat (b), and pressing and lateral cooling (c)

Im nächsten Schritt wird der Schlitz mit HPC verfüllt und mit einer Silikonheizmatte für 5 h temperiert (Bild 6.3b). Die Ergebnisse in [88]; [179] zeigen, dass der HPC nach dieser Temperierungsdauer ausreichend erhärtet ist, um die aus der thermischen Vorspannung resultierenden Verbundkräfte übertragen zu können. Längere Temperierungsdauer haben keinen Mehrwert hinsichtlich Erhärtung und Reduktion des Verbundkriechens [179]. Um den Wärmefluss in Richtung des flüssigen HPCs zu leiten und einen gleichmäßigen Kontakt zur Heizmatte zu erreichen, wird die Oberseite der Heizmatte mit Steinwolle ($\lambda = 0,04 \text{ W/mK}$) isoliert und mit Holzgewichten beschwert [39] (Bild 6.3c). Die Probenränder werden mit Trockeneis gekühlt.

6.3 Versuchsergebnisse

6.3.1 Thermische Dehnung der ergänzten Bewehrung

Der ergänzte Stab erfährt während der Temperierung ausschließlich thermische Dehnungen. Nach dem Stoppen der Wärmezufuhr verhindert das erhärtete Verfüllmaterial seine Rückverformung und es baut sich ab dem Zeitpunkt t_{PT} eine mechanische Dehnung auf, während die thermische Dehnung abnimmt. Nach dem Stoppen der Wärmezufuhr verhindert das erhärtete Verfüllmaterial seine Rückverformung und es baut sich ab dem Zeitpunkt t_{PT} eine mechanische Dehnung auf, während die thermische Dehnung abnimmt.

DMS erfassen thermische Dehnungen nur anteilig und gekoppelt mit den mechanischen Dehnungen. Daher ist eine parallele Temperaturmessung an identischer Stelle erforderlich, um die Messergebnisse von den Temperatureinflüssen zu bereinigen. Bild 6.4 zeigt links die Ergebnisse der Temperaturmessung am ergänzten Stab in Balkenmitte in Abhängigkeit von b' . Die Temperatur des ergänzten Stabes ϑ_s steigt infolge der Temperierung in beiden Ver-

suchen zu Beginn steil an. Die Kurven flachen nach ca. 1 h ab und erreichen nach 5 h ein Maximum von 68°C ($b' = 8 \text{ cm}$) bzw. 65°C ($b' = 10 \text{ cm}$). Nach dem Stoppen der Wärmezufuhr ($t = 5 \text{ h}$) fällt die Temperatur und erreicht nach ca. 38 h wieder die Ausgangstemperatur von ca. 17°C . Für $b' = 8 \text{ cm}$ enden die Messungen hier. Für $b' = 10 \text{ cm}$ wurden sie bis $t = 76 \text{ h}$ fortgeführt. Die Ergebnisse dienen der Kalibrierung der DMS-Messung.

Sowohl der Stahl als auch der aufgeklebte DMS selbst erfahren infolge der Temperierung und des damit verbundenen Temperaturanstiegs eine thermische Dehnung. Der DMS zeichnet in diesem Fall lediglich die Dehnungsdifferenz, welche aus dem unterschiedlichen Wärmeausdehnungsverhalten von Bewehrungsstahl (Wärmeausdehnungskoeffizient: $\alpha_{T,s}$) und DMS ($\alpha_{T,DMS}$) resultiert, auf. Der Temperaturanstieg $\Delta\vartheta_s(t)$ führt im Stab zur Dehnung $\alpha_{T,s} \cdot \Delta\vartheta_s(t)$, gleichzeitig dehnt sich der DMS um das Maß $\alpha_{T,DMS} \cdot \Delta\vartheta_s(t)$. Die Differenz der beiden Dehnungen wird vom DMS erfasst (Gl. 6.1). Zusätzlich erfasst der DMS mechanisch bedingte Dehnungsänderungen $\varepsilon_{s,M}$, welche direkt gemessen werden.

$$\varepsilon_{s,DMS}(t) = \alpha_{T,s} \cdot \Delta\vartheta_s(t) - \alpha_{T,DMS} \cdot \Delta\vartheta_s(t) + \varepsilon_{s,M}(t) \quad (6.1)$$

$\Delta\vartheta_s(t)$ ist aus der Temperaturmessung bekannt (Bild 6.4, links) und $\alpha_{T,DMS}$ kann dem Produktdatenblatt des DMS entnommen werden (hier: $\alpha_{T,DMS} = 10,8 \cdot 10^{-6} \text{ 1/K}$). Für $t < t_{PT}$ ist $\varepsilon_{s,M} = 0$. Damit kann $\alpha_{T,s}$ durch Umstellen von Gl. 6.1 bestimmt werden. Gemittelt über $t = [0, t_{PT}]$ ist $\alpha_{T,s} = 11 \cdot 10^{-6} \text{ 1/K}$ für beide Versuche. Damit kann die thermische Dehnung des Stabs berechnet werden ($\alpha_{T,s} \cdot \Delta\vartheta_s(t)$). Für $t > t_{PT}$ ist $\varepsilon_{s,M} \neq 0$ und kann mit Gl. 6.1 von $\varepsilon_{s,T}$ getrennt werden. Die Dehnung der ergänzten Bewehrung $\varepsilon_s(t)$ ergibt sich damit wie folgt:

$$\varepsilon_s(t) = \begin{cases} \alpha_{T,S} \cdot \Delta\vartheta_s(t) & \text{für } t < t_{PT} \text{ (thermisch)} \\ \alpha_{T,S} \cdot \Delta\vartheta_s(t) + \varepsilon_{s,M} & \text{für } t > t_{PT} \text{ (thermisch + mechanisch)} \end{cases} \quad (6.2)$$

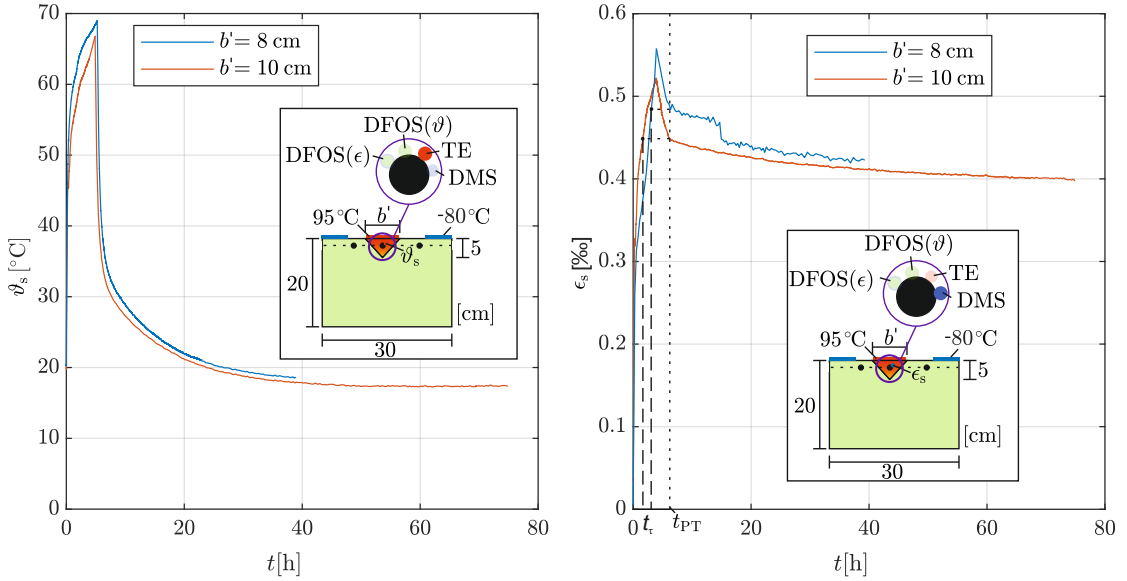


Bild 6.4: Temperaturentwicklung am ergänzten Bewehrungsstab (links) und zugehörige Dehnungsentwicklung des Stabes (rechts) in Abhängigkeit von der Schlitzbreite b'

Temperature development on the supplemented reinforcing bar (left) and associated strain development of the bar (right) as a function of the slot width b'

$\varepsilon_s(t)$ ist in Abhängigkeit von b' in Bild 6.4 (rechts) dargestellt. Die Stäbe erreichen nach $t = 5$ h eine maximale Dehnung von 0,56 ($b' = 8$ cm) bzw. 0,52 ‰ ($b' = 10$ cm). Nach dem Stoppen der Wärmezufuhr ($t = 5$ h) kühlen die Stäbe ab und die Dehnung geht zurück. Ab dem Zeitpunkt t_{PT} wird die Rückverformung der Stäbe durch die Verbundwirkung mit dem HPC verhindert und die thermische Dehnung verbleibt als eine mechanische, nachträglich eingeprägte Dehnung. Die hier gemessene verbleibende Dehnung entspricht dem thermischen Dehnungsniveau zum Zeitpunkt t_τ (ca. 2 h), an dem der HPC erhärtet ist. Der Temperaturanstieg nach t_τ führt entsprechend nicht zu einer dauerhaft eingeppräg-

ten Vorspannung im Stab. ε_s sinkt für $t > t_{PT}$ nur noch geringfügig (infolge Verbundkriechen (siehe Abs. 6.4.2) [179]). Nach dem vollständigen Abkühlen der Stäbe ($t = 38$ h) ist $\varepsilon_s > 0,4$ ‰.

6.3.2 Temperaturverteilung im Probekörper

Im Experiment wird die Temperaturentwicklung im Probekörper nur an ausgewählten Stellen mittels DFOS(ϑ) sowie Thermoelementen messtechnisch erfasst (Bild 6.2). Um die gesamte Temperaturverteilung bestimmen zu können, wird zwischen den Messpunkten interpoliert. Dies erfolgt linear zwischen den

exakten Daten der Messlinien. Das Prinzip ist in Bild 6.5a dargestellt. Die Temperaturentwicklung im Initialquerschnitt ist aus den seitlichen DFOS-Messungen in zwei Lagen über die Querschnittsbreite bekannt. Die DFOS-Messungen unter dem Schlitz zeigen, dass sich nach etwa einer Stunde im Probekörper über die Höhe eine annähernd lineare Temperaturverteilung mit 20 °C am unteren Rand einstellt hat und dies über die gesamte Versuchsdauer bestehen bleibt. Entsprechend wird ein linearer Ansatz gewählt, um zwischen den beiden DFOS-Lagen und dem unteren Querschnittsrand (konstant zu 20 °C angenommen) zu interpolieren. Die Temperaturverteilung im Schlitz wird ebenfalls durch Interpolation zwischen den bekannten Temperaturen seitlich des

Schlitzes, am ergänzten Stab sowie am temperierten Rand bestimmt.

Bild 6.5b-d zeigt die interpolierten Temperaturverteilungen im Probekörper exemplarisch für $b' = 10\text{ cm}$ zu den Zeitpunkten $t = [1, 2, 3]\text{ h}$. Nach $t = 1\text{ h}$ ist $\vartheta_s = 54\text{ °C}$ am ergänzten Bewehrungsstab. Die Temperatur im Initialquerschnitt ist nur unmittelbar um den Schlitz gestiegen. Im Bereich der Kühlung ist die Betontemperatur auf ca. -30 °C gesunken. Zum Zeitpunkt $t = t_\tau = 2\text{ h}$ ist $\vartheta_s = 58,7\text{ °C}$. Der Wirkungsbereich des Trockeneises wird mit zunehmender Temperierungsdauer immer kleiner. Die Temperatur im Schlitz und im Initialquerschnitt steigt an und verschiebt den Kühlbereich seitlich weg vom Schlitz. Zum Zeitpunkt $t = 3\text{ h}$ ist $\vartheta_s = 62\text{ °C}$.

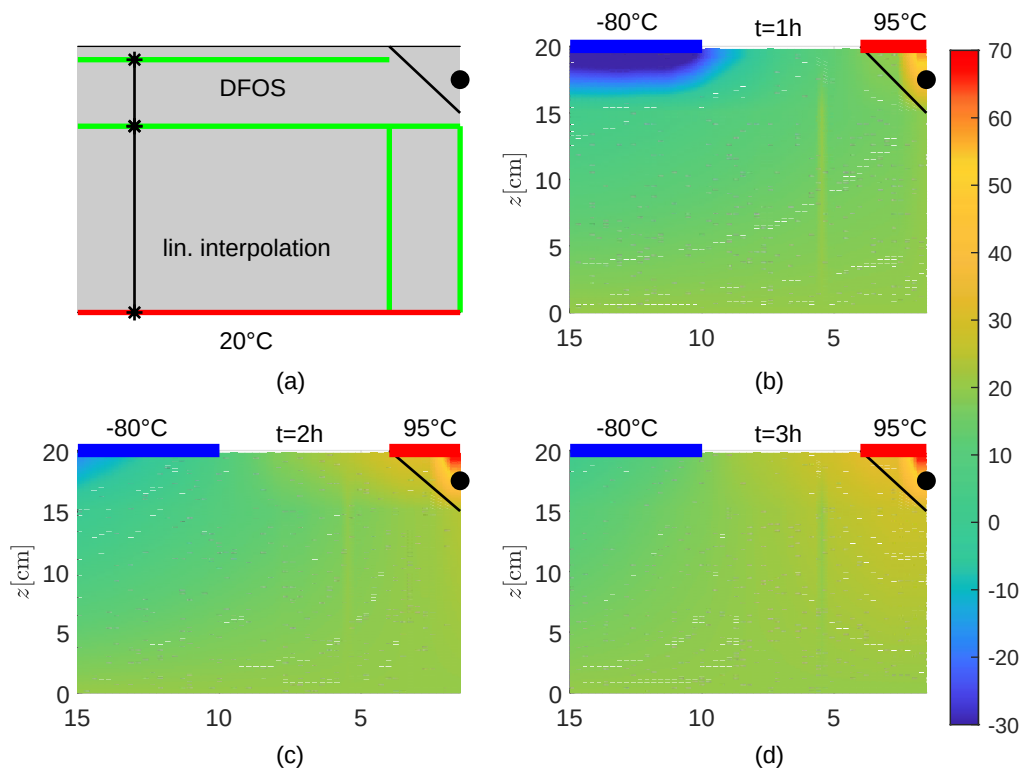


Bild 6.5: Sensoranordnung der Temperaturmessungen (a) sowie Temperaturverteilung im Probekörper mit einer Schlitzbreite $b' = 10\text{ cm}$ zu verschiedenen Zeitpunkten, gemessen mittels DFOS(ϑ) (b-d)

Sensor arrangement for temperature measurements (a) and temperature distribution in the specimen with a slot width of $b' = 10\text{ cm}$ at different time points, measured using DFOS(ϑ) (b-d)

Der Initialquerschnitt hat sich im Bereich des Schlitzes auf ca. 40 bis 50 °C aufgeheizt, während der Beton im Bereich der Kühlung ca. 0 °C besitzt.

Die interpolierten Temperaturen werden anhand der beiden vertikal verlegten DFOS-Lagen unter dem Schlitz validiert. Hier zeigt der Vergleich der interpolierten und der gemessenen Temperaturen eine maximale Abweichung von 5 °C.

6.3.3 Mechanische Dehnung der initialen Bewehrung

Die thermische Vorspannkraft erzeugt eine Drucknormalkraft sowie ein Biegemoment im Gesamtquerschnitt [178], woraus eine mechanische Dehnung des Initialquerschnitts resultiert. Die Vorspannwirkung kann anhand der mechanischen Dehnung der initialen Bewehrung ε_{s0} erfasst werden.

Die mittels DMS aufgezeichnete Dehnung muss dazu entsprechend Abs. 6.3.2 mithilfe der Temperaturmessung um die Temperatureinflüsse bereinigt werden. Bild 6.6 zeigt die zeitliche Entwicklung der um thermische Einflüsse bereinigten Dehnung der Initialbewehrung ε_{s0} in Abhängigkeit von b' . ε_{s0} ist während der Temperierung und vernachlässigsten Temperatureinprägung auf den Initialquerschnitt ca. null ($t < 5$ h). Nach dem Stoppen der Wärmezufuhr baut sich ab dem Zeitpunkt t_{PT} die thermische Vorspannkraft auf und die Initialbewehrung wird gestaucht. ε_{s0} steigt unabhängig von b' über die gesamte Versuchsdauer an. Als Referenz dient die nach [178] für den Versuchsaufbau analytisch berechnete Dehnung $\varepsilon_{s0,soll}$ für eine konstante Schlitztemperatur von 80 °C und eine konstante Temperatur des Initialquerschnitts von 20 °C (unter Vernachlässigung der Wärmeausbreitung). $\varepsilon_{s0,soll}$ ist mit Berücksichtigung der Vorspannkraft des mitgehärteten Verfüllmaterials (HPC ungerissen) und ohne (HPC geris-

sen) dargestellt [178]. Aufgrund der größeren Schlitzfläche ist $\varepsilon_{s0,soll}$ (HPC ungerissen) für $b' = 10$ cm größer. Der experimentell ermittelte Verlauf von ε_{s0} liegt jeweils zwischen den beiden analytisch berechneten Grenzwerten.

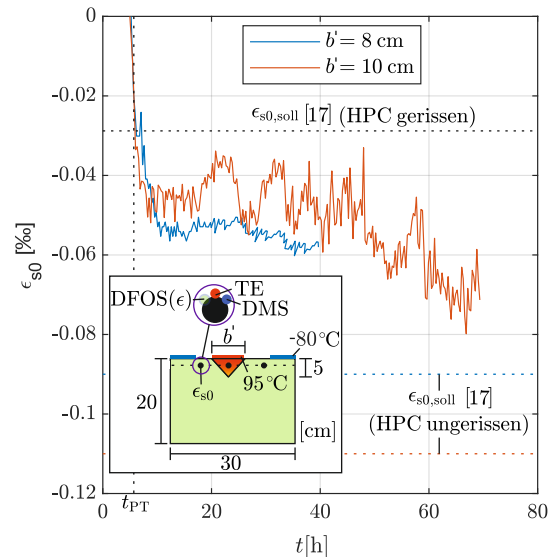


Bild 6.6:

Dehnungsentwicklung in der Initialbewehrung infolge der thermischen Vorspannkraft (um Temperatureinflüsse bereinigt) ab dem Stoppen der Wärmezufuhr

Strain development in the initial reinforcement due to thermal prestressing force (adjusted for temperature effects) from the cessation of heat supply onward

6.4 Diskussion

6.4.1 Einfluss von Schwindverformungen auf die Vorspannwirkung

Schwindverformungen des HPC und des Normalbetons beeinflussen die zeitliche Entwicklung der Vorspannwirkung. Der Initialquerschnitt ist im Experiment zum Zeitpunkt der Verstärkung lediglich 8 Tage alt und es treten während der Verstärkung und danach Schwindverformungen im Normalbeton auf. Diese führen zu einer Volumenreduzierung und damit zu einer zeitabhängigen Stauchung des Initialquerschnitts mit initialer Bewehrung.

In der Messung von ε_{s0} (Bild 6.6) ist die daraus resultierende zeitliche Dehnungsabnahme mit erfasst. Die Messergebnisse sind daher um den Schwindeinfluss des Normalbetons zu bereinigen.

Bild 6.7 (links) zeigt die gemäß der jeweiligen Schwindmodelle berechnete Entwicklung der Schwindverformungen für den Normalbeton (Initialquerschnitt) und den HPC (Schlitz). Die Schwindverformungen des Normalbetons sind für den Zeitraum vom Herstellen des Initialquerschnitts bis ca. 3 Tage nach der thermischen Vorspannung (entspricht dem Messzeitraum in Bild 6.6) dargestellt. Die Berechnung erfolgt nach DIN EN 1992-1-1:2011 [48]. Das Gesamtschwindmaß $\varepsilon_{cs,NB}(t_{NB}, t_{NB,s})$ zum Zeitpunkt t_{NB} setzt sich aus dem Trocknungsschwinden $\varepsilon_{cd,NB}(t_{NB}, t_{NB,s})$ und der Schrumpfdéhnung $\varepsilon_{ca,NB}(t_{NB})$ zusammen, wobei $t_{NB,s}$ das Betonalter zum Beginn der Austrocknung ist

(Gl.6.3). Die Berechnung der Schwinddehnungen erfolgt für die Probenbemessung nach Bild 6.2, die Betonzusammensetzung nach Tab. 6.1, eine relative Luftfeuchte $RH = 60\%$ während des Versuchs und $t_{NB,s} = 6$ d.

$$\varepsilon_{cs,NB}(t_{NB}, t_{NB,s}) = \varepsilon_{cd,NB}(t_{NB}, t_{NB,s}) + \varepsilon_{ca,NB}(t_{NB}) \quad (6.3)$$

Für den HPC sind die erwarteten Schwinddehnungen $\varepsilon_{cs,HPC}(t_{HPC})$ für den in Bild 6.6 ($b^* = 10$ cm) betrachteten Zeitraum (ca. 3 d) ebenfalls in Bild 6.7 dargestellt. $\varepsilon_{cs,HPC}(t_{HPC})$ wird unter Berücksichtigung der Wärmebehandlungsdauer (hier 5 h) nach [191] berechnet, wobei t_{HPC} das Alter des HPC ist.

Die Schwindverformungen des HPC (orange) sind im betrachteten Zeitraum nach der thermischen Vorspannung größer als die des Normalbetons (blau in Bild 6.7, links). Die Differenz zwischen den Kurven ist $\Delta\varepsilon_{cs}(t_{HPC})$.

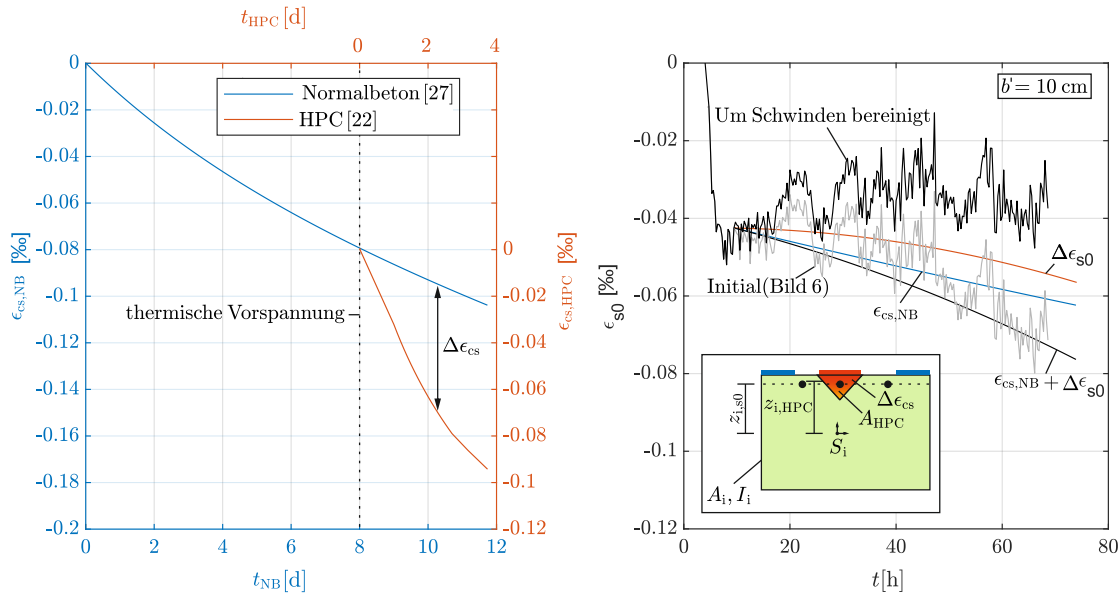


Bild 6.7: Berechnete Entwicklung der Schwindverformungen für den Initialquerschnitt und den Schlitz (links) und um die Schwindeinflüsse bereinigte Dehnungsentwicklung in der Initialbewehrung (rechts)

Calculated development of shrinkage deformations for the initial cross-section and the slot (left) and strain development in the initial reinforcement adjusted for shrinkage effects (right)

Der Verbund in der rauen Fuge zwischen HPC und dem Initialquerschnitt verhindert, dass sich der HPC frei verformen kann. Aus der Verformungsbehinderung resultiert die zusätzliche Vorspannkraft $F_{cs}(t_{HPC})$ nach Gl. 6.4. Die Fläche A_{HPC} entspricht der ideellen Schlitzfläche abzüglich A_s und E_{HPC} dem E-Modul des verwendeten HPC (45.000 MPa).

$$F_{cs}(t_{HPC}) = \Delta\varepsilon_{cs}(t_{HPC}) \cdot A_{HPC} \cdot E_{HPC} \quad (6.4)$$

Die aus F_{cs} resultierende Zusatzdehnung der initialen Bewehrung $\Delta\varepsilon_{s0}$ kann mit Gl. 6.5 berechnet werden [178]. Dabei sind A_i die ideelle Querschnittsfläche des Gesamtquerschnitts, I_i das ideelle Flächenträgheitsmoment, E_{NB} der E-Modul des Normalbetons (33.000 MPa) und $z_{i,s0}$ bzw. $z_{i,HPC}$ die Abstände zwischen ideellem Schwerpunkt des Gesamtquerschnitts und dem Schwerpunkt der Initialbewehrung bzw. dem ideellen Schwerpunkt des Schlitzes.

$$\Delta\varepsilon_{s0}(t_{HPC}) = \frac{F_{cs}(t_{HPC})}{A_i \cdot E_{NB}} + \frac{F_{cs}(t_{HPC}) \cdot z_{i,HPC}}{I_i \cdot E_{NB}} \cdot z_{i,s0} \quad (6.5)$$

Bild 6.7 (rechts) zeigt ε_{s0} ($b' = 10$ cm), bereinigt um die Stauchung des Initialquerschnitts infolge $\varepsilon_{cs,NB}(t_{NB})$ im Zeitraum der thermischen Vorspannung bis Versuchsende (blaue Kurve). Um den Einfluss des Verbundkriechens getrennt darzustellen, wird die graue Messkurve zusätzlich um $\Delta\varepsilon_{s0}$ (orangene Kurve) bereinigt. Der bereinigte Verlauf (schwarze Kurve) zeigt eine geringe zeitliche Abnahme von ε_{s0} infolge des Verbundkriechens zwischen Bewehrungsergänzung und HPC und passt damit zu dem Verlauf der eingepprägten Vordehnung ε_s (Bild 6.4 (rechts)).

6.4.2 Langzeitiger Einfluss des Verbundkriechens auf die thermische Vorspannung

Die Verbundspannung, die vom thermisch vorgespannten Bewehrungsstab auf den HPC

übertragen wird, führt an der mechanischen Verzahnung der Rippen zu hohen lokalen Druckspannungen und damit zu Kriechverformungen im HPC (Verbundkriechen) [179]. Dadurch nimmt die Relativverschiebung (Schlupf) zwischen Bewehrungsstab und HPC stetig zu, was zur Abnahme der eingepprägten thermischen Vordehnung des ergänzten Stabs ε_s (Bild 6.4 (rechts)) im selben Maße führt. In [179] wurde das Langzeitverbundverhalten des HPC im Auszugsversuch bei konstanter Last für 300 Tage bei einer Wärmebehandlungsdauer von 4 h (80°C) untersucht. Das eingepprägte Dehnungsniveau aus der Dauerlast entspricht annähernd $\varepsilon_s(t_{PT})$. Die in den Auszugsversuchen gemessene Schlupfentwicklung wird genutzt, um die Entwicklung von ε_s über die im Experiment gemessene Dauer von 3 Tagen hinaus zu prognostizieren.

Bild 6.8 zeigt die relative Entwicklung $\varepsilon_s(t + t_{PT})/\varepsilon_s(t_{PT})$, abgeleitet aus der, in den Auszugsversuchen gemessenen, Schlupfentwicklung (Punkte). Zwischen den Messpunkten ist der Verlauf mit einer Exponentialfunktion entsprechend [191] approximiert. Dem gegenübergestellt ist die tatsächlich gemessene Entwicklung von ε_s in den ersten 3 Tagen nach Aufbringen der thermischen Vorspannkraft. Die beiden Kurven weisen einen vergleichbaren Verlauf auf. Unter Ansatz der Verbundversuche auf die Balkenversuche ist in den betrachteten 300 Tagen infolge des Verbundkriechens eine Reduktion von ε_s um ca. 30 % zu erwarten.

6.4.3 Einfluss der Schlitzbreite auf die thermische Vorspannung

Die Wahl der Schlitzbreite beeinflusst die resultierende thermische Vorspannkraft und damit die Wirksamkeit der Verstärkung. In Tab. 6.2 sind die Versuchsergebnisse für $b' = 8$ cm und 10 cm gegenübergestellt. Die thermische Vordehnung $\varepsilon_{s0}(40$ h) sowie die daraus

resultierende Stauchung der Initialbewehrung $\varepsilon_{s0}(40 \text{ h})$ sind bei $b' = 8 \text{ cm}$ nur leicht ($< 5 \%$) größer als bei $b' = 10 \text{ cm}$. Dabei resultiert ε_{s0} aus zwei Anteilen: 1) der thermischen Vorspannung der ergänzten Bewehrung sowie 2) aus der des HPC. Es wird also rechnerisch von voller Aktivierung des HPC ausgegangen, also ungerissenem Verfüllmaterial.

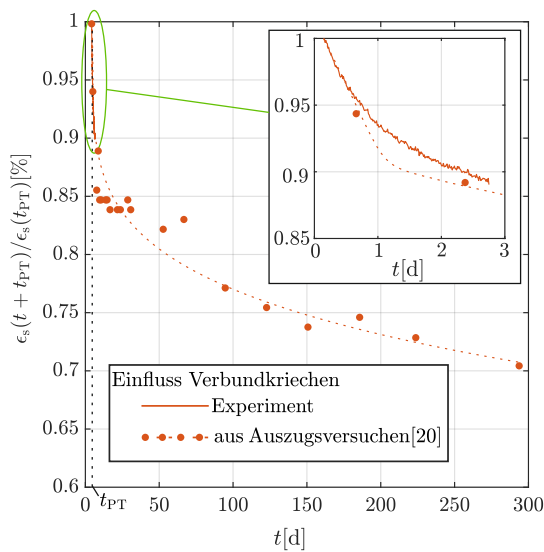


Bild 6.8:

Experimentell ermittelter und prognostizierter Einfluss des Verbundkriechens auf die zeitliche Entwicklung von ε_s

Experimentally determined and predicted influence of bond creep on the temporal development of ε_s

Da neben der Dehnung der ergänzten Bewehrung sowie des Verfüllmaterials auch die Dehnung des Initialquerschnitts einen Einfluss auf die resultierende thermische Vorspannkraft hat, können die beiden Kräfte nicht separat erfasst werden. Es ist anzunehmen, dass bei einer Schlitzbreite von $b' = 10 \text{ cm}$ aufgrund der größeren Schlitzfläche A_{HPC} die Vorspann-

kraft A_{cs} größer ist als bei $b' = 8 \text{ cm}$. Die isoliert betrachtete Vorspannwirkung der Bewehrung ist daher bei kleinerer Schlitzbreite deutlich größer zu erwarten als beim größeren Schlitz. Dies verdeutlicht der Vergleich mit der analytisch berechneten Zieldehnung unter Berücksichtigung der Vorspannkraft des HPC $\varepsilon_{s0, \text{soll}}(40 \text{ h})$. Das Verhältnis von Experiment und Berechnung $\varepsilon_{s0}(40 \text{ h}) / \varepsilon_{s0, \text{soll}}(40 \text{ h})$ ist 0,66 bei $b' = 8 \text{ cm}$ im Vergleich zu lediglich 0,52 bei $b' = 10 \text{ cm}$. Die Wirksamkeit < 1 resultiert aus der im Experiment auftretenden Wärmeausbreitung auf den Initialquerschnitt (Bild 6.5), die im analytischen Berechnungsmodell vernachlässigt wird. Zudem führen die Risse im HPC infolge der rapiden Temperierung zu einer Reduktion der Vorspannkraft des HPC. Jedoch liegt die im Experiment gemessene Dehnung deutlich über der rechnerisch erwarteten Dehnung ohne Ansatz des HPC, was die Mitwirkung des Verfüllmaterials belegt.

In Bild 6.9 sind für beide Schlitzbreiten die zu verschiedenen Zeitpunkten mittels DFOS(ϑ) unterhalb der Schlitzspitze im Initialquerschnitt (genaue Position siehe Bild 6.2) gemessenen Temperaturen über die Höhe h mit der Temperatur am ergänzten Bewehrungsstab gegenübergestellt. Im Versuch $b' = 8 \text{ cm}$ ist die Temperatur des ergänzten Stabes zu allen betrachtenden Zeitpunkten höher als bei $b' = 10 \text{ cm}$, während der Temperaturanstieg im Initialquerschnitt geringer ausfällt. Der Temperaturunterschied zwischen den beiden Versuchen nimmt besonders zum nicht temperierten Rand hin zu. Bei $b' = 8 \text{ cm}$ entspricht die hier gemessene Temperatur nach $t = 3 \text{ h}$ etwa der Temperatur bei $b' = 10 \text{ cm}$ nach $t = 1 \text{ h}$.

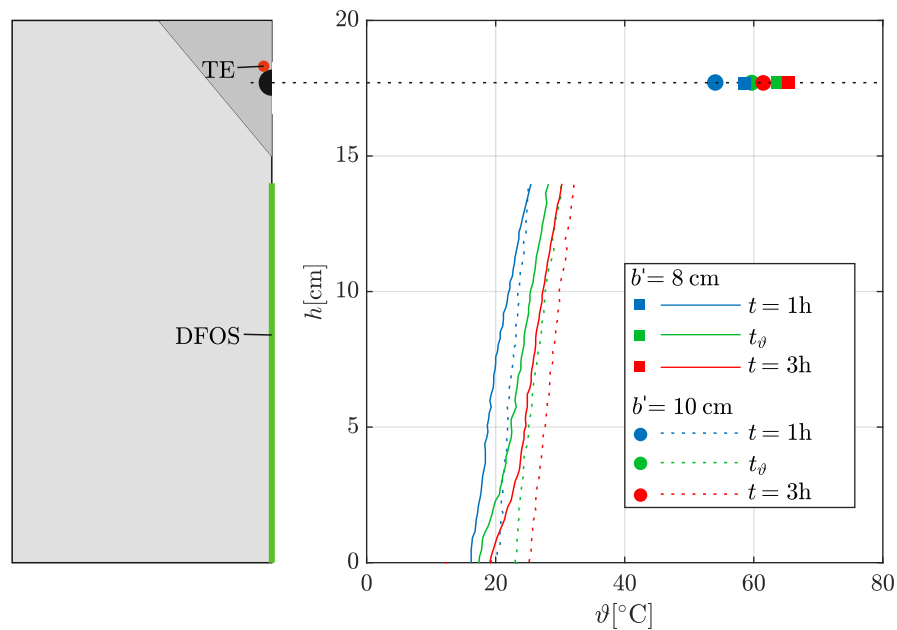


Bild 6.9: Gegenüberstellung der Temperaturverteilung in Probekörpermitte über die Höhe bei $b' = 8$ cm und $b' = 10$ cm zu verschiedenen Zeitpunkten
Comparison of the temperature distribution in the center of the specimen over the height for $b' = 8$ cm and $b' = 10$ cm at different time points

Tab. 6.2: Vergleich der Vorspannwirkung bei einer Schlitzbreite $b' = 8$ cm und $b' = 10$ cm
Comparison of the prestressing effect for a slot width of $b' = 8$ cm and $b' = 10$ cm

Schlitzbreite	Thermische Vordehnung	Vorspannwirkung	Zieldehnung [?]	Wirksamkeit
b'	$\varepsilon_s(40 \text{ h})$	$\varepsilon_{s0}(40 \text{ h})$	$\varepsilon_{s0,\text{soll}}(40 \text{ h})$	$\varepsilon_{s0}(40 \text{ h})/\varepsilon_{s0,\text{soll}}(40 \text{ h})$
[cm]	[‰]	[‰]	[‰]	[-]
8	0.43	0.059	0.09	0.66
10	0.41	0.057	0.11	0.52

Eine größere Schlitzbreite und damit eine größere temperierte Fläche führen somit zu einem stärkeren Temperaturanstieg im Initialquerschnitt, ohne dass die Temperatur am ergänzten Stab steigt. Die eingeprägte Temperaturdifferenz wird dadurch kleiner und damit auch die Wirksamkeit der thermischen Vorspannung. Eine zu geringe Schlitzbreite führt jedoch zu einem langsameren Temperaturanstieg des Schlitzes, da nur wenig Wärmeenergie eingetragen werden kann. Daher wird eine Schlitzbreite von 8 cm bei dreieckiger Schlitzform empfohlen.

6.5 Schlussfolgerungen

Der Beitrag zeigt die experimentelle Umsetzung einer Verstärkung von Stahlbetontragwerken mit thermisch vorgespannter Zusatzbewehrung. Die Vorspannwirkung wird messtechnisch erfasst und mit einer analytisch berechneten Lösung verglichen. Konkurrierend werden zwei Balken mit einer Schlitzbreite von 8 cm und 10 cm bei ansonsten gleichem Versuchsaufbau untersucht.

Die wesentlichen Erkenntnisse sind:

- In den Experimenten konnte die ergänzte Zusatzbewehrung durch das gezielte Erzeugen eines Temperaturunterschieds zwischen Schlitz und Initialquerschnitt um ca. 0,45 ‰ vordehnt werden. Die Vordehnung bleibt auch nach dem Stoppen der Wärmezufuhr und dem damit verbundenen Abkühlen eingeprägt. Die daraus resultierende Vorspannwirkung konnte im Experiment in Form einer Stauchung des Gesamtquerschnitts messtechnisch nachgewiesen werden.
- Die analytisch berechnete Zieldehnung für die ergänzte Bewehrung unter Idealbedingungen (konstanter Temperaturunterschied von 60 °C) liegt bei 0,6 ‰. Obwohl im Experiment eine geringere Vordehnung erzielt wurde, übersteigt die erfasste Vorspannwirkung die analytisch berechnete um etwa das Doppelte. Die höhere Vorspannwirkung resultiert aus der zusätzlichen Vorspannkraft des thermisch mitgedehnten und auf Zug mitragendem Verfüllmaterials. Risse im Verfüllmaterial infolge der rapiden Wärmebehandlung reduzieren jedoch die Wirksamkeit.
- Verbundkriechen reduziert die Vorspannwirkung hier um ca. 8 %, während das Schwinden des HPC sogar zu einem Anstieg um ca. 20 % führt. Die Schwindverformungen überwiegen für das Lastniveau des Versuchs das Verbundkriechen. Für höhere Lastniveaus wird der Einfluss des Verbundkriechens zunehmen.
- Eine größere Schlitzbreite und damit eine größere temperierte Fläche führt zu einem stärkeren Durchwärmen des Initialquerschnitts. Die Wirksamkeit der thermischen Vorspannung wird hierdurch reduziert. Eine zu geringe Schlitzbreite führt jedoch zu einem nur langsamen Temperaturanstieg des Schlitzes aufgrund des technisch bedingten, zu geringen Wärmeeintrags. Es wird eine Breite von ca. 8 cm bei dreieckiger Schlitzform und Stabdurchmessern von 10 bis 20 mm empfohlen.

**Strengthening of reinforced
concrete slabs by means of
thermally prestressed
reinforcement - Experimental
investigation of the effectiveness
in the ultimate and serviceability
limit states**

Das folgende Kapitel ist wörtlich entnommen aus:

SCHWARZ, Y.; SANIO, D. und MARK, P. *Experimental Study of the Effectiveness of Strengthening Reinforced Concrete Slabs with Thermally Prestressed Reinforcement*. CivilEng 2025, 6(3), 49; <https://doi.org/10.3390/civileng6030049>

Der Text sowie die Abbildungen wurden redaktionell überarbeitet und in ein einheitliches Format und Schriftbild überführt. Der Inhalt der Veröffentlichung bleibt unverändert. Die verwendete Literatur wird am Ende der Arbeit zusammen zitiert.

Abstract

Conventional strengthening measures for existing structures are usually not effective for the self-weight, which accounts for around 70 % of the total load in reinforced concrete structures. Therefore, their effect on the overall load-bearing capacity is low. A self-weight-effective alternative for flexural strengthening is the thermal prestressing of additional reinforcement installed on the structure. In this method, reinforcing bars are slotted into the tensile zone, embedded in filler material, and tempered from the outside. They are thermally stretched, and once cooling starts, the bond with the hardened filler prevents re-deformation. The induced prestressing force counteracts dead loads and relieves the tensile zone, making the additional bars effective for the self-weight.

In this paper, the effectiveness of the strengthening method is experimentally investigated in the serviceability and the ultimate limit states. Experiments involve strengthening a reinforced concrete beam under load by a thermally prestressed additional bar. Moreover, two reference tests are made to evaluate the method. An unstrengthened beam characterizes the lower capacity limit. Another beam with the same reinforcement amount as the strengthened one but completely installed at casting serves as the upper benchmark. All beams are loaded until bending failure. The strengthening method is assessed by means of the load-bearing behavior, deflection, crack development, and the strains in the initial as well as added reinforcement. The results demonstrate the effectiveness of the strengthening method. The thermally prestressed bar achieves an effective pre-strain of approx. 0.4 ‰ by heating at about 70 °C. The induced prestressing force and associated compression reduce tensile cracks by approx. 45 % and increase stiffness. The strengthened beam reaches the maximum load of the upper benchmark but with about 33 % less deflection. The filler, which also expands thermally, generates an additional prestressing force that is effective up to about 20 % of the load capacity. Beyond this, the filler begins to crack and its effect decreases, but the pre-strain in the reinforcing bar remains until maximum load.

Keywords: strengthening, thermal prestressing, supplemental reinforcement, HPC, heat treatment, bridges, slabs, reinforced concrete, experiments

7.1 Introduction

The strengthening of existing reinforced concrete structures is becoming increasingly important worldwide [200, 218, 36]. Durability issues, increasing service requirements, and normative adjustments often lead to deficits in the load-bearing capacity and serviceability of existing structures, thereby restricting their ongoing use [90, 185, 227]. Typical deficiencies are excessive deflections [78, 222], which impair the use, or exceedance of permissible crack widths [132, 205, 98] and associated durability problems. Problems usual-

ly occur in service well below the maximum load-bearing capacity [35]. Compared to replacements, strengthening load-bearing structures aims to restore functionality while conserving resources, offering considerable ecological and economic advantages [54].

Conventional methods for strengthening the flexural load-bearing capacity [162, 104, 3, 81] such as bonded steel or CFRP lamellae [197, 196, 11, 75, 225, 199] which are externally applied to the tension zone, and slotted reinforcing bars [60, 148], which are embedded in grooves cut into the existing concrete to enhance tensile resistance. Another approach is the

addition of concrete layers to increase the compression zone to strengthen the tension zone or concrete additions [228, 221, 161, 2, 155]. While these approaches increase the flexural capacity against external loads, they do not improve the structural response to the self-weight of the construction [95]. As this generally accounts for around 70 % of the total load in reinforced concrete slabs [21], the effectiveness of these methods is limited. Existing cracks or deflections due to the self-weight are not mitigated by the measures. Neither before cracking nor below a certain curvature or deflection the strains from dead load are transferred to the strengthening elements. This inevitably involves restrictions in terms of serviceability.

As a remedy, the thermal prestressing of subsequently added reinforcement is presented here [178]. The method combines the slotting of additional reinforcement with systematic temperature induction [116, 117, 118, 119]. Figure 7.1 shows an illustrative application of the method on a concrete slab (a, b) with the tensile zone at the bottom (at the span of single- or multi-span beams) and on a balcony slab (c) with the tensile zone at the top (cantilever). The bars with the cross-section area A_s , which are slotted into the tensile zone and embedded in filler material, are specifically tempered from the outside to thermally stretch them by ε_s . The aim is to match the strain ε_{s0} of the initial reinforcement with the cross-section area

A_{s0} , which results from the self-weight of the structure ($\varepsilon_s = \varepsilon_{s0}$). Once heat supply is stopped and cooling starts, the bond with the filler material, which has hardened in the meantime, prevents the bars from re-deforming. This induces a prestressing force F_{PT} , counteracting the stresses from self-weight, relieving the tensile zone, reducing deflection, and mitigating crack widths by applying pressure to the cross-section. Thus, the added reinforcement is completely effective on the self-weight. As long as it remains uncracked, the thermally expanded filler provides another benefit since it also provides some prestress after cooling and increases the method's effectiveness, especially on the serviceability level. Moreover, the interaction between bar, filler material, and surrounding concrete through bond is decisive for ensuring the transfer of forces and the long-term effectiveness of the method, which has been investigated separately in [179]

For typical concrete slabs with self-weight percentages of approx. 70 % of the characteristic total load, an average mechanical strain $\varepsilon_{s0} = 0.6\text{‰}$ occurs in the initial reinforcement at the span when linearizing the parabolic moment curve from the self-weight. Assuming the coefficient of thermal expansion to be $\alpha_T = 10^{-5} \text{ K}^{-1}$ (steel), the added bar must be heated by $\Delta T = 60 \text{ °C}$ so that $\varepsilon_s = \alpha_T \cdot \Delta T \approx \varepsilon_{s0}$ applies [178].

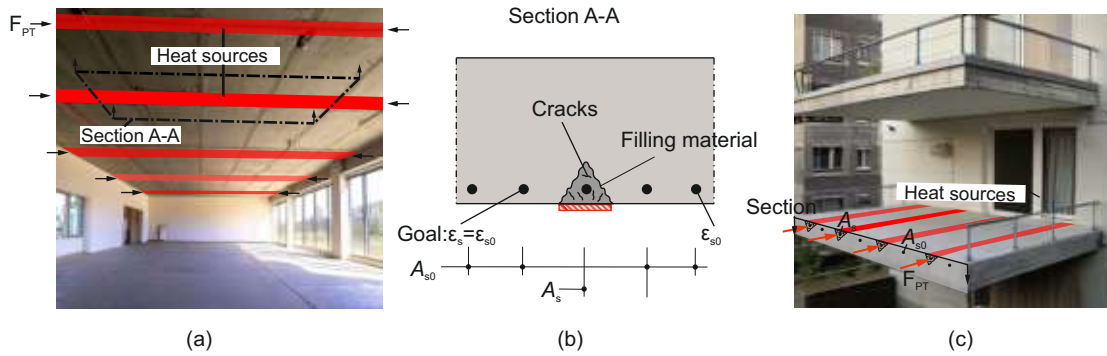


Fig. 7.1: Principle of subsequent strengthening with slotted and thermally prestressed additional reinforcing bars on the example of a concrete slab (a, created with generative AI) with section (b) and a balcony slab (c, created with generative AI)

Assuming an initial temperature of 20 °C, the reinforcement in the slot must be heated to 80 °C. Clearly, the heat input must be limited to the slot. Heating the entire cross-section reduces the effectiveness, since without any temperature difference between the initial and added reinforcements, the prestressing effect is lost. The effect of thermal prestressing can generally be determined as a function of the induced temperature difference using a calculation model according to [178], both with and without considering the effect of the filler material in tension. While prestressing is a well-established concept, its application in strengthening existing structures is technically complex and rarely feasible. To address this, the present study develops thermal prestressing of subsequently added reinforcement as an alternative variant that enables a simplified and self-weight-effective use of the prestressing principle. The effectiveness of the method is experimentally investigated in the serviceability (SLS) and ultimate limit states (ULS) by strengthening a reinforced concrete beam under load with a thermally prestressed additional bar. Moreover, two reference tests are made to evaluate the method. A not strengthened beam (A_{s0}) characterizes the lower capacity limit. Another beam with the same reinforcement amount as the strengthened one but installed already at casting ($A_{s0} + A_s$) serves as

the upper benchmark. All three beams are subjected to displacement-controlled loading until bending failure. The strengthening method is assessed by means of the load-bearing behavior, deflection, crack development, and the strains in the initial as well as added reinforcement.

Chapter 7.2 introduces the test setup and execution. The test results are presented in Chapter 7.3. They are compared with the results obtained from numerical computation (Chapter 7.4) and with the reference beams (Chapter 7.5) and discussed in Chapter 7.6. The main conclusions of this article are summarized in Chapter 7.7.

7.2 Experimental investigations

7.2.1 Key performance indicators and experimental campaign

The aim of the experimental campaign is to investigate the effectiveness of the described strengthening method for prestressing subsequently added reinforcement at serviceability and ultimate limit states. Key is the impact of thermal prestressing on the load-bearing capacity, the deformations, the crack widths, and the strains in initial and additional reinforcing

bars.

The campaign (Table 7.1) comprises two reference tests (beams no. 1 and 3) and a thermally prestressed member (no. 2). In the latter, a reinforced concrete beam is first built with two Ø16 reinforcing bars in the flexural tensile zone. Then a third bar Ø16 is installed into a slot and thermally prestressed. The two reference members initially contain two (lower reference, no. 1) or three bars (upper reference, no. 3) with otherwise identical boundary conditions.

For visualization, the results are color-coded: blue and green are assigned to the references,

while red and black indicate the thermally strengthened member. The aim is to fully activate the added bar for the structural self-weight through tempering. Accordingly, the maximum deflection $u_{\max}$, maximum load-bearing capacity $F_{\max}$, and crack development w of beam no. 3 are the key performance indicators of the thermally strengthened beam no. 2 (with $u_{\max}(2) \leq u_{\max}(3)$, $F_{\max}(2) \geq F_{\max}(3)$, $w(2) \leq w(3)$) while a significant improvement compared to beam no. 1 is expected, which is characterized by $u_{\max}(1) > u_{\max}(2)$, $F_{\max}(1) < F_{\max}(2)$, $w(1) > w(2)$.

Tab. 7.1: Experimental campaign and key performance indicators

Specimen	Reinforcement		Key Performance Indicators		
	Initial A_{s0}	Additional A_s	Max. Deflection	Max. Load Capacity	Crack Development
1) "Reference"	2 Ø16	-			
2) "Thermally Prestressed"	2 Ø16	1 Ø16	$u_{\max}(1) > u_{\max}(2) \leq u_{\max}(3)$	$F_{\max}(1) < F_{\max}(2) \geq F_{\max}(3)$	$w(1) > w(2) \leq w(3)$
3) "Reference"	3 Ø16	-			

7.2.2 Materials

All beams are made from normal strength concrete (NSC) of class C30/37, which represents a typical concrete strength for existing structures and therefore ensures the practical relevance of the tests. The slot of the prestressed member is filled with a high-strength concrete (HPC) based on the binder Nanodur Compound 5941 right after the bar is installed. The HPC reaches a compressive strength > 100 MPa [88] show that this HPC develops its strength without pre-storage time very quickly when subjected to rapid tempering and without any relevant damage effects due to secondary ettringite formation [193]. The maximum bond strength of approx. 65 % is reached after just 4 hours [179]. Long-term deformations due to creep and shrinkage, which reduce the applied prestressing force with time, are low with this HPC and are further reduced by a heat treatment [179, 192]. In the

fresh state, the HPC has a thermal conductivity λ of approx. $4.5 \text{ W}/(\text{mK})$ [176], which is significantly higher than most efficient heat transfer to the embedded reinforcement. Table 7.2 shows the thermal conductivity of the HPC in each beam, 2 or 3 reinforcing bars (B500A16, Table 7.2) are installed in the slot (Fig. 7.2). No stirrups are provided, as shear failure has been

7.2.3 Test set-up and execution

The test setup with the geometric dimensions and the measurement technology used on the three beams is shown in Figure 7.2. All beams have the same dimensions of $l/w/h = 570/30/20$ cm. They are subjected to four-point bending, where the load is applied to the cantilevers at the sides. Support is provided by a floating and a fixed support, which are 1.5 m apart. This leaves 2.1 m long cantilevers on both sides.

The load is transferred via a steel crossbeam, which rests at a 20 cm distance from the beam's end. The self-weight and the additional load of the crossbeam induce an approximate-

ly constant negative bending moment between the supports with the tensile zone at the top. The deflection during loading is recorded with displacement transducers at load application at the crossbeams. As said, the reference beams

no. 1 and no. 3 (Figure 7.2) are initially reinforced with 2 or 3 bars $\varnothing 16$ at 15 or 7.5 cm from each other and 7.5 cm from the sideways edges.

Tab. 7.2: Concrete compositions for normal concrete (initial cross-section) and HPC (slot)

Component	Normal Concrete C30/37		HPC based on Nanodur-Compound 5941	
	Type	Mass [kg/m ³]	Type	Mass [kg/m ³]
Sand	0/2	711.0	0/2	426.0
Basalt	-	-	1/3	882.0
Gravel	2/8	356.0	-	-
Gravel	8/16	711.0	-	-
Cement / Binder	CEM 1 42.5 R	340.0	Nanodur Compound 5941 (Dyckerhoff)	1042.0
Water	-	204.0	-	159.8
Superplasticizer	-	-	Master Glenium ACE 430 (Master Builders Solutions)	12.3
Shrinkage Reducer	-	-	Eclipse Floor (gcp)	8.0
Hardening Accelerator	-	-	Master X-Seed 100 (Master Builders Solutions)	12.3

The distance of the bars (barycenter) from the upper edge is $d_1 = 2.5$ cm.

For reasons of symmetry, the measuring equipment is only arranged on one lateral (no. 1) or one lateral and the central reinforcing bar (no. 3). At the middle of the beam ($l/2$) and at the two third points ($2/3 \cdot l$, $l/3$), the strain is measured with strain gauges (SG). Fiber optic sensors are attached along the bars for quasi-continuous strain measurement [223, 186, 226, 216]. The glass fibers DFOS(ε) are glued into a groove and bonded with the adhesive “Polytec PT AC2411”. Thus, they always experience the same strain as the bar [109].

In principle, the DFOS record thermal and mechanical strain changes in parallel. Due to the constant temperatures during the tests, only mechanical strain changes are recorded, and no temperature compensation must be used.

In the thermally prestressed beam (no. 2), the side faces are insulated with 10 cm thick polystyrene panels ($\lambda = 0.04$ W/mK). This is to mimic the symmetric thermal boundary condition or the heat propagation in continuous slabs. Freely, heat can only be emitted downward and upward. Initially, beam no. 2 is reinforced as the lower reference no. 1. For strengthening, another bar $\varnothing 16$ (A_s) is placed into a triangular slot at the center with a height of $h' = 5$ cm and a width of $b' = 8$ cm. Experimental and numerical preliminary investigations on the influence of the slot shape, under the same temperature control, have shown that higher temperature differences between the bar in the slot and the surrounding concrete are achieved with triangular shapes rather than with rectangular or semi-circular shapes [177].

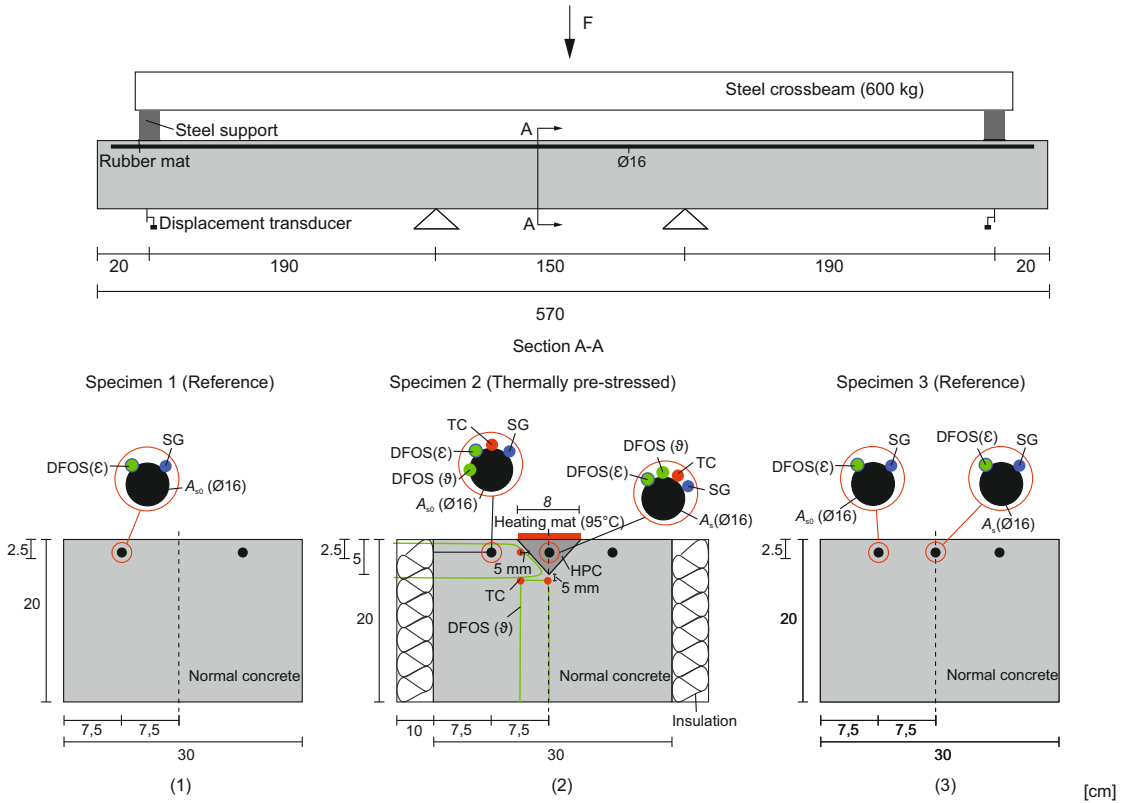


Fig. 7.2: Test setup (longitudinal section at top, cross-sections at bottom) with dimensions and measuring devices for the reference tests (no. 1 and 3.) and the thermally prestressed beam (no. 2)

The slot is finally 530 cm long, thus shortened by 20 cm on both sides concerning the total beam length. The bar is 525 cm long and positioned in the middle of the slot with an edge distance corresponding to the vertical position of the initial bars ($d_1 = 2.5$ cm). For bonding, the slot is filled with the HPC according to Table 7.2 and then tempered.

A silicone heating mat with the same dimensions as the slot surface (8 x 530 cm) is used to temper the slot [39]. The heating mat is controlled to a target temperature of 95 °C. Due to heat dissipation from the slot into the surrounding concrete and the distance between the heating mat and the added bar, a temperature of the heating mat itself of > 80 °C is required to reach the target temperature of the bar of 80 °C [176]. The mat is operated by a two-point control system, which switches between on and

off once the target temperature is reached, thereby keeping the temperature constant during the heating process. A heat-resistant Hostaphan foil (PET based, $t = 0,05$ mm) is placed between the mat and the liquid concrete to protect the mat.

The measuring devices and their position on the bars correspond to the reference tests. On top, thermocouples (TC) and fiber optic sensors for temperature measurement (DFOS(ϑ)) are placed near the strain sensors (SG and DFOS(ϵ)). The DFOS(ϑ) are decoupled from the mechanical strain by guiding them in capillaries. This yields purely thermal strain changes, from which the temperature change can be derived. Measuring temperature and strain at the same location enables the separation of mechanical and thermal strain components [38]. In section A-A at midspan (Fig. 7.2), the tem-

perature distribution is also recorded with three TCs near the slot and two DFOS(ϑ) distributed over the cross-section (Fig. 7.2, no. 1). Two TCs run 4 cm horizontally offset from the center of the cross-section at the level of the added bar or 5 mm below the slot. The third TC is centered 5 mm below the slot.

In the same section, a first DFOS(ϑ) always runs at about 5 mm, first parallel to the top surface, then parallel to the slot face, and finally horizontally back to the edge of the beam at the vertical level of the slot's tip. At the transitions, the fiber is bent with a radius $r = 1$ or 2 cm. A second DFOS(ϑ) runs vertically along the cross-section axis and is returned at 4 cm from it. In between, the fiber runs horizontally, 5 mm below the slot. At transitions, it is bent with $r = 1$ cm.

All measuring devices record data with a frequency of $f = \frac{1}{10}$ Hz.

Figure 7.3 shows the main steps of testing the thermally prestressed beam comprising heating and strengthening as well as the associated loads. The later slot is spared with polystyrene during casting. A retarder is applied to its surfaces, which, after 24 hours, are roughened to the grain size according to the requirements in [45].

In practice, it can be assumed that the cross-section is cracked due to the structure's self-weight alone, without any live loads acting at the time of strengthening. Recognizing this, an initial strain of $\varepsilon_{s0} = 0.6\text{‰}$ is assumed for the impressed strain of the initial reinforcing steel. As outlined in section 7.1, this corresponds to the average mechanical strain due to the characteristic self-weight (approx. 70 % of the total load) of common single-span con-

crete slabs. On the chosen static system, the self-weight induces a constant maximum negative moment between the supports A and B ($M_A(g) = M_B(g) = 3.3 \text{ kNm}$). This is increased by the self-weight of the crossbeams ($F_{\Delta g} = 6 \text{ kN}$), applied through the cantilevers, which yields another constant contribution $M_A(g + F_{\Delta g}) = 14.4 \text{ kNm} > 1.3 \cdot M_{\text{crack}}$. Computing $M_{\text{crack}} = 5.8 \text{ kNm}$, a completed crack pattern can be expected. At this load level, an initial strain of $\varepsilon_{s0} = 0.6\text{‰}$ is induced and verified by measurements with SG and DFOS.

In step a) The beam is subjected to a pre-load induced by the test stand, $F_Q = 2.95 \text{ kN}$, which gives an associated bending moment: $M_A(g + F_{\Delta g} + F_Q) = 20 \text{ kNm}$ that equals about $3.4 \cdot M_{\text{crack}}$. Before strengthening starts at $t_a = 1 \text{ h}$, the pre-load is removed again. In step b) the bar is placed in the roughened slot and then filled with the HPC. Finally, the slot is tempered for 4 h to $t_b = 5 \text{ h}$ with the heating mat. The results in [179] show that the HPC is sufficiently hardened after 4 hours to transfer the bond forces from thermal prestressing. Longer tempering times have no benefit with respect to hardening and a reduction of bond creep [179]. Full contact between the mat and the still liquid HPC raises the effectiveness of heating. The top face of the mat is insulated with rock wool, pressed down by weights [176]. After hardening at $t_b = 5 \text{ h}$, the heat supply is stopped, and the member cools down completely while the thermal prestress builds up. After another 18 h, at time $t_c = 23 \text{ h}$, the load is increased until failure (F_{max}). It is increased displacement controlled at a rate of 0.5 mm/min until M_{max} is reached at t_d .

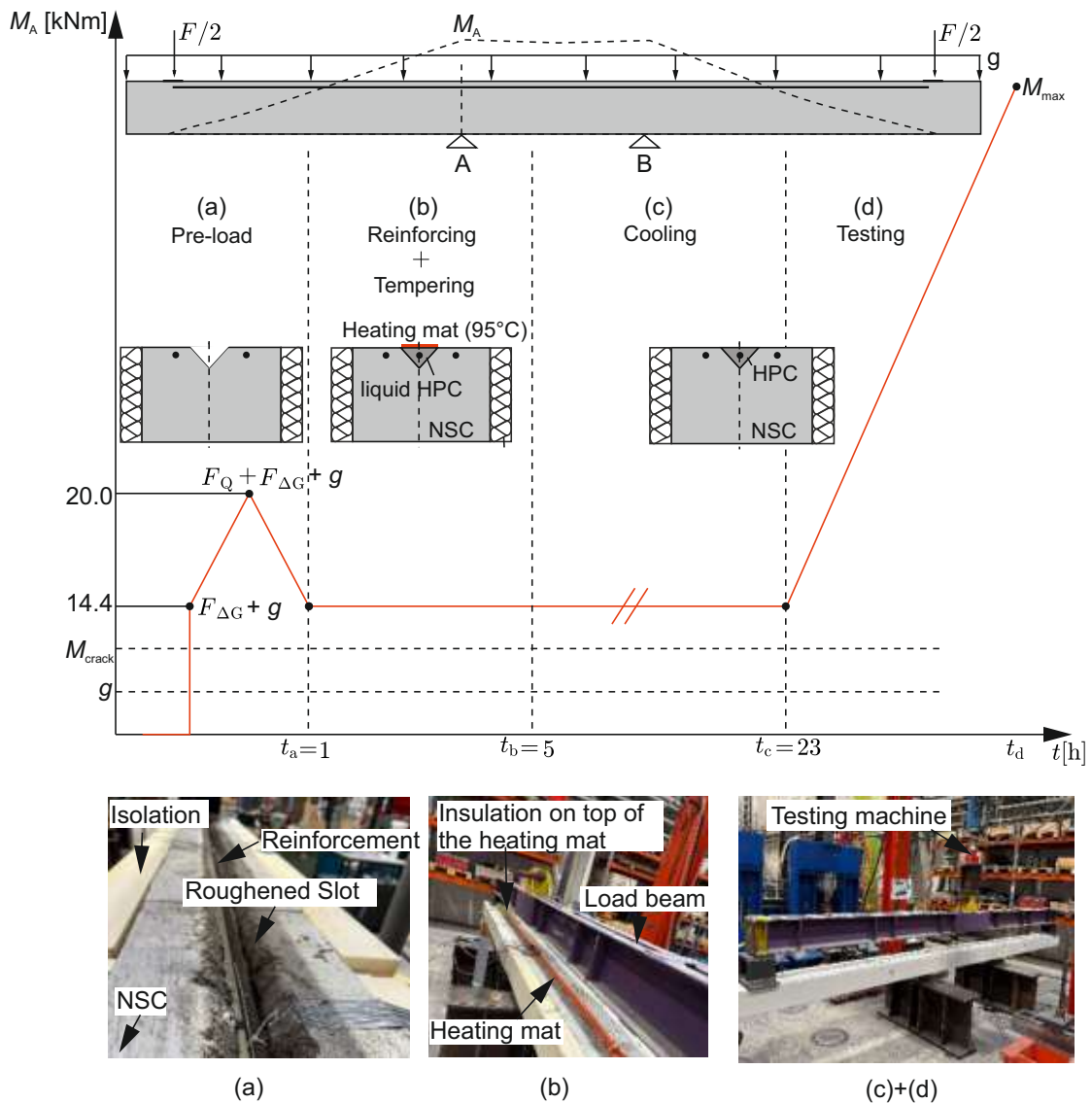


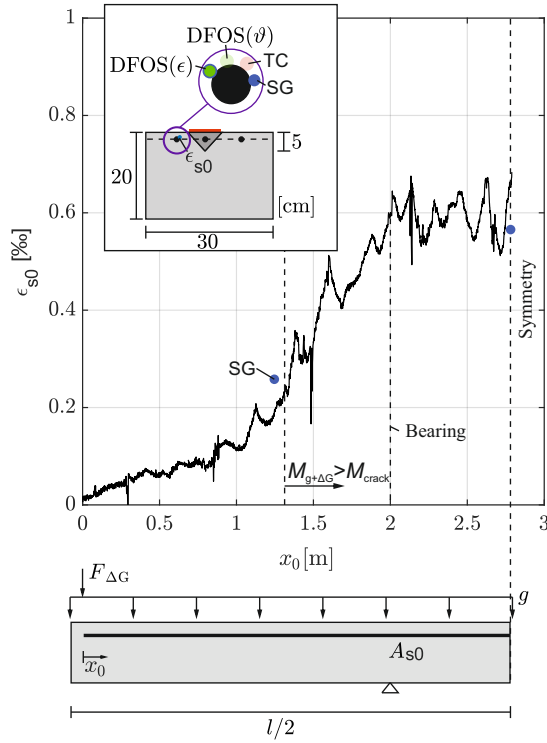
Fig. 7.3: Test procedure comprising pre-loading (a), strengthening, heating (b) and cooling (c) of the beam with subsequent loading until failure (d), along with the loads, cross-sections and photos associated with each step

The whole process is shortened for the reference beams no.1 and 3. The preload in step a), the strengthening in step b) and the time component (step c)) are completely omitted. After the initial loading from self-weight and crossbeams $F_{(g+\Delta g)}$ is applied, the load is increased directly until failure.

7.3 Experimental results

7.3.1 Strain in the basic reinforcement due to self-weight at the time of strengthening

The initial strain in the basic reinforcement due to $g + \Delta g$ at time (t_a) is denoted ε_{s0} . Figure 7.4 shows it along the bar.

**Fig. 7.4:**

Strain distribution along the initial reinforcement of beam no. 2 at the time of strengthening (t_a), quasi-continuously recorded with DFOS and locally with SGs

The running coordinate of DFOS(ϵ) data starts at load application. The local positions of the SG are highlighted, too. Due to symmetry in loading and strain, just half the beam is shown. The initial strain increases almost linear from load application up to $x_0 = 1.4$ m. From here, the bending moment $M_{(g+\Delta g)}$ exceeds the cracking moment $M_{crack} = 5.8$ kNm and the member turns to the cracked state. The strain increases hyperlinear. But between the supports, the strain remains approximately constant at about 0.6‰ , which corresponds to the expected strain in concrete slabs to due self-weight. The punctual strains at the SGs confirm the data.

7.3.2 Thermal and mechanical strains in the added reinforcing bar

The added reinforcing bar experiences strains just through heating (t_a to t_b). Only when the heat supply is stopped and the meantime hardened filler material prevents the bar from shortening, mechanical strain raises until the beam has completely cooled, meanwhile the thermal strain decreases again.

On the left, Figure 7.5 presents the temperature development on the added bar at center ϑ_s up to t_c using TC data. Due to heating, the temperature rises steeply from $t_a = 1$ h at first. After 2 h the course becomes increasingly flatter until it reaches its maximum of 87°C at $t_b = 5$ h. When the heat supply is stopped (t_b), the temperature drops and reaches its initial value of about 22°C after approx. 23 h (t_c) again. The associated development of strains $\epsilon_s(t)$ from SG data is shown on Figure 7.5, right. Both the bar and the bonded SG itself experience thermal expansion due to heating and the associated rise in temperature. It is important to note, that the SG only records the difference in expansion through the different thermal expansion coefficients of gauge ($\alpha_{T,SG}$) and reinforcing steel ($\alpha_{T,s}$). The rise in temperature $\Delta\vartheta_s(t)$ stretches the bar by $\alpha_{T,s} \cdot \Delta\vartheta_s(t)$, while at the same time the gauge experiences an elongation of $\alpha_{T,SG} \cdot \Delta\vartheta_s(t)$. The difference between the two strains is recorded by the SG (Eq. 7.1). In addition, it records mechanically induced strain changes $\epsilon_{s,M}$, which are measured directly. The total record is $\epsilon_{s,SG}(t)$.

$$\begin{aligned} \epsilon_{s,SG}(t) &= \alpha_{T,s} \cdot \Delta\vartheta_s(t) - \alpha_{T,SG} \cdot \Delta\vartheta_s(t) \\ &\quad + \epsilon_{s,M}(t) \end{aligned} \quad (7.1)$$

$\Delta\vartheta_s(t)$ is known from the temperature measurement (Fig. 7.5, left) while $\alpha_{T,SG}$ is directly taken from the product data sheet of the SG ($\alpha_{T,SG} = 10.8 \times 10^{-6} \text{ 1/K}$). Since $\epsilon_{s,M}$ is ze-

ro during heating $t < 5$ h, $\alpha_{T,s}$ can be determined by rearranging Eq. (7.1). Averaged over $t = [1, 5]$ h, $\alpha_{T,s}$ equals $11.0 \times 10^{-6} 1/K$. This enables to calculate the thermal expansion of the bar ($\alpha_{T,s} \cdot \Delta\vartheta_s(t)$). For $t > 5$ h, $\varepsilon_{s,M}$ is not zero but can be separated from the thermal strains $\varepsilon_{s,T}$ using Eq. (7.1). The strain of the added bar $\varepsilon_s(t)$ is thus calculated as follows in Eq. (7.2).

$$\varepsilon_s(t) = \begin{cases} \alpha_{T,s} \cdot \Delta\vartheta_s(t), & \text{for } t \leq 5 \text{ h (thermal)} \\ \alpha_{T,s} \cdot \Delta\vartheta_s(t) + \varepsilon_{s,M}, & \text{for } t > 5 \text{ h (thermal + mechanical)} \end{cases} \quad (7.2)$$

After $t = 5$ h, the strain in the added bar reaches its maximum of 0.7‰ due to heating. When heating is stopped (t_b), it cools down and the thermal expansion decreases. From the strain at the time of hardening of the filler material, its re-deformation is prevented by the bond with the HPC. The residual thermal strain $\varepsilon_{s,T}$ remains in the bar as mechanical strain $\varepsilon_{s,M}$. Beyond that point, the strain just drops slightly due to composite creep [179]. At t_c , when the bar is completely cooled, ε_s is about 0.4‰ . The results indicate that the concrete is already hardened after approximately one hour of heating ($t = 2$ h) and the further temperature increase did not contribute much.

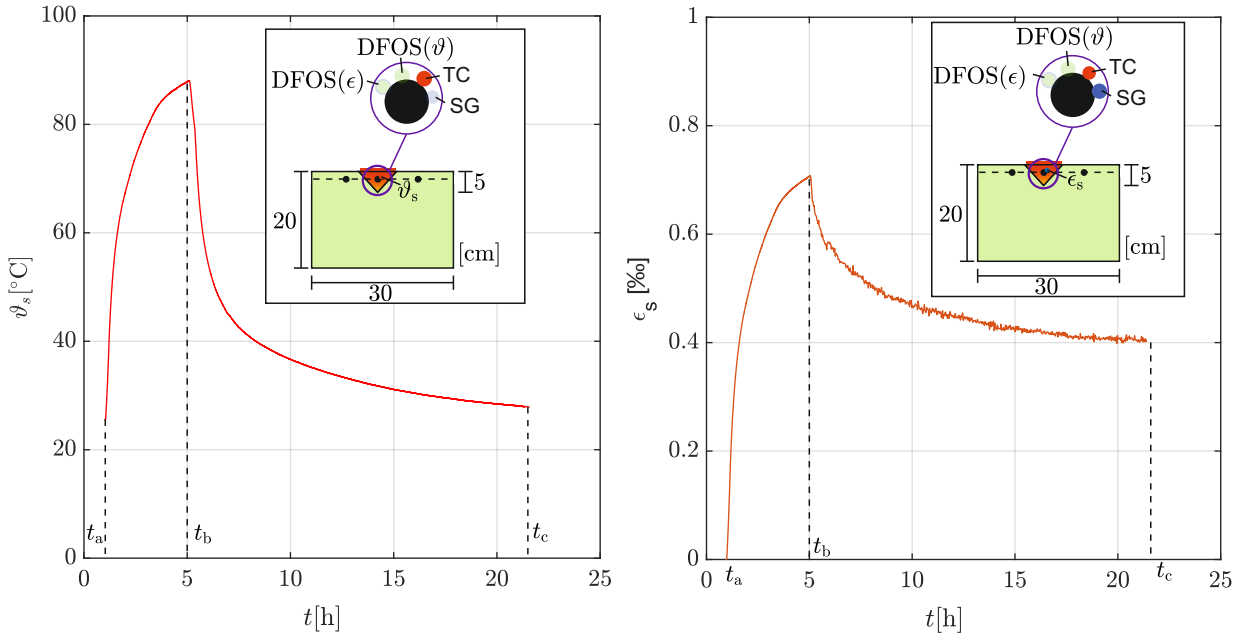


Fig. 7.5: Temperature (left) and strain (right) development in the added bar

On half the symmetrical beam, the strain ε_s in the added bar over its length x_0 at t_c is shown in Fig. 7.6. At the end of the cantilever ($x_0 = 0$), ε_s is about 0.08‰ and increases almost linearly up to $x_0 = 0.5$ m to approx. 0.40‰ . This is due to the length required to re-anchor the thermal prestress and to the heat dissipating

through the end faces which causes an approx. 20°C lower bar temperature there. By contrast, in the middle of the cross-section, $\varepsilon_s \approx 0.40\text{‰}$ is nearly constant.

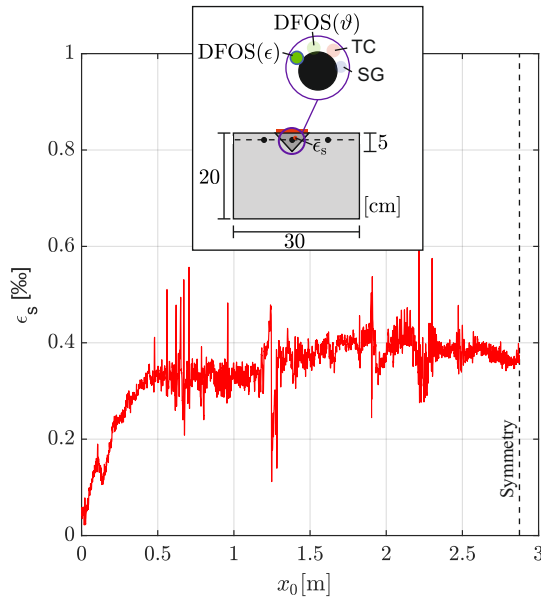


Fig. 7.6: Temperature (left) and strain (right) development in the added bar

7.4 Computational model for thermally prestressed reinforcement

A computational model has been derived in [178] to determine the effective thermal prestress of added reinforcing bars and the resulting static impact. Controlled heating of the slot increases the temperature in the liquid filler material and bar and, with a certain time delay, also in the surrounding concrete. The temperature induces individual thermal strains in all parts of the cross-section. To determine its distribution, 2D numerical computation of temperature fields is employed [169], since the experimental temperatures are just recorded at some particular locations via DFOS(ϑ) and TC (cf. Figure 7.2). The cross-section is discretized with 1600 finite quad elements

(40×40 elements), for a temperature field analysis performed in Excel.. However, the triangular shape of the slot and the round bar inside are discretized much finer with element lengths of 4 mm. Thereby, the size of the elements increases towards the not heated edges. Material specific parameters like bulk density $\rho = [2200 \text{ (NSC)}, 2300 \text{ (HPC)}, 7800 \text{ (steel)}]$ kg/m³, thermal conductivity $\lambda = [1.65 \text{ (NSC)}, 4.5 \text{ (HPC)}, 50 \text{ (steel)}]$ W/(mK), and specific heat capacity $c = [1000 \text{ (NSC)}, 1400 \text{ (HPC)}, 450 \text{ (steel)}]$ J/(kgK) are associated with the elements [178].

In the model, the external heat source is represented by a heat flow supplied from outside across the width of the slot. The applied heat flow was determined from the measurements carried out during the experiment. There is no heat exchange on the sides of the cross-section, which idealizes thermal insulation. At the top and bottom, heat is exchanged with the environment (assumption 20 °C) by radiation and convection. The time step for the temperature calculation is limited by the material parameters and the element size and is set to $\Delta t = 0.8$ s [229].

On the left, Figure 7.7 shows the calculated temperature distributions in the cross-section at the times $t = t_a + [1, 2, 4]$ h, with warm regions highlighted in red and unheated regions in blue. The starting point is a constant temperature field with an initial temperature of 22 °C, at $t = t_a = 1$ h. At $t = 2$ h, the slot (HPC) has heated up to a constant temperature of about 65 °C. The surrounding NSC experiences only a slight increase in temperature. With increasing tempering time, the temperature in the slot rises to 93 °C, while at the same time the heat is more spread in the NSC.

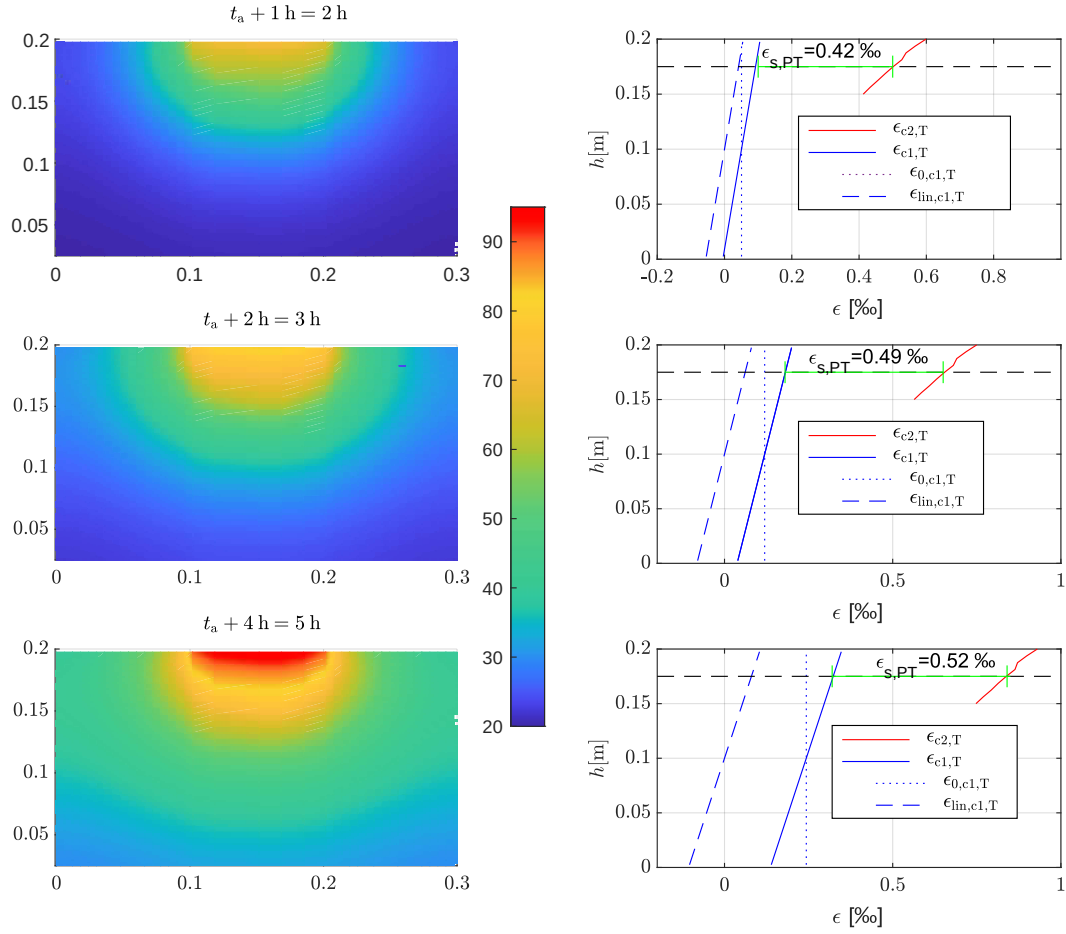


Fig. 7.7: Numerical temperature distribution of the cross-section (left), associated strain distributions and prestress effective thermal strains (right) at $t = t_a = [2, 3, 5] \text{ h}$

The comparison of the numerical and experimental temperatures measured at various points in the experiment shows an average deviation of 1.9°C or approx. 4%. Thus, the following evaluations use the results of the numerical temperature field calculation.

The thermal strains ϵ are calculated from the temperature changes $\Delta\vartheta$ of each element multiplied with α_T . Due to symmetry of the temperature distribution in x-direction and recalling Bernoulli's hypothesis, a lamella model is used [166]. The lamella heights are chosen the same as the element heights of the grid for temperature field computation. For trans-

fer to the lamella model, the temperature changes per row are converted into a mean temperature change $\overline{\Delta\vartheta}$, from which the associated thermal expansion ($\epsilon = \overline{\Delta\vartheta} \cdot \alpha_T$) is calculated. The obtained non-linear strain distribution over the height is broken down into a constant ($\epsilon_{c1,0}$) and a linear component ($\epsilon_{c1,lin}(z)$) as well as a non-linear residual. The portion of the total strain that activates internal forces is $\epsilon_{c1}(z) = \epsilon_{c1,0} + \epsilon_{c1,lin}(z)$. The non-linear residual just imposes a constraint into the cross-section and is thus not considered further. In liquid HPC, the strain adjusts itself freely. The strain in each lamella of the HPC results

directly from the mean temperature change around the slot. For the added bar, a constant thermal strain ε_s is assumed, corresponding to the temperature change in its center of gravity. The linearized thermal strains from the temperature distribution of the initial cross-section and the supplemented reinforcement are shown in Figure 7.7 (right). The prestress effective strain of the added bar $\varepsilon_{s,PT}$ results from the strain difference between the bar (ε_s) and the concrete in the corresponding lamella at the height of the bar ($\varepsilon_{c1}(z = 17.5 \text{ cm})$). At $t = 2 \text{ h}$, ε_s equals 0.50‰ . The corresponding concrete strain $\varepsilon_{c1}(z = 17.5 \text{ cm})$ due to heat propagation reduces the effective strain to $\varepsilon_{s,PT} = 0.42\text{‰}$. However, the temperature of the bar rises with the duration of heating and thus also ε_s . Due to its mass and low thermal conductivity, the concrete heats up much slower and thus the strains, too. $\varepsilon_{s,PT}$ increases for $t = 3$ and 5 h to 0.49‰ and 0.52‰ , respectively. Decisive for the prestress is the temperature distribution at the time at which the filler material is hardened enough to bear the bond-induced forces. The results on the right of Figure 7.5 suggest a time of approx. 1 h of heating ($t = 2 \text{ h}$). Then, the deviation between the calculated pre-strain and the imposed strain measured in the experiment is $< 5\%$ (cf. Fig. 7.5, right), with a thermal strain of about 0.40‰ in the experiment and 0.42‰ in the model.

Once heating is stopped ($t = 5 \text{ h}$), cooling induces strain $\varepsilon_{s,PT}$ or an equivalent prestressing force F_s , which is obtained from Eq. 7.3 by multiplying the strain with the cross-section area of the bar A_s and the Young's modulus of steel E_s .

$$F_s = \varepsilon_{s,PT} \cdot A_s \cdot E_s \quad (7.3)$$

Analogue to the principle of mechanical prestress, F_s induces an axial compressive force N_{PT} and a bending moment $M_{PT} = N_{PT} \cdot z_{PT}$ due to the distance of the added bar to the barycenter of the cross-section [178]. Both counteract the external loads and relieve the cross-

section.

On top of the reinforcement, the thermally stretched filler material imposes another contribution to the prestress. The effective thermal strain of the filler material $\varepsilon_{c2,PT}$ results lamella-wise from the strain difference to the NSC on the same height (Figure 7.7, right). Weighted by the area of the individual lamellas, it is transferred into a mean strain in the slot. The corresponding prestressing force F_{c2} is calculated analog to Eq. 7.3, depending on the net cross-sectional area of the slot A_{c2} and the modulus of elasticity of the HPC E_{c2} according to Eq. 7.4.

$$F_{c2} = \varepsilon_{c2,PT} \cdot A_{c2} \cdot E_{c2} \quad (7.4)$$

Thus, F_{c2} increases N_{PT} and M_{PT} . However, it must be carefully considered that the slot is in the tensile zone and if the tensile strength of the HPC is once exceeded, the stiffness decreases due to cracking. F_{c2} should therefore not be used in the ULS, or only to a limited extent.

7.5 Comparison of the results of the thermally prestressed and the reference beams

7.5.1 Relation of load and deflection

The stiffness of the strengthening measure compared to the reference beams is assessed on the load-deflection diagrams in Figure 7.8. The force F induces downward deflection u to the cantilever arms, which is recorded on both sides with displacement transducers. Because of symmetry, these deflections are averaged to draw the load-displacement diagrams shown. As expected, the beam (no. 3) and the strengthened one (no. 2) achieve approximately the same maximum load. Due to its lower reinforcement, beam (no. 1) remains below.

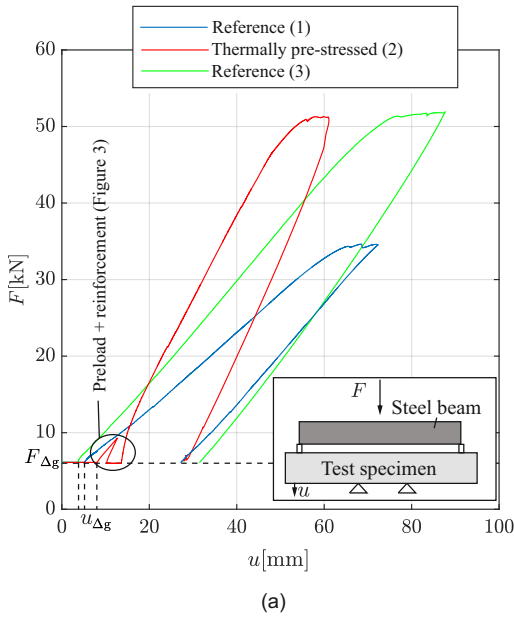


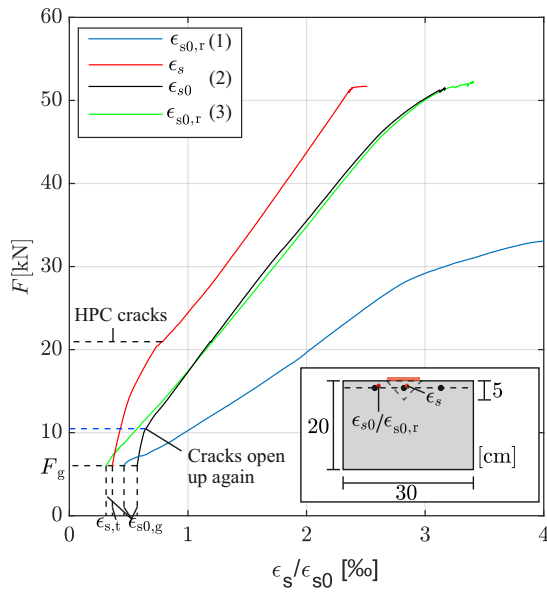
Fig. 7.8: Load deflection diagrams of the thermally prestressed and reference beams (a) and a photo during testing (b)

It also has the lowest stiffness, followed by beam (no. 3), as is seen from the inclination of the loading branches. That of the strengthened beam runs even steeper. Due to duration and sequence of the strengthening process (cf. Fig. 7.3), the load-deflection curve of the strengthened beam starts later, i.e. shifted or with a deformation lead, but at the same load level ($F_{\Delta g}$). Likewise, the load-deflection curves of the two reference beams already have a (small) offset to each other due to the lower reinforcement of beam no. 1. Just placing the steel crossbeams of the weight $F_{\Delta g}/2 = 3$ kN on each cantilever generates another deflection $u_{\Delta g}$. This is greatest for the thermally prestressed beam due to the reduced cross-section caused by the triangular slot and its reduced bending stiffness EI_y . It is even greater than for the less reinforced beam (no. 1). Moreover, before strengthening, beam no. 2 is initially preloaded by the force F_Q once (Fig. 7.8, left). The induced deflection is not completely reversible, and even increases during strengthening due to creep at constant loading. Accordingly, it is significantly greater at t_c than in the reference

beams, which are loaded directly.

7.5.2 Comparison of the strain development in thermally prestressed and initial reinforcement

The aim of the strengthening method is to join the added bar and the initial cross-section and participate equally in the load transfer. Figure 7.9 shows the strain development of reinforcing bars in the three beams due to load increase. This is exemplified on the added (ε_s) and an initial bar (ε_{s0}) for the thermally prestressed beam and in each of the references on a lateral initial bar ($\varepsilon_{s0,r}(3)$, $\varepsilon_{s0,r}(1)$). At t_c , the initial bars exhibit the strain due to self-weight $\varepsilon_{s0,g}$ from $g + F_{\Delta g}$ while the added bar exhibits just the thermal strain $\varepsilon_{s,t}$. With increasing load F , the strain in all bars also increases, whereby initially, until the onset of cracking, both ε_{s0} and ε_s increase considerably slower than $\varepsilon_{s0,r}(3)$ and $\varepsilon_{s0,r}(1)$.

**Fig. 7.9:**

Development of strains in the thermally prestressed bar and the reinforcing bars of all beams over the load

As a result of thermal prestressing, the cross-section is compressed and the cracks in the concrete are partially closed. In addition to the reinforcement, the concrete in the tensile zone thus contributes to load transfer (state I). In the reference beams, which are already cracked due to $F_{\Delta g}$, the concrete in the tensile zone does not contribute and tensile stresses induced by F are borne by the reinforcement (state II). Not below a total load of $F = 10$ kN the cracks in the thermally prestressed beam do open again and the beam switches to state II. Then, ε_{s0} and $\varepsilon_{s0,r(o)}$ increase equally. Due to its higher tensile strength, the HPC first cracks at $F = 21$ kN. Then the steel strains in the bar therein also increase, and ε_s rises parallel to ε_{s0} and $\varepsilon_{s0,r(3)}$.

In all three beams the reinforcement starts yielding when the maximum load is reached, and the steel strains increase quickly. This indicates them striving towards ductile bending failure.

7.6 Discussion

7.6.1 Impact of thermal prestressing on cracking of concrete

The thermal prestressing relieves the tensile zone of the cross-section and creates compression, which influences the formation of cracks in the concrete. At t_b , the concrete is cracked between the supports due to $g + F_{\Delta g} + F_Q$. In the cracks, the reinforcement bears all tensile forces. Between the cracks, the concrete contributes, and the flexural tensile force is distributed between the concrete and the reinforcement (tension stiffening). Accordingly, the formation of cracks leads to strain peaks in the reinforcement, which can be detected by the quasi-continuous strain measurement using DFOS. Even more, according to [153], the associated crack widths w can be derived from the strain peaks. Since each measuring point on the glass fiber is assigned a position in the beam, the positions of the cracks are also known.

Figure 7.10 compares the distribution of ε_{s0} over the bar length x_0 of half the beam at t_b (left) and t_c (right). The cracks in position and width derived from the strain according to [153] are color-coded below: blue corresponds to small and red to large, calculated crack widths at the level of the reinforcement. To validate the results, the cracks were marked and photographed on the corresponding beam surface at both times (Fig. 7.10 (bottom)). The position of the cracks and their width were recorded using a crack map (accuracy 1/10 mm) and measuring tape (crack mapping). Both are compared with the DFOS results in Table 7.3. There is a high degree of agreement between the two methods. When strengthening and cooling is finished at t_c , the thermal prestress induces compression into the cross-section. Consequently, the crack widths and thus also the strain peaks in ε_{s0} decrease (Figure 7.10 (left)). Small strain peaks are increasingly

superimposed by scatter in the measurement signal and can no longer be clearly identified as cracks. Crack widths < 0.1 mm are therefore no longer detectable evaluating DFOS data. Compared to t_b the number of detected cracks is reduced from 7 to 3 at t_c . Although the cracks not detectable from the DFOS data are still visible on the surface, the width measured with the tape has clearly decreased, too (Table 7.3).

Figure 7.11 shows the crack pattern of the three

beams at $F_{\max}(t_d)$. On the left, few but wide cracks are visible in beam no. 1 with only two reinforcing bars. The thermally prestressed beam no. 2 at center and the other reference no. 3 with 3 bars show many much thinner cracks. For both references, the cracks are approx. 16 cm deep. For the thermally prestressed beam, however, the cracks end at about 10 cm depth. This results from the lower utilization of the tensile zone due to thermal prestressing.

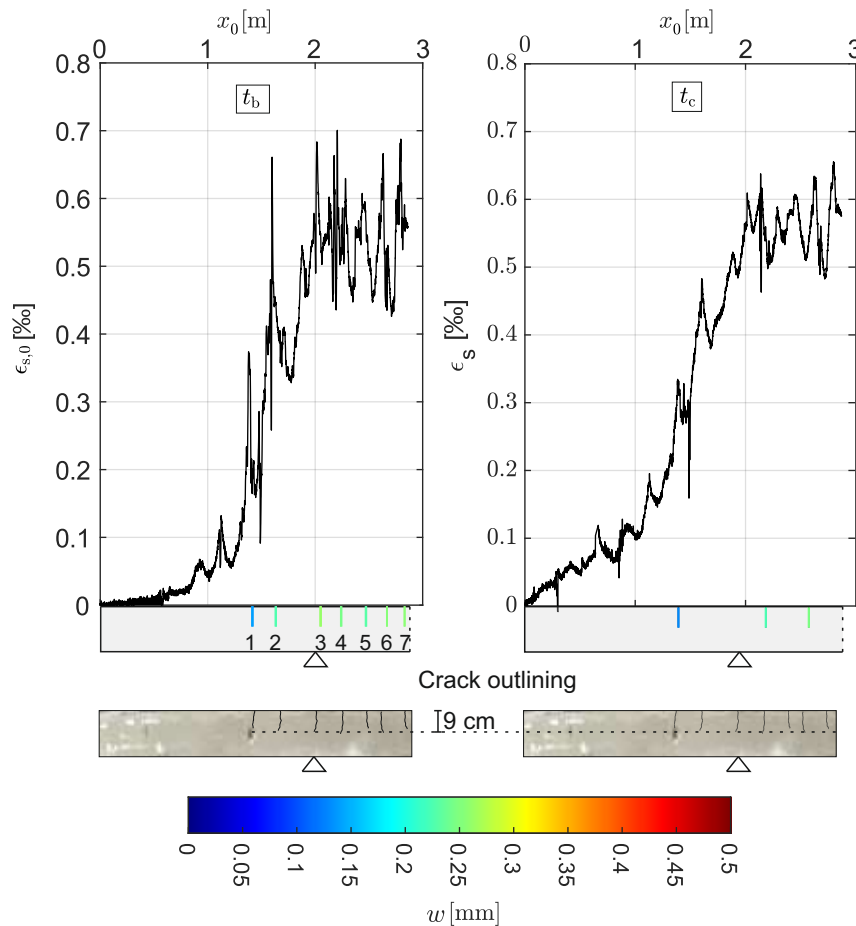
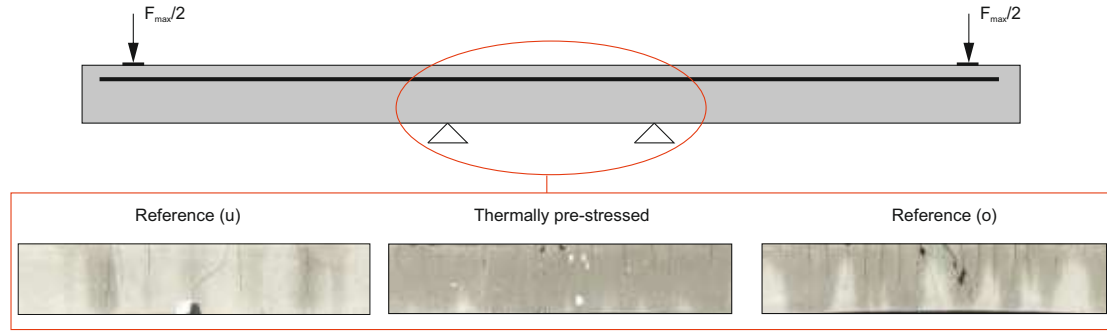


Fig. 7.10:

Strains and crack widths in the tensile zone before and after strengthening determined from DFOS (top) and crack mapping (bottom)

Tab. 7.3: Position and width of cracks determined from DFOS and crack mapping before and after thermal prestressing

Crack No.	Unreinforced at $F_g + F_{Ag}$		Thermally prestressed at $F_g + F_{Ag}$	
	DFOS / Crack Mapping		DFOS / Crack Mapping	
	Crack Width w [mm]	Crack Position x_0 [m]	Crack Width w [mm]	Crack Position x_0 [m]
1	0.14 / 0.1	1.39 / 1.37	0.07 / 0.1	1.39 / 1.37
2	0.16 / 0.2	1.52 / 1.51	- / 0.1	- / 1.51
3	0.22 / 0.2	2.12 / 2.14	- / 0.1	- / 2.14
4	0.26 / 0.3	2.34 / 2.33	0.21 / 0.2	2.34 / 2.33
5	0.23 / 0.2	2.51 / 2.50	- / 0.1	- / 2.50
6	0.24 / 0.2	2.52 / 2.49	- / 0.1	- / 2.51
7	0.25 / 0.2	2.78 / 2.78	0.23 / 0.2	2.78 / 2.78

**Fig. 7.11:** Comparison of crack patterns at maximum load obtained from xxx. Thermally prestressed beam (center) versus the reference beams (left and right).

7.6.2 Comparison of the measured and numerically predicted mechanical strain in the reinforcement

The mechanical impact of thermal prestressing can be calculated by the model according to [178]. The axial force N_{PT} and the corresponding bending moment M_{PT} induced by the prestress counteract the external forces from the applied loads F and thus relieve the tensile zone. The corresponding strain distribution in the cross-section can thus be calculated by iterating the strain plane until the equilibrium of internal (index R) and external forces (index E) according to Eqns. (7.5) and (7.6) is found.

$$N_E = N_{PT} \stackrel{!}{=} N_R \quad (7.5)$$

$$M_E = M_F - M_{PT} \stackrel{!}{=} M_R \quad (7.6)$$

From the temperature distribution at the time at which the filler material is sufficiently hardened to transfer the forces from prestressing (cf. Section 7.3.2, after 1 h heat treatment), Eqns. 3 and 4 yield $F_s = 16.9$ kN and $F_{c2} = 30.3$ kN for the prestressing force in the reinforcing bar ($E_s = 210.000$ MPa) and the HPC ($E_c = 45.000$ MPa) respectively. Thus, the expected strain in the initial reinforcement ε_{s0} can be calculated iteratively with Eqns. 5 and 6 of the calculation model in [178] and three different cases: with (“HPC contributes”) and without F_{c2} (“HPC cracked”) as well as without any prestressing contribution.

Figure 7.12 displays the calculated (dashed)

and measured (solid) strains on beams no. 2 (prestressed) and no. 3 (upper reference) versus the load.

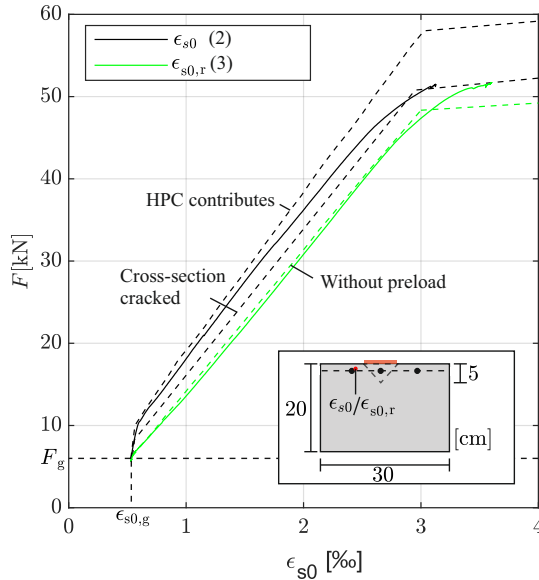


Fig. 7.12:

Comparison of measured and computed (dotted lines) mechanical strain in the reinforcement with (beam no. 2) and without (beam no. 3) prestress (solid lines)

Until yielding of the reinforcement, the computed curve without prestress coincides with the upper reference $\varepsilon_{s0,r}(3)$. Considering a contribution of HPC to the prestress, the calculated follows the measured curve up to $F = 10$ kN ($\approx 0.2 \cdot F_{\max}$). Above that level, the measured curve approaches to the one associated with (“HPC cracked”) which is finally reached at $F_{\max}$. This shows that the prestressing effect of the HPC is fully effective at lower load levels. Even at service load level (0.3 bis 0.6 $\cdot F_{\max}$), more than 90% of the HPC’s effect is still there. Just beyond that level the effect decreases significantly. When the reinforcement finally

starts to yield, just F_s remains effective.

7.6.3 Effectiveness of strengthening in ULS and SLS

Strengthening with thermally prestressed additional reinforcement has a positive effect on the load-bearing capacity and the serviceability. This is supported comparing the maximum loads, deflections, and mean crack widths in the tests according to Table 7.4.

The maximum capacity in the test equals that of the upper reference (beam no. 3) reinforced with 3 bars from the beginning and is significantly higher than the one of beam no. 1, reinforced with 2 bars only. This means that the added bar is fully effective in the ULS.

At SLS, the thermally prestressed beam even represents an improvement on the upper reference. The deflection at $F_{\max}$ is approx. 33% lower and even more pronounced for lower load levels (see Fig. 7.8). Moreover, the cracks in the tensile zone are closed due to thermal prestressing. The average width of the cracks recorded using DFOS (Fig. 7.10) is 0.22 mm before (t_b) and 0.12 mm after strengthening (t_c), which corresponds to an improvement of approx. 45%. When strengthened, the average crack width is approx. 34% smaller than that of the upper reference at the same load. The present study focused on the short-term structural response. Long-term effects, such as creep were investigated in [179] However, in the cracked state the filler material is not expected to creep significantly, so that its influence on prestress losses can be considered minor. Nevertheless, further studies on long-term behavior and durability remain necessary to confirm this assumption.

Tab. 7.4: Impact of thermal prestress

	Thermally Prestressed	Reference (1)	Reference (3)
Maximum Load $F_{\max}$ [kN]	51.2	34.5	51.7
Deflection at $F_{\max}$ [mm]	60.2	60.0	71.5
	t_b	t_c	
Mean Crack Width at $g + F_{\Delta g}$ [mm]	0.22	0.12	-
			0.18

7.7 Conclusions

This paper investigated the effectiveness of strengthening reinforced concrete members with thermally prestressed post-installed reinforcement. Different from other techniques, this method is effective against the self-weight, which often accounts for the major part of loads on concrete structures. The main findings are:

- The reinforcing bar could be thermally stretched by 0.4 ‰ through heating with mats at about 80 °C. Once the filler material is hardened, the new bar is bonded to the concrete and jointly effective against increasing loads. Internal stresses are equally distributed to all reinforcing bars. The maximum load is virtually the same as that of the not strengthened reference. Thus, strengthening is fully effective in ULS.
- Thermal prestressing significantly increases the stiffness of the beam. At the same maximum load, the deflection is approx. 33 % lower than in the not strengthened reference. Moreover, the crack depths at maximum load are significantly lower than in the reference, which is attributed to a lower utilization of the tensile zone.
- Inherently also prestressing the filler material creates another benefit. Comparison of computational and measuring results with and without prestress proves its contribution fully effective up to 20% of the maximum load. With further load increase, it starts cracking and the prestressing effect is mitigated. However, at serviceability load level or up to approx. 0.6 $F_{\max}$, the beneficial prestressing effect is still over 90% effective. But finally, at maximum load, just the thermally stretched bar remains effective.
- Subsequent thermal prestressing induces pressure into the cross-section, which partially closes existing cracks. After strengthening, the crack widths in the test are reduced by 45% on average.

The method is not limited to slabs but can in principle be applied to any structural members with high self-weight and flexural deficiencies. However, the present investigations were restricted to applications from the top side of beams. For practical use, an execution from the underside of structural members will have to be developed and validated. Since the filler material used is self-compacting, such an application on the underside of slabs or beams appears feasible, but still requires further investigation.

Schlussfolgerungen und Ausblick

Das Ziel dieser Arbeit ist die Entwicklung einer eigengewichtswirksamen Verstärkungsmethode für Stahlbetontragwerke sowie deren Validierung in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit (GZT) und Gebrauchstauglichkeit (GZG). Die Methode kombiniert das nachträgliche Einbringen von Bewehrungsstäben in Schlitze mit einer gezielten Temperaturinduktion. Nach der Bewehrungsergänzung werden die Schlitze verfüllt und unmittelbar auf ca. 80 °C aufgeheizt. Der Temperaturanstieg bewirkt eine thermische Dehnung der eingebrachten Stäbe sowie eine beschleunigte Erhärtung des Verfüllmaterials. Sobald dieses erhärtet ist, wird die Wärmezufuhr gestoppt. Während des anschließenden Abkühlens verhindert die Verbundwirkung zwischen Bewehrung und Verfüllmaterial eine Rückverformung der Stäbe. Infolge entsteht eine Vorspannkraft, die der Belastung aus dem Eigengewicht entgegenwirkt und damit die Zugzone des Gesamtquerschnitts entlastet. Damit ist die ergänzte Bewehrung, im Gegensatz zu herkömmlichen Verstärkungsmethoden, für das Eigengewicht wirksam. Für die Effektivität der Methode ist es essentiell, den Temperaturanstieg auf den Schlitz zu beschränken. Das Durchwärmen des gesamten Querschnitts reduziert die Temperaturdifferenz zwischen Initialquerschnitt und ergänzter Bewehrung und mindert damit die resultierende Vorspannkraft.

Das thermische Vorspannen nachträglich ergänzter Bewehrung erfolgt in drei wesentlichen Schritten:

1. Herstellung der Schlitze,
2. Ergänzung der Bewehrung mit anschließendem Verfüllen,
3. Gezieltes Temperieren.

Im Rahmen dieser Arbeit sind die einzelnen Prozessschritte systematisch untersucht und dahingehend optimiert, um für übliche Platten ($h=10$ bis 40 cm) und Bewehrungsstäbe ($\varnothing$ 14 bis 20 mm) die höchstmögliche Wirksamkeit bei der thermischen Vorspannung zu erzielen.

Die Untersuchungen zeigen, dass eine dreieckige Schlitzform besonders vorteilhaft zur thermischen Vorspannung darin ergänzter Bewehrung ist. Im Vergleich zu anderen Schlitzformen,

ergibt sich hier bei gleichen Randbedingungen eine größere Temperaturdifferenz zwischen ergänzter Bewehrung und Initialquerschnitt. Zudem beeinflussen auch die Schlitzabmessungen die Wirksamkeit der Methode. Der dreieckige Schlitz sollte 5 cm tief und 8 cm breit sein und über die ganze Breite temperiert werden. Um eine kraftschlüssige Verbindung zwischen den Querschnittsteilen zu erzeugen, ist die Schlitzoberfläche bis auf das Korngerüst aufzurauen (0,5-fachen des mittleren Größtkorndurchmessers).

Nach der Herstellung der Schlitzte erfolgt darin die Bewehrungsergänzung mit anschließendem Verfüllen. Grundsätzlich können Bewehrungsstäbe beliebigen Durchmessers thermisch vorgespannt werden. Jedoch bewirken größere Durchmesser gemäß dem Hooke'schen Gesetz bei gleicher thermischer Dehnung eine stärkere Vorspannwirkung. Da der Arbeitsaufwand weitgehend unabhängig vom Stabdurchmesser ist, empfiehlt es sich Stäbe mit einem möglichst großen Durchmesser zu ergänzen, um eine hohe Wirksamkeit zu erreichen. Zum Verfüllen der Schlitzte hat sich ein selbstverdichtender hochfester Beton (HPC) auf Basis des Bindemittels Nanodur-Compound 5941 als gut geeignet erwiesen. Dieser zeichnet sich durch eine schnelle Festigkeitsentwicklung, eine gute Verarbeitbarkeit und eine hohe Steifigkeit aus. Im Gegensatz zu den meisten herkömmlichen Betonen treten bei rapider Temperierung keine signifikanten Schäden durch sekundäre Ettringitbildung auf.

Durch die Temperierung der Schlitzte wird die erforderliche Verbundfestigkeit zur Übertragung der thermischen Vorspannkraft bereits nach ca. 1 h erreicht. Darüber hinaus beeinflusst die Temperierung die eingeprägte thermische Dehnung nicht weiter, reduziert jedoch den Schlupf zwischen Bewehrung und Verfüllmaterial. Die besten Ergebnisse werden bei einer Temperierungsdauer von 4 h erzielt. Der sofortige Schlupf sinkt hier um etwa 60 %, das Verbundkriechen um rund 40 % gegenüber nicht temperierten Referenzproben. Da eine längere Temperierungsdauer keinen weiteren positiven Einfluss hat, wird die Temperierungsdauer der Schlitzte auf 4 h festgelegt.

Die Temperierung der Schlitzte erfolgt mit marktüblichen Silikonheizmatten mit Zweipunktreger, die sich aufgrund ihrer flexiblen Form als besonders geeignet herausgestellt haben. Ziel ist es, die ergänzte Bewehrung möglichst schnell auf 80 °C zu erhitzen, bevor der HPC erhärtet (< 1 h). Um die dafür erforderliche Heizleistung zu erreichen, werden zwei Silikonmatten übereinander angeordnet, wodurch sich der induzierte Wärmestrom nahezu verdoppelt. Mit einer Zieltemperatur von 95 °C wird trotz des Abstands zur ergänzten Bewehrung die Zieltemperatur von 80 °C erreicht. Eine höhere Heiztemperatur ist nicht zu wählen, da die Grenztemperatur von 100 °C, bei der das Zugabewasser zu kochen beginnt und Gefügeschäden drohen, sichergestellt werden muss. Um dem Durchwärmen des Initialquerschnitts entgegenzuwirken, kann dieser optional gekühlt werden. Die höchste Wirksamkeit wird erzielt, wenn Trockeneis in einem Abstand von 6 cm zum Schlitzrand über eine möglichst große Breite angeordnet wird. Dies ermöglicht eine Erhöhung der Wirksamkeit um ca. 10 % gegenüber keiner Kühlung. Für die praktische Umsetzung empfiehlt es sich jedoch, auf die aufwendige Kühlung zu Ungunsten der geringfügig reduzierten Wirksamkeit zu verzichten.

Die erzeugte Vorspannkraft sowie ihre mechanische Wirkung auf Systemebene lassen sich mit dem entwickelten analytischen Berechnungsmodell erfassen. Die Validierung anhand eines numerischen Modells für verschiedene Randbedingungen sowie experimenteller Untersuchungen zeigt, dass die Vorspannwirkung trotz vereinfachender Annahmen nur um 3-20 % überschätzt wird. Dies sollte bei der Bemessung durch Abminderungsfaktoren berücksichtigt werden. Neben

der ergänzten Bewehrung erzeugt auch das um das gleiche Maß thermisch gedehnte Verfüllmaterial eine zusätzliche Vorspannkraft. Dabei ist jedoch zu beachten, dass diese bei steigender Belastung durch Rissbildung reduziert wird. Die Validierung des Modells im Experiment zeigt, dass das Verfüllmaterial bis ca. 20 % der Maximallast voll wirksam ist. Bei einer Laststeigerung darüber hinaus beginnt die Vorspannwirkung abzunehmen. Auf Gebrauchslastniveau wirkt der HPC noch zu über 90 %. Bei Erreichen der Maximallast wirkt nur noch die thermische Vorspannkraft der ergänzten Bewehrung.

Schlussendlich ist die Machbarkeit der thermischen Vorspannung an einem Demonstrator im Realmaßstab gezeigt und die Methode hinsichtlich der Wirksamkeit in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit validiert. Die thermische Dehnung der ergänzten Bewehrung bleibt auch nach dem Stoppen der Wärmezufuhr eingepreßt. Die resultierende Vorspannkraft führt zu einer messbaren Stauchung des Gesamtquerschnitts. In der Zugzone vorhandene Risse werden infolge um ca. 45 % reduziert und auch die Durchbiegung nimmt ab. Im Grenzzustand der Tragfähigkeit erreicht die thermisch verstärkte Variante in etwa die gleiche Maximallast wie eine unverstärkte Referenz, die initial die selbe Bewehrungsmenge enthält. Damit beträgt die Wirksamkeit der Verstärkung im GZT ~ 100 %. Die hier gemessene Durchbiegung ist aufgrund der thermischen Vorspannung jedoch um etwa 33 % geringer. Der Vergleich des mit dem Berechnungsmodell prognostizierten Tragverhaltens mit dem tatsächlichen Verhalten zeigt eine gute Übereinstimmung. Dies bestätigt die Eignung des hergeleiteten Berechnungsmodells auch unter Last.

Ausblick

Die thermische Vorspannung stellt eine vielversprechende Möglichkeit zur Verstärkung von Stahlbetontragwerken dar. Aufbauend auf den hier erarbeiteten Grundlagen sowie der experimentell nachgewiesenen Umsetzbarkeit der Methode konnten noch weitere Potenziale zur Steigerung der Wirksamkeit identifiziert werden. Das Zeitfenster für die wirksame Erwärmung des Bewehrungsstabs wird durch die schnelle Erhärtung des HPC begrenzt. Eine Möglichkeit zur Erhöhung der Stabtemperatur zum Zeitpunkt der Erhärtung besteht in einer Steigerung des induzierten Wärmestroms. Da derzeit keine marktüblichen Heizmatten mit höherer Heizleistung verfügbar sind, ist die Entwicklung einer leistungstärkeren und gleichzeitig flexiblen Wärmequelle erforderlich. Alternativ kann die Betonrezeptur so angepasst werden, dass die Erhärtung verzögert wird und sich dadurch die mögliche Aufheizdauer des Bewehrungsstabs verlängert. Dabei ist jedoch sicherzustellen, dass dies nicht zulasten anderer Betoneigenschaften geht und die längere Temperierung nicht zu einer unerwünschten Wärmeausbreitung auf den Initialquerschnitt führt. Beide Optimierungsansätze sollten im Rahmen weiterer Forschungsarbeiten untersucht werden.

Zudem beschränken sich die bisherigen Untersuchungen auf Laborbedingungen, wobei die Bewehrungsergänzung ausschließlich an der Balkenoberseite erfolgte. Die entwickelten Arbeitsschritte sind jedoch prinzipiell auch auf die Verstärkung einer untenliegenden Zugzone übertragbar. Der eingesetzte selbstverdichtende, fließfähige HPC ist grundsätzlich für diese Anwendung geeignet. Eine denkbare Vorgehensweise besteht darin, den HPC unter Druck über Füllöffnungen in den mit einem gut wärmeleitenden Material (z. B. Kupfer oder Aluminium) eingeschalteten

Schlitz einzubringen und anschließend über den Schalungsboden zu temperieren. Das genaue Verfahren sowie die Anpassung an spezifische Praxisbedingungen sind im Rahmen weiterer praxisnaher Untersuchungen zu erarbeiten.

Das Grundprinzip der thermischen Vorspannung ist nicht auf die Anwendung bei eingeschlitzter Zusatzbewehrung beschränkt. Im Rahmen dieser Arbeit wurden die grundlegenden Voraussetzungen für die Anwendung dieser Methode geschaffen. Diese können nun in einem deutlich breiteren Anwendungsspektrum genutzt werden. Eine weitere Anwendungsmöglichkeit bietet die thermische Vorspannung von auf die Zugzone geklebter Stahllamellen. Das zugrunde liegende Prinzip entspricht der hier entwickelten Methode: Erwärmte und thermisch gedehnte Stahllamellen werden mit einem schnell erhärtenden, hitzebeständigen Kleber auf die Zugzone aufgebracht. Nach dem Stoppen der Wärmezufuhr und dem anschließenden Abkühlen verhindert der ausgehärtete Kleber die Rückverformung der Lamellen, sodass auch hier eine Vorspannkraft entsteht, die das Tragwerk entlastet. Die praxisnahe Umsetzung dieser Methode am Tragwerk ist Gegenstand aktueller Forschungsarbeiten.

Insgesamt stellt die thermische Vorspannung somit eine effektive und innovative Methode zur Verstärkung von Stahlbetontragwerken dar. Neben der Erhöhung der maximalen Tragfähigkeit trägt sie insbesondere zur Verbesserung der Gebrauchstauglichkeit bei. Durch die gezielte Nutzung der vorhandenen, intakten Bausubstanz wird der bauliche Eingriff minimiert, der Materialbedarf reduziert und die Bauzeit verkürzt. Aufgrund dieser Vorteile stellt die thermische Vorspannung eine effiziente und wirtschaftliche Lösung dar, um den in Kapitel 1.1 beschriebenen Investitionsstau bei der Instandsetzung des Brückennetzes mittelfristig abzubauen.

Autorenbeiträge zu den Publikationen

SCHWARZ, Y.; SANIO, D. und MARK, P. *Einfluss einer Wärmebehandlung auf das Verbundkriechen von hochfestem Beton*. Beton- und Stahlbetonbau, 2024. 119(4): pp. 253–264. doi: <https://doi.org/10.1002/best.202300088> .

- **Schwarz, Y.:** Konzeptionierung, Methodik, Versuchsdurchführung, Validierung, Visualisierung, Publizieren – Erstellung des ersten Entwurfs, Publizieren – Redaktionelle Überarbeitung
- **Sanio, D.:** Konzeptionierung, Methodik, Validierung, Publizieren – Redaktionelle Überarbeitung, Betreuung
- **Mark, P.:** Konzeptionierung, Publizieren – Redaktionelle Überarbeitung, Betreuung, wiss. Leitung

SCHWARZ, Y.; RATKE, D; SANIO, D.; MEURER, T. und MARK, P. *An Experimental Method to Capture the Thermal Conductivity Coefficient of Fine-Grained Concretes during Transition from Liquid to Solid*. Materials 2024, 17(9), 2115; <https://doi.org/10.3390/ma17092115> .

- **Schwarz, Y.:** Konzeptionierung, Methodik, Versuchsdurchführung, Validierung, Visualisierung, Publizieren – Erstellung des ersten Entwurfs, Publizieren – Redaktionelle Überarbeitung
- **Ratke, D.:** Konzeptionierung, Numerik, Validierung, Visualisierung, Publizieren – Erstellung des ersten Entwurfs, Publizieren – Redaktionelle Überarbeitung
- **Sanio, D.:** Konzeptionierung, Methodik, Validierung, Publizieren – Redaktionelle Überarbeitung, Betreuung
- **Meurer, T.:** Konzeptionierung, Publizieren – Redaktionelle Überarbeitung, Betreuung, wiss. Leitung
- **Mark, P.:** Konzeptionierung, Publizieren – Redaktionelle Überarbeitung, Betreuung, wiss. Leitung

SCHWARZ, Y.; RATKE, D; SANIO, D.; MEURER, T. und MARK, P. *Thermal prestressing of subsequently slotted reinforcement - Experimental and numerical development and optimization of an induction method*. Structural Concrete, 2025, 1-16; <https://doi.org/10.1002/suco.70125>

- **Schwarz, Y.:** Konzeptionierung, Methodik, Versuchsdurchführung, Validierung, Visualisierung, Publizieren – Erstellung des ersten Entwurfs, Publizieren – Redaktionelle Überarbeitung
- **Ratke, D.:** Konzeptionierung, Numerik, Validierung, Visualisierung, Publizieren – Erstellung des ersten Entwurfs, Publizieren – Redaktionelle Überarbeitung
- **Sanio, D.:** Konzeptionierung, Methodik, Validierung, Publizieren – Redaktionelle Überarbeitung, Betreuung
- **Meurer, T.:** Konzeptionierung, Publizieren – Redaktionelle Überarbeitung, Betreuung, wiss. Leitung
- **Mark, P.:** Konzeptionierung, Publizieren – Redaktionelle Überarbeitung, Betreuung, wiss. Leitung

SCHWARZ, Y.; SANIO, D. und MARK, P. *Berechnungsmodell zur thermischen Vorspannung nachträglich ergänzter Bewehrung*. Beton- und Stahlbetonbau, 2024. 119(12): pp. 894–907. doi: <https://doi.org/10.1002/best.202400050> .

- **Schwarz, Y.:** Konzeptionierung, Methodik, Versuchsdurchführung, Validierung, Visualisierung, Publizieren – Erstellung des ersten Entwurfs, Publizieren – Redaktionelle Überarbeitung
- **Sanio, D.:** Konzeptionierung, Methodik, Validierung, Publizieren – Redaktionelle Überarbeitung, Betreuung
- **Mark, P.:** Konzeptionierung, Publizieren – Redaktionelle Überarbeitung, Betreuung, wiss. Leitung

SCHWARZ, Y.; SANIO, D. und MARK, P. *Thermische Vorspannung nachträglich ergänzter Bewehrung – Experimentelle Umsetzung an Balken*. Beton- und Stahlbetonbau, 2025. doi: <https://doi.org/10.1002/best.202400097>.

- **Schwarz, Y.:** Konzeptionierung, Methodik, Versuchsdurchführung, Validierung, Visualisierung, Publizieren – Erstellung des ersten Entwurfs, Publizieren – Redaktionelle Überarbeitung
- **Sanio, D.:** Konzeptionierung, Methodik, Validierung, Publizieren – Redaktionelle Überarbeitung, Betreuung
- **Mark, P.:** Konzeptionierung, Publizieren – Redaktionelle Überarbeitung, Betreuung, wiss. Leitung

SCHWARZ, Y.; SANIO, D. und MARK, P. *Experimental Study of the Effectiveness of Strengthening Reinforced Concrete Slabs with Thermally Prestressed Reinforcement*. CivilEng 2025, 6(3), 49; <https://doi.org/10.3390/civileng6030049>

- **Schwarz, Y.:** Konzeptionierung, Methodik, Versuchsdurchführung, Validierung, Visualisierung, Publizieren – Erstellung des ersten Entwurfs, Publizieren – Redaktionelle Überarbeitung
- **Sanio, D.:** Konzeptionierung, Methodik, Validierung, Publizieren – Redaktionelle Überarbeitung, Betreuung
- **Mark, P.:** Konzeptionierung, Publizieren – Redaktionelle Überarbeitung, Betreuung, wiss. Leitung

Ergänzende Versuchsergebnisse

B.1 Materialkennwerte HPC

Ergänzend zu den in Kapitel 2 dargestellten Verbundeigenschaften wurden im Rahmen der mechanischen Charakterisierung auch die Druckfestigkeit und der E-Modul des HPC in Abhängigkeit von verschiedenen Wärmebehandlungsdauern untersucht. Die Randbedingungen der Wärmebehandlung entsprechen dabei denen in Kapitel 2.

B.1.1 Druckfestigkeit

Tabelle B.1: Druckfestigkeiten des HPC nach verschiedenen Wärmebehandlungsdauern mit unmittelbarer Prüfung im Anschluss für verschiedene Probengeometrien sowie mit und ohne Fasern.

WB-Dauer [h]	Druckfestigkeit [MPa]					
	Prismen		10er Würfel		15er Würfel	
	ohne Fasern	mit Fasern	ohne Fasern	mit Fasern	ohne Fasern	mit Fasern
0	0	0	0	0	-	0
2	14.2	29.5	23.7	34.4	-	48.4
4	53.7	87.5	82.8	95	-	104.2
6	76.8	93.8	-	-	-	111.7
24	90.3	116.0	109.7	109.9	-	121.3

Tabelle B.2: Festigkeitsprüfungen nach verschiedenen Wärmebehandlungsdauern.

WB-Dauer [h]	Druckfestigkeit [MPa]					
	Prismen		10er Würfel		15er Würfel	
	ohne Fasern	mit Fasern	ohne Fasern	mit Fasern	ohne Fasern	mit Fasern
0+28d	103.5	126.3	133.0	149.9	-	141.3
2+28d	83.5	116.2	-	-	-	128.8
4+28d	87.5	119.5	-	-	-	132.0
6+28d	88.1	119.5	-	-	-	134.0
24+28d	94.6	126.3	-	-	-	138.4

B.1.2 E-Modul

Tabelle B.3: E-Moduln nach verschiedenen Wärmebehandlungsdauern, bestimmt mithilfe des Verfahrens B gemäß DIN EN 12390-13.

T [h]	$E_{c,1,1d}$ [MPa]	$E_{c,2,1d}$ [MPa]	$E_{c,3,1d}$ [MPa]	$E_{cm,1d}$ [MPa]
0	_*	_*	_*	_*
2	36276	39876	38745	38299
4	43235	45528	41996	43586
24	45367	46572	44321	45420

* Unzureichende Festigkeit für Prüfung

B.1.3 Verbundfestigkeit

Hier sind die in Kapitel 2 dargestellten Ergebnisse der Auszugsversuche, die dort in Diagrammform präsentiert wurden, nun in Tabellenform zusammengefasst.

Tabelle B.4: Maximale Verbundspannungen und Schlupfwerte für 4h Wärmebehandlung.

Probekörper	$\tau_{\max}$ [N/mm ²]	$S_{\max}$ [mm]
1	15.53	0.187
2	13.11	0.116
3	19.34	0.130
4	17.04	0.191
5	12.06	0.094
Mittelwert	15.816	0.1436

Tabelle B.5: Maximale Verbundspannungen und Schlupfwerte für 24h Wärmebehandlung.

Probekörper	$\tau_{\max}$ [N/mm ²]	$S_{\max}$ [mm]
1	18.35	0.124
2	13.58	0.551
3	16.79	0.240
4	15.18	0.054
Mittelwert	15.975	0.2423

Tabelle B.6: Maximale Verbundspannungen und Schlupfwerte für 0h Wärmebehandlung nach 28 Tagen.

Probekörper	$\tau_{\max}$ [N/mm ²]	$S_{\max}$ [mm]
1	25.37	0.818
2	22.04	1.222
3	26.39	0.771
Mittelwert	24.60	0.937

B.2 Verbundversuche

Ergänzend zu den in Kapitel 2 präsentierten Ergebnissen der Verbundkriechversuche ist hier die mittels DFOS gemessene zeitliche Entwicklung der Dehnungsverteilung über die Stablänge dargestellt (Bild B.1). Zudem sind der zu den Ablesezeitpunkten mittels Messschiebern ermittelte Schlupf der drei Probekörper sowie der zugehörige Mittelwert für die verschiedenen Wärmebehandlungsdauern aufgeführt (Tabelle B.7–B.9).

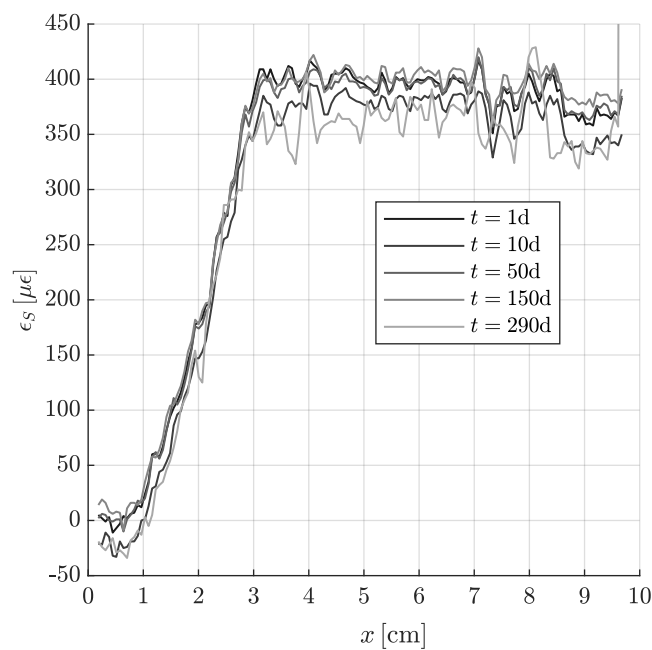


Bild B.1: Zeitliche Entwicklung der Dehnungsverteilung im Verbundversuch

Tabelle B.7: Zeitliche Schlupfentwicklung der für 0h temperierten Probekörper.

Messzeitpunkt [Tage]	Schlupf [mm]			
	Probekörper 1	Probekörper 2	Probekörper 3	Mittelwert
1	0.1750	0.0000	0.0000	0.0875
4	0.1750	0.0250	-0.0250	0.0875
5	0.2000	0.0875	-0.0875	0.1000
6	0.2125	0.0250	0.0500	0.14375
7	0.2125	0.0625	-0.0375	0.11875
8	0.2250	0.0750	0.0500	0.1375
11	0.2125	0.0875	0.13125	0.14375
12	0.2250	0.1125	0.03125	0.15625
14	0.2125	0.1000	0.0750	0.1625
19	0.2250	0.1000	0.0625	0.1625
21	0.2750	0.0875	0.1250	0.15625
26	0.2750	0.0875	0.18125	0.18125
28	0.2625	0.0875	0.19375	0.18125
50	0.2750	0.1000	0.1875	0.1875
64	0.2750	0.1250	0.2000	0.2000
92	0.2750	0.1500	0.2500	0.2250
120	0.3000	0.1500	0.2250	0.2250
148	0.2900	0.1625	0.1750	0.2125
183	0.2900	0.1760	0.2175	0.23125
295	0.3000	0.1780	0.1850	0.185

Tabelle B.8: Zeitliche Schlupfentwicklung der für 4h temperierten Probekörper.

Messzeitpunkt [Tage]	Schlupf [mm]			
	Probekörper 1	Probekörper 2	Probekörper 3	Mittelwert
3	0.0250	0.0000	0.0250	0.0167
4	0.0750	0.0240	0.1375	0.0788
5	0.0750	0.0250	0.0875	0.0625
6	0.0375	0.0250	0.1125	0.0583
7	0.0750	0.1000	0.1000	0.0917
10	0.0750	0.1000	0.0500	0.0750
11	0.0750	0.1250	0.0625	0.0875
13	0.0750	0.0750	0.0750	0.0750
18	0.0750	0.1250	0.0750	0.0917
20	0.0750	0.1125	0.0750	0.0875
25	0.0750	0.1125	0.0875	0.0917
27	0.0750	0.1000	0.0875	0.0875
49	0.0750	0.1250	0.0750	0.0917
63	0.0750	0.1250	0.1125	0.1042
91	0.1000	0.1500	0.1375	0.1292
119	0.1125	0.1500	0.1125	0.1250
147	0.1228	0.1500	0.1252	0.1342
182	0.1294	0.1550	0.1297	0.1380
220	0.1342	0.1560	0.1325	0.1409
290	0.1441	0.1760	0.1421	0.1540

Tabelle B.9: Zeitliche Schlupfentwicklung der für 16h temperierten Probekörper.

Messzeitpunkt [Tage]	Schlupf [mm]				Mittelwert
	Probekörper 1	Probekörper 2	Probekörper 3	Mittelwert	
0	0.05334	0.07	0.08	0.06667	
1	0.02000	0.04	0.02	0.04000	
5	0.11000	0.07	0.11	0.09000	
6	0.09000	0.05	0.07	0.07000	
7	0.07000	0.07	0.07	0.07000	
12	0.08666	0.08	0.08	0.08333	
14	0.10666	0.09	0.08	0.09333	
15	0.10000	0.09	0.10	0.10000	
29	0.12000	0.09	0.11	0.10667	
57	0.12000	0.11	0.12	0.11667	
85	0.14000	0.12	0.14	0.13000	
113	0.13666	0.13	0.13	0.13333	
148	0.12000	0.13	0.13	0.12640	
220	0.08580	0.133	0.1325	0.11040	
290	0.08740	0.133	0.133	0.11040	

B.3 Thermische Experimente

Ergänzend zu den in Kapitel 6 beschriebenen thermischen Experimenten, bei denen die Temperaturentwicklung am ergänzten Stab punktuell für die Stabmitte dargestellt wurde, ist hier die zeitliche Entwicklung der Temperaturverteilung über die Stablänge mittels DFOS visualisiert (B.2, B.3). Zudem werden die Versuchsergebnisse zu alternativen Temperierungsmethoden präsentiert. Bild B.4 zeigt die zeitliche Temperaturentwicklung der ergänzten Bewehrung bei einer Temperierung mit zwei in den Stirnflächen eingelassenen Heizpatronen, während Bild B.5 die Temperaturentwicklung in Stabmitte bei Verwendung einer Silikonheizmatte und einer Mikantheizplatte gegenüberstellt.

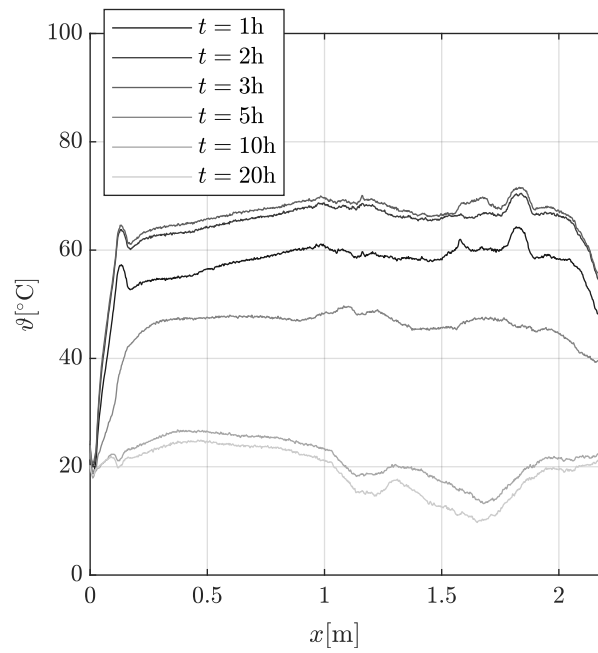


Bild B.2: Zeitliche Entwicklung der Temperaturverteilung im PK mit 8cm Schlitzbreite.

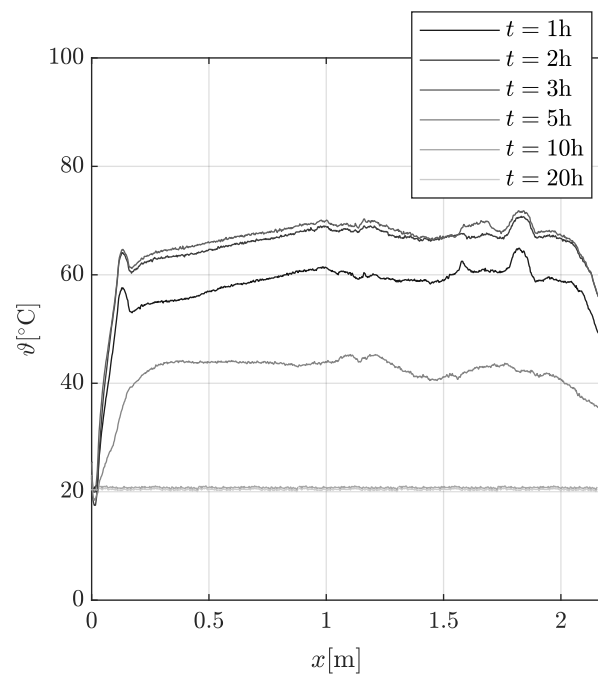


Bild B.3: Zeitliche Entwicklung der Temperaturverteilung im PK mit 10cm Schlitzbreite.

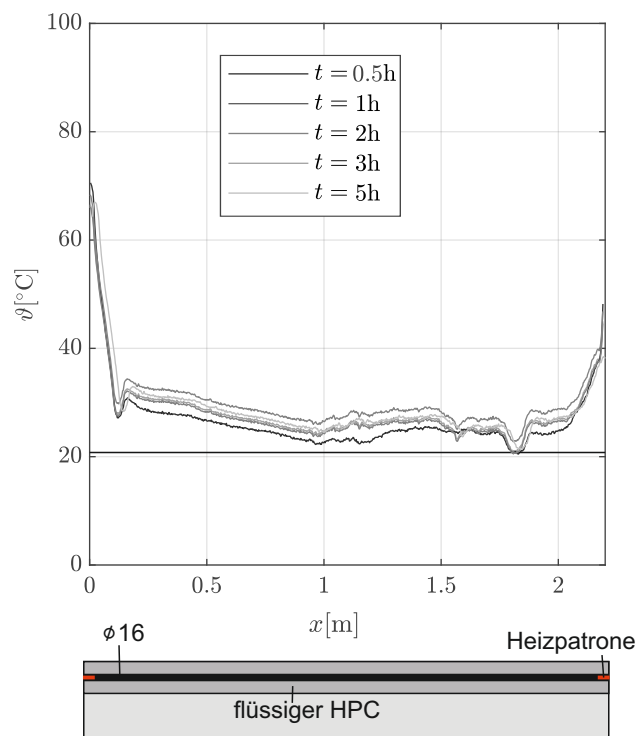


Bild B.4: Zeitliche Entwicklung der Temperaturverteilung an der ergänzten Bewehrung bei einer Temperierung mit in den Stirnflächen eingelassenen Heizpatronen.

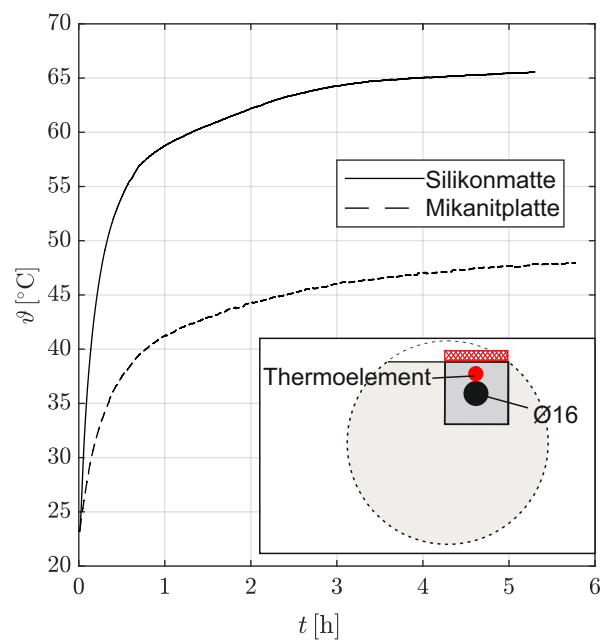


Bild B.5: Gegenüberstellung der Temperaturentwicklung an der ergänzten Bewehrung in Stabmitte bei Verwendung einer Silikonheizmatte und einer Mikanitheizplatte.

B.4 Thermo-mechanische Experimente

Ergänzend zu den in Kapitel 6 dargestellten Ergebnissen der Dehnungsexperimente ist hier die über die Stablänge gemessene Dehnungsverteilung in den Probekörpern mit 8 cm bzw. 10 cm Schlitzbreite dargestellt (Bild B.6, Bild B.7). Zudem zeigt Bild B.8 die mittels DFOS erfasste Dehnungsentwicklung über die Stablänge während der Belastung des Demonstrators (Kapitel 7).

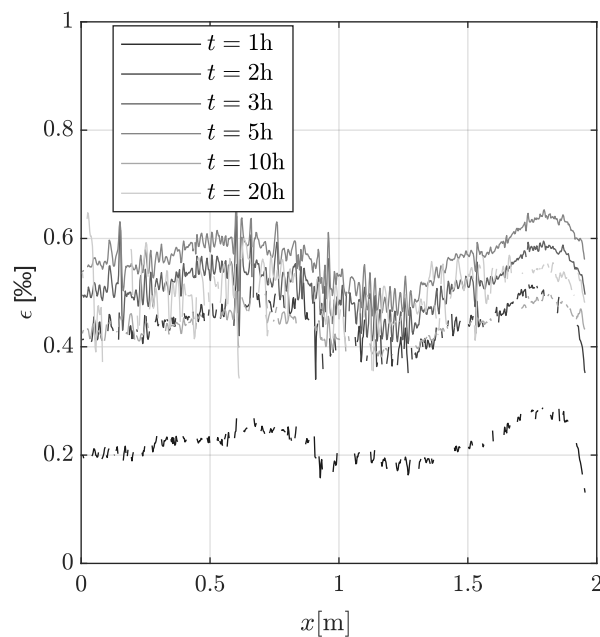


Bild B.6: Zeitliche Entwicklung der Dehnungsverteilung im PK mit 10cm Schlitzbreite

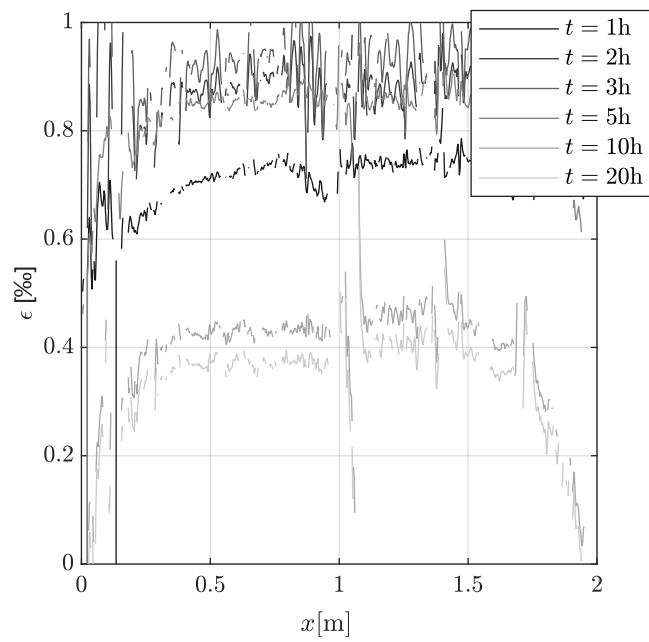


Bild B.7: Zeitliche Entwicklung der Dehnungsverteilung im PK mit 8cm Schlitzbreite

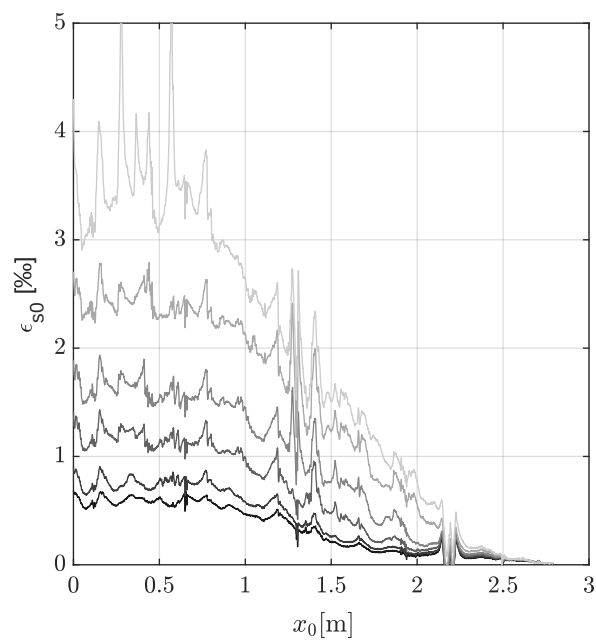


Bild B.8: Entwicklung der Stahldehnung während der Belastung

Literaturverzeichnis

- [1] ACKER, P.; ULM, F.-J.: *Creep and shrinkage of concrete: physical origins and practical measurements*. Nuclear Engineering and Design 203 (H. 2-3), 2001, S. 143–158. doi: 10.1016/S0029-5493(00)00304-6. [cited at p. 38]
- [2] AHMED, F. B.; BISWAS, R. K.; SEN, D.; TASNIM, S.: *Flexural and shear strengthening of reinforced-concrete beams with ultra-high-performance concrete (uhpc)*. Construction Materials 4 (2), 2024, S. 468–492. doi:10.3390/constrmater4020025. [cited at p. 126]
- [3] AL-YOUSUF, A.; AL-KAMAKI, Y. S. S.; LATEEF, H. A.; ALI, Y. A.; ASSI, L. N.; KAREEM, R. S.; DEKHN, H. C.: *The behavior of reinforced concrete slabs strengthened by different patterns and percentages of carbon fiber-reinforced polymer (cfrp) plate*. Construction Materials 5 (2), 2025, S. 24. doi:10.3390/constrmater5020024. [cited at p. 125]
- [4] ALEX, J.; BERLIN, M.: *Methodik und Beispiel einer Brückenertüchtigung durch externe Vorspannung*. Beton- und Stahlbetonbau 106 (2), 2011, S. 129–136. doi: 10.1002/best.201000075. [cited at p. 13]
- [5] AMERICAN ROAD & TRANSPORTATION BUILDERS ASSOCIATION: *Bridge report 2024*. Online Zugriff: <https://artbabridgereport.org/>. Letzter Zugriff 04.02.2025. [cited at p. 71]
- [6] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS: *Test method for creep of concrete in compression*. 2015. doi:10.1520/C0512C0512M – 15. [cited at p. 45]
- [7] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS: *Test method for steady-state heat flux measurements and thermal transmission properties by means of the guarded-hot-plate apparatus*. 2019. doi:10.1520/C0177-19E01. [cited at p. 61]
- [8] ANDRÄ, H.-P.; KÖNIG, G.; MAIER, M.: *Einsatz vorgespannter Kohlefaser-Lamellen als Oberflächenspannglieder*. Beton- und Stahlbetonbau 96 (12), 2001, S. 737–747. doi: 10.1002/best.200100980. [cited at p. 13]
- [9] ASADI, I.; SHAFIGH, P.; ABU HASSAN, Z. F. B.; MAHYUDDIN, N. B.: *Thermal conductivity of concrete – a review*. Journal of Building Engineering 20, 2018, S. 81–93. doi:10.1016/j.job.2018.07.002. [cited at p. 21]

- [10] BAEHR, H. D.; STEPHAN, K.: *Wärme- und Stoffübertragung*. Springer, Berlin, 2016. doi:10.1007/978-3-662-49677-0. [cited at p. 18, 19, 20, 21, 22]
- [11] BARNES, R. A.; BAGLIN, P. S.; MAYS, G. C.; SUBEDI, N. K.: *External steel plate systems for the shear strengthening of reinforced concrete beams*. Engineering Structures 23 (9), 2001, S. 1162–1176. doi:10.1016/S0141-0296(00)00124-3. [cited at p. 72, 110, 125]
- [12] BAUMANN, T.: *Vorspannung von Brücken – Anwendung interner und externer Spannglieder*. Beton- und Stahlbetonbau 95 (11), 2000, S. 646–656. doi:10.1002/best.200001270. [cited at p. 12]
- [13] BAŽANT, Z. P.; CUSATIS, G.; CEDOLIN, L.: *Temperature effect on concrete creep modeled by microprestress-solidification theory*. Journal of Engineering Mechanics 130 (6), 2004, S. 691–699. doi:10.1061/(ASCE)0733-9399(2004)130:6(691). [cited at p. 38]
- [14] BAŽANT, Z. P.; WITTMANN, F. H. (Hrsg.): *Creep and shrinkage in concrete structures*. Wiley, Chichester, 1983. ISBN: 978-0471104094. [cited at p. 38, 45]
- [15] BEDNARSKI, Ł.; SIENKO, R.; HOWIACKI, T.; ZUZIAK, K.: *The smart nervous system for cracked concrete structures: Theory, design, research, and field proof of monolithic dfos-based sensors*. Sensors (Basel, Switzerland) 22 (22), 2022. doi:10.3390/s22228713. [cited at p. 76]
- [16] BERGMEISTER, K.: *Verstärkung mit Kohlenstofffasern - Teil 1: Verstärkung von Biegeträgern*. Beton- und Stahlbetonbau 100 (S1), 2005, S. 62–68. doi:10.1002/best.200590171. [cited at p. 10]
- [17] BERGMEISTER, K.: *Ertüchtigung im Bestand - Verstärkungen mit Kohlenstofffasern*. In: K. Bergmeister; F. Fingerloos; J.-D. Wörner (Hrsg.) *Beton-Kalender 2009*. Ernst & Sohn, Berlin, 2008, S. 185–230. doi:10.1002/9783433600344.ch9. [cited at p. 2, 10, 37, 92]
- [18] BERGMEISTER, K.; FINGERLOOS, F.; WÖRNER, J.-D.: *Beton-Kalender 2016: Beton im Hochbau: Silos und Behälter*. Ernst & Sohn, Berlin, 2016. ISBN: 978-3-433-03074-5. [cited at p. 63]
- [19] BESSENOUCI, M. Z.; BIBI-TRIKI, N. E.; BENDIMERAD, S.; NAKOUL, Z.; KHELLADI, S.; HAKEM, A.: *Influence of humidity on the apparent thermal conductivity of concrete pozzolan*. Physics Procedia 55, 2014, S. 150–156. doi:10.1016/j.phpro.2014.07.022. [cited at p. 21, 54]
- [20] BESSLING, M.; CZADERSKI, C.; ORLOWSKY, J.: *Prestressing effect of shape memory alloy reinforcements under serviceability tensile loads*. Buildings 11 (3), 2021, S. 101. doi:10.3390/buildings11030101. [cited at p. 92]
- [21] BIERBRAUER, K.: *Zur Ermittlung der Tragfähigkeit bestehender Brücken aus Stahlbeton: Abschätzung der Bewehrungsmengen*. Beton- und Stahlbetonbau 100 (S2), 2005, S. 13–16. doi:10.1002/best.200590255. [cited at p. 72, 80, 110, 126]

- [22] BLASCHKO, M.: *Tiefgaragensanierung mit eingeschlitzten CFK-Lamellen. Mit nachträglich in Schlitz eingelegten CFK-Lamellen Rissbreiten kontrollieren*. Beton- und Stahlbetonbau 98 (1), 2003, S. 25–29. doi:10.1002/best.200300040. [cited at p. 11]
- [23] BÖCKH, P.; WETZEL, T.: *Wärmeübertragung*. Springer, Berlin, 2015. doi:10.1007/978-3-662-44477-1. [cited at p. 18, 19]
- [24] BÖCKH, P.; WETZEL, T.: *Wärmeübertragung: Grundlagen und Praxis*. Springer, Berlin, 7. Edition, 2017. [cited at p. 56]
- [25] BORCHERT, K.: *Zeit- und temperaturabhängiges Systemverhalten von Klebebewehrung*. Beton- und Stahlbetonbau 100 (S2), 2005, S. 25–28. doi:10.1002/best.200590288. [cited at p. 10]
- [26] 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). [cited at p. 20]
- [27] BRÜHWILER, E.; DENARIÉ, E.: *Stahl-UHFB – Stahlbeton Verbundbauweise zur Verstärkung von bestehenden Stahlbetonbauteilen mit Ultra-Hochleistungs-Faserbeton (UHFB)*. Beton- und Stahlbetonbau 108 (4), 2013, S. 216–226. doi:10.1002/best.201200076. [cited at p. 5, 92, 110]
- [28] BUNDESANSTALT FÜR STRASSENWESEN: *Brückenkarte Deutschland - Kartenübersicht der Brücken in NRW*. Online Zugriff: <https://via.bund.de/bast/br/map/>, 2025. Letzter Zugriff 20.01.2025. [cited at p. 3, 4]
- [29] BUNDESMINISTERIUM FÜR DIGITALES UND VERKEHR: *Brücken an bundesfernstraßen: Bilanz und ausblick*. Online Zugriff: <https://bmdv.bund.de/SharedDocs/DE/Anlage/K/presse/bruecken-an-bundesfernstrassen-bilanz-und-ausblick.pdf>, 2022. Letzter Zugriff 23.01.2025. [cited at p. 2, 3, 5, 71, 110]
- [30] BUNDESMINISTERIUM FÜR DIGITALES UND VERKEHR: *Informationen zum Bundeshaushalt 2024 sowie dem Klima und Transformationsfond*. Online Zugriff: <https://bmdv.bund.de/SharedDocs/DE/Artikel/K/bundeshaushalt-2024>, 2024. Letzter Zugriff 23.01.2025. [cited at p. 2]
- [31] BUNDESMINISTERIUM FÜR VERKEHR UND DIGITALE INFRASTRUKTUR: *Stand der Modernisierung von Straßenbrücken der Bundesfernstraßen*. Online Zugriff: <https://bmdv.bund.de/SharedDocs/DE/Anlage/StB/bericht-modernisierung-bruecken-0212.pdf>, 2020. Letzter Zugriff 23.01.2025. [cited at p. 2, 110]
- [32] BUSCHMEYER, W.: *Betonbau in Forschung und Praxis: Festschrift zum 60. Geburtstag von György Iványi*. Verl. Bau + Technik, Düsseldorf, 1999. ISBN: 3-7640-0384-7. [cited at p. 12]
- [33] CARSLAW, H. S.; JAEGER, J. C.: *Conduction of Heat in Solids*. Oxford University Press, New York, 1984. [cited at p. 18, 19, 20]

- [34] CHA, J.; SEO, J.; KIM, S.: *Building materials thermal conductivity measurement and correlation with heat flow meter, laser flash analysis and tci*. Journal of Thermal Analysis and Calorimetry 109 (1), 2012, S. 295–300. doi:10.1007/s10973-011-1760-x. [cited at p. 54, 64]
- [35] CHAI, L.-J.; GUO, L.-P.; CHEN, B.; SUN, P.-Y.; DING, C.; LIU, Z.-C.; WANG, L.-Y.; WANG, Y.-K.: *Design method of serviceability limit states of bfrp bar reinforced ecological high ductility concrete beam: Experimental and theoretical analysis*. Structures 40, 2022, S. 855–865. doi:10.1016/j.istruc.2022.04.065. [cited at p. 125]
- [36] CHEN, Y.; DAVALOS, J. F.; RAY, I.; KIM, H.-Y.: *Accelerated aging tests for evaluations of durability performance of frp reinforcing bars for concrete structures*. Composite Structures 78 (1), 2007, S. 101–111. doi:10.1016/j.compstruct.2005.08.015. [cited at p. 125]
- [37] CHILDS, P. R. N.; GREENWOOD, J. R.; LONG, C. A.: *Heat flux measurement techniques*. Journal of Mechanical Engineering Science 213 (7), 1999, S. 655–677. doi:10.1177/095440629921300702. [cited at p. 61]
- [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 23 (6), 2022, S. 3521–3537. doi:10.1002/suco.202100890. [cited at p. 42, 60, 61, 76, 102, 113, 130]
- [39] CLAUSS, F.; LÖSCHMANN, J.; AHRENS, M. A.; MARK, P.: *Temperaturinduktion in Betontragwerke*. Beton- und Stahlbetonbau 116 (7), 2021, S. 539–550. doi:10.1002/best.202100010. [cited at p. 5, 28, 30, 38, 60, 75, 76, 92, 101, 110, 112, 115, 130]
- [40] CURBACH, M.: *Vom wert des bauens*. In: D. A. für Stahlbeton (Hg.) *Gebaute Visionen - 100 Jahre Deutscher Ausschuss für Stahlbeton*. Beuth, Berlin, 2007, S. 222–283. [cited at p. 7]
- [41] CURBACH, M.; BERGMEISTER, K.; MARK, P.: *Baukulturingenieure: Civil engineering goes green*. Ernst & Sohn, Berlin, 2021, S. 39–44. ISBN: 978-3-433-03334-0. [cited at p. 37, 91]
- [42] DETTMANN, E.; FACKLER, D.; MÜLLER, S.; NEUSCHÄFFER, G.; SLAVTCHEV, V.; LEBER, U.; SCHWENGLER, B.: *Fehlende Fachkräfte in Deutschland – Unterschiede in den Betrieben und mögliche Erklärungsfaktoren: Ergebnisse aus dem IAB-Betriebspanel 2018, 2019*. Institut für Arbeitsmarkt- und Berufsforschung (IAB), ISSN: 2195-2655. [cited at p. 4]
- [43] DEUSE, T.; MUTKE, S.; PARKER, F.: *Nanotechnisch optimierte Bindemittel für die Herstellung von anwendungsfreundlichem Hochleistungsbeton*. beton 2019 (6), 2019. [cited at p. 40, 60, 65, 74]
- [44] DEUTSCHE BAHN AG: *Brückenkarte der Deutschen Bahn - Übersicht über Bahnbrücken in Deutschland*. Online Zugriff: <https://bruecken.deutschebahn.com/brueckenkarte>. Letzter Zugriff 20.01.2025. [cited at p. 2, 3, 4]

- [45] DEUTSCHER AUSSCHUSS FÜR STAHLBETON: *Verstärken von Betonbauteilen – Heft 467*. Beuth Verlag, 1996. ISBN: 978-3-410-65667-8. [cited at p. 9, 10, 12, 131]
- [46] DEUTSCHES INSTITUT FÜR URBANISTIK: *Ersatzneubau Kommunale Straßenbrücken*. Online Zugriff: https://difu.de/sites/difu.de/files/archiv/presse/ersatzneubau-komm-bruecken_summary.pdf, 2013. Letzter Zugriff 23.01.2025. [cited at p. 2, 110]
- [47] DIN EN 10080:2005-08: *Stahl für die Bewehrung von Beton - Schweißgeeigneter Betonstahl - Allgemeines*. doi:10.31030/9541224. [cited at p. 16, 27, 41]
- [48] DIN EN 1992-1-1:2011-01 Eurocode 2: *Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*, 2011. doi:10.31030/1723945. [cited at p. 15, 119]
- [49] DIN IEC 60050-351:2014-09, *Internationales Elektrotechnisches Wörterbuch - Teil 351: Leittechnik*. [cited at p. 21]
- [50] DUCRETE GMBH: *Technische Daten NANODUR-Beton*. Online Zugriff: <https://durcrete.de/technische-daten-nanodur/>. Letzter Zugriff 04.02.2025. [cited at p. 21, 60, 65, 74]
- [51] DÖRING, E.; SCHEDWILL, H.; DEHLI, M.: *Grundlagen der Technischen Thermodynamik*. Springer, Wiesbaden, 2016. doi:10.1007/978-3-658-15148-5. [cited at p. 18, 21]
- [52] EIBL, J.; BACHMANN, H.: *Nachträgliche Verstärkung von Stahlbetonbauteilen mit Spritzbeton*. Beton- und Stahlbetonbau 85 (1), 1990, S. 1–4. doi:10.1002/best.199000010. [cited at p. 5]
- [53] EIERLE, B.; SCHIKORA, K.: *Zwang und Rissbildung infolge Hydratationswärme: Grundlagen, Berechnungsmodelle und Tragverhalten*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton Heft 512. Beuth Verlag, Berlin, 2000. ISBN: 9783410657125. [cited at p. 53, 54, 65]
- [54] EL KECEBOUR, B.; ZELOUM, H.: *Choice between retrofitting and reconstruction of buildings in reinforced concrete after an earthquake*. Advanced Materials Research 1119, 2015, S. 736–740. doi:10.4028/www.scientific.net/AMR.1119.736. [cited at p. 125]
- [55] 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). [cited at p. 20]
- [56] ELBADRY, M.; GHALI, A.: *Thermal stresses and cracking of concrete bridges*. ACI Structural Journal 83 (6), 1986, S. 1001–1009. doi:83(6):1001-1009. [cited at p. 22, 24]
- [57] EMPELMANN, M.; CRAMER, J.: *Modell zur Beschreibung der zeitabhängigen Rissbreitenentwicklung in Stahlbetonbauteilen*. Beton- und Stahlbetonbau 114 (5), 2019, S. 327–336. doi:10.1002/best.201800109. [cited at p. 38]
- [58] EMPELMANN, M.; REMITZ, J.: *Ermüdungsverhalten von Spanngliedern mit nachträglichem Verbund*. Beton- und Stahlbetonbau 109 (11), 2014, S. 760–770. doi:10.1002/best.201400069. [cited at p. 38]

- [59] FASTABEND, M.: *Vorspannung bei Verstärkungen im Hochbau*. Beton- und Stahlbetonbau 89 (12), 1994, S. 326–331. doi:10.1002/best.199400560. [cited at p. 110]
- [60] FEIX, J.; LECHNER, J.: *A new post-installed reinforcement system to extend life time of existing structures as contribution to sustainability*. ce/papers 6 (5), 2023, S. 981–989. doi:10.1002/cepa.2002. [cited at p. 72, 125]
- [61] FEIX, J.; LECHNER, J.; SPIEGL, M.; WALKNER, R.: *Nachhaltige Bauwerksverstärkung mit Betonschrauben*. In: Beton Kalender 2021, Kapitel 11. Wiley, 2021, S. 953–1005. doi:10.1002/9783433610206.ch11. [cited at p. 2, 4, 7]
- [62] FIEGE, G. B. M.; ALTES, A.; HEIDERHOFF, R.; BALK, L. J.: *Quantitative thermal conductivity measurements with nanometre resolution*. Journal of Physics D: Applied Physics 32 (5), 1999, S. L13–L17. doi:10.1088/0022-3727/32/5/003. [cited at p. 55]
- [63] FINCKH, W.: *Einfluss bauteilspezifischer Effekte auf die Bemessung von mit CFK-Lamellen verstärkten Stahlbetonbauteilen*. Dissertation, Technische Universität München, 2008. [cited at p. 7, 10]
- [64] FINCKH, W. (Hg.): *Verstärken von Betonbauteilen*. Springer, Wiesbaden, 2024. doi:10.1007/978-3-658-45857-7. [cited at p. 8, 9, 10, 11, 12, 13]
- [65] FISCHER, O.; MÜLLER, A.; LECHNER, T.; WILD, M.; KESSNER, K.: *Ergebnisse und Erkenntnisse zu durchgeführten Nachrechnungen von Betonbrücken in Deutschland*. Beton- und Stahlbetonbau 109 (2), 2014, S. 107–127. doi:https://doi.org/10.1002/best.201300084. [cited at p. 2, 7]
- [66] FORMAN, P.; MARK, P.: *Interaktionsbemessung für schlanke Querschnitte aus UHPC*. Beton- und Stahlbetonbau 116 (8), 2021, S. 607–619. doi:10.1002/best.202100026. [cited at p. 100]
- [67] FRANKE, L.: *Einfluss der Belastungsdauer auf das Verbundverhalten von Stahl in Beton (Verbundkriechen)*. DAfStb-Heft 268. Beuth Verlag, Berlin, 1976. ISBN: 343-3-00759-4. [cited at p. 17, 38]
- [68] FREIESLEBEN, H.; HANSEN, P.; PEDERSEN, E. J.: *Maturity computer for controlled curing and hardening of concrete*. Engineering, Materials Science (1), 1977, S. 21–25. [cited at p. 22]
- [69] FREUDENTHALER, G.; MEURER, T.: *Pde-based multi-agent formation control using flatness and backstepping: Analysis, design and robot experiments*. Automatica 115, 2020, S. 108897. doi:10.1016/j.automatica.2020.108897. [cited at p. 21]
- [70] FÜLLSACK-KÖDITZ, R.: *Verbundverhalten von GFK-Bewehrungsstäben und Rissentwicklung in GFK-stabbewehrten Betonbauteilen*. Dissertation, Bauhaus-Universität Weimar, 2004. doi:10.25643/bauhaus-universitaet.227. [cited at p. 17]
- [71] FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON: *Model code for concrete structures*, 2010. doi:10.1002/9783433604090. [cited at p. 38, 39, 42, 44]

- [72] GAAL, P. S.; THERMITUS, M.-A.; STROE, D. E.: *Thermal conductivity measurements using the flash method*. Journal of Thermal Analysis and Calorimetry 78 (1), 2004, S. 185–189. doi:10.1023/b:jtan.0000042166.64587.33. [cited at p. 55]
- [73] GARAS, V. Y.; KURTIS, K. E.; KAHN, L. F.: *Creep of uhpc in tension and compression: Effect of thermal treatment*. Cement and Concrete Composites 34 (4), 2012, S. 493–502. doi:10.1016/j.cemconcomp.2011.12.002. [cited at p. 38]
- [74] GERTIS, K.; HOLM, A.: *On the measurement of thermal conductivity of humid substances*. Bauphysik 36 (1), 2014, S. 27–39. doi:10.1002/bapi.201410004. [cited at p. 20, 53]
- [75] GHOBARAH, A.; EL-ATTAR, M.; ALY, N. M.: *Evaluation of retrofit strategies for reinforced concrete columns*. Engineering Structures 22 (5), 2000, S. 490–501. doi:10.1016/S0141-0296(98)00137-0. [cited at p. 72, 125]
- [76] GLÜCK, B.: *Wärmeübertragung, Wärmeabgabe von Raumheizflächen und Rohren*. Verlag für Bauwesen, Berlin, 1990. ISBN: 978-3-345-00515-2. [cited at p. 18, 19, 20]
- [77] GRANATA, M. F.; LA MENDOLA, L.; MESSINA, D.; RECUPERO, A.: *Assessment and strengthening of reinforced concrete bridges with half-joint deterioration*. Structural Concrete 24 (1), 2023, S. 269–287. doi:10.1002/suco.202200367. [cited at p. 71]
- [78] GRIBNIAK, V.; CERVENKA, V.; KAKLAUSKAS, G.: *Deflection prediction of reinforced concrete beams by design codes and computer simulation*. Engineering Structures 56, 2013, S. 2175–2186. doi:10.1016/j.engstruct.2013.08.045. [cited at p. 125]
- [79] GSCHÖSSER, F.; SCHNEIDER, R.; TAUTSCHNIG, A.: *Expanding Boundaries - Retrofitting Measure vs. Replacement – LCA Study for a Railway Bridge*. Sustainable Built Environment (SBE) Regional Conference, 2016. doi:10.3218/3774-677. [cited at p. 3, 72]
- [80] HAHN, U.: *Physik für Ingenieure*. Oldenbourg Wissenschaftsverlag, 2007. doi:10.1524/9783486594904. [cited at p. 18, 21]
- [81] HAMDY, A. E.; ABDALLA, H. A.; ABDELHAMED, G. D.; ELANSARY, A. A.: *Experimental and numerical behavior of strengthened reinforced concrete slabs*. Journal of Engineering and Applied Science 72 (1), 2025. doi:10.1186/s44147-025-00604-0. [cited at p. 125]
- [82] HAMMAD, M.; BAHRAMI, A.; KHOKHAR, S. A.; KHUSHNOOD, R. A.: *A state-of-the-art review on structural strengthening techniques with frps: Effectiveness, shortcomings, and future research directions*. Materials (Basel, Switzerland) 17 (6), 2024. doi:10.3390/ma17061408. [cited at p. 4]
- [83] HAMMERSCHMIDT, U.; HAMEURY, J.; STRNAD, R.; TURZÓ-ANDRAS, E.; WU, J.: *Critical review of industrial techniques for thermal-conductivity measurements of thermal insulation materials*. International Journal of Thermophysics 36 (7), 2015, S. 1530–1544. doi:10.1007/s10765-015-1863-x. [cited at p. 54]

- [84] HANKERS, C.: *Spritzbeton für die Instandsetzung und Verstärkung von Stahlbeton*. Beton- und Stahlbetonbau 100 (S1), 2005, S. 49–56. doi:10.1002/best.200590169. [cited at p. 8]
- [85] HANNOSCHÖCK, N.: *Wärmeleitung und -transport*. Springer, Berlin, Heidelberg, 2018. doi:10.1007/978-3-662-57572-7. [cited at p. 18, 22]
- [86] HAY, B.; FILTZ, J. R.; HAMEURY, J.; RONGIONE, L.: *Uncertainty of thermal diffusivity measurements by laser flash method*. International Journal of Thermophysics 26 (6), 2005, S. 1883–1898. doi:10.1007/s10765-005-8603-6. [cited at p. 55]
- [87] HOPPE, J.; SANIO, D.; HOMMEL, A.; PETER, M.: *CO₂-Bilanzierung bei Straßenbrücken: Ein Bewertungsansatz für die Planungsphase von Baumaßnahmen*. Bauingenieur Heft 11, 2024. doi:10.37544/0005-6650-2024-11. [cited at p. 72]
- [88] HOPPE, J.; SCHWARZ, Y.; STINDT, J.; FORMAN, P.; SANIO, D.; MARK, P.: *Prozessbegleitende ableitung mechanischer eigenschaften hochfester betone bei schnellfertigung*. Beton- und Stahlbetonbau 119 (11), 2024, S. 798–809. doi:10.1002/best.202400042. [cited at p. 17, 68, 74, 112, 115, 128]
- [89] HORVATITS, J.: *Erstmaliger Einsatz von CFK - Spanngliedern im Österreichischen Brückenbau*. Beton- und Stahlbetonbau 100 (S2), 2005, S. 101–104. doi:10.1002/best.200590247. [cited at p. 38, 92]
- [90] HUANG, Y.; GRÜNEWALD, S.; SCHLANGEN, E.; LUKOVIĆ, M.: *Strengthening of concrete structures with ultra high performance fiber reinforced concrete (uhpfr): A critical review*. Construction and Building Materials 336, 2022, S. 127398. doi:10.1016/j.conbuildmat.2022.127398. [cited at p. 71, 72, 125]
- [91] HUCKFELDT, J.: *Thermomechanik hydratisierenden Betons – Theorie, Numerik und Anwendung*. Dissertation, Institut für Statik, TU Braunschweig, 1993. [cited at p. 22]
- [92] INSTITUT DER DEUTSCHEN WIRTSCHAFT KÖLN: *Investitionsbedarfe in der Infrastruktur und für die Transformation*. 2024. [cited at p. 2]
- [93] ISERMANN, R.: *Mechatronic systems—innovative products with embedded control*. Control Engineering Practice 16 (1), 2008, S. 14–29. doi:10.1016/j.conengprac.2007.03.010. [cited at p. 21]
- [94] IVÁNYI, G.: *Verstärken von Betonbauteilen – Ziele, Verfahren und Techniken*. Beton- und Stahlbetonbau 89 (1), 1994, S. 21–23. doi:10.1002/best.199400050. [cited at p. 9]
- [95] IVANYI, G.; BUSCHMEYER, W.: *Verstärkung von Spannbetonbrücken durch Stahllaschen - Anwendungskriterien*. Beton- und Stahlbetonbau 87 (11), 1992, S. 265–311. doi:10.1002/best.199200460. [cited at p. 5, 11, 38, 72, 92, 110, 126]
- [96] IVÁNYI, G.; BUSCHMEYER, W.; ZECH, M.: *Zur Verankerung zusätzlicher externer Längsspannglieder an bestehenden Brückenüberbauten*. Bautechnik 80 (11), 2003, S. 777–785. doi:10.1002/bate.200305690. [cited at p. 12]

- [97] JANOVIĆ, K.: *Bericht über den neuen konsolenförmigen Ausziehkörper als Vorschlag für ein allgemeingültiges Verbundprüfverfahren*. Forschungsbericht 1222/JaK, Technische Universität München, Lehrstuhl für Massivbau, 1979. [cited at p. 16]
- [98] JĘDRZEJEWSKA, A.; ZYCH, M.; KANAVARIS, F.; CHEN, F.; ITO, S.; TORRENTI, J. M.; SCHLICKE, D.; ASAMOTO, S.; AZENHA, M.: *Standardized models for cracking due to restraint of imposed strains—the state of the art*. Structural Concrete 24 (4), 2023, S. 5388–5405. doi:10.1002/suco.202200301. [cited at p. 125]
- [99] JESSE, F.; KAPLAN, F.: *Verfahren für Biegeverstärkungen an Stahlbetonbauteilen*. Bautechnik 88 (7), 2011, S. 433–442. doi:10.1002/bate.201101482. [cited at p. 5, 9]
- [100] JIJI, L. M.; DANESH-YAZDI, A. H.: *Heat conduction*. Springer, Cham, Switzerland, fourth edition Edition, 2024. doi:10.1007/978-3-031-43740-3. [cited at p. 80]
- [101] JOHRA, H.: *Description of the guarded hot plate method for thermal conductivity measurement with the ep500*. DCE Lecture 75 (75), 2019. doi:10.54337/aau317020205. [cited at p. 54]
- [102] KAUFMANN, N.: *Das Sandflächenverfahren*. Straßenbautechnik 24 (3), 1971, S. 131–135. [cited at p. 8]
- [103] KEUSER, M.; PURAINER, R.; BRUNNER, S.: *Bauteile aus Stahlbeton unter Zugbeanspruchung*. Beton- und Stahlbetonbau 99 (7), 2004, S. 552–560. doi:10.1002/best.200490141. [cited at p. 14]
- [104] KHALED, E.; HASSAN, A.; MAHMOUD, M. H.; EL-SHAFIEY, T. F.: *Flexural behaviour of reinforced concrete slabs strengthened with textile-reinforced strain-hardening cementitious composites subjected to post-strengthening corrosion*. Engineering Structures 329, 2025, S. 119822. doi:10.1016/j.engstruct.2025.119822. [cited at p. 125]
- [105] KIM, D.; LEE, S.; YANG, I.: *Verification of thermal conductivity measurements using guarded hot plate and heat flow meter methods*. Journal of the Korean Physical Society 78 (12), 2021, S. 1196–1202. doi:10.1007/s40042-021-00177-0. [cited at p. 21, 54]
- [106] KIM, K.-H.; JEON, S.-E.; KIM, J.-K.; YANG, S.: *An experimental study on thermal conductivity of concrete*. Cement and Concrete Research 33 (3), 2003, S. 363–371. doi:10.1016/S0008-8846(02)00965-1. [cited at p. 20, 21, 53, 54]
- [107] KINDLER, A.; GROSSWIG, S.: *Distributed Strain Sensing in der Geotechnik*. Bautechnik 95 (5), 2018, S. 385–393. doi:10.1002/bate.201800005. [cited at p. 102]
- [108] KIRCHNER, G.: *Proposal for calculating temperature curves as a result of hydration heat*. Beton- und Stahlbetonbau 89 (7), 1994, S. 197–200. doi:10.1002/best.199400350. [cited at p. 54]
- [109] KONERTZ, D.; LÖSCHMANN, J.; CLAUSS, F.; MARK, P.: *Faseroptische Messung von Dehnungs- und Temperaturfeldern*. Bauingenieur 94 (H. 07-08), 2019, S. 292–300. doi:10.37544/0005-6650-2019-07-08-70. [cited at p. 42, 47, 76, 102, 113, 114, 129]

- [110] KOSCHEMANN, M.: *Rissbreitenentwicklung unter Langzeitbelastung anhand lokaler Verbundbeziehungen*. Beiträge zum 61 Forschungskolloquium mit 9. Jahrestagung des DAfStb 2022, S. 77–82. doi:10.25368/2022.381. [cited at p. 17, 38]
- [111] 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. [cited at p. 22]
- [112] 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. [cited at p. 24]
- [113] KÜCHLER, M.: *Instandsetzung von Betontragwerken*. In: K. Bergmeister; F. Fingerloos; J.-D. Wörner (Hrsg.) *Beton-Kalender 2013*. Wiley, 2012, S. 345–468. doi:10.1002/9783433602591.ch5. [cited at p. 110]
- [114] LAUBE, M.: *Werkstoffmodell zur Berechnung von Temperaturspannungen in massigen Betonbauteilen im jungen Alter*. Dissertation, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, 1990. [cited at p. 22]
- [115] LITTMANN, K.: *Industrieböden 2010: 7. internationales Kolloquium*. Techn. Akademie Esslingen, Ostfildern, 2010. ISBN: 3-924813-85-X. [cited at p. 8]
- [116] LÖSCHMANN, J.; AHRENS, 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. [cited at p. 11, 18, 72, 126]
- [117] 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. [cited at p. 5, 11, 18, 38, 72, 92, 110, 126]
- [118] LÖSCHMANN, J.; MARK, P.: *Strengthening of beams or slabs using temperature induction*. Structural Concrete 23 (5), 2022, S. 2770–2785. doi:10.1002/suco.202100469. [cited at p. 5, 11, 18, 38, 72, 92, 110, 126]
- [119] 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. [cited at p. 5, 11, 18, 38, 72, 92, 94, 110, 126]
- [120] LÖSCHMANN, J.: *Geregelte Temperaturinduktion in Stahlbetontragwerke*. Dissertation, Lehrstuhl für Massivbau, Ruhr-Universität Bochum, 2022. [cited at p. 18, 24]
- [121] MAHNKEN, R.: *Lehrbuch der Technischen Mechanik - Elastostatik*. Springer-Verlag, Berlin, 2015. doi:10.1007/978-3-662-44798-7. [cited at p. 22]
- [122] MANGERIG, I.: *Klimatische Temperaturbeanspruchung von Stahl- und Stahlverbundbrücken*. Dissertation, Ruhr-Universität Bochum, 1986. [cited at p. 20]

- [123] MAREK, R.; NITSCHKE, K.: *Praxis der Wärmeübertragung*. Carl Hanser Verlag, München, 2015. ISBN: 978-3-446-46124-6. [cited at p. 18, 19]
- [124] MARK, P.: *Optimierungsmethoden zur Biegebemessung von Stahlbetonquerschnitten*. Beton- und Stahlbetonbau 98 (9), 2003, S. 511–519. doi:10.1002/best.200302240. [cited at p. 100]
- [125] MARK, P.; NEUGEBAUER, P.: *Erhalt unserer Bausubstanz*. In: Bergmeister, K.; Fingerloos, F.; Wörner, J.-D. [Hrsg.] *Beton-Kalender 2015*. Ernst & Sohn, Berlin, 2015, S. S. 1–23. doi:10.1002/9783433603406.ch1. [cited at p. 37, 91]
- [126] MARTIN, H.: *Zusammenhang zwischen Oberflächenbeschaffenheit, Verbund und Sprengwirkung von Bewehrungstählen unter Kurzzeitbelastung: DAfStb-Heft 228*. Ernst & Sohn, Berlin, 1973. ISBN: 9-78343-300638-2. [cited at p. 17, 38, 39]
- [127] MAURER, R.; ARNOLD, A.; MÜLLER, M.: *Auswirkungen aus dem neuen Verkehrslastmodell nach DIN EN 1991-2/NA bei Betonbrücken*. Beton- und Stahlbetonbau 106 (11), 2011, S. 747–759. doi:https://doi.org/10.1002/be.st.201100052. [cited at p. 2]
- [128] MAY, M.; SCHUMANN, A.; VON DAAKE, H.: *Sanieren und Verstärken mit Carbonbeton – Materialkennwerte und Anwendungsgebiete des CARBO-refit –Verfahrens*. ce/papers 6 (6), 2023, S. 903–911. doi:10.1002/cepa.2856. [cited at p. 92]
- [129] MECHTCHERINE, V.; MICHEL, A.; LIEBSCHER, M.; SCHNEIDER, K.; GROSSMANN, C.: *Neue Carbonfaserbewehrung für digitalen automatisierten Betonbau*. Beton- und Stahlbetonbau 114 (12), 2019, S. 947–955. doi:10.1002/best.201900058. [cited at p. 10]
- [130] MEIER, U.: *Instandsetzung von Bauwerken mit kohlenstoffaserverstärkten Kunststoffen*. Beton- und Stahlbetonbau 95 (3), 2000, S. 134–142. doi:10.1002/best.200000230. [cited at p. 10]
- [131] MEURER, T.: *Control of Higher-Dimensional PDEs*. Springer, Berlin, 2013. doi:10.1007/978-3-642-30015-8. [cited at p. 21]
- [132] MISHRA, M.; LOURENÇO, P. B.; RAMANA, G. V.: *Structural health monitoring of civil engineering structures by using the internet of things: A review*. Journal of Building Engineering 48, 2022, S. 103954. doi:10.1016/j.job.2021.103954. [cited at p. 125]
- [133] MORABITO, P.: *Measurement of the thermal properties of different concretes*. Engineering, Materials Science (21), 1989, S. 51–59. [cited at p. 54]
- [134] MOSTAKHDEM HOSSEINI, M. R.; DIAS, S.; BARROS, J.: *Flexural strengthening of reinforced low strength concrete slabs using prestressed nsm cfrp laminates*. Composites Part B: Engineering 90, 2016, S. 14–29. doi:10.1016/j.compositesb.2015.11.028. [cited at p. 72]
- [135] MÜLLER, H. S.: *Das Kriechen von Beton – eine unendliche Geschichte*. Nothnagel, R., Twelmeier, H. (Hrsg.) Baustoff und Konstruktion. Springer, Berlin 2012, S. 397–413. doi:10.1007/978-3-642-29573-7_39. [cited at p. 39]

- [136] MÜLLER, H. S.; KVITSEL, V.: *Kriechen und Schwinden von Beton*. Beton- und Stahlbetonbau 97 (1), 2002, S. 8–19. doi:10.1002/best.200200020. [cited at p. 38]
- [137] MYERS, T.; CHARPIN, J.: *Modelling the temperature, maturity and moisture content in a drying concrete block*. Mathematics-in-Industry Case Studies Journal 1 (1), 2008, S. 24–48. [cited at p. 57, 58]
- [138] NAGASAKA, Y.; NAGASHIMA, A.: *Simultaneous measurement of the thermal conductivity and the thermal diffusivity of liquids by the transient hot-wire method*. Review of Scientific Instruments 52 (2), 1981, S. 229–232. doi:10.1063/1.1136577. [cited at p. 55]
- [139] NARANIECKI, H.; MARX, S.: *Zustandsentwicklung und -prognose von Eisenbahnbrücken*. Hannover : Institutionelles Repositorium der Leibniz Universität Hannover, 2019. doi:10.15488/5532. [cited at p. 2]
- [140] NOVÁK, B.; BOROS, V.; REINHARD, J.: *Herausforderungen der Zukunft: Strategien zur Verstärkung von Betonbrücken im Bestand*. Beton- und Stahlbetonbau 116 (10), 2021, S. 765–774. doi:10.1002/best.202100027. [cited at p. 12]
- [141] NOVÁK, B.; PELKE, E.; BOROS, V.; REINHARD, J.; BERGER, D.: *Endverankerungen bei Ertüchtigung von Brücken mit externer Vorspannung*. Beton- und Stahlbetonbau 110 (2), 2015, S. 138–154. doi:10.1002/best.201400103. [cited at p. 8, 12]
- [142] OŽBOLT, J.; KOŽAR, I.; ELIGEHAUSEN, R.; PERIŠKIĆ, G.: *Instationäres 3D Thermo-mechanisches Modell für Beton*. Beton- und Stahlbetonbau 100 (1), 2005, S. 39–51. doi:10.1002/best.200590006. [cited at p. 94]
- [143] PFITZNER, M.: *Wärme- und Stofftransport*. Universität der Bundeswehr München, 2017. [cited at p. 19]
- [144] POLIFKE, W.; KOPITZ, J.: *Wärmeübertragung: Grundlagen, analytische und numerische Methoden*. Pearson Studium, München, 2009. ISBN: 978-3-8273-7349-6. [cited at p. 18, 21]
- [145] PONZEL, U.; GREBE, B.; EISLER, R.: *Verstärken von Spannbetonbrücken mit externen Spannmitgliedern: Erfahrungen bei der Entwurfs- und Ausführungsplanung*. Beton- und Stahlbetonbau 100 (S1), 2005, S. 57–61. doi:10.1002/best.200590170. [cited at p. 13, 110]
- [146] QUAST, U.: *Spannungsabhängige und thermische Dehnungen*. Beton- und Stahlbetonbau 104 (9), 2009, S. 616–618. doi:10.1002/best.200908247. [cited at p. 82, 94]
- [147] RAMANA, V.; KANT, T.; MORTON, S.; DUTTA, P.; MUKHERJEE, A.; DESAI, Y.: *Behavior of cfrpc strengthened reinforced concrete beams with varying degrees of strenghtening*. Composites Part B: Engineering 31 (6-7), 2000, S. 461–470. doi:10.1016/S1359-8368(00)00022-6. [cited at p. 71]
- [148] RANDL, N.; KUNZ, J.: *Post-installed reinforcement connections at ultimate and serviceability limit states*. Structural Concrete 15 (4), 2014, S. 563–574. doi: 10.1002/suco.201300094. [cited at p. 72, 110, 125]

- [149] RANDL, N.; STEINER, M.; PEYERL, M.: *Hochfester Aufbeton zur Tragwerksverstärkung*. Beton- und Stahlbetonbau 115 (2), 2020, S. 106–116. doi:10.1002/best.201900028. [cited at p. 8]
- [150] RATKE, D.; MEURER, T.; SCHWARZ, Y.; SANIO, D.; MARK, P.: *Model-based estimator design for the curing process of a concrete structure*. IFAC-PapersOnLine 56 (2), 2023, S. 3241–3246. doi:10.1016/j.ifacol.2023.10.1463. [cited at p. 59]
- [151] REDDEMANN, T.: *Schnellbausystem „Expressbrücke“ – Systematische Entwicklung von Brückenschnellbausystemen als Antwort auf den Sanierungsstau der Verkehrsinfrastruktur und die damit verbundenen Probleme*. Beton- und Stahlbetonbau 116 (S2), 2021, S. 48–59. doi:10.1002/best.202100072. [cited at p. 3, 4]
- [152] REHM, G.: *Über die Grundlagen des Verbundes zwischen Stahl und Beton*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton Heft 138. Beuth Verlag, Berlin, 1961. [cited at p. 38]
- [153] RICHTER, B.; HERBERS, M.; MARX, S.: *Crack monitoring on concrete structures with distributed fiber optic sensors – toward automated data evaluation and assessment*. Structural Concrete 25 (2), 2024, S. 1465–1480. doi:10.1002/suco.202300100. [cited at p. 76, 139]
- [154] RILEM TECHNICAL COMMITTEE: *Design Procedures for the Use of Composites in Strengthening of Reinforced Concrete Structures*. RILEM State-of-the-Art Reports. Springer, 2016. ISBN: 978-94-017-7336-2. [cited at p. 71]
- [155] ROH, Y.-J.; KIM, H.-D.; YUNE, D.-Y.; EOM, T.-S.; KANG, S.-M.; KIM, S.-H.: *Existing reinforced concrete slab strengthening by reinforced spray mortar and shear connectors*. Engineering Structures 343, 2025, S. 121030. doi:10.1016/j.engstruct.2025.121030. [cited at p. 126]
- [156] ROHLING, A.: *Zum Einfluss des Verbundkriechens auf die Rissbreitenentwicklung sowie auf die Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen*. Dissertation, TU Braunschweig, Braunschweig, 1987. [cited at p. 17, 38]
- [157] ROMBACH, G.: *Verbundlose Vorspannung*. In: G. Rombach (Hg.) *Spannbetonbau*. Wiley, 2010, S. 491–552. doi:10.1002/9783433600573.ch11. [cited at p. 12]
- [158] ROSE, J.; FORMAN, P.; MARK, P.: *Einfluss rapider Wärmebehandlung auf das kurzzeitige Kriechen von hochfestem Beton*. Beton- und Stahlbetonbau 119 (11), 2024, S. 810–820. doi:10.1002/best.202400053. [cited at p. 18]
- [159] ROSTÁSY, F. S.; NEUBAUER, U.; HANKERS, C.: *Verstärken von Betontragwerken mit geklebter äußerer Bewehrung aus kohlenstoffaserverstärkten Kunststoffen*. Beton- und Stahlbetonbau 92 (5), 1997, S. 132–138. doi:10.1002/best.199700270. [cited at p. 10, 11]
- [160] RUUSKA, T.; VINHA, J.; KIVIOJA, H.: *Measuring thermal conductivity and specific heat capacity values of inhomogeneous materials with a heat flow meter apparatus*. Journal of Building Engineering 9, 2017, S. 135–141. doi:10.1016/j.job.2016.11.011. [cited at p. 54]

- [161] SAEED, F. H.; HEJAZI, F.: *A comprehensive review of retrofitted reinforced concrete members utilizing ultra-high-performance fiber-reinforced concrete*. Materials (Basel, Switzerland) 18 (5), 2025. doi:10.3390/ma18050945. [cited at p. 126]
- [162] SAEED, F. H.; HEJAZI, F.; RASHID, R. S. M.: *Strengthening of reinforced concrete slabs using carbon fiber reinforced polymers rods and concrete jacket with a mechanical anchorage system*. Construction and Building Materials 440, 2024, S. 137464. doi:10.1016/j.conbuildmat.2024.137464. [cited at p. 125]
- [163] SAGMEISTER, B.: *Maschinenteile aus zementgebundenem Beton*. Beuth Verlag, Berlin, 2017. ISBN: 978-3-410-27186-4. [cited at p. 27, 39, 40, 53, 60, 65, 74, 101]
- [164] SALIM, S. G. R.: *Thermal conductivity measurements using the transient hot-wire method: a review*. Measurement Science and Technology 33 (12), 2022, S. 125022. doi:10.1088/1361-6501/ac90df. [cited at p. 55]
- [165] SANIO, D.: *Genauigkeit monitoringbasierter Lebensdauerprognosen von Betonbrücken bei Spannstahlermüdung*. Dissertation, Ruhr-Universität Bochum, 2016. [cited at p. 20]
- [166] SANIO, D.; AHRENS, M. A.; MARK, P.: *Lifetime predictions of prestressed concrete bridges—evaluating parameters of relevance using sobol’ indices*. Civil Engineering Design 4 (5-6), 2022, S. 143–153. doi:10.1002/cend.202100009. [cited at p. 82, 100, 136]
- [167] SANIO, D.; ALAWIEH, H.; BOMHOLT, F.; DAAKE, H.; PRENTING, A.; MARK, P.: *Nachträgliche Verbundverankerung von Stabspanngliedern – Entwicklung eines Verankerungssystems für quer vorgespannte Fahrbahnplatten*. Beton- und Stahlbetonbau 116 (10), 2021, S. 741–753. doi:10.1002/best.202100069. [cited at p. 38]
- [168] SANIO, D.; MARK, P.: *Spanngliedverankerung beim Rückbau von Brücken*. In: K. Bergmeister; F. Fingerloos; J.-D. Wörner (Hrsg.) *Beton Kalender 2020*. Wiley, 2020, S. 249–292. doi:10.1002/9783433609903.ch3. [cited at p. 38]
- [169] 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. [cited at p. 20, 21, 53, 55, 56, 82, 99, 100, 101, 135]
- [170] SCHLAICH, M.; ZWINGMANN, B.; LIU, Y.; GOLLER, R.: *Zugelemente aus CFK und ihre Verankerungen*. Bautechnik 89 (12), 2012, S. 841–850. doi:10.1002/bate.201200057. [cited at p. 10, 38, 92]
- [171] SCHNEIDER, U.; HORVATH, J.; KÖNIG, G.; DEHN, F.: *Materialverhalten von ultrahochfesten Betonen (UHPC)*. Beton- und Stahlbetonbau 96 (7), 2001, S. 468–477. doi:10.1002/best.200100560. [cited at p. 18]
- [172] SCHNELLENBACH-HELD, M.; PEETERS, M.; SCHEERBAUM, F.: *Sachstand Verstärkungsverfahren - Verstärken von Betonbrücken im Bestand: Bericht zum Forschungsprojekt 89.217/2008/AP*, Band 75. Wirtschaftsverl. NW Verl. für neue Wiss, Bremerhaven, 2010. ISBN:978-3-86918-078-6. [cited at p. 9, 10, 12, 13, 14]

- [173] SCHNELLENBACH-HELD, M.; WELSCH, T.; FICKLER, S.; HEGGER, J.; REISSEN, K.: *Verstärkung älterer Beton- und Spannbetonbrücken : Erfahrungssammlung*. Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt), Bergisch-Gladbach, 2016. Online Zugriff: <https://publications.rwth-aachen.de/record/572049>. Letzter Zugriff: 05.01.2025:.. [cited at p. 8, 10, 11]
- [174] SCHULTZ-CORNELIUS, M.; PAHN, M.: *Einfluss von Feuchtigkeit auf die Zug- und Biegezugfestigkeit von UHPC*. Beton- und Stahlbetonbau 115 (9), 2020, S. 731–739. doi:10.1002/best.201900106. [cited at p. 27]
- [175] SCHUMANN, A.; MAY, S.; MAY, M.; SCHÜTZE, E.; SCHLADITZ, F.; EHLIG, D.: *Experimental investigations of the bond behavior between carbon rebars and concrete in germany*. Buildings 13 (12), 2023, S. 2932. doi:10.3390/buildings13122932. [cited at p. 10]
- [176] SCHWARZ, Y.; RATKE, D.; SANIO, D.; MEURER, T.; MARK, P.: *An experimental method to capture the thermal conductivity coefficient of fine-grained concretes during transition from liquid to solid*. Materials (Basel, Switzerland) 17 (9), 2024. doi:10.3390/ma17092115. [cited at p. 22, 72, 75, 76, 78, 81, 101, 112, 113, 114, 128, 130, 131]
- [177] SCHWARZ, Y.; RATKE, D.; SANIO, D.; MEURER, T.; MARK, P.: *Thermal prestressing of subsequently slotted reinforcement - experimental and numerical development and optimization of an induction method*. Structural Concrete 2025, 2025. [cited at p. 129]
- [178] SCHWARZ, Y.; SANIO, D.; MARK, P.: *Berechnungsmodell zur thermischen Vorspannung nachträglich ergänzter Bewehrung*. Beton- und Stahlbetonbau 119 (12), 2024, S. 894–907. doi:10.1002/best.202400050. [cited at p. 5, 72, 73, 81, 82, 110, 111, 118, 120, 126, 127, 135, 137, 141]
- [179] SCHWARZ, Y.; SANIO, D.; MARK, P.: *Einfluss einer Wärmebehandlung auf das Verbundkriechen von hochfestem Beton*. Beton- und Stahlbetonbau 119 (4), 2024, S. 253–264. doi:10.1002/best.202300088. [cited at p. 17, 18, 53, 62, 72, 74, 76, 83, 94, 101, 102, 112, 115, 116, 120, 126, 128, 131, 134, 142]
- [180] SCHÖPPEL, K.: *Entwicklung der Zwangsspannungen im Beton während der Hydratation*. Dissertation, Techn. Universität München, München, 1994. [cited at p. 22, 54]
- [181] SEIDEL, M.: *Thermodynamik - Verstehen durch Üben*. De Gruyter Oldenbourg, 2017. doi:10.1515/9783110411294. [cited at p. 18, 19, 21]
- [182] SELLENG, C.; MENG, B.; GRÖGER, K.; FONTANA, P.: *Einflussgrößen auf die Wirksamkeit einer Wärmebehandlung von Ultrahochfestem Beton (UHFB)*. Beton- und Stahlbetonbau 112 (1), 2017, S. 12–21. doi:10.1002/best.201600059. [cited at p. 18, 53]
- [183] SERRANO-MESA, M.; JESSE, F.; HÜCKLER, A.; SCHLAICH, M.: *Untersuchung des Verbundverhaltens von CFK-Spannlitzen in Beton mit faseroptischen Sensoren*. Beton- und Stahlbetonbau 118 (10), 2023, S. 744–756. doi:10.1002/best.202300051. [cited at p. 10]

- [184] SHIN, A. H.-C.; KODIDE, U.: *Thermal conductivity of ternary mixtures for concrete pavements*. Cement and Concrete Composites 34 (4), 2012, S. 575–582. doi: 10.1016/j.cemconcomp.2011.11.009. [cited at p. 20, 53, 54]
- [185] SIDIKA, A.; MAMUN, M. A. A.; FERDOUS, W.; ALYOUSEF, R.: *Performances, challenges and opportunities in strengthening reinforced concrete structures by using frps – a state-of-the-art review*. Engineering Failure Analysis 111, 2020, S. 104480. doi: 10.1016/j.engfailanal.2020.104480. [cited at p. 125]
- [186] SIWOWSKI, T.; RAJCHEL, M.; HOWIACKI, T.; SIEŃKO, R.; BEDNARSKI, Ł.: *Distributed fibre optic sensors in frp composite bridge monitoring: Validation through proof load tests*. Engineering Structures 246, 2021, S. 113057. doi:10.1016/j.engstruct.2021.113057. [cited at p. 129]
- [187] SOUSA COUTINHO, A.: *A contribution to the mechanism of concrete creep*. Matériaux et Constructions 10 (1), 1977, S. 3–16. doi:10.1007/BF02473583. [cited at p. 38]
- [188] SPRINGENSCHMID, R.: *Thermal Cracking in Concrete at Early Ages: Proceedings of the International RILEM Symposium (1st ed.)*. Verlag E & FN Spon, London, 1995. doi:10.1201/9781482271294. [cited at p. 22]
- [189] SPRINGENSCHMID, R.: *Prevention of Thermal Cracking in Concrete at Early Ages (State of the Art Report)*. Verlag E & FN Spon, London, 1998. doi:10.1201/9781482271812. [cited at p. 22]
- [190] STARK, A.; HEGGER, J.: *Verbundverhalten von CFK-Spannbewehrungen in UHPFRC*. Beton- und Stahlbetonbau 108 (10), 2013, S. 701–710. doi:10.1002/best.201300038. [cited at p. 38, 92]
- [191] 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. [cited at p. 18, 27, 38, 39, 42, 94, 101, 112, 119, 120]
- [192] STINDT, J.; FORMAN, P.; MARK, P.: *Influence of rapid heat treatment on the shrinkage and strength of high-performance concrete*. Materials 14 (15), 2021. doi: 10.3390/ma14154102. [cited at p. 18, 27, 38, 42, 53, 74, 101, 103, 111, 112, 128]
- [193] STINDT, J.; KEMPF, L.-A.; FORMAN, P.; BREITENBÜCHER, R.; MARK, P.: *Def of high-performance concrete with rapid, non-standard heat-treatment*. Case Studies in Construction Materials 19, 2023, S. e02289. doi:10.1016/j.cscm.2023.e02289. [cited at p. 18, 27, 39, 60, 74, 101, 112, 128]
- [194] STRASSEN.NRW: *Brückenbau und Brückensicherheit*, 2025. Online Zugriff: <https://www.strassen.nrw.de/de/brueckenbau-und-brueckensicherheit.html>, Letzter Zugriff 20.01.2025. [cited at p. 2, 3]
- [195] STÖCKLIN, I.: *Vorgespannte CFK-Lamellen mit Gradientenverankerung*. Empa-Akademie 2003. [cited at p. 13]

- [196] SU, R.; SIU, W. H.; SMITH, S. T.: *Effects of bolt–plate arrangements on steel plate strengthened reinforced concrete beams*. Engineering Structures 32 (6), 2010, S. 1769–1778. doi:10.1016/j.engstruct.2010.02.028. [cited at p. 72, 125]
- [197] SU, R.; ZHU, Y.: *Experimental and numerical studies of external steel plate strengthened reinforced concrete coupling beams*. Engineering Structures 27 (10), 2005, S. 1537–1550. doi:10.1016/j.engstruct.2005.04.012. [cited at p. 72, 110, 125]
- [198] SUTER, R.; JUNG, D.: *Vorgespannte CFK–Lamellen zur Verstärkung von Bauwerken*. Beton- und Stahlbetonbau 96 (5), 2001, S. 350–358. doi:10.1002/best.200100370. [cited at p. 5, 13, 14, 92, 110]
- [199] SZCZEPAŃSKI, K.; KOTYNIA, R.: *Bending moments redistribution in two–span reinforced concrete beams reinforced with frp bars based on collected data research*. Structural Concrete 25 (2), 2024, S. 1076–1091. doi:10.1002/suco.202300329. [cited at p. 72, 125]
- [200] TÄLJSTEN, B.: *Frp strengthening of concrete structures: new inventions and applications*. Progress in Structural Engineering and Materials 6 (3), 2004, S. 162–172. doi:10.1002/pse.174. [cited at p. 125]
- [201] TÄLJSTEN, B.; ELFGREN, L.: *Strengthening concrete beams for shear using cfrp materials: evaluation of different application methods*. Composites Part B: Engineering 31 (2), 2000, S. 87–96. doi:10.1016/S1359-8368(99)00077-3. [cited at p. 71]
- [202] THE MATHWORKS: *Partial differential equation toolbox*, 2024. [cited at p. 81]
- [203] UNGERMANN, D.; BRUNE, B.; GIESE, P.: *Instandsetzung und Verstärkung von Stahlbrücken mit Kategorie–3–Schäden*. Stahlbau 86 (7), 2017, S. 587–594. doi:10.1002/stab.201710500. [cited at p. 92]
- [204] UTSCH, J. H.; JAHN, T.: *Die Entwicklung der externen Vorspannung – Die Bahnhofsbücke in Aue/Sachsen*. Beton- und Stahlbetonbau 94 (8), 1999, S. 328–338. doi:10.1002/best.199901200. [cited at p. 12]
- [205] VAN DER ESCH, A.; WOLFS, R.; FENNIS, S.; ROOSEN, M.; WIJTE, S.: *Categorization of formulas for calculation of crack width and spacing in reinforced concrete elements*. Structural Concrete 25 (1), 2024, S. 32–48. doi:10.1002/suco.202300535. [cited at p. 125]
- [206] VIRLOGEUX, M.: *Die externe Vorspannung*. Beton- und Stahlbetonbau 83 (5), 1988, S. 121–126. doi:10.1002/best.198800210. [cited at p. 12]
- [207] VORWAGNER, A.; BURTSCHER, S. L.; GRASS, G.: *Effizientes Vorspannen von CFK–Lamellen*. Beton- und Stahlbetonbau 108 (3), 2013, S. 188–197. doi:10.1002/best.201200055. [cited at p. 13]
- [208] VORWAGNER, A.; BURTSCHER, S. L.; GRASS, G.; KOLLEGER, J.: *Verstärkung mit vorgespannten eingeschlitzten Lamellen*. Beton- und Stahlbetonbau 105 (1), 2010, S. 9–18. doi:10.1002/best.200900062. [cited at p. 13]

- [209] WEBER, S. (Hg.): *Verstärken von Betontragwerken: Betoninstandsetzung*. Springer, 2022. doi:10.1007/978-3-658-33947-0. [cited at p. 92]
- [210] WECK, M.; BRECHER, C.: *Maschinenarten und Anwendungsbereiche*, Band 1. Springer, Berlin, 6. Edition, 2005. ISBN: 3540225048. [cited at p. 38, 39]
- [211] 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. [cited at p. 10]
- [212] WELSCH, T.; REISSEN, K.; SCHNELLENBACH-HELD, M.; HEGGER, J.; VON WESCH-PFENNIG, D.; HAARDT, P.: *Praxiserfahrungen zum Verstärken von Betonbrücken*. Beton- und Stahlbetonbau 111 (4), 2016, S. 241–252. doi:10.1002/best.201600005. [cited at p. 2, 9, 10, 12, 13, 38]
- [213] WESCHE, K.: *Baustoffkennwerte zur Berechnung von Temperaturfeldern in Betonbauteilen*. In: *Festschrift Prof. Dr. Riessauw*. Genf, 1982. [cited at p. 22]
- [214] WESCHE, K.; BOES, A.: *Über das Kriechen von Zementstein, Mörtel und Beton*, Band 2273. VS Verlag für Sozialwissenschaften and Imprint, Wiesbaden, 1973. [cited at p. 39]
- [215] WIRTSCHAFTS WOCHE (WIWO): *Staukosten – Der Stillstand kostet Milliarden*. Online Zugriff: <https://www.wiwo.de/politik/deutschland/staukosten-der-stillstand-kostet-milliarden/23977168.html>. Letzter Zugriff 04.02.2025. [cited at p. 3]
- [216] WOODS, J. E.; LAU, D. T.; BAO, X.; LI, W.: *Measuring strain fields in frp strengthened rc shear walls using a distributed fiber optic sensor*. Engineering Structures 152, 2017, S. 359–369. doi:10.1016/j.engstruct.2017.09.034. [cited at p. 129]
- [217] WROBEL, M.; MEURER, T.: *Optimal sensor placement and estimator-based temperature control for a deep drawing process*. Journal of Process Control 124, 2023, S. 92–104. doi:10.1016/j.jprocont.2023.02.014. [cited at p. 21]
- [218] WU, C.; LI, V. C.: *Cfrp-ecc hybrid for strengthening of the concrete structures*. Composite Structures 178, 2017, S. 372–382. doi:10.1016/j.compstruct.2017.07.034. [cited at p. 125]
- [219] XAMÁN, J.; LIRA, L.; ARCE, J.: *Analysis of the temperature distribution in a guarded hot plate apparatus for measuring thermal conductivity*. Applied Thermal Engineering 29 (4), 2009, S. 617–623. doi:10.1016/j.applthermaleng.2008.03.033. [cited at p. 21, 54]
- [220] YANG, I.; KIM, D.; LEE, S.: *Construction and preliminary testing of a guarded hot plate apparatus for thermal conductivity measurements at high temperatures*. International Journal of Heat and Mass Transfer 122, 2018, S. 1343–1352. doi:10.1016/j.ijheatmasstransfer.2018.02.072. [cited at p. 21]
- [221] YANG, J.; CHEN, R.; ZHANG, Z.; ZOU, Y.; ZHOU, J.; XIA, J.: *Experimental study on the ultimate bearing capacity of damaged rc arches strengthened with ultra-high performance concrete*. Engineering Structures 279, 2023, S. 115611. doi:10.1016/j.engstruct.2023.115611. [cited at p. 126]

- [222] YU, Y.; LEE, S.; CHO, J.-Y.: *Deflection of reinforced concrete beam under low-velocity impact loads*. International Journal of Impact Engineering 154, 2021, S. 103878. doi: 10.1016/j.ijimpeng.2021.103878. [cited at p. 125]
- [223] ZDANOWICZ, K.; GEBAUER, D.; KOSCHEMANN, M.; SPECK, K.; STEINBOCK, O.; BECKMANN, B.; MARX, S.: *Distributed fiber optic sensors for measuring strains of concrete, steel, and textile reinforcement: Possible fields of application*. Structural Concrete 23 (6), 2022, S. 3367–3382. doi:10.1002/suco.202100689. [cited at p. 129]
- [224] ZERNA, W.; STANGENBERG, F.: *Spannbetonträger: Theorie und Berechnungsgrundlagen*. SPRINGER, Berlin, 1987. ISBN: 978-3-642-47565-8. [cited at p. 14, 96]
- [225] ZHANG, Z.; LI, W.; GUO, X.; SUN, Q.; TIAN, P.; WU, Y.: *Development of theoretical model for predicting flexural behavior of gfrp reinforced concrete beams with cfrp grid-reinforced ecc*. Structural Concrete 25 (1), 2024, S. 583–602. doi: 10.1002/suco.202201214. [cited at p. 72, 125]
- [226] ZHAO, L.; TANG, F.; LI, G.; LIN, Z.; LI, H.-N.: *Crack monitoring of tension members with distributed fiber optic sensor considering substrate strain redistribution and coating/fiber interfacial slip*. Engineering Structures 300, 2024, S. 117267. doi: 10.1016/j.engstruct.2023.117267. [cited at p. 129]
- [227] ZHU, Y.; ZHANG, Y.; HUSSEIN, H. H.; CHEN, G.: *Flexural strengthening of reinforced concrete beams or slabs using ultra-high performance concrete (uhpc): A state of the art review*. Engineering Structures 205, 2020, S. 110035. doi: 10.1016/j.engstruct.2019.110035. [cited at p. 125]
- [228] ZHU, Y.; ZHANG, Y.; HUSSEIN, H. H.; CHEN, G.: *Numerical modeling for damaged reinforced concrete slab strengthened by ultra-high performance concrete (uhpc) layer*. Engineering Structures 209, 2020, S. 110031. doi:10.1016/j.engstruct.2019.110031. [cited at p. 72, 126]
- [229] ZICHNER, T.: *Temperaturunterschied infolge Witterungseinfluß und Beheizung von massiven Brücken*. Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik Heft 212, Bonn, 1976. [cited at p. 20, 24, 100, 135]
- [230] ZIENKIEWICZ, O. C.; TAYLOR, R. L.; ZHU, J. Z.: *The finite element method : its basis and fundamentals*. Butterworth-Heinemann, New York, 7. Edition, 2013. ISBN: 978-1-85617-633-0. [cited at p. 80, 81]
- [231] ZILCH, K.; FINCKH, W. (Hrsg.): *Befestigungstechnik, Bewehrungstechnik und: – Festschrift zu Ehren von Prof. Dr.-Ing. Rolf Eligehausen anläßlich seines 60. Geburtstages ; aktuelle Beiträge aus Forschung und Praxis*. Ibidem-Verl., Stuttgart, 2002. ISBN: 978-3-8982-1208-3. [cited at p. 5, 9]
- [232] ZILCH, K.; NIEDERMEIER, R.; FINCKH, W.: *Geklebte Verstärkung mit CFK-Lamellen und Stahllaschen*. In: K. Bergmeister; F. Fingerloos; J.-D. Wörner (Hrsg.) Beton-Kalender 2013. Wiley, S. 469–552. doi:10.1002/9783433602591.ch6. [cited at p. 5, 10, 11, 38, 92]

- [233] ZILCH, K.; ZEHETMAIER, G.: *Bemessung im konstruktiven Betonbau*. Springer, Berlin, 2010. doi:10.1007/978-3-540-70638-0. [cited at p. 14, 15, 16, 24]

CURRICULUM VITAE

Persönliche Daten

Name: Yannik Schwarz
Geboren: 30. November 1998 in Düsseldorf
Familienstand: Ledig
Nationalität: Deutsch



Berufstätigkeit

12/2021 - heute Wissenschaftlicher Mitarbeiter am Lehrstuhl
für Massivbau der Ruhr-Universität Bochum

Studium

2016 - 2019 Ruhr-Universität Bochum, Bauingenieurwe-
sen
Schwerpunkt: Konstruktiver Ingenieurbau,
Abschluss: Master of Science

2019 - 2021 Ruhr-Universität Bochum, Bauingenieurwe-
sen
Abschluss: Bachelor of Science

Schulbildung

2007 - 2016 Gymnasium Gerresheim, Düsseldorf,
Abschluss: Abitur