
Zur experimentellen Bestimmung der Wärmedehnzahl von Beton im Straßenbau

Berichte der Bundesanstalt für
Straßen- und Verkehrswesen
Straßenbau Heft S 218

Zur experimentellen Bestimmung der Wärmedehnzahl von Beton im Straßenbau

von

Alexandra Spilker

Bundesanstalt für Straßen- und Verkehrswesen, Bergisch Gladbach

Berichte der Bundesanstalt für
Straßen- und Verkehrswesen
Straßenbau Heft S 218

Die Bundesanstalt für Straßen- und Verkehrswesen (BASt) veröffentlicht ihre Arbeits- und Forschungsergebnisse in der Schriftenreihe Berichte der Bundesanstalt für Straßen- und Verkehrswesen. Die Reihe besteht aus folgenden Unterreihen:

A - Allgemeines
B - Brücken- und Ingenieurbau
F - Fahrzeugtechnik
M - Mensch und Sicherheit
S - Straßenbau
V - Verkehrstechnik

Es wird darauf hingewiesen, dass die unter dem Namen der Verfasser veröffentlichten Berichte nicht in jedem Fall die Ansicht des Herausgebers wiedergeben.

Nachdruck und photomechanische Wiedergabe, auch auszugsweise, nur mit Genehmigung der BASt, Stabsstelle Presse und Kommunikation.

Die Hefte der Schriftenreihe Berichte der Bundesanstalt für Straßen- und Verkehrswesen können direkt bei der Carl Ed. Schünemann KG bezogen werden. Seit 2015 stehen sie zusätzlich als kostenfreier Download im elektronischen BASt-Archiv ELBA zur Verfügung: <https://bast.opus.hbz-nrw.de>

Impressum

Bericht zum Forschungsprojekt 3715000
Zur experimentellen Bestimmung der Wärmedehnzahl
von Beton im Kontext der Verwendung als Eingangsparameter
für rechnerische Analysen im Betonstraßenbau

Referat:
Betonbauweisen

Herausgeber:
Bundesanstalt für Straßen- und Verkehrswesen
Brüderstraße 53, D-51427 Bergisch Gladbach
Telefon: (0 22 04) 43 - 0

Redaktion:
Stabsstelle Presse und Kommunikation

Gestaltungskonzept:
MedienMélange:Kommunikation

Druck, Verlag und Produktsicherheit:
Fachverlag NW in der Carl Ed. Schünemann KG
Zweite Schlachtpforte 7, D-28195 Bremen
Telefon: (04 21) 3 69 03 - 0 | E-Mail: kontakt@schuenemann-verlag.de
www.schuenemann-verlag.de

ISSN 0943-9323 | ISBN 978-3-95606-858-4

Bergisch Gladbach, Juli 2025

Zugleich:

Dissertation an der Fakultät für Bau- und Umweltingenieurwissenschaften der Universität Stuttgart
(»Zur experimentellen Bestimmung der Wärmedehnzahl von Beton im Straßenbau«)

Berichter:

Herr Prof. Dr.-Ing. Harald Garrecht

Mitberichter:

Herr Prof. Dr.-Ing. Rolf Breitenbücher

Erschienen unter:

<http://dx.doi.org/10.18419/opus-14381>

Kurzfassung – Abstract

Zur experimentellen Bestimmung der Wärmedehnzahl von Beton im Straßenbau

Rechnerische Analysen im Zuge der Dimensionierung und Substanzbewertung gewinnen im Betonstraßenbau zunehmend an Bedeutung. Eine hinreichende Kenntnis über das im nationalen Betonstraßenbau spezifische thermische Ausdehnungsverhalten des Baustoffs Beton ist für eine adäquate Berücksichtigung bei der Modellbildung essenziell. Den aktuellen Ansätzen liegen ingenieurtechnische Annahmen zugrunde, die auf allgemeinen Richtwerten aus den 1960er Jahren basieren. Eine systematische und gezielte Verknüpfung mit aktuelleren Erkenntnissen sowie auf den nationalen Betonstraßenbau ausgerichtete labortechnische Untersuchungen fehlen. Derzeit existieren national und europäisch jedoch keine standardisierten oder genormten Verfahren zur experimentellen Bestimmung der Wärmedehnzahl von Beton.

Diese Arbeit verfolgt zusammenfassend folgende konkrete Zielstellungen:

- a) Erstellung einer geschlossenen Abhandlung zur Thematik der Wärmedehnzahl von Betonen mit spezifischer Ausrichtung auf den nationalen Straßenbau und die Verwendung des Kennwertes für rechnerische Analysen
- b) Schaffung von Grundlagen für die Aufnahme eines Prüfverfahrens zur Bestimmung der Wärmedehnzahl in die TP B-StB [1]
- c) Überprüfung vorhandener Literaturwerte hinsichtlich der spezifischen Verwendbarkeit im Betonstraßenbau
- d) Bewertung des aktuellen Dimensionierungsansatzes in den RDO Beton [2]

In Kontext der Verwendung von Wärmedehnzahlen für rechnerische Analysen im Betonstraßenbau ergibt sich eine sehr hohe Bedeutung in Bezug auf zwei Komplexe, die für die Dauerhaftigkeit von Fahrbahndecken aus Beton entscheidend sind. Zum einen beeinflusst die Wärmedehnzahl maßgeblich das Längs- und Querdehnungsverhalten der Decke. Zum anderen stellt sie einen maßgebenden Parameter für die rechnerische Dimensionierung [2] dar. Darüber hinaus hängt der maßgebende Anteil der mechanischen Beanspruchung von Fugenfüllsystemen bei Decken in Plattenbauweise insbesondere auch von der Wärmedehnzahl des Betons ab.

Zur Bewertung der Genauigkeit experimentell bestimmter Wärmedehnzahlen wurden in [3] Sensitivitätsanalysen mit den rechnerischen Verfahren zur Dimensionierung und Substanzbewertung durchgeführt. Im Ergebnis sollte bei der Bestimmung von Wärmedehnzahlen zur Nutzung als Eingangsdaten in die Berechnungen eine relativ hohe Genauigkeit von $\pm 0,3 \cdot 10^{-6}/K$ angestrebt werden.

Es wurden zwei Prüfansätze zur experimentellen Bestimmung der Wärmedehnzahl entwickelt, angewendet und kritisch analysiert. Zur Messung der thermisch bedingten Längenänderung werden ein Setzungsdehnungsmesser mit digitaler Messuhr (Prüfansatz 1) sowie induktive Wegaufnehmer (Prüfansatz 2) verwendet. Es zeigt sich, dass insbesondere unter Verwendung von induktiven Wegaufnehmern eine sehr gute Reproduzierbarkeit der Messergebnisse erzielt werden kann.

Um die Richtigkeit der Prüfergebnisse beurteilen zu können, wurden Bezugswerte an Referenzmaterialien anhand von Dilatometermessungen an verschiedenen Instituten

ermittelt. Für den hier betrachteten Temperaturbereich zwischen 0 °C und 40 °C ergeben sich mittlere Wärmedehnzahlen für eine Edelstahl- bzw. Aluminium-Legierung in Höhe von $15,40 \cdot 10^{-6}/K$ bzw. $21,69 \cdot 10^{-6}/K$.

In Vergleichsuntersuchungen wurde eine sehr gute Annäherung der Prüfergebnisse bei Verwendung von Prüfansatz 1 (PA1) sowie von Prüfansatz 2 (PA2) mit einer Aluminium-Legierung als Kalibriermaterial an die Bezugswerte erzielt. Die Abweichungen liegen zwischen $0,07$ bis $0,21 \cdot 10^{-6}/K$. Eine erste allgemeine Einschätzung zur Genauigkeit der Prüfergebnisse zeigt, dass bei Verwendung von PA2 die geforderte Genauigkeit des Prüfergebnisses von $\pm 0,3 \cdot 10^{-6}/K$ bei einem Konfidenzniveau von 95 % auch bei sehr kleinen Stichproben erfüllt wird. Bei PA1 kann bei größeren Stichproben dieser Genauigkeitsanforderung entsprochen werden. Vor dem Hintergrund einer höheren Praktikabilität wird der PA1 für die umfassenden Bestandsuntersuchungen herangezogen.

Den Bestandsuntersuchungen lag eine Stichprobe von 58 Bestandsstrecken aus dem BAB-Netz zugrunde. Die Probekörper wurden auf den maßgebenden lufttrockenen Zustand konditioniert. Es ergaben sich Wärmedehnzahlen der Straßenbetone für die einzelnen untersuchten Schichten zwischen $7,4 - 12,2 \cdot 10^{-6}/K$, wobei – wie zu erwarten – die niedrigen Dehnungswerte bei kalkreichen Gesteinskörnungen und die höheren Werte bei Kiesen mit einem hohen Anteil an Quarzgestein festgestellt wurden. Der aktuell für den Regelfall in der rechnerischen Dimensionierung vorgesehene Richtwert für die Wärmedehnzahl von $11,5 \cdot 10^{-6}/K$ wird in 7,5 % der untersuchten Betone überschritten.

Die verfügbaren Literaturwerte können in Form der angegebenen Mittelwerte nur als Orientierung herangezogen werden. Für die im Straßenbau zum Einsatz kommenden Kiese, welche hinsichtlich der Gesteinsart heterogen zusammengesetzt sind, liegen keine Literaturwerte vor.

Orientierungsmessungen zum Einfluss der Betonfeuchte auf die Wärmedehnzahl zeigen, dass bei wassergesättigten Proben im Vergleich zu lufttrockenen die Wärmedehnzahl durchschnittlich um $2,7 \cdot 10^{-6}/K$ geringer ausfällt. Bei der Bestimmung der Wärmedehnzahl an wassergesättigten Probekörpern sollte das Prüfergebnis nach aktuellem Wissensstand um 25 % erhöht werden.

Aufbauend auf dieser Arbeit sollte zur Überführung eines Prüfverfahrens in die TP B-StB zunächst eine Arbeitsanleitung für einen Prüfansatz oder mehrere Prüfansätze erarbeitet und anschließend ein Ringversuch zur Bestimmung der Präzisionskenndaten durchgeführt werden. Zur Qualitätssicherung wird es als zwingend erforderlich angesehen, durch eine zentrale Stelle Referenzprismen aus Metall mit zugehörigem Bezugswert für die Wärmedehnzahl zur Verfügung zu stellen.

Perspektivisch sollten die Bestandsuntersuchungen systematisch fortgesetzt werden, um zum einen ein verbessertes Verständnis zur zeitlichen Entwicklung der Wärmedehnzahlen von Straßenbetonen in situ zu erlangen und zum anderen die Datenbasis insbesondere von Betonen mit hohem thermischen Dehnungsvermögen zu erhöhen. Darüber hinaus sollten vor dem Hintergrund des hohen Einflusses aus dem Feuchtegehalt des Betons die realen Feuchteverteilungen über die Deckenhöhe sowie innerhalb einer Fahrbahnplatte (Plattenmitte, Plattenrand) eruiert werden, um Rückschlüsse auf die feuchtebedingten Streuungen der Wärmedehnzahl im Bauteil ziehen zu können.

Bei der vorliegenden Veröffentlichung handelt es sich um eine von der „Fakultät für Bau- und Umweltingenieurwissenschaften der Universität Stuttgart“ genehmigte Dissertation zum Erwerb des Doktorgrades. Die mündliche Prüfung fand am 12.04.2024 statt. Gutachter waren Herr Prof. Dr.-Ing. Harald Garrecht und Herr Prof. Dr.-Ing. Rolf Breitenbücher.

Herzlich bedanke ich mich an dieser Stelle bei Herrn Prof. Garrecht für die Betreuung bei der Erstellung dieser Arbeit, bei Herrn Prof. Breitenbücher für die Begutachtung sowie bei den Kolleginnen und Kollegen aus dem Betonlabor der Abteilung Straßenbautechnik der BASt und dabei ganz besonders bei Frau Döring, Frau Ostwald und Herrn Arenz.

On the experimental determination of the coefficient of thermal expansion of concrete in road construction

Computational analyses in the course of dimensioning and substance assessment are becoming increasingly important in the field of concrete pavement construction. Adequate knowledge of the thermal specific thermal expansion behaviour of concrete is essential for sufficient consideration in modeling. The current approaches are based on engineering assumptions that are based on general guide values from the 1960s. There is a lack of systematic and targeted linking with more recent findings and laboratory studies geared towards national concrete pavement construction. However, there are currently no national or European standardized or normed procedures for the experimental determination of the coefficient of thermal expansion (CTE) of concrete.

In summary, this work pursues the following concrete objectives:

- a) Preparation of a closed treatise on the subject of the CTE of concretes with a specific focus on national road construction and the use of the characteristic value for computational analyses
- b) Creation of a basis for the inclusion of a test method for determining the CTE in the TP B-StB [1]
- c) Review of existing literature values with regard to specific usability in concrete road construction
- d) Evaluation of the current dimensioning approach in the RDO Beton [2]

In the context of the use of the CTE for computational analyses in concrete road construction, there is a very high significance with regard to two complexes that are decisive for the durability of concrete pavements. On the one hand, the thermal expansion coefficient significantly influences the longitudinal and transverse expansion behaviour of the pavement. On the other hand, it is a decisive parameter for calculative dimensioning [2]. In addition, the decisive part of the mechanical stress of joint filling systems in Jointed Plain Concrete Pavements in particular on the CTE of the concrete.

To evaluate the accuracy of experimentally determined coefficients of thermal expansion, sensitivity analyses were carried out in [3] using the mathematical methods for dimensioning and substance assessment. As a result, a relatively high accuracy of $\pm 0.3 \cdot 10^{-6}/K$ should be aimed for when determining coefficients of thermal expansion for use as input data in the calculations.

Two test approaches for the experimental determination of the CTE were developed, applied and critically analyzed. A settlement extensometer with a digital dial gauge (test approach 1) and inductive displacement transducers (test approach 2) are used to measure the thermally induced change in length. It is shown that a very good reproducibility of the measurement results can be achieved, especially when using inductive displacement transducers.

In order to be able to assess the accuracy of the test results, reference values were determined for reference materials using dilatometer measurements at various institutes. For the temperature range considered here between 0 °C and 40 °C, the mean thermal expansion coefficients for a stainless steel and aluminum alloy are $15.40 \cdot 10^{-6}/\text{K}$ and $21.69 \cdot 10^{-6}/\text{K}$ respectively.

In comparative tests, a very good approximation of the test results to the reference values was achieved when using test approach 1 (PA1) and test approach 2 (PA2) with an aluminum alloy as calibration material. The deviations are between 0.07 and $0.21 \cdot 10^{-6}/\text{K}$. An initial general assessment of the accuracy of the test results shows that the required accuracy of the test result of $\pm 0.3 \cdot 10^{-6}/\text{K}$ at a confidence level of 95 % is met even with very small samples when using PA2. With PA1, this accuracy requirement can be met with larger samples. Against the background of greater practicability, PA1 is used for the comprehensive investigations in situ.

The in situ investigations were based on a random sample of 58 existing sections from the German motorway network. The test specimens were conditioned to the relevant air-dry state. CTEs were found to be between $7.4 - 12.2 \cdot 10^{-6}/\text{K}$ for the individual layers examined, whereby – as expected – the low expansion values were found for aggregates rich in lime and the higher values for gravel with a high proportion of quartz rock. The current guideline value of the CTE of $11.5 \cdot 10^{-6}/\text{K}$ for the standard case in dimensioning is exceeded in 7.5 % of the concretes tested.

The available literature values can only be used as a guide in the form of the specified mean values. No literature values are available for the gravel used in road construction, which has a heterogeneous composition in terms of rock type.

First measurements on the influence of concrete moisture on the thermal expansion behaviour show that the CTE is on average $2.7 \cdot 10^{-6}/\text{K}$ lower for water-saturated samples compared to air-dry samples. When determining the CTE of water-saturated specimens, the test result should be increased by 25 % according to the current state of knowledge.

Based on this work, instructions for a test approach or several test approaches should first be developed in order to transfer a test procedure to the TP B-StB and then a round robin test should be carried out to determine the precision characteristics. For quality assurance purposes, it is considered imperative that a central body provide metal reference prisms with an associated reference value for the CTE.

Perspectively, the in situ investigations should be systematically continued in order to gain a better understanding of the temporal development of the CTE of road concretes and to increase the database of concretes with high thermal expansion capacity. In addition, against the background of the high influence of the moisture content of the concrete, the real moisture distributions over the slab height and within a road slab (slab center, slab edge) should be determined in order to be able to draw conclusions about the moisture-related scattering of the CTE in the pavement.

This publication is a dissertation approved by the «Faculty of Civil and Environmental Engineering of the University of Stuttgart» for the award of a doctoral degree. The oral examination took place on 12.04.2024. The examiners were Prof. Dr Harald Garrecht and Prof. Dr Rolf Breitenbücher.

I would like to take this opportunity to thank Prof. Garrecht for his supervision during the preparation of this thesis, Prof. Breitenbücher for his review and my colleagues from the concrete laboratory of the Highway Construction Technology Department of BAST, especially Ms Döring, Ms Ostwald and Mr Arenz.

Inhalt

Formelzeichen und Abkürzungen	11
1 Einleitung	14
1.1 Motivation	14
1.2 Zielsetzung	15
1.3 Methodik	16
2 Literaturanalyse	17
2.1 Grundlagen	17
2.2 Analytische Bestimmung	19
2.3 Experimentelle Bestimmung	20
2.3.1 Genormte Prüfverfahren	21
2.3.2 Standardisierte Prüfverfahren	27
2.3.3 Prüfverfahren aus nationalen Forschungsarbeiten	29
2.4 Einflussfaktoren	33
2.4.1 Temperatur	33
2.4.2 Gesteinskörnung	36
2.4.3 Zement	39
2.4.4 Feuchte	40
2.4.5 Alter	44
2.4.6 Versuchsbedingte Faktoren	46
2.5 Relevanz im Betonstraßenbau	51
2.5.1 Bauweisen und prinzipieller Schichtenaufbau	51
2.5.2 Betonrezepturen und Ausgangsstoffe	53
2.5.3 Mechanisches Verhalten bei Temperatureinwirkung	56
2.5.4 Dimensionierung	61
2.5.5 Substanzbewertung	66
2.6 Literaturwerte	67

3	Prüfansätze zur experimentellen Bestimmung der Wärmedehnzahl	70
3.1	Probekörper	70
3.1.1	Rezepturen und Ausgangsstoffe	70
3.1.2	Geometrie	72
3.1.3	Betonfeuchte	74
3.1.4	Feuchteisolierung	79
3.1.5	Referenzprobekörper	81
3.2	Temperaturprofil	85
3.3	Prüfansatz 1: Setzdehnungsmesser	86
3.3.1	Wegmessung	86
3.3.2	Temperierung	87
3.3.3	Versuchsdurchführung	87
3.3.4	Versuchsauswertung	88
3.3.5	Beurteilung der Genauigkeit	89
3.4	Prüfansatz 2: Induktive Wegaufnehmer	91
3.4.1	Wegmessung	91
3.4.2	Temperierung	91
3.4.3	Versuchsdurchführung	91
3.4.4	Wärmedehnzahlen Kalibriermaterialien	92
3.4.5	Versuchsauswertung	93
3.4.6	Beurteilung der Genauigkeit	94
4	Vergleichsuntersuchungen Prüfansätze 1 und 2	96
4.1	Versuchsdurchführung	96
4.2	Versuchsergebnisse	96
4.2.1	Prüfansatz 1	96
4.2.2	Prüfansatz 2	97
4.2.3	Vergleich der Ergebnisse	98
4.3	Schlussfolgerungen	100
5	Bestandsuntersuchungen	102
5.1	Netzanalyse	102
5.1.1	Datengrundlage	102

5.1.2	Deskriptive statistische Auswertung	102
5.1.3	Analyse nach Gesteinsart der gGK	105
5.1.4	Unterschiede zwischen Ober- und Unterbetonen	108
5.2	Orientierungsmessungen Betonfeuchte	109
6	Zusammenfassung	113
6.1	Ausgangssituation	113
6.2	Literaturanalyse	113
6.3	Prüfverfahren	114
6.4	Bestandsuntersuchungen	116
7	Ausblick	118
	Literatur	120
	Bilder	126
	Tabellen	131

Die Anhänge zum Bericht sind im elektronischen BAST-Archiv ELBA unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de> abrufbar.

Formelzeichen und Abkürzungen

Griechische Buchstaben

α_T	[10 ⁻⁶ /K]	lineare Wärmedehnzahl
α_{cT}	[10 ⁻⁶ /K]	lineare Wärmedehnzahl von Beton
α_{gT}	[10 ⁻⁶ /K]	lineare Wärmedehnzahl der Gesteinskörnung
α_{gmT}	[10 ⁻⁶ /K]	mittlere lineare Wärmedehnzahl eines Gesteinskörnungsgemisches
α_{ggT}	[10 ⁻⁶ /K]	lineare Wärmedehnzahl der groben Gesteinskörnung
α_{ggmT}	[10 ⁻⁶ /K]	mittlere lineare Wärmedehnzahl eines Gemisches aus grober Gesteinskörnung
α_{mT}	[10 ⁻⁶ /K]	lineare Wärmedehnzahl von Zementmörtel
α_{zT}	[10 ⁻⁶ /K]	lineare Wärmedehnzahl von Zementstein
$\alpha_{T,f}$	[10 ⁻⁶ /K]	lineare Wärmedehnzahl der Füller und Gritsteine in künstl. hergestelltem Stein
$\alpha_{T,b}$	[10 ⁻⁶ /K]	lineare Wärmedehnzahl der Bindemittel in künstl. hergestelltem Stein
$\alpha_{T,R}$	[10 ⁻⁶ /K]	Lineare Wärmedehnzahl des Referenzmaterials bzw. der Bezugsprobe
Δ	[-]	Differenz bzw. Änderung
δ_T	[K/mm]	Temperaturgradient
γ_T	[10 ⁻⁶ /K]	kubische Wärmedehnzahl
γ_{tot}	[-]	Faktor zur Berücksichtigung des langsamen Verformungsaufbaus bei Temperaturbeanspruchung
ε_{cT}	[10 ⁻⁶ mm/mm]	Wärmedehnung
ε_{cTw}	[10 ⁻⁶ mm/mm]	wahre Wärmedehnung
ε_{cTs}	[10 ⁻⁶ mm/mm]	scheinbare Wärmedehnung
$\varepsilon_{cT,R}$	[10 ⁻⁶ mm/mm]	Thermische Dehnung des Referenzmaterials bzw. der Bezugsprobe
μ	[-]	Reibungsbeiwert

Lateinische Buchstaben

B_p	[mm]	Breite der Platte gemäß RDO Beton [2]
c	[-]	Korrekturfaktor bei der analytischen Bestimmung der Wärmedehnzahl gemäß [4] oder Konstante
d	[-]	Korrekturfaktor bei der analytischen Bestimmung der Wärmedehnzahl gemäß [5]
E	[N/mm ²]	Elastizitätsmodul (E-Modul)
E_{ctm}	[N/mm ²]	Mittlerer Zug-E-Modul des Betons
f	[mm]	Abhebung in Plattenmitte bei Aufwölbung
f_{max}	[mm]	Maximale Abhebung des freien Plattenrandes beim Aufschüsseln einer Platte
G	[10 ⁻⁶ /K]	Grenze des Konfidenzintervalls
h	[mm]	Dicke der Betondecke bzw. Plattendicke
h_d	[mm]	Solldicke der Betondecke
l	[mm]	Länge, z. B. der Fahrbahnplatte, des Probekörpers oder Messlänge
l_0	[mm]	Länge bei jeweiliger Ausgangstemperatur, i. d. R. 20 °C
l_{krit}	[mm]	kritische Plattenlänge
L_p	[mm]	Länge der Platte gemäß RDO Beton [2]
M_E	[Nmm/mm]	einwirkendes Moment pro mm Plattenstreifen
M_{ET}	[Nmm/mm]	einwirkendes Moment infolge Temperatur pro mm Plattenstreifen
M_{EV}	[Nmm/mm]	einwirkendes Moment infolge Verkehrsbeanspruchung pro mm Plattenstreifen
M_R	[Nmm/mm]	aufnehmbares Moment pro mm Plattenstreifen
m_{T1}	[-]	Anpassungsfaktor für die Temperaturbeanspruchung aus Überlagerung in einem Zeitfenster
m_{T2}	[-]	Anpassungsfaktor für die Temperaturbeanspruchung aus Plattengeometrie
m_{T3}	[-]	Anpassungsfaktor Temperaturgebiet
n	[-]	Anzahl, Stichprobe
T	°C	Temperatur
V	[mm ³]	Volumen des Probekörpers
V_0	[mm ³]	Volumen bei jeweiliger Ausgangstemperatur, i. d. R. 20 °C
V_{gg}	[-]	Volumenanteil der groben Gesteinskörnung bezogen auf das Betonvolumen
V_m	[-]	Volumenanteil des Mörtels bezogen auf das Betonvolumen
z	[kg/m ³]	Zementgehalt

Abkürzungen

AKR	Alkali-Kieselsäure-Reaktion
ARS	Allgemeines Rundschreiben Straßenbau des BMDV
BAB	Bundesautobahn
BAM	Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung
BAS _t	Bundesanstalt für Straßenwesen
BMDV	Bundesministerium für Digitales und Verkehr
BK	Bohrkern
D	Größtkorndurchmesser
fGK	feine Gesteinskörnung
ges	gesamt
gGK	grobe Gesteinskörnung
max	Maximum
min	Minimum
OB	Oberbeton
PA1	Prüfansatz 1
PA2	Prüfansatz 2
Q	Anteil an Quarzgestein in [%]
r. F.	relative Feuchte in [%]
s	Standardabweichung, hier i. d. R. in [10 ⁻⁶ /K]
StB	Straßenbau
TL	Technische Lieferbedingungen
TP	Technische Prüfvorschriften
UB	Unterbeton
VarK	Variationskoeffizient in [%]
WB	Waschbeton
\bar{x}	Mittelwert

1 Einleitung

Eine tiefgehende Kenntnis von Materialeigenschaften bildet die Grundlage für eine zielgerichtete und letztendlich nachhaltige Baustoffauswahl. Sowohl in der Planung, der Bauausführung und der Substanzbewertung, als auch in den Bereichen Forschung- und Entwicklung sowie der Schadensanalyse spielt die Materialcharakterisierung eine bedeutende Rolle.

Diese Arbeit widmet sich der Bestimmung der Wärmedehnzahl von Beton. Der Fokus liegt auf der Untersuchung von Fahrbahndecken im Bestand für den Bereich hochbeanspruchter Verkehrsflächen (Bundesfernstraßen).

In der Fachliteratur wird die Wärmedehnzahl auch als thermischer Ausdehnungskoeffizient, Wärmeausdehnungskoeffizient, Längenausdehnungskoeffizient oder Temperaturdehnrzahl bezeichnet. Anknüpfend an den im technischen Regelwerk des Betonstraßenbaus sowie üblicherweise im allgemeinen Betonbau verwendeten Terminus wird zur Vereinheitlichung in dieser Arbeit die Bezeichnung „Wärmedehnrzahl“ verwendet. Übrige Begriffsbestimmungen zur thermischen Analyse erfolgen gemäß DIN 51005 [6] und DIN 51045-1 [7]. Darüber hinaus werden weitere Begriffe sowie Formelzeichen an die heute gebräuchliche Nomenklatur angeglichen und einheitlich festgelegt.

1.1 Motivation

Betonfahrbahndecken sind vor allem durch Witterungseinflüsse aber auch durch die exotherme Hydratation der Zemente sich verändernden Temperaturbeanspruchungen ausgesetzt, die zu thermischen Dehnungen des Betons führen. Die Wärmedehnrzahl von Beton α_{cT} stellt einen maßgebenden Materialkennwert zur Analyse thermisch induzierter Spannungs- und Verformungszustände von Fahrbahndecken dar. So beeinflusst sie maßgeblich die Längs-, Biege- und Eigenspannungen der Decke sowie das Ausmaß von Plattenverformungen und Fugenbewegungen bei den in Deutschland konventionell hergestellten Decken in Plattenbauweise. Auf Materialebene entstehen aufgrund des unterschiedlichen Dehnungsbestrebens der Zementsteinmatrix und der Gesteinskörnungen Gefügespannungen im Beton.

Eine hinreichende Kenntnis über das im nationalen Betonstraßenbau spezifische thermische Ausdehnungsverhalten des Baustoffs Beton ist für eine adäquate Berücksichtigung bei rechnerischen Analysen im Zuge der Dimensionierung und Substanzbewertung essenziell. Den aktuellen Ansätzen liegen ingenieurtechnische Annahmen zugrunde, die auf allgemeinen Richtwerten aus den 1960er Jahren basieren [4]. Eine systematische und gezielte Verknüpfung mit aktuelleren Erkenntnissen sowie auf den nationalen Betonstraßenbau ausgerichtete Untersuchungen fehlen.

Grundsätzlich ist zu hinterfragen, ob bei temperatursensitiven Bauteilen, wie beispielsweise Fahrbahndecken aus Beton, aber auch weißen Wannen oder großen Brücken- und Wasserbauwerken, eine genauere Beschreibung des thermischen Dehnungsverhaltens notwendig ist – vor allem beim Einsatz quarzreicher Gesteinskörnungen, die ein hohes Dehnungsbestreben aufweisen. In diesem Kontext gilt es abzuklären, ob die vorhandenen Richtwerte für die aktuell im Straßenbau zur Anwendung kommenden Betone stets Gültigkeit besitzen und ob die entsprechenden Ansätze in der rechnerischen Dimensionierung das Temperaturverhalten von Fahrbahnplatten angemessen abbilden. Es ist darüber hinaus anzumerken, dass für Betone mit Kiesen als grobe Gesteinskörnung, aufgrund der Hete-

rogenität in der petrografischen Zusammensetzung, keine Literaturwerte zur Verfügung stehen.

Im Zusammenhang mit der Fortschreibung der Richtlinien für die rechnerische Dimensionierung von Betondecken im Oberbau von Verkehrsflächen (RDO Beton) [2], kommt u. a. der Verbesserung der Qualität von Eingangsdaten eine hohe Bedeutung im Hinblick auf die Erzielung aussagekräftiger Ergebnisse zu. Hierzu gehören beispielsweise auf der sicheren Seite liegende Parameterschätzungen der in situ vorhandenen Materialeigenschaften.

Aufbauend auf dem Verfahren der RDO Beton wurde ein rechnerisches Verfahren zur Bewertung der strukturellen Substanz von Betonfahrbahndecken im Bestand entwickelt, welches sich derzeit in der Überführung in das technische Regelwerk befindet. Hier ist u. a. die experimentelle Ermittlung der Wärmedehnzahl im Bestand vorgesehen.

Neben der Verwendung als Eingangsdaten in rechnerische Analysen besteht für besondere Fragestellungen im Bereich Forschung und Entwicklung oder im Kontext mit Schadensanalysen die Notwendigkeit, eine Bewertung des thermischen Formänderungsverhaltens von Betonen vorzunehmen. Hierfür und insbesondere für eine fundierte empirische Abklärung der zuvor genannten Fragestellungen sind labortechnische Materialuntersuchungen unabdingbar. Derzeit existieren national und europäisch jedoch keine standardisierten oder genormten Verfahren zur Bestimmung der Wärmedehnzahl von Beton.

1.2 Zielsetzung

Das Ziel dieser Arbeit ist die Definition und kritische Analyse von Prüfansätzen zur experimentellen Bestimmung der Wärmedehnzahl von Beton. Hierbei sollen straßenbautechnische Aspekte im Vordergrund stehen, die u. a. die nationalen spezifischen Randbedingungen für die Ausführung von Fahrbahndecken für Bundesautobahnen (BAB) berücksichtigen. Ein wesentlicher Aspekt ist die Ausrichtung der Prüfungen auf Probekörper aus Bestandsdecken, um eine einheitliche Untersuchung und Bewertung in den verschiedenen Lebenszyklusphasen sowie im zeitlichen Verlauf der Nutzungsphase zu ermöglichen. Im Fokus liegt folglich die Analyse der thermischen Dehnung für den Gebrauchszustand nach ausreichender Erhärtung des Betons und nicht für den Zustand unmittelbar nach Herstellung während der Erhärtungsphase. Im Ergebnis soll eine Grundlage für die Aufnahme eines praxistauglichen Prüfverfahrens in die Technischen Prüfvorschriften für Verkehrsflächenbefestigungen – Betonbauweisen (TP B-StB) [1] geschaffen werden.

Die Bewertung von Prüfverfahren, z. B. hinsichtlich der Genauigkeit, steht in einem direkten Zusammenhang mit dem Verwendungszweck der ermittelten Ergebnisse. Vor diesem Hintergrund wird der Schwerpunkt der Arbeit auf den konkreten Anwendungsfall der Kennwertermittlung für rechnerische Analysen gelegt, welche im Betonstraßenbau zunehmend an Bedeutung gewinnen.

Aufbauend auf dem am Otto-Graf-Institut entstandenen Werk von DETTLING [4] soll diese Abhandlung die seit den 1960er Jahren gewonnenen Erkenntnisse zur Thematik der Wärmedehnzahl systematisch und mit besonderem Blick auf den Betonstraßenbau zusammenführen.

Diese Arbeit verfolgt zusammenfassend folgende konkrete Zielstellungen:

- a) Erstellung einer geschlossenen Abhandlung zur Thematik der Wärmedehnzahl von Betonen mit spezifischer Ausrichtung auf den nationalen Straßenbau und die Verwendung des Kennwertes für rechnerische Analysen

- b) Schaffung von Grundlagen für die Aufnahme eines Prüfverfahrens zur Bestimmung der Wärmedehnzahl in die TP B-StB [1]
- c) Überprüfung vorhandener Literaturwerte hinsichtlich der spezifischen Verwendbarkeit im Betonstraßenbau
- d) Bewertung des aktuellen Dimensionierungsansatzes in den RDO Beton [2]

1.3 Methodik

Der Aufbau der Arbeit spiegelt die systematische Vorgehensweise zur Erreichung der zuvor dargelegten Forschungsziele wider. In einem ersten Schritt wird in Kapitel 2 das vorhandene nationale und internationale spezifische Wissen aus Normung, Regelwerk, Praxis und Forschung zusammengeführt und entsprechend der vorliegenden Fragestellungen analysiert.

Darauf aufbauend werden in Kapitel 3 relevante Randbedingungen und Spezifika des nationalen Betonstraßenbaus eruiert, die bei der Herstellung repräsentativer Probekörper zu beachten sind. Dies betrifft beispielsweise zu betrachtende Rezepturen und Ausgangsstoffe, die Geometrie und Abmessung vor dem Hintergrund der Prüfung von Bestandsbetonen sowie die anzustrebende Betonfeuchte. Ein weiterer wesentlicher Aspekt ist die labortechnische Charakterisierung der Wärmedehnzahlen von Referenzprobekörpern aus Metall, um einen fundierten Bezugswert für die Beurteilung der Richtigkeit der ermittelten Prüfergebnisse zu erhalten. Auf dieser Grundlage sowie unter Beachtung der Erkenntnisse aus Kapitel 2 werden zwei verschiedene Prüfansätze definiert und eine Einschätzung der Genauigkeit vorgenommen.

In Kapitel 4 werden die Wärmedehnzahlen ausgewählter Bestandsbetone aus dem BAB-Netz sowie der Referenzmaterialien mit den zuvor beschriebenen Prüfansätzen vergleichend ermittelt. Die Ergebnisse werden hinsichtlich zufälliger und systematischer Fehler diskutiert. Im Ergebnis werden die Prüfansätze in Bezug auf die erzielbare Genauigkeit und die Praktikabilität bewertet.

In Kapitel 5 wird mit einem Vorzugsverfahren eine umfassende Stichprobe von 93 Bestandsbetonen aus dem BAB-Netz untersucht. Die ermittelten Wärmedehnzahlen im Zusammenhang mit bautechnischen Randinformationen bilden eine empirische Grundlage, um einerseits die Verwendbarkeit von Literaturwerten für die hier vorliegende Fragestellung zu überprüfen. Andererseits wird auf dieser Basis der aktuelle Ansatz zur Berücksichtigung der Wärmedehnzahl in den RDO Beton 09 [2] bewertet.

Kapitel 6 widmet sich abschließend der Zusammenfassung der gewonnenen Erkenntnisse, der Verwertbarkeit der Ergebnisse in der Praxis sowie einem Ausblick auf den weiteren Forschungsbedarf.

2 Literaturanalyse

Aufgrund der Tatsache, dass es sich bei der Wärmedehnzahl von Beton um einen maßgebenden Materialkennwert handelt, liegen zu dieser Thematik zahlreiche sowohl nationale, aber vor allem auch internationale Untersuchungen vor. Das bedeutendste nationale Werk von DETTLING [4] gibt den damaligen internationalen Wissensstand sehr tiefgehend wieder und beschreibt eigene ergänzende Untersuchungen. Im Ergebnis wurden allgemeine Richtwerte festgelegt, die noch heute zur Anwendung kommen (z. B. in [8]), und ein für die damalige Praxis hinreichend genauer Zusammenhang zwischen der Wärmedehnung von Beton und dessen Hauptbestandteilen abgeleitet [4]. Als weitere relevante nationale Veröffentlichung zur experimentellen Bestimmung der Wärmedehnzahl ist die Arbeit von ZIEGELDORF et al. Zu nennen [5], die sich mit Untersuchungen an Reaktorbetonen befasst.

Im Folgenden werden auf Basis einer Literaturstudie die für diese Arbeit relevanten Inhalte dargelegt. Es erfolgt eine Zusammenführung und Analyse nationaler und internationaler Erkenntnisse mit dem Fokus auf Arbeiten, die nach [4] und [5] erschienen sind.

2.1 Grundlagen

Die Wärmedehnzahl α_T ist ein physikalischer Materialkennwert zur Beschreibung des Ausdehnungsverhaltens bei Temperatureinwirkung und gibt die auftretende Längen- bzw. Volumenänderung eines Stoffes bei einer Temperaturänderung von 1 K an.

Ein verbreitetes Modell zur Erklärung der thermischen Ausdehnung beruht auf dem asymmetrischen Energiepotential zwischen zwei Atomen in einem Festkörper, dessen Verlauf qualitativ in Abbildung 2.1 dargestellt ist. Erhalten die Atome durch steigende Temperatur mehr thermische Energie, schwingen diese entlang der sie verbindenden Linie. Die Asymmetrie führt dazu, dass sich der mittlere Abstand zwischen den Atomen vergrößert und sich das Material ausdehnt [9].

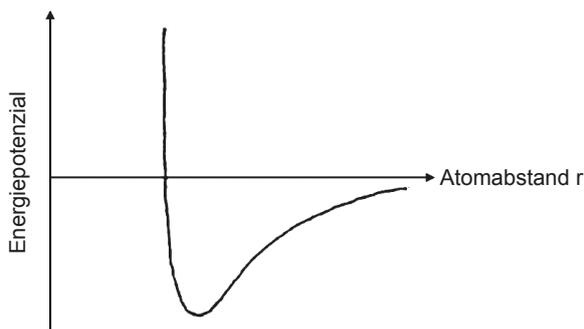


Abbildung 2.1: Asymmetrisches Energiepotenzial zwischen zwei Atomen in einem Festkörper nach [9]

Grundsätzlich wird zwischen der linearen Wärmedehnzahl α_T (Längenausdehnungszahl) und der kubischen Wärmedehnzahl γ_T (Raumausdehnungszahl) unterschieden, wobei für Feststoffe i. d. R. die lineare Wärmedehnzahl angegeben wird.

Nachfolgende Formeln geben die entsprechenden differentiellen Dehnraten an [4]:

$$\alpha_T = \frac{dl}{dT} \cdot \frac{1}{l_0} \quad (2.1)$$

$$\gamma_T = \frac{dV}{dT} \cdot \frac{1}{V_0} \quad (2.2)$$

mit α_T : Lineare Wärmedehnzahl, hier: differentiell [1/K]

γ_T : Kubische Wärmedehnzahl, hier: differentiell [1/K]

T : Messtemperatur

l_0 : Probenlänge bei Bezugstemperatur T_0 bzw. Ausgangslänge

V_0 : Probenvolumen bei Bezugstemperatur T_0 bzw. Ausgangsvolumen

Die Beziehungen zwischen linearer und kubischer Wärmedehnzahl lassen sich mit hinreichender Genauigkeit wie folgt beschreiben [4]:

$$\text{Homogene, isotrope Stoffe} \quad \gamma_T = 3 \cdot \alpha_T \quad (2.3)$$

$$\text{Homogene, anisotrope Stoffe} \quad \gamma_T = \alpha_{Tx} \cdot \alpha_{Ty} \cdot \alpha_{Tz} \quad (2.4)$$

mit $\alpha_{Tx}, \alpha_{Ty}, \alpha_{Tz}$: Wärmedehnraten für drei beliebige, aufeinander senkrechte Richtungen

Nach DETTLING [4] ergibt sich die Wärmedehnung von Beton aus der Summe der wahren und der scheinbaren Wärmedehnung.

$$\epsilon_{cT} = \epsilon_{cTw} + \epsilon_{cTs} \quad (2.5)$$

mit ϵ_{cT} : Wärmedehnung

ϵ_{cTw} : wahre Wärmedehnung

ϵ_{cTs} : scheinbare Wärmedehnung

Die unterschiedlichen Wärmedehnraten α_T der Betonbestandteile Gesteinskörnung und Zementstein führen zu einer unterschiedlichen thermischen Ausdehnung der einzelnen Gemengeteile infolge kinetischer Molekularbewegung. Aufgrund des Verbundes zwischen Gesteinskörnern und Zementstein kommt es zu inneren Gefügespannungen (Eigenspannungen), die zu Druckspannungen in den Elementen mit dem größeren Dehnungsbestreben (i. d. R. Zementstein) und zu Zugspannungen in den Elementen mit dem geringeren Dehnungsbestreben (i. d. R. Gesteine) führen. Ein maßgeblicher Anteil dieser Dehnungsdifferenzen wird jedoch über Kriechverformungen abgebaut. Überschreiten die Gefügespannungen die maximal aufnehmbaren Spannungen kann es theoretisch zu einer durch Rissbildung hervorgerufenen Volumenvergrößerung kommen. Praktisch wird sich dies aufgrund des ausgeprägten Fließvermögens des Zementsteins kaum einstellen. Die Überlagerung der thermischen Dehnung mit den mechanischen Dehnungen aus Gefügespannungen wird als wahre Wärmedehnung bezeichnet [4].

In Stoffen, die aufgrund ihres inneren Gefüges und ihrer stofflichen Zusammensetzung Wasser physikalisch anlagern können, wirken adsorptive und kapillare Kräfte. Diese hängen von der Porenstruktur und dem Feuchtigkeitsgehalt ab und ändern sich mit der

Temperatur. Die hierdurch hervorgerufene Raumänderung quellfähiger Bestandteile des Zementgels und die Dehnung bzw. Stauchung des Stoffgerüsts führt zu einer der wahren Wärmedehnung gleichgerichteten Dehnung des Betons, der sogenannten scheinbaren Wärmedehnung. Diese tritt nur in teilgesättigten Porensystemen auf, ohne, dass sich der Gesamtwassergehalt des Betons ändert. Bei wassergesättigten oder extrem getrockneten Porensystemen entspricht die eintretende thermische Dehnung der wahren Wärmedehnung [4]. Weitere Ausführungen hierzu sind in Kapitel 2.4.4 enthalten.

2.2 Analytische Bestimmung

Die Wärmedehnzahl von Beton lässt sich im Idealfall der freien Beweglichkeit von Zementstein und Gesteinskörnung aus der Dehnungssumme der einzelnen Bestandteile entsprechend ihres Volumenanteils bestimmen [4]. In [5] wird hierfür folgender Ansatz angegeben:

$$\alpha_{cT} = \alpha_{T,1} \cdot V_1 + \alpha_{T,2} \cdot V_2 + \dots + \alpha_{T,n} \cdot V_n \quad (2.6)$$

mit $\alpha_{T,i}$: Wärmedehnzahlen der Betonkomponenten $i = 1$ bis n

V_i : Volumenanteile der Betonkomponenten $i = 1$ bis n

Aufgrund der Tatsache, dass eine größere thermische Dehnung als mit der Volumenanteilsrechnung in Gleichung (2.6) ermittelt physikalisch nicht möglich ist, grenzt der hiermit berechnete Wert den potenziellen Bereich für die tatsächliche Wärmedehnung nach oben hin ab.

In der Praxis besteht jedoch ein fester Verbund zwischen Zementstein und Gesteinskörnung und die tatsächliche Wärmedehnung von Beton fällt vor dem in Kapitel 2.1 und Kapitel 2.4.2 näher beschriebenen Hintergrund meist geringer aus als in Gleichung (2.6) angegeben. Die Wärmedehnzahl lässt sich nach DETTLING mit folgendem Ansatz abschätzen [4]:

$$\text{Betrone mit einer Gesteinsart} \quad \alpha_{cT} = (\alpha_{zT} - \alpha_{gT}) \cdot c + \alpha_{gT} \quad (2.7)$$

$$\text{Betrone mit mehreren Gesteinsarten} \quad \alpha_{cT} = (\alpha_{zT} - \alpha_{gmT}) \cdot c + \alpha_{gmT} \quad (2.8)$$

mit α_{zT} : Wärmedehnzahl des Zementsteins

α_{gT} : Wärmedehnzahl der Gesteinskörnung

α_{gmT} : Mittlere Wärmedehnzahl des Gesteinskörnungsgemisches

c : Korrekturfaktor gemäß Anhang A 4)

Werden die Wärmedehnzahlen der Betonkomponenten nicht experimentell bestimmt können die in Anhang A enthaltenen Formeln und Richtwerte verwendet werden, die jedoch eine relativ große Spannweite aufweisen.

Gemäß DETTLING [4] wurden zum damaligen Zeitpunkt der Zementstein und die gesamte Gesteinskörnung als stoffliche Hauptkomponenten des Betons aufgefasst. Werden der Mörtel (Zementstein + Sand) und die grobe Gesteinskörnung als Hautkomponenten betrachtet, sind die nachfolgenden Terme in den Gleichungen (2.7) und (2.8) entsprechend zu ersetzen [4]:

- α_{zT} : Ersatz durch die Wärmedehnzahl des Mörtels α_{mT}
- c : Korrekturfaktor gemäß Anhang A 4) bezogen auf den Volumenanteil x der groben Gesteinskörnung
- α_{gT} : Ersatz durch die Wärmedehnzahl der groben Gesteinskörnung α_{ggT}
- α_{gmT} : Ersatz durch die Wärmedehnzahl des Gemisches an groben Gesteinskörnungen α_{ggmT}

Aufbauend auf der Arbeit von DETTLING [4] und weiterer analytischer Modellansätze aus der Literatur sowie auf Basis eigener Versuchsergebnisse wurde in [5] folgender Ansatz entwickelt, der für den in der Praxis relevanten Fall gilt, dass die Wärmedehnung des Mörtels größer als jene der groben Gesteinskörnung ist. Da die grobe Gesteinskörnung bekanntermaßen den wesentlichen Einfluss auf die Wärmedehnung des Betons besitzt, soll durch die Zugrundelegung des Systems „Mörtel – grobe Gesteinskörnung“ die thermisch induzierte Betonverformung realitätsnäher abbildet werden.

$$A_{cT} = \alpha_{mT} \cdot (V_m - d) + \alpha_{ggT} \cdot (V_{gg} + d) \quad (2.9)$$

- mit α_{mT} : Wärmedehnzahl des Mörtels α_{mT}
- V_m : Volumenanteil des Mörtels
- d : Korrekturfaktor
 $d = 0,23$ im Temperaturbereich 30 – 90 °C
 $d = 0,45$ im Temperaturbereich 90 – 150 °C
- α_{ggT} : Wärmedehnzahl der groben Gesteinskörnung
- V_{gg} : Volumenanteil der groben Gesteinskörnung

Ein Vergleich in [5] zwischen den mit diversen Verfahren analytisch berechneten sowie experimentell bestimmten Wärmedehnzahlen lieferte die beste Übereinstimmung bei Anwendung der Gleichung (2.9). Es ist zu beachten, dass der Korrekturfaktor d an den eigenen Untersuchungen [5] kalibriert wurde und grundsätzlich zunächst für die spezifischen Randbedingungen der hier durchgeführten Versuchsreihe an Reaktorbetonen gilt.

2.3 Experimentelle Bestimmung

Sind nicht alle Eingangsdaten für die theoretische Bestimmung der Wärmedehnzahl bekannt oder ist eine hohe Genauigkeit des Kennwerts gefordert, ist eine Ermittlung auf experimentellem Wege vorzunehmen [4]. Es ist anzumerken, dass in [4] nicht angegeben wird, von welchem Genauigkeitsniveau hierbei ausgegangen wird.

Darüber hinaus ist eine experimentelle Bestimmung bei Betonen notwendig, welche nicht durch theoretische Modelle abgebildet werden, z. B. Betone mit heterogen zusammengesetzten Kiesen, welche im Betonstraßenbau üblich sind, oder Recyclingbetone.

Im Hinblick auf die große Streubreite, die sich in der Literatur aus Untersuchungen verschiedener Autoren an gleichen Werkstoffen ergibt, wird in [5] empfohlen, bei unbekanntem Werkstoffen im Einzelfall eine prüftechnische Bestimmung der Wärmedehnzahl vorzunehmen, wenn es gilt, größere Fehler zu vermeiden. Hintergrund hierfür ist, dass die große Anzahl an vorhandenen Einflussfaktoren nur schwer berücksichtigt werden kann.

Grundsätzlich werden national und international verschiedene Prüfverfahren zur Bestimmung der temperaturabhängigen Längenänderung von Werkstoffen und im speziellen von mineralischen Baustoffen verwendet, die sich in einer Vielzahl an Parametern unterscheiden. Meist werden Messungen diskontinuierlich auf mechanischem (z. B. Messuhr) oder kontinuierlich auf elektrischem Wege (z. B. induktive Wegaufnehmer) vorgenommen. In der Regel findet eine taktile Messung statt.

Die Temperierung der Probekörper erfolgt im Allgemeinen über Luft oder eine Flüssigkeit. Weiterhin unterscheiden sich existierende Prüfverfahren bezüglich des Temperaturbereichs, der Dauer der Temperierung der Proben, der Anzahl aufgebrachtener Temperaturzyklen sowie der gewählten Aufheiz- und Abkühlraten. Darüber hinaus variieren die Probekörper hinsichtlich geometrischer Form und Abmessung, Alter, Feuchtegehalt und dem Vorhandensein einer Feuchteisolierung. Diese ist generell nötig, um eine Überlagerung der thermischen Dehnungen mit hygri-schen Dehnungen auszuschließen. Alternativ sind vorher wassergesättigte Probekörper in einem Flüssigkeitsmedium zu prüfen oder die Proben sind vor Prüfbeginn von allem verdampfbarem Wasser zu befreien [4].

Während der Prüfung werden die Probekörperlänge bzw. eine definierte Messlänge und die Probekörpertemperatur messtechnisch simultan erfasst. Störvariablen sind möglichst konstant zu halten bzw. zu eliminieren. Im Ergebnis wird die lineare Wärmedehnzahl als Durchschnittswert für einen definierten Temperaturbereich berechnet, in welchem diese linear sein sollte.

Prinzipiell ist festzuhalten, dass derzeit in Deutschland kein standardisiertes oder genormtes Verfahren zur Bestimmung der Wärmedehnzahl von Beton existiert. Vereinzelt werden in Forschung und Praxis verschiedene Verfahren angewendet, die sich i. d. R. an bestehende Normen zur Bestimmung der Wärmedehnzahl anderer Konstruktionswerkstoffe anlehnen.

Im Folgenden werden ausgewählte, für diese Arbeit relevante Prüfverfahren zur Bestimmung der linearen Wärmedehnzahl beschrieben.

Ansätze zur Bestimmung der kubischen Wärmedehnung von groben Gesteinskörnungen, welche in [4] und [5] u. a. enthalten sind, werden in dieser Arbeit nicht weiterverfolgt. Die Wärmedehnzahl des Betons ist zwar vor allem von der Wärmedehnung der groben Gesteinskörnung abhängig. Wird diese experimentell bestimmt müsste anschließend auf die in der Literatur vorhandenen Werte für Zementstein zurückgegriffen werden, welche jedoch auch eine große Variationsbreite aufweisen. Eine experimentelle Bestimmung der kubischen Wärmedehnzahl an Gesteinskörnungen wird daher nicht als zielführend für die vorhandenen Fragestellungen erachtet – auch vor dem Hintergrund, dass bei Untersuchungen im Bestand keine Rückstellproben der verwendeten groben Gesteinskörnungen für diese Zwecke zur Verfügung stehen.

2.3.1 Genormte Prüfverfahren

DIN EN 1770:1998-04

Die DIN EN 1770:1998-04 „Produkte und Systeme für den Schutz und die Instandsetzung von Betontragwerken – Prüfverfahren – Bestimmung des Wärmeausdehnungskoeffizienten“ [10] legt in erster Linie ein kontinuierliches Verfahren zur Bestimmung der Wärmedehnzahl von gehärteten Konstruktionsklebstoffen und Oberflächenschutzsystemen fest. Mittels thermomechanischer Analyse können hierbei zylindrische Proben mit Längen zwischen 25 mm bis 50 mm untersucht werden.

Mit dem Alternativverfahren kann die thermische Dehnung von Mörteln für die Instandsetzung aus Reaktionsharzen mit Füllstoffen bis 4 mm bestimmt werden. Mindestens 3 Prismen mit den Maßen 40 mm x 40 mm x 160 mm werden im Alter von 7 Tagen und entsprechend langer Lagerung bei $(21 \pm 2)^\circ\text{C}$ und $(60 \pm 10)\%$ relativer Luftfeuchte mit dem in Abbildung 2.2 dargestellten Temperaturprofil in einer Klimakammer thermisch beansprucht. Die Konditionierung der Proben auf die jeweiligen Zieltemperaturen 23°C , 0°C , -20°C , 40°C und 60°C erfolgt so lange, bis die Abweichung zwischen Kammertemperatur und Kerntemperatur der Proben für 1 h maximal $0,5^\circ\text{C}$ beträgt. Der Mittelwert der beiden Temperaturablesungen ist aufzuzeichnen. Für die Zieltemperaturen ist eine Abweichung von $\pm 2\text{ K}$ zulässig. Während der gesamten Prüfdauer ist eine relative Luftfeuchte von 50 % in der Klimakammer aufrechtzuerhalten. Alternativ können die Probekörper wasserdampfgeschützt eingewickelt werden.

Zur Bestimmung der Längenänderung wird jede Probe nach Erreichen der jeweiligen Zieltemperatur unmittelbar vor der Messung der Klimakammer entnommen, innerhalb von maximal 1 min gemessen und anschließend direkt wieder in der Klimakammer positioniert. Die Wegmessung erfolgt mittels Messuhr mit 0,001-mm-Skala, welche in einem Messgerät mit feststehender Messachse fixiert ist. In [10] sind verschiedene Aufbauten von Messgeräten dargestellt. Exemplarisch ist in Abbildung 2.2 der Aufbau von Messgerät B zu sehen, welcher ähnlich zu heute gebräuchlichen Messuhrständen für Untersuchungen zum Schwindverhalten oder zum Alkalikieselsäure-Potenzial von Beton ist. Für die Adaption an das Messgerät werden im Zuge der Probekörperherstellung Messzapfen in der Längsachse auf die Stirnflächen geklebt.

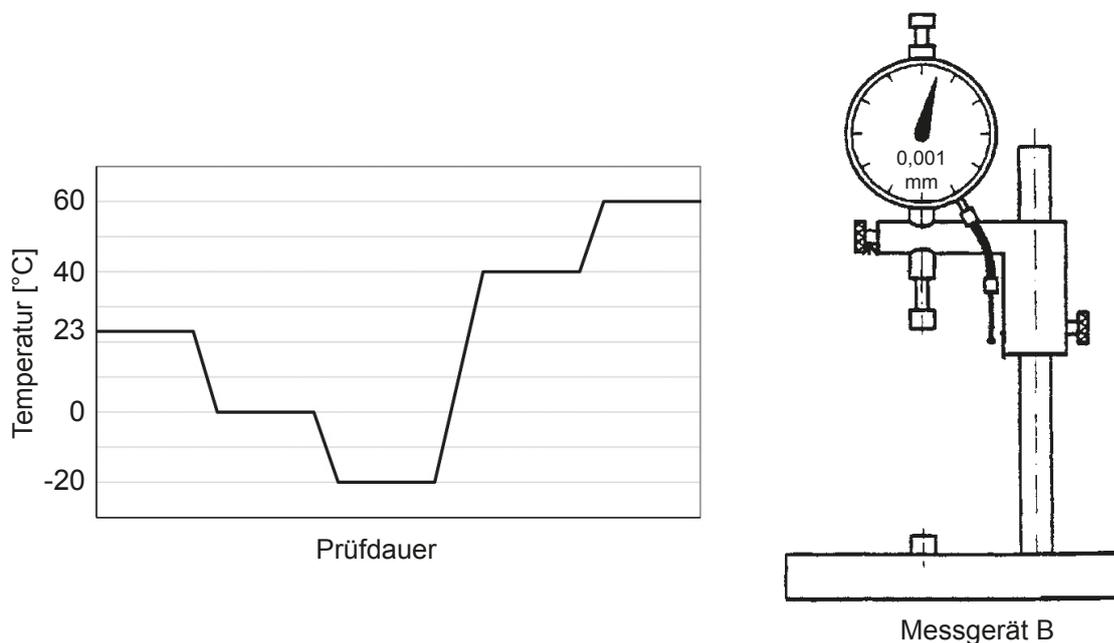


Abbildung 2.2: Temperaturprofil bei der Prüfung gemäß DIN EN 1770:1998, Alternativverfahren (links) und exemplarisches Messgerät (rechts) nach [10]

Vor und nach der Messung der Probekörper sind Kalibrierüberprüfungen durch die Messung von Referenzprüfkörpern vorzunehmen. Als Referenzprüfkörper werden Stäbe aus Stahl (Länge 176 mm; Durchmesser ca. 10 mm) mit einer niedrigen Wärmedehnzahl genutzt, welche mit einem Wärmedämmstoff, z. B. Holz, ummantelt sind. Abweichungen zwischen den Kalibrierüberprüfungen sind bei der Auswertung der Messung zu berücksichtigen.

Im Ergebnis wird die Wärmedehnzahl für den Temperaturbereich -20/40 °C anhand der gemessenen Temperatur- und Längenänderungen wie folgt bestimmt.

$$A_{T-20/40} = \frac{\Delta l}{l_0 \cdot \Delta T} \quad (2.10)$$

mit Δl : Längenänderung des Probekörpers [μm]

l_0 : Probekörperlänge bei Raumtemperatur [m]

ΔT : Temperaturdifferenz, über welche die Längenänderung des Probekörpers gemessen wird [K]

Zusätzlich kann die thermische Ausdehnung der Messzapfen durch eine Korrektur berücksichtigt werden.

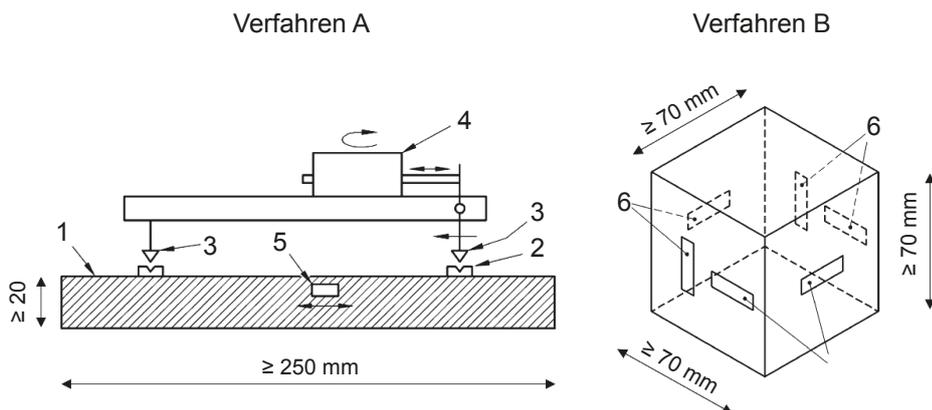
Im Prüfbericht sind die Längenänderungen mit einer Genauigkeit von 0,01 mm für jede Temperaturstufe sowie die Wärmedehnzahl im Bereich von -20 °C bis +40 °C auf $0,5 \cdot 10^{-6}/\text{K}$ gerundet anzugeben. Die Wiederholbarkeit für das Alternativverfahren beträgt ± 5 °C bei Prüftemperaturen größer 23 °C. Bei Prüftemperaturen kleiner 23 °C ergibt sich eine höhere Wiederholbarkeit als ± 5 °C. Die Wiederholbarkeit fällt im Vergleich zu jener bei Anwendung der thermomechanischen Analyse (± 1 °C) deutlich schlechter aus. Ursächlich sind die Temperaturänderungen, die bei Entnahme der Proben aus der Klimakammer entstehen [10].

DIN EN 14581:2005-03

In DIN EN 14581:2005-03 „Prüfverfahren für Naturstein – Bestimmung des linearen thermischen Ausdehnungskoeffizienten“ [11] werden zwei Verfahren zur Bestimmung der Wärmedehnzahl von Naturstein festgelegt. Bei dem Verfahren A werden die thermisch induzierten Längenänderungen auf mechanischem Wege und bei dem Verfahren B mittels angeklebter elektrischer Dehnungsmessstreifen bestimmt.

Da die Wärmedehnzahl vieler Gesteinsarten richtungsabhängig ist, sind bei der Probekörperherstellung Schichtungen und Anisotropien zu beachten und die Bestimmung der Längenänderung ggf. in mehreren Richtungen vorzunehmen. Die Probekörper sind bei einer Temperatur von (70 ± 5) °C bis zur Massekonstanz zu trocknen, welche als erreicht gilt, wenn die Abweichung zwischen zwei Messungen innerhalb von (24 ± 2) h nicht mehr als 0,1 % beträgt. Da sich unter realen Bedingungen bei vielen Gesteinsarten thermische und hygrische Dehnungen überlagern, kann die Prüfung von nicht getrockneten Proben hilfreich sein.

Die Maße der Probekörper sind auf die Messabweichung des Messgerätes sowie die maximale Korngröße des Gesteins abzustimmen. Bei Verfahren A sind mind. 2 rechteckige Prismen je Isotropierichtung mit Abmessungen von mindestens 50 mm x 20 mm x 250 mm ($b \times h \times l$) herzustellen, wobei die Länge mindestens der 10-fachen Größe des größten Gesteinskorns entsprechen muss. Die Niete zur Adaption des mechanischen Messgerätes werden auf einer Längsseite im Abstand von mind. 200 mm angeklebt. Eine exemplarische Darstellung eines Probekörpers ist in Abbildung 2.3 enthalten. Für Verfahren B sind Würfel oder rechteckige Prismen mit einer Breite, Höhe und Länge von mind. 70 mm herzustellen. Es werden drei Dehnungsmessstreifenpaare in drei senkrecht zueinanderstehenden Richtungen entsprechend Abbildung 2.3 angeklebt.



Legende:

- 1 Probekörper; 2 Nieten; 3 Messspitzen des Geräts, von denen eine beweglich ist;
- 4 mechanisches Messgerät; 5 Temperaturmessgerät; 6 Dehnungsmessstreifenpaare

Abbildung 2.3: Exemplarische Prüfanordnung gemäß DIN EN 14581, Verfahren A (links) und exemplarischer Probekörper, Verfahren B (rechts) nach [11]

Die thermische Beanspruchung der Probekörper wird in einer Wärmekammer mit Luftumwälzung im Temperaturbereich $(20 \pm 1) \text{ °C}$ bis $(80 \pm 1) \text{ °C}$ vorgenommen. Neben den Gesteinsproben wird auch eine kalibrierte Bezugsprobe mit bekannter Wärmedehnzahl, z. B. aus Invarstahl, geprüft.

Bei Verfahren A werden mindestens zwei Temperaturzyklen, bestehend aus jeweils einem Heiz- und einem Kühlsegment, gemäß Abbildung 2.4 durchgeführt. Sobald sich die Probentemperatur für mindestens 30 min stabilisiert hat (Abweichung max. $\pm 0,5 \text{ °C}$) erfolgt die Bestimmung der Messlänge schnellstmöglich außerhalb der Wärmekammer mittels mechanischem Messgerät. Dieses darf eine Messabweichung von höchstens $1/100.000$ der Messlänge aufweisen.

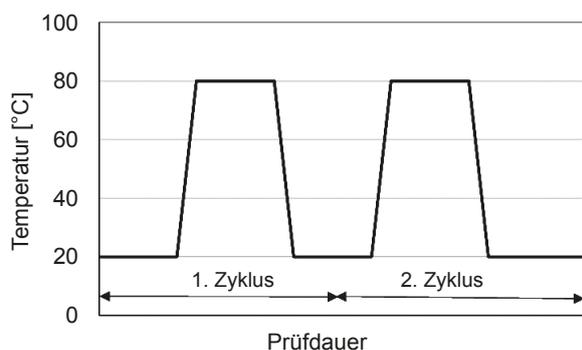


Abbildung 2.4: Temperaturprofil bei der Prüfung gemäß DIN EN 14581:2005, Verfahren A

Im Ergebnis wird für jedes Heiz- und Kühlsegment die lineare Wärmedehnzahl wie folgt berechnet:

$$\alpha_{T\ 20/80} = \frac{\varepsilon_T - \varepsilon_{T,R}}{\Delta T} + \alpha_{T,R} \quad (2.11)$$

mit ε_T : Wärmedehnung des Probekörpers [10^{-6} mm/mm]

$\varepsilon_{T,R}$: Wärmedehnung der Bezugsprobe [10^{-6} mm/mm]

ΔT : Temperaturdifferenz, über welche die Längenänderungen der Probekörper gemessen wird [K]

$\alpha_{T,R}$: Bekannte lineare Wärmedehnzahl der Bezugsprobe [K⁻¹]

Abschließend ist der Mittelwert aus den mindestens vier Wärmedehnzahlen der Heiz- und Kühlsegmente zu bilden. Es ist anzumerken, dass hier wie üblich angenommen wird, dass die Wärmedehnzahl im betrachteten Temperaturbereich 20 °C bis 80 °C linear ist. Soll die Linearität des Materialkennwertes bewertet werden sind in (20 ± 1) °C-Stufen Zwischenmessungen durchzuführen und die Ergebnisse grafisch darzustellen.

Bei Verfahren B werden die Probekörper für mindestens 2 h auf die Zieltemperaturen (20 ± 1) °C und (80 ± 1) °C temperiert und die lineare thermische Dehnung für jede Richtung separat aufgezeichnet. Parallel erfolgt die Prüfung der Bezugsprobe, die mindestens die doppelte Länge der Dehnungsmessstreifen und einen Querschnitt von mindestens 50 mm x 50 mm aufweist. Die Auswertung der Prüfung erfolgt in Anlehnung an Verfahren A separat für die drei Messrichtungen.

Für die Verfahren A und B liegen keine Werte zur Wiederhol- und Vergleichpräzision vor.

DIN EN 14617-11:2005-6

Das in DIN EN 14617-11 „Künstlich hergestellter Stein – Prüfverfahren – Teil 11: Bestimmung des linearen thermischen Ausdehnungskoeffizienten“ [12] beschriebene Prüfverfahren deckt den Anwendungsbereich von künstlich hergestellten Steinen für Fußböden im Innen- und Außenbereich sowie Wandverkleidungen ab. Als Bindemittel werden hier Harze oder Gemische aus Zement und Harz verwendet.

Bei Gritsteingrößen ≤ 6 mm muss die Probekörperlänge ≥ 10 mm sein. Beträgt die Gritsteingröße zwischen 2 mm und 6 mm sind drei Probekörper prüfen. Eine hinreichende Ebenheit der Auflageflächen ist sicherzustellen.

Vor Prüfbeginn wird die Ausgangslänge der Probekörper mit einem manuellen Längenmessgerät auf 0,05 mm genau bestimmt. Während der Prüfung erfolgt die Wegmessung mittels Dilatometer, welches aus einem Rahmen zur Aufnahme des Ausdehnungssensors, der Probenhalterung und des verfahrbaren Trägers für die Wärmekammerverschiebung besteht. Die Temperatur wird in direktem Kontakt mit der Probe messtechnisch erfasst.

Der zu untersuchende Temperaturbereich kann zwischen 20 °C bis 130 °C liegen. Die Erwärmung wird mit einer Heizrate von 3 K/min durchgeführt, die Abkühlgeschwindigkeit ist abhängig von den Prüfbedingungen und wird daher nicht geregelt. Die für Kunststein verwendeten Polymere weisen bei der Glasübergangstemperatur im Bereich von 55 °C bis 75 °C ein nichtlineares thermisches Ausdehnungsverhalten auf. Daher wird die Wärmedehnzahl unterhalb und/oder oberhalb dieses Bereichs bestimmt und ggf. gemittelt. Üblicherweise wird der Temperaturbereich 30 °C bis 60 °C angewendet.

Die Wärmedehnzahl wird separat für das Heiz- und das Kühlsegment, wie z. B. in Gleichung (2.10) angegeben, ermittelt. Es werden so viele Temperaturzyklen gefahren bis die Ausgangs- und Endlänge des Probekörpers übereinstimmen. Sollte auch nach mehreren Temperaturzyklen eine irreversible Dehnung vorhanden sein, z. B. wegen nachträglicher Vernetzungseffekte des Harzes, werden beide Werte im Prüfbericht angegeben.

Für dieses Prüfverfahren liegen keine Werte zur Wiederhol- und Vergleichpräzision vor.

Bei einer Gritsteingröße > 6 mm kann gemäß [12] aufgrund der geringen Probengröße die Vergleichpräzision des Probekörpers bezogen auf das gesamte Los des künstlich hergestellten Steins nicht sichergestellt werden. Die lineare Wärmedehnzahl wird dann mit guter Annäherung gemäß nachfolgender Formel theoretisch bestimmt. Hierbei handelt es sich um eine Volumenanteilsrechnung, welche grundsätzlich in Kapitel 2.2 beschrieben ist.

$$A_T = \alpha_{T,f} \cdot V_f + \alpha_{T,p} \cdot V_p \quad (2.12)$$

mit $\alpha_{T,f}$ und $\alpha_{T,p}$: Wärmedehnzahl der Füller und Gritsteine (f) in dem Kunststeinmaterial und des Bindemittels (p) gemäß Literatur oder technischen Datenblättern

V_f und V_p : Die mittleren Volumenanteile der Gesteinskörnungen und Füller und der Bindemittel

DIN 51045-1:2005-08

Die Normenserie der DIN 51045 gilt für die „Bestimmung der thermischen Längenänderung fester Körper“. Teil 1: Grundlagen [7] enthält eine allgemeine und werkstoffunabhängige Beschreibung des Prüfverfahrens, welche durch die weiteren Normenteile für verschiedene keramische Werkstoffe konkretisiert wird, z. B. hinsichtlich der Probekörperherstellung.

Die Längenmessung des Probekörpers bei der Bezugstemperatur T_0 (Regelfall 20 °C) wird in Abhängigkeit der Genauigkeitsanforderung mittels Messschieber, Bügelmessschrauben oder elektromechanischem Messständer durchgeführt.

Zur Bestimmung der thermischen Längenänderung werden Dilatometer verwendet. Die Längenänderung kann durch Anvisieren der Kopfflächen des Probekörpers bzw. geeigneter Messmarken mit einem Kathetometer, einem Komparator oder einem Interferometer ermittelt werden. In der Regel kommen jedoch Schubstangendilatometer zur Anwendung. Hier wird die Bewegung der in einer Haltevorrichtung positionierten Probe über eine bewegliche Schubstange mechanisch auf ein Anzeigegerät (z. B. Messuhr) oder einen elektrischen bzw. optischen Wegaufnehmer übertragen. Die Anpresskraft der Messeinrichtung muss zum einen hinreichend groß sein, um eine zuverlässige Ankopplung zu gewährleisten, zum anderen so gering, dass dabei keine zusätzliche messbare Längenänderung hervorgerufen wird.

Die Temperaturmessung erfolgt mit Thermoelementen, deren zulässige Genauigkeit in den entsprechenden Normen angeführt sind. Für die meist benutzten Thermoelemente gilt die DIN EN 60584-1 [13]. Die Genauigkeitsanforderung für das Ablesen der Probekörpertemperatur richtet sich nach der gewünschten Messunsicherheit.

Zur Temperierung werden Rohröfen verwendet, die im probekörpernahen Bereich des Schubstangensystems eine temperaturkonstante Zone aufweisen.

Anhand von Messungen an einer Referenzprobe, mit bekanntem Ausdehnungsverhalten ohne irreversible Anteile, wird eine Korrekturfunktion des Messgerätes ermittelt, welche die Dehnung der Haltevorrichtung und der Schubstange beschreibt. Die Referenzprobe muss hinsichtlich Geometrie und thermischen Eigenschaften ähnlich der zu untersuchenden Probe sein. Im Zuge der Versuchsauswertung wird die gemessene Längenänderung entsprechend korrigiert und die lineare Wärmedehnzahl bestimmt.

Weitere Prüfnormen, die als Wegmesseinrichtung Schubstangendilatometer nutzen, sind beispielsweise die DIN EN ISO 17562 für Hochleistungskeramik [14] und die ASTM E 228 für feste Materialien [15].

2.3.2 Standardisierte Prüfverfahren

AASHTO T 336-15 (2019)

In den USA wird die AASHTO T 336-15 [16] in allen Staaten bis auf Texas seit 2009 als Standardverfahren für die Ermittlung der Wärmedehnzahl an Betonzylindern und Bohrkernen aus Fahrbahndecken angewendet (z. B. [17]; [18]). Hierbei werden zwei Probekörper mit einem Durchmesser von 100 mm und einer Länge von 177.8 ± 2.54 mm in einem Temperaturbereich zwischen 10 °C und 50 °C geprüft. Die Probekörper werden in einem wasser-gesättigten Zustand geprüft. Eine freie Wassersättigung in Kalkwasser bei 23 ± 2 °C erfolgt so lange, bis die Massezunahme der Probekörper innerhalb von 24 h weniger als 0,5 M.-% beträgt. Für die Wägungen wird die Betonoberfläche mittels Tüchern getrocknet. Gemäß [19] beträgt die Dauer der Wasserlagerung bis zur Erreichung dieses Kriteriums zwei bis drei Tage. In [20] werden die Probekörper mindestens 5 Tage in Wasser gelagert.

Die Temperierung wird über ein Wasserbad vorgenommen. Die Wegmessung erfolgt mittels induktiven Wegaufnehmern, die zusammen mit dem Probekörper in einem Messrahmen positioniert werden. Da sich bei der Wegmessung die thermische Dehnung des Probekörpers mit der Dehnung des Messrahmens überlagert wird zunächst eine Korrekturmessung an einer Kalibrierprobe mit bekannter Wärmedehnzahl durchgeführt und ein Korrekturfaktor bestimmt. Die Kalibrierproben müssen der Länge der Betonproben entsprechen. Als geeignete Materialien werden beispielsweise Edelstahl, Titan und Nickel angegeben. Darüber hinaus soll mind. Einmal im Monat eine Überprüfung der Prüfeinrichtung mittels Verifizierungsprobe, deren Wärmedehnzahl bekannt ist und deren Material von der Kalibrierprobe abweicht, vorgenommen werden. Ergibt sich hierbei eine Abweichung von größer $0,3 \cdot 10^{-6} /K$ zum Wert des technischen Datenblatts, ist die Prüfeinrichtung zu überprüfen und anschließend ein neuer Korrekturfaktor zu bestimmen.

Vor Prüfbeginn wird die Länge des Betonprobekörpers außerhalb des Wasserbeckens auf 0,1 mm genau bestimmt. Der Probekörper wird dann in einen Messrahmen positioniert, der eine freie Längenänderung ermöglicht und der anschließend in einem temperierbaren, mit Leitungswasser gefüllten Becken platziert wird. Die Längenänderung wird während der Prüfung mittels induktivem Wegaufnehmer (LVDT) bestimmt, sobald der Probekörper einen thermischen Gleichgewichtszustand bei den Zieltemperaturen 10 °C bzw. 50 °C erreicht hat. Hierfür dürfen die vier Ablesungen des LVDT im Abstand von 10 Minuten über die Dauer einer halben Stunde eine maximale Abweichung von 0,00025 mm aufweisen. Die Messwerte sind mit einer Genauigkeit von 0,000125 mm aufzuzeichnen. Die zugehörigen Temperaturmesswerte mit einer Genauigkeit von 0,1 °C. In nachfolgender Abbildung sind das Temperaturprofil sowie ein schematischer Versuchsaufbau dargestellt.

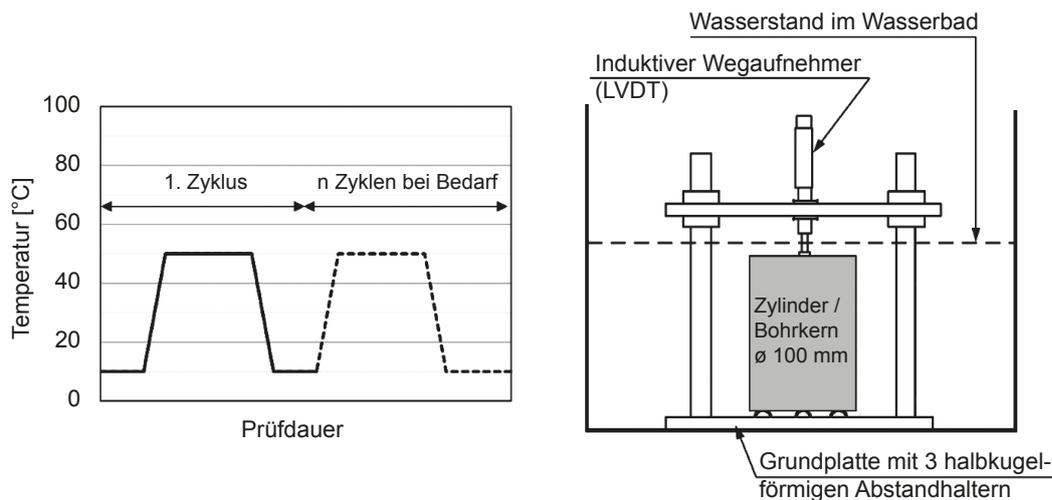


Abbildung 2.5: Temperaturprofil (links) und Vorderansicht einer Prüfanordnung mit nicht tauchbarem LVDT (rechts) zur Bestimmung der linearen Wärmedehnzahl von Beton gemäß [16]

Die Berechnung der Wärmedehnzahl unter Berücksichtigung des Korrekturfaktors ist der AASHTO T 336-15 [16] zu entnehmen. Die Abweichung zwischen den Wärmedehnzahlen eines Heiz- und Kühlsegments darf maximal $0,3 \cdot 10^{-6}/K$ betragen. Bei größerer Abweichung ist der Temperaturzyklus, bestehend aus einem Heiz- und einem Kühlsegment, so lange zu wiederholen, bis diese innerhalb der vorgegebenen Toleranz liegt. In der Prüfanweisung wird angemerkt, dass anfängliche größere Abweichungen beispielsweise auf eine geringfügige Fehlausrichtung, den Sättigungsgrad oder eine ungleichmäßige Oberflächenbeschaffenheit der Probe zurückgeführt werden können. Das Prüfergebn für eine Probe ist der Mittelwert der Wärmedehnzahlen des letzten Temperaturzyklus.

Die Prüfung kann sowohl bei 10 °C als auch bei 50 °C beginnen, ohne dass das Prüfergebn beeinflusst wird. Es wurde jedoch festgestellt, dass bei einer Starttemperatur von 50 °C weniger Heiz- und Kühlsegmente bis zum Abschluss der Prüfung notwendig sind.

Für eine Betonrezeptur werden zwei Probekörper geprüft und die beiden berechneten Wärmedehnzahlen gemittelt, sofern deren Abweichung maximal $0,5 \cdot 10^{-6}/K$ beträgt. Ist dies nicht gegeben, ist zunächst die Verifizierungsprüfung und anschließend die Prüfung der Betonprobekörper erneut durchzuführen. Beträgt die Differenz der Wärmedehnzahlen der Betonprobekörper dann maximal $1,0 \cdot 10^{-6}/K$, werden die Ergebnisse der Wiederholungsmessung zur Bestimmung der Wärmedehnzahl der Rezeptur gemittelt. Fällt die Abweichung größer aus, sind die Ergebnisse zu verwerfen.

Die Präzisionskenndaten wurden in einem Ringversuch mit 20 Laboratorien ermittelt. Hierbei wurden drei Betone mit einer großen Spannweite im thermischen Dehnungsverhalten untersucht. Zwei Betonsorten wurden im Labor hergestellt und eine in situ gewonnen. Je Probekörper wurden drei Wiederholungsmessungen durchgeführt. Im Ergebnis wurde eine Präzision unter Wiederholbedingungen von $0,12 \cdot 10^{-6}/K$ und eine Präzision unter Vergleichbedingungen von $0,28 \cdot 10^{-6}/K$ ermittelt.

Der zu erwartende maximale Abstand der ermittelten Wärmedehnzahlen wird in [16] unter Wiederholbedingungen mit $0,28 \cdot 10^{-6}/K$ und unter Vergleichbedingungen mit $0,78 \cdot 10^{-6}/K$ angegeben.

Insgesamt ist anzumerken, dass die Masse der Probekörper nach Prüfende nicht ermittelt wird, so dass eine Überlagerung von thermischen und hygrischen Dehnungen nur anhand der vorhandenen Abweichungen von Heiz- und Kühlsegment beurteilt werden kann.

Darüber hinaus wird die thermische Dehnung in der Längsachse des Bohrkerns und somit über die Deckendicke bestimmt. Für die in Deutschland häufig angewendete zweischichtige Bauweise bedeutet dies, dass keine differenzierte Ansprache von Ober- und Unterbeton möglich ist.

Neben der in der Prüfvorschrift angegebenen maximalen Abweichung der Wärmedehnzahlen zwischen Heiz- und Kühlsegment von $0,3 \cdot 10^{-6}/K$ wird gemäß [20] üblicherweise zusätzlich ein Bestimmtheitsmaß von $R^2 \geq 0,998$ gefordert. Ist dieses kleiner, ist die Messung zu wiederholen.

Aktuellere Untersuchungen zeigen, dass die Wiederholbarkeit verbessert werden kann, wenn für die Auswertung der Prüfung nur die Längenänderungen im Temperaturbereich zwischen 15 °C und 45 °C herangezogen werden [21].

2.3.3 Prüfverfahren aus nationalen Forschungsarbeiten

H. Dettling – 1962

Für das von DETTLING [4] angewendete Verfahren zur Bestimmung der linearen Wärmedehnzahl von Beton wurden prismatische Probekörper mit den Abmessungen 100 mm x 100 mm x 500 mm (b x h x l) aus Laborbeton hergestellt. Es wurden sowohl wassergesättigte als auch lufttrockene (längere Lagerung bei 65 % relativer Luftfeuchte gelagerte) Probekörper mit einem Betonalter von 6 Monaten untersucht. Die Feuchteconditionierung wurde nach Herstellung und anschließender 7-tägiger Feuchtlagerung vorgenommen. Vor der Prüfung wurden die Probekörper zur Vermeidung einer Feuchtigkeitsaufnahme oder -abgabe in wasserdampfsperrende Kunststofffolien aus Opanol gehüllt. Vor dem Hintergrund, dass nicht in allen Fällen eine hinreichende Luftdichtigkeit sichergestellt werden konnte, wurde ein möglicher Feuchtigkeitsverlust während der Prüfung durch Wiegen vor und nach der Prüfung festgestellt.

Die Messeinrichtung besitzt zwei Messrahmen aus Invar (36 % Nickel, 64 % Eisen, $\alpha_T = 1,3 \cdot 10^{-6}/K$) zur Aufnahme eines Probekörpers sowie eines Vergleichsstabes aus Quarzglas und ist in Abbildung 2.6 schematisch dargestellt. Am unteren Querhaupt der Messrahmen ist ein induktiver Wegaufnehmer platziert, dessen Taststift an der Probenunterseite mit einem Messingbolzen verschraubt ist. Die Messrahmen sind über das obere Querhaupt pendelnd durch einen Messstift auf den Proben gelagert.

Die Messgenauigkeit der induktiven Wegaufnehmer wird mit $\pm 0,5 \mu\text{m}$ angegeben.

Zur Temperierung wird die Messeinrichtung in einem Klimaschrank mit ständiger Luftumwälzung positioniert. Die Temperaturmessung an den Proben erfolgt über Thermoelemente an der Oberfläche des Quarzglasstabes bzw. im Kern des Betonprobekörpers. Darüber hinaus wird die Lufttemperatur im Klimaschrank erfasst. Um das Feuchtigkeitsgefälle zwischen Proben und umgebender Luft gering zu halten, wurde die relative Luftfeuchte im Klimaschrank entsprechend angepasst. Bei wassergesättigten Proben betrug diese 100 %, bei lufttrockenen 65 % und bei getrockneten 30 %.

Während der Prüfung werden die Proben von 20 °C auf 40 °C erhitzt und anschließend auf 20 °C abgekühlt. Die Messwertaufnahme erfolgte jeweils, nachdem die Probe einen thermischen Gleichgewichtszustand erreicht hatte und auf der Wegaufnehmeranzeige ein Temperatenausgleich zu erkennen war. Dieser war nach ca. 5 Stunden erreicht. Weitere Längenänderungen infolge innerer Feuchtigkeitsbewegungen und thermisch bedingter Gefügespannungen waren kurz danach abgeschlossen. Die Zieltemperaturen wurden jedoch i. d. R. 12 Stunden, vereinzelt bis zu 48 Stunden gehalten. Dieser Temperaturzyklus,

bestehend aus einem Heiz- und einem Kühlsegment, wurde mehrmals wiederholt, bis die Übereinstimmung zwischen den einzelnen Messungen hinreichend war bzw. das Dehnungsverhalten der Probe eindeutig beschrieben werden konnte.

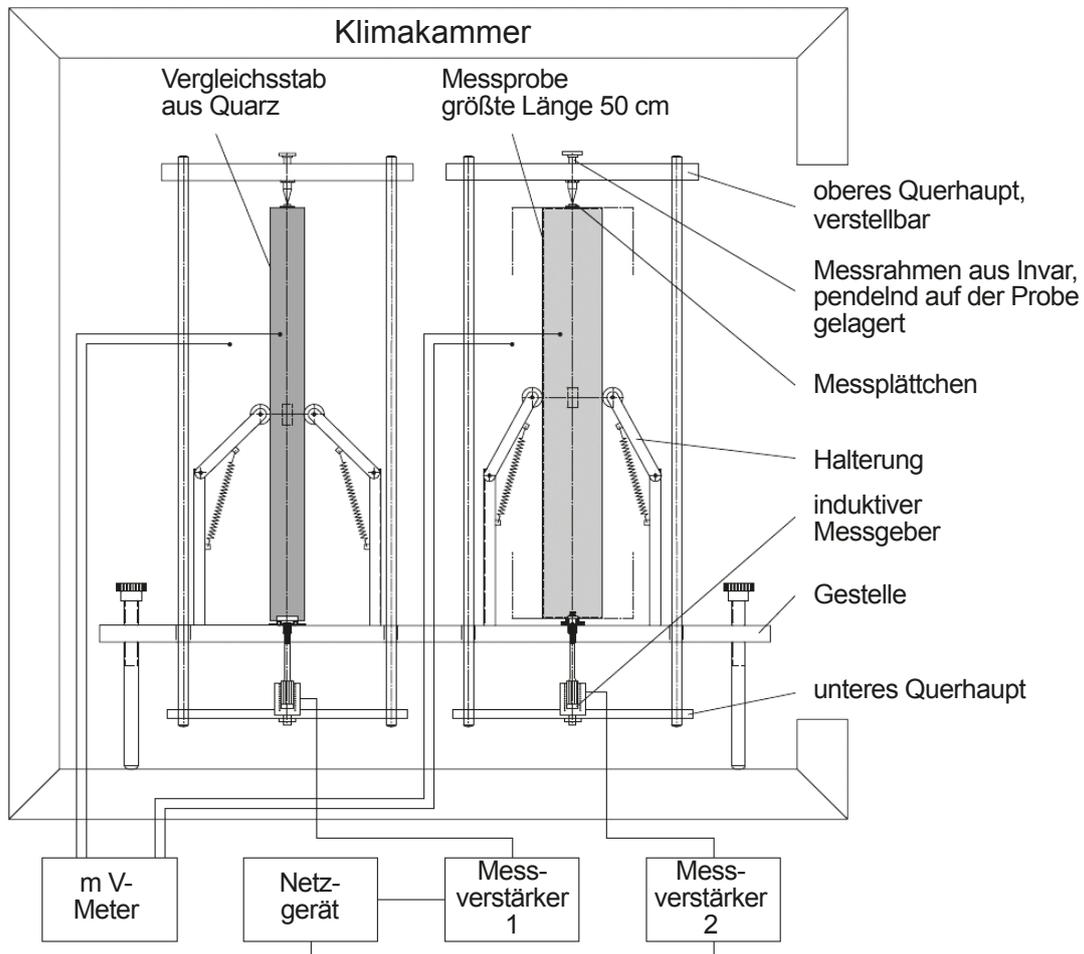


Abbildung 2.6: Prüfanordnung zur Bestimmung der linearen Wärmedehnzahl von Beton nach [4]

Für die Berechnung der Wärmedehnzahl wurden i. d. R. die Mittelwerte der Messwerte aus den Heiz- und Kühlsegmenten der 1. und 2. Messung herangezogen. Es hat sich gezeigt, dass diese nur geringfügige Abweichungen von $\pm 0,2 \cdot 10^{-6}/K$ aufweisen.

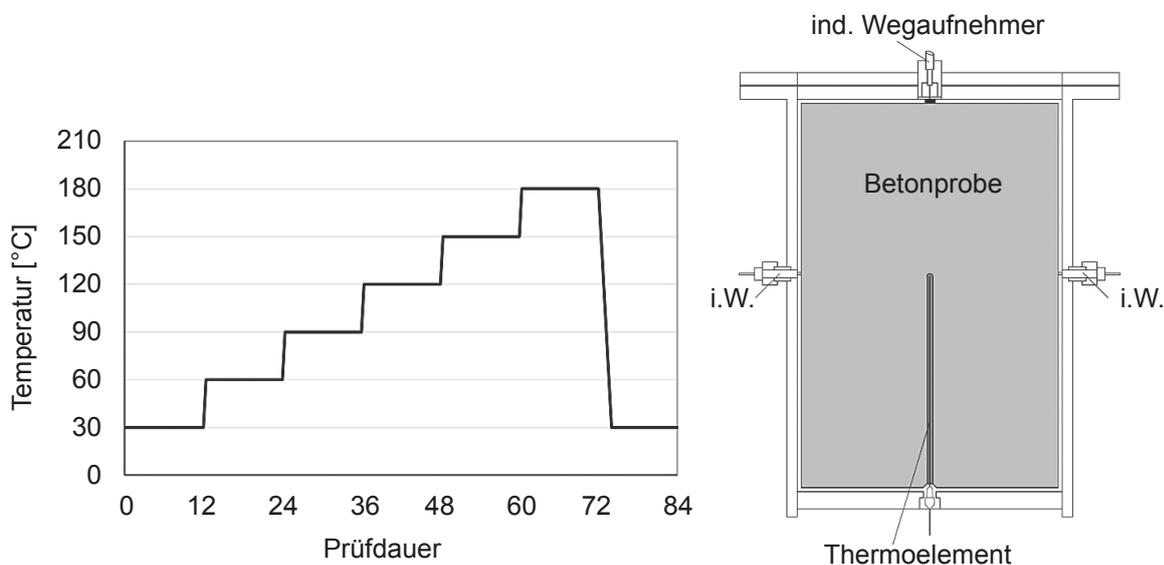
Bei Betrachtung der Messgenauigkeiten der induktiven Wegaufnehmer und der Thermoelemente lässt sich mit diesem Verfahren rein messtechnisch die Wärmedehnzahl auf mind. $\pm 2\%$ genau bestimmen [4]. Die Prüfung eines 50 cm langen Kupferstabes ergab in einem Eichversuch eine Wärmedehnzahl beim Erwärmen als auch beim Abkühlen von $\alpha_T = 16,7 \cdot 10^{-6}/K$, welcher gemäß [4] einschlägigen Tabellenwerten entspricht.

S. Ziegeldorf, K. Kleiser, H. K. Hilsdorf – 1979

Die in ZIEGELDORF et al. [5] verwendeten Verfahren sind ausgerichtet auf die Bestimmung der linearen Wärmedehnzahl von Beton für Spannbeton-Reaktordruckbehälter. Für die Betonuntersuchungen wurden hier im Labor hergestellte Zylinder mit einem Durchmesser von 150 mm und einer Höhe von 300 mm verwendet. Die Feuchteconditionierung der Proben erfolgte durch Wasserlagerung für 90 Tage nach dem Ausschalen (bezeichnet als feuchte Proben) und bei einem Teil der Proben durch anschließende Ofentrocknung bei 180 °C für 1 Tag (bezeichnet als trockene Proben).

Als Messeinrichtung wurde ein Stahlbehälter entsprechend Abbildung 2.7 genutzt, in dem ein Betonzylinder auf einem Zapfen positioniert wird. Die Wegmessung wurde mittels induktiven Wegaufnehmern vorgenommen, welche die Dehnungsdifferenz zwischen Betonprobe und Stahlbehälter bestimmen. In Eichversuchen an Glasprobekörpern (Zerodur mit $\alpha_T = 0,05 \cdot 10^{-6}/K$) mit analogen Abmessungen zu den Betonproben wurde die Ausdehnung des Stahlbehälters bestimmt, um diese im Zuge der Versuchsauswertung entsprechend berücksichtigen zu können.

Die Messeinrichtung wurde in einem Temperaturschrank zwischen 30 °C und 180 °C temperiert. Hierbei erfolgte eine Erwärmung in 30 K-Schritten mit einer Aufheizgeschwindigkeit von ca. 80 K/h sowie eine anschließende Abkühlung auf die Starttemperatur entsprechend des in Abbildung 2.7 dargestellten Temperaturprofils. Vor der Messwertaufnahme wurden die jeweiligen Temperaturen für ca. 12 Stunden konstant gehalten.



**Abbildung 2.7: Temperaturprofil (links) und Messeinrichtung (rechts) zur Bestimmung der linearen Wärme-
dehnzahl von Beton nach [5]**

Der Stahlbehälter zur Prüfung der feuchten Probekörper wurde luft- und wasserdicht versiegelt, wohingegen der Stahlbehälter zur Prüfung der trockenen Probekörper eine Öffnung besaß. Eine eventuelle Gewichtsänderung der Probekörper während der Prüfung wurde nicht betrachtet.

Im Ergebnis wurden Dehnungskurven für 1 Zyklus bestimmt. Für die trockenen Probekörper werden die Messwerte als Mittelwert aus 2 Messungen und für die feuchten Probekörper werden Mittelwerte aus 3 Messungen angegeben. Hintergrund hierfür ist die vom Verfasser zitierte größere Fehlerempfindlichkeit bei feuchten Betonen im Vergleich zu trockenen Betonen. Es ist davon auszugehen, dass hier jeweils 2 bzw. 3 unterschiedliche Probekörper geprüft wurden und keine Wiederholungsmessungen stattgefunden haben. Aussagen zur Genauigkeit und Präzision werden nicht getroffen. Ebenso kann eine Bewertung von eventuellen Streuungen der Messergebnisse aufgrund der Angabe von Mittelwerten nicht vorgenommen werden.

K. Beckhaus, P. Ruker, T. Stengel – 2003

BECKHAUS et al. [22] bestimmen u. a. die lineare Wärmedehnzahl von Beton, um diese für die Analyse witterungsbedingter Beanspruchungen unbewehrter Fahrbahnplatten [23] zur Verfügung zu stellen. Es wurden drei im Labor hergestellte Zylinder mit einem Durchmesser von 150 mm und einer Höhe von 300 mm in Anlehnung an DIN EN 1770 [10] untersucht.

Nach Vorlagerung in luftdichter Folie und anschließender Wasserlagerung fand eine Konditionierung der Probekörper bei 20 °C / 65 % r. F. bis zum Erreichen der Gewichtskonstanz statt. Anschließend wurden Messmarken in einem Abstand von 250 mm appliziert und eine Epoxyharzbeschichtung aufgebracht. Im Alter von ca. 3 Monaten wurden die Probekörper in einem Temperaturprofil von 20 °C, 60 °C auf -20 °C thermisch beansprucht. Die Wegmessung erfolgte in 20 K-Schritten diskontinuierlich mittels Setzdehnungsmesser mit einer Genauigkeit von 0,001 mm und außerhalb der Klimakammer. Um ein Auskühlen bzw. Erwärmen während der Messung zu vermeiden, lagerten die Probekörper in einem Sandbett. Insgesamt wurden 2 Prüfzyklen durchgeführt und es fand eine Wiederholungsmessung statt. Aus den ermittelten Dehnungen wurde die Wärmedehnzahl in Anlehnung an [10] berechnet [22]. Eine exemplarische Ergebnisdarstellung für die Wiederholungsmessung ist in Abbildung 2.11b) enthalten.

S. Freudenstein, M. Bollin, M. Eger, N. Klein, T. Kränkel – 2019

Zur Bestimmung der Wärmedehnzahl an offenporigem Beton für den Straßenbau wurden Platten mit den Abmessungen 300 x 300 x 30 mm hergestellt und mit 3 Messbolzenpaaren in einem Abstand von jeweils 250 mm versehen. Abbildung 2.8 zeigt exemplarisch eine entsprechende Messanordnung.

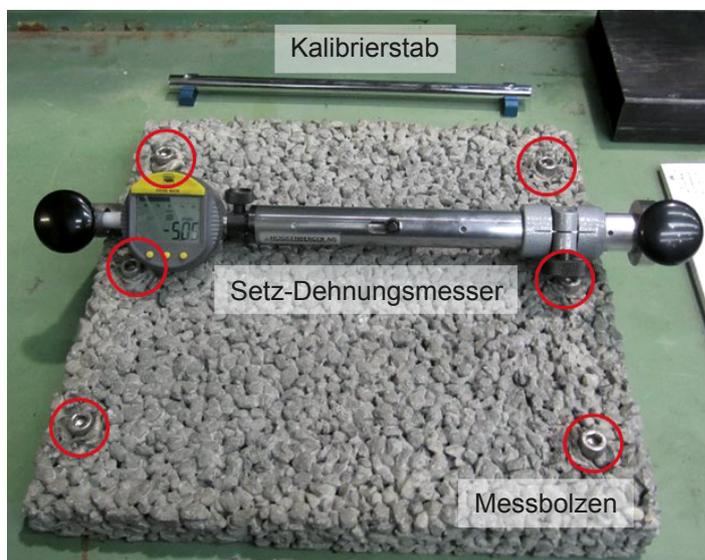


Abbildung 2.8: Probekörper aus offenporigem Beton mit Messbolzen und Wegmessenrichtung [24]

Die Probekörper wurden in einem Klimaschrank in einem Temperaturbereich von 10 °C bis 40 °C thermisch beansprucht. Die Wegmessung erfolgte diskontinuierlich alle 10 K mittels Setzdehnungsmesser mit digitaler Messuhr, wobei die Probekörper innerhalb 1 Stunde auf die jeweilige Zieltemperatur konditioniert wurden. Aus der ermittelten Längenänderungen wurde die Wärmedehnzahl gemäß Gleichung (2.13) berechnet [24].

2.4 Einflussfaktoren

Die thermische Dehnung von Beton ist von einer Vielzahl an Einflussfaktoren abhängig, deren Kenntnis bei der Bestimmung der Wärmedehnzahl sowie der Interpretation bzw. Bewertung von Messergebnissen von Bedeutung ist.

Im Folgenden werden die maßgebenden Erkenntnisse zu relevanten Einflussfaktoren dargestellt.

2.4.1 Temperatur

In der Regel ist die Wärmeausdehnung mineralischer Stoffe temperaturabhängig und steigt meist mit der Temperatur an. Die Wärmedehnung ist folglich, insbesondere für größere Temperaturbereiche, als Funktion der Temperatur anzugeben.

In der Praxis ist es zweckmäßig für einen relevanten Temperaturbereich hinreichend genaue mittlere Dehnzahlen zu bestimmen. Vereinfachend wird hierbei die Probenlänge l bzw. das Probenvolumen V während der Prüfung als konstant angesehen. Als Bezugstemperatur wird oftmals 20 °C festgelegt, wobei auch andere Werte angenommen werden können – beispielsweise, wenn die Wärmedehnzahl für einen definierten Temperaturbereich angegeben werden soll (Abbildung 2.9).

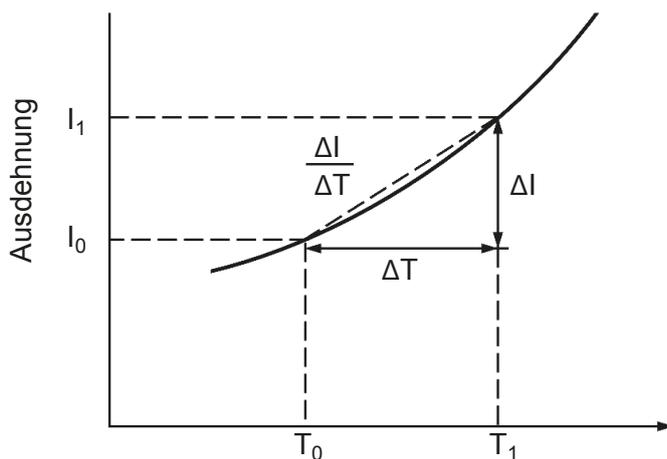


Abbildung 2.9: Ausdehnung eines Probekörpers in Abhängigkeit der Temperatur in Anlehnung an DIN EN 1770 [10]

Die mittlere Wärmedehnzahl lässt sich wie folgt bestimmen (z. B. [4], [7]):

$$\alpha_T = \frac{l_1 - l_0}{T_1 - T_0} \cdot \frac{1}{l_0} = \frac{\Delta l}{\Delta T \cdot l_0} \quad (2.13)$$

$$\gamma_T = \frac{V_1 - V_0}{T_1 - T_0} \cdot \frac{1}{V_0} = \frac{\Delta V}{\Delta T \cdot V_0} \quad (2.14)$$

mit α_T : Mittlere lineare Wärmedehnzahl [1/K]

γ_T : Mittlere kubische Wärmedehnzahl [1/K]

T_0 : Bezugstemperatur [°C]

T_1 : Messtemperatur [°C]

- l_0 : Probenlänge bei Bezugstemperatur T_0 bzw. Ausgangslänge [mm]
- l_1 : Probenlänge bei Messtemperatur T_1 [mm]
- V_0 : Probenvolumen bei Bezugstemperatur T_0 bzw. Ausgangsvolumen
- V_1 : Probenvolumen bei Messtemperatur T_1 bzw. Ausgangsvolumen

Betrachtet man den Hochtemperaturbereich verhält sich die Wärmedehnung von Beton nicht proportional zur Temperatur. Die Wärmedehnzahl nimmt mit steigender Temperatur zu und fällt i. d. R. sobald ein bestimmter Grenzwert erreicht ist. Bei den meisten Betonen liegt dieser Grenzwert zwischen 600 und 800 °C. Abbildung 2.10 zeigt die thermische Dehnung als Funktion der Temperatur für Betone mit unterschiedlichen Gesteinsarten als grobe Gesteinskörnung sowie für Zementstein [25].

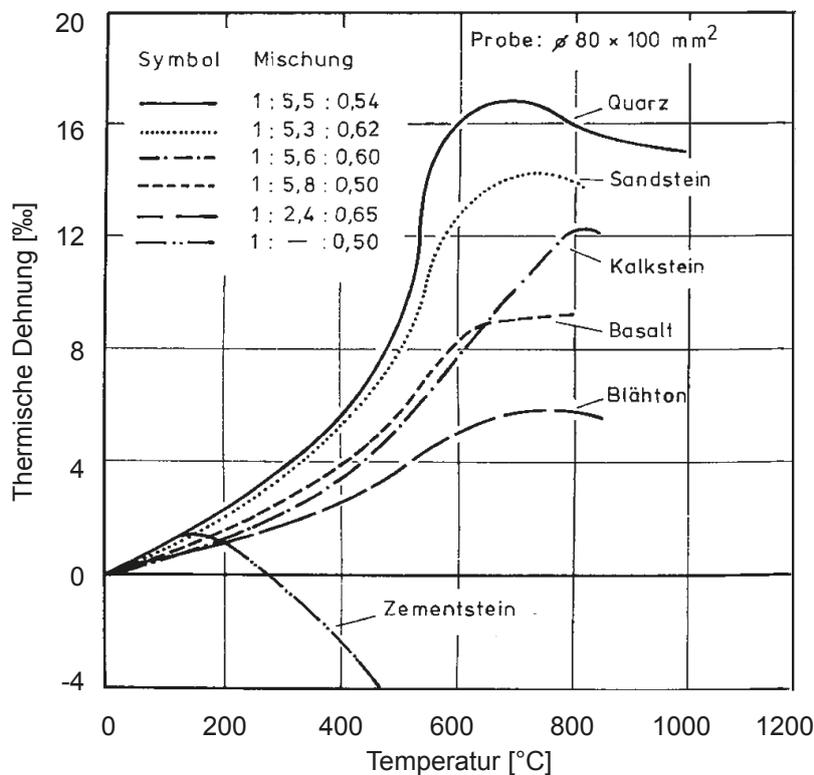
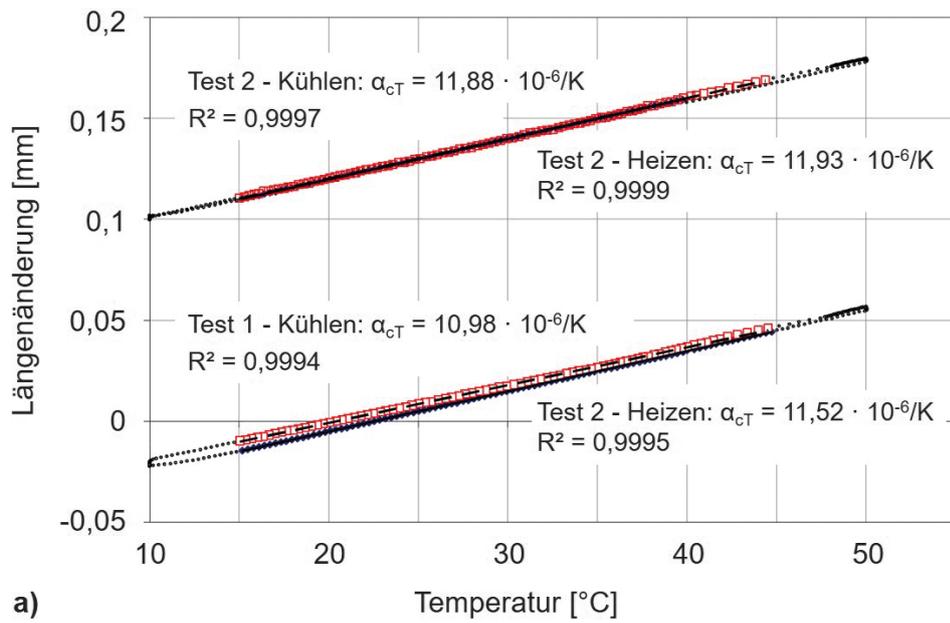
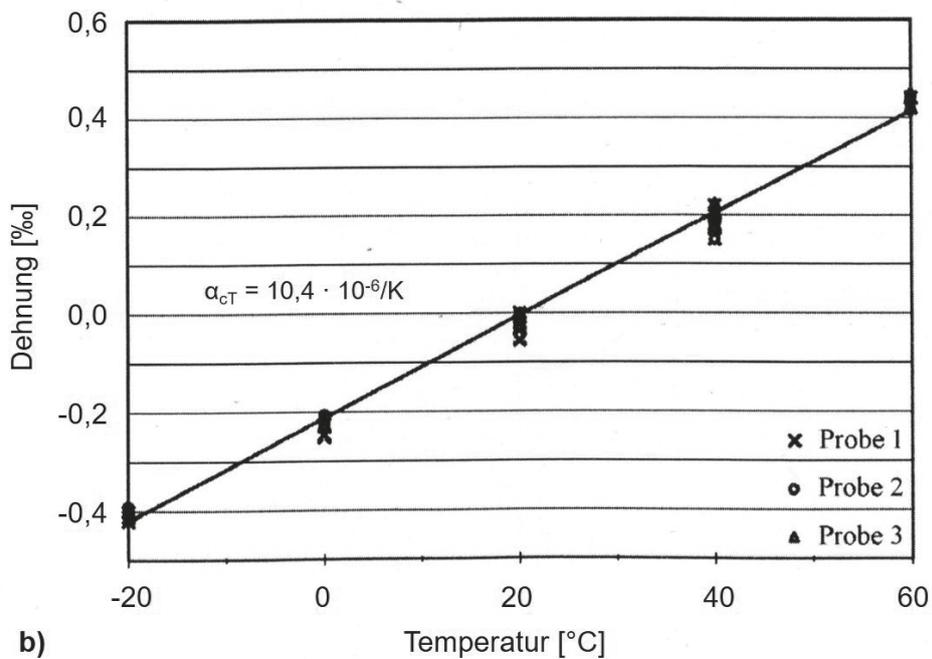


Abbildung 2.10: Thermische Dehnung von Betonen mit unterschiedlichen Gesteinsarten sowie von Zementstein in Abhängigkeit der Temperatur [25]

Bei Temperaturen unter 200 °C scheint der Zusammenhang zwischen thermischer Dehnung und Temperatur linear oder annähernd linear zu sein. Dies deckt sich beispielsweise mit Ergebnissen aus Untersuchungen an Betonzylindern in [5] für den Temperaturbereich 30 °C bis 180 °C. Darüber hinaus zeigen Untersuchungen von Betonen im Gebrauchstemperaturbereich von Fahrbahndecken in [20], [26] und [21] ein lineares Verhalten der thermischen Dehnung. Auch in [22] erfolgt die Auswertung der Versuche an Betonproben mit hinreichender Genauigkeit mittels linearer Regression. In Abbildung 2.11 sind exemplarische Funktionen dargestellt.



a)



b)

Abbildung 2.11: Exemplarische Darstellung des funktionalen Zusammenhangs zwischen thermischer Längenänderung bzw. Dehnung und Temperatur im Gebrauchstemperaturbereich von Fahrbahndecken nach a) [20] und b) [22]

2.4.2 Gesteinskörnung

Der Anteil und die Art der Gesteinskörnung besitzen einen maßgeblichen Einfluss auf die thermische Dehnung von Beton. Die Wärmedehnzahlen der Gesteine werden insbesondere durch deren mineralogische Zusammensetzung bestimmt und liegen im Mittel zwischen $4,5 - 11,8 \cdot 10^{-6}/K$ [4]. Tabelle A.5 enthält eine tabellarische Zusammenstellung der allgemeinen Richtwerte für Wärmedehnzahlen diverser Gesteine.

Mit Blick auf die im Betonbau zum Einsatz kommenden Gesteinsarten besitzen Kalksteine die geringsten und Quarzite die größten thermischen Dehnungen. In [4] werden auf Basis einer Vielzahl an Untersuchungen aus der Literatur Spannbreiten für Kalkstein von 1,1 bis $12,2 \cdot 10^{-6}/K$ und für Quarzit von 5,8 bis $13,8 \cdot 10^{-6}/K$ angegeben. Die Wärmedehnzahlen der übrigen Gesteine hängen weitgehend von deren Quarzgehalt ab.

Insgesamt wird in [4] und [5] festgestellt, dass die in der Literatur beschriebenen Wärmedehnzahlen verschiedener Autoren für gleiche Gesteinsarten eine sehr große Streubreite aufweisen. Neben möglichen Messfehlern werden die erheblichen Streuungen ursächlich insbesondere auf folgende Aspekte zurückgeführt:

- a) z. T. stark schwankende Anteile der enthaltenen Minerale und unterschiedliche Strukturformen vor allem bei den natürlich vorkommenden kalzit- und quarzreichen Gesteinen
- b) Unterschiede auch bei gleicher Lagerstätte, wenn das Material eine ausgeprägte Textur aufweist, z. B. Schichtung bei Kalkstein (Muschelkalk)
- c) Einfluss unterschiedlicher Korngrößen der enthaltenen Mineralien
- d) unterschiedliche Temperaturbereiche während der Prüfung
- e) Feuchtigkeitsabhängigkeit bei porösen Gesteinen, z. B. Kalkstein

Untersuchungen von [5] an unterschiedlichen Kornfraktionen eines Rheinkieses zeigen keinen wesentlichen Unterschied in den nach dem Verdrängungsprinzip bestimmten thermischen Volumenänderungen und den daraus berechneten kubischen Wärmedehnzahlen. Hieraus wird gefolgert, dass sowohl die Wärmedehnzahlen für den Rheinkies als auch jene für den homogenen, gebrochenen Kalkstein unabhängig von der Größe des Gesteinskorns sind.

Abbildung 2.12 zeigt schematisch den Zusammenhang zwischen der Wärmedehnzahl von Beton und den Wärmedehnzahlen von Zementstein und Gesteinskörnung in Abhängigkeit des Anteils an Gesteinskörnung. Es ist ersichtlich, dass aufgrund des hohen Volumenanteils der Gesteinskörnung, der i. d. R. 70 - 80 Vol.-% beträgt, bei gleichen Feuchtigkeitsverhältnissen das thermische Dehnungsverhalten der verwendeten Gesteinskörnungen ausschlaggebend für die Wärmedehnzahl von Beton ist (z. B. [4], [5], [8]).

Bei Straßenbetonrezepturen liegt der Anteil der Gesteinskörnung insgesamt bei ca. 70 Vol.-%, bei Waschbetonrezepturen oftmals bei nur 65 Vol.-%. Hierbei besitzt die feine Gesteinskörnung fGK ($D \leq 2$ mm) i. d. R. einen Anteil von 30 Vol.-% und die grobe Gesteinskörnung gGK einen Anteil von 70 Vol.-%, so dass bezogen auf das Betonvolumen die die fGK etwa 20 Vol.-% und die gGK etwa 50 Vol.-% ausmacht.

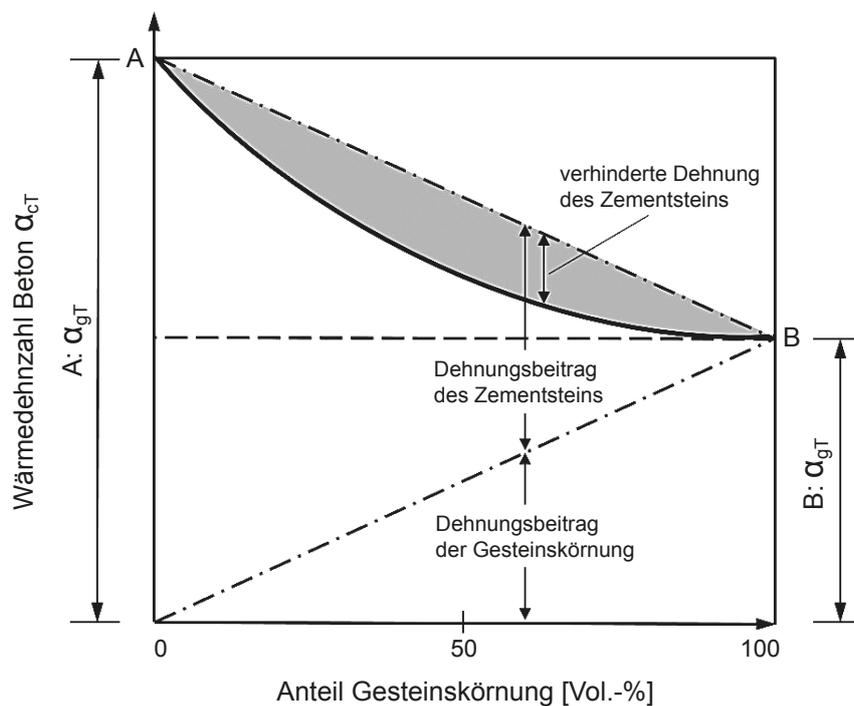


Abbildung 2.12: Beitrag von Zementstein und Gesteinskörnung zur Wärmehdehnung von Beton nach [5]

Bedingt durch die meist deutlich höhere Wärmehdehnung des Zementsteins im Vergleich zu jener von üblichen Gesteinen und bedingt durch seinen geringeren Elastizitätsmodul erfährt der Zementstein eine Dehnungsbehinderung und kann seine Volumenänderung nicht voll ausbilden. Im Gegensatz hierzu erhält die Gesteinskörnung eine zusätzliche Dehnungskomponente. Im Ergebnis kommt es zu thermisch induzierten Gefügespannungen in der Verbundzone, die insbesondere von der Größe der Dehnung sowie den Elastizitäts- und Querdehnzahlen der Einzelkomponenten abhängig sind [4].

Die verwendete grobe Gesteinskörnung besitzt den größeren Einfluss auf die Wärmehdehnzahl des Betons, jedoch wirkt sich auch die Art der feinen Gesteinskörnung auf das thermische Dehnungsvermögen aus (z. B. [5]). So führen natürliche Sande, die in der Regel einen hohen Siliziumdioxidanteil aufweisen, zu höheren Dehnungen (z. B. [4], [27], [28]).

Die Bandbreite der Wärmehdehnzahlen von Straßenbetonen in Abhängigkeit der Art der verwendeten Gesteinskörnung wurde in [29] analytisch gemäß Gleichung (2.7) bestimmt und ist in Abbildung 2.13 dargestellt. Es wurde hierbei die Verwendung nur einer Gesteinsart für die grobe Gesteinskörnung sowie ein w/z-Wert von 0,42 und ein Zementgehalt von 350 kg/m^3 zugrunde gelegt.

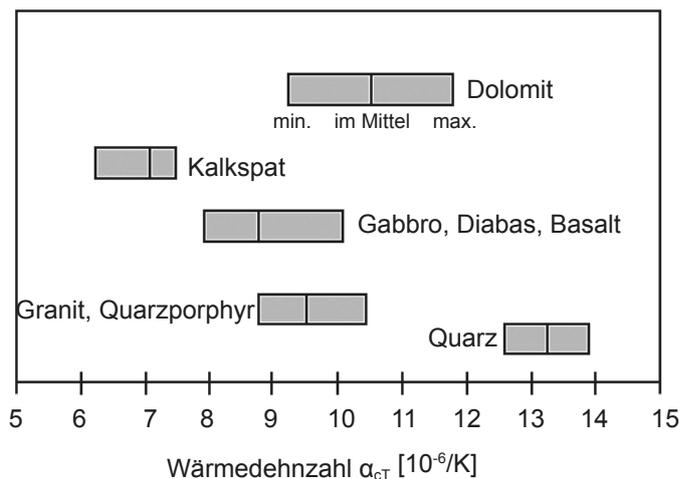


Abbildung 2.13: Bandbreite der Wärmedehnzahlen von Straßenbeton bei jeweils ausschließlicher Verwendung einer Gesteinsart nach [29]

Die in Abbildung 2.13 enthaltene Reihung der Wärmedehnzahlen nach ihrer Größenordnung in Abhängigkeit der verwendeten Gesteinsart wird durch neuere experimentelle Untersuchungen aus den USA bestätigt (z. B. [30], [31], [32], [33], [34]).

Anhand von Sensitivitätsuntersuchungen nach dem Mechanistic Empirical Pavement Design Guide (MEPDG) [35] wurde in den USA festgestellt, dass die im Beton verwendeten Gesteine und folglich die Wärmedehnzahl einen wesentlichen Einfluss auf den Anteil der gerissenen Platten im Laufe der Nutzungsdauer einer Fahrbahndecke besitzen [36].

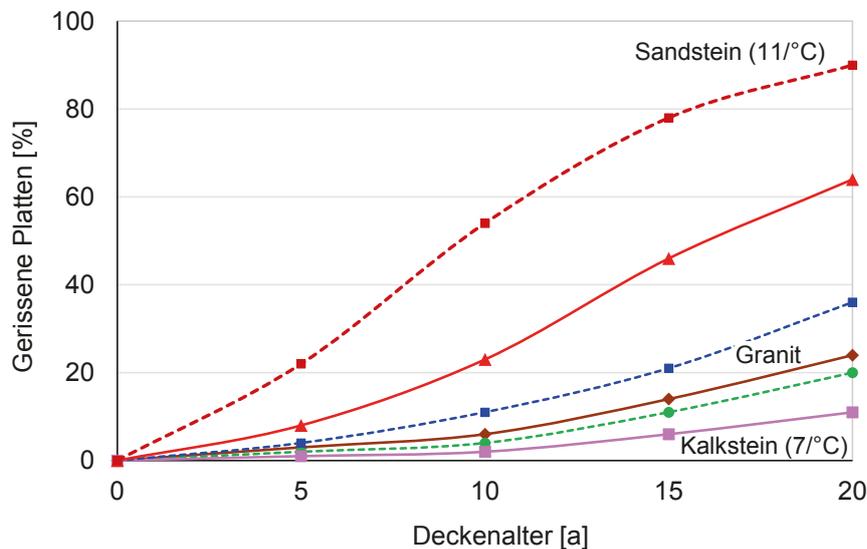


Abbildung 2.14: Einfluss der Wärmedehnzahl auf den Anteil gerissener Platten in Abhängigkeit des Deckenalters sowie der verwendeten Gesteinskörnung nach [36]

Die für die Ergebnisse aus Abbildung 2.14 verwendeten Rechenmodelle wurden zum einen global anhand von Felddaten kalibriert, die USA-weit im Rahmen des Long-Term Pavement Performance (LTPP) - Programms der Federal Highway Administration (FHWA) erhoben wurden. Zudem fand eine spezifische Kalibrierung an die örtlichen Randbedingungen des Bundesstaates Arizona statt.

2.4.3 Zement

Die Wärmedehnzahl von Zementstein ist abhängig von dessen mineralogischen Zusammensetzung und in hohem Maße von dessen Feuchtegehalt. Sie liegt allgemein zwischen $10 - 23 \cdot 10^{-6}/K$, wobei niedrige Werte für wassergesättigte und sehr trockene Zementsteine zutreffen und hohe Werte für lufttrockene (z. B. [4], [5], [8]). Geringfügig höhere Werte mit $10 - 12 \cdot 10^{-6}/K$ für vollständig getrocknete oder wassergesättigte und maximal $24 \cdot 10^{-6}/K$ für lufttrockene Zementsteine werden in [37] angegeben.

Der spezielle Einfluss der Feuchte auf die Wärmedehnzahl von Zementstein und im Ergebnis auf jene von Betonen sowie eine mögliche Veränderung mit zunehmendem Alter werden in den nachfolgenden Kapiteln 2.4.4 und 2.4.5 ausführlich erläutert.

Das thermische Dehnungsvermögen von Zementstein liegt im Regelfall deutlich über jenem der Gesteinskörnung, so dass bei steigendem Zementgehalt eine Zunahme der Wärmedehnzahl von Beton zu erwarten ist. Der entsprechende Zusammenhang ist in Abbildung 2.12 grafisch dargestellt und wird auch in neueren Untersuchungen dargestellt ([17]; [28]).

Tabelle 2.1 zeigt Richtwerte für lufttrockenen Zementstein bis zu einem Alter von 6 Monaten in Abhängigkeit der Zementart.

Zementart	Wahre Wärmedehnung [$10^{-6}/K$]		Größtwert der gesamten Wärmedehnung [$10^{-6}/K$]
	Grenzwerte	Mittelwert	
Portlandzement	9,0 – 11,0	10,0	21 – 23
Eisenportlandzement Hochofenzement Sulfathüttenzement	8,5 – 10,0	9,5	20 – 23
Trasszement	8,0 – 9,5	9,0	19,5 – 21
Puzzolanzemente	8,0 – 11,0		16 – 20
Tonerdezement	10,5 – 12,5	11,5	19 – 22

Tabelle 2.1: Maximale Wärmedehnzahlen unterschiedlicher Zementarten [4]

In [31] wird auf Basis experimenteller Untersuchungen an 12 in den USA typischen Straßenbetonrezepturen mit verschiedenen Ausgangsstoffen kein signifikanter Einfluss der verwendeten Zementart auf die Wärmedehnzahl von Beton festgestellt. Hierbei wurden ein reiner Portlandzement (Zement 1), ein Portlandzement mit einer Substitution von 20 % durch Flugasche (Zement 2) sowie ein Portlandzement mit einer Substitution von 25 % durch Hüttensand (Zement 3) einbezogen. Es wurden zudem die Wärmedehnzahlen des Zementsteins bestimmt. Die 28d-Werte für wassergesättigte Zementsteinproben lagen für die Zemente 1 und 2 im Mittel bei $6,5 \cdot 10^{-6}/^{\circ}F$ ($11,7 \cdot 10^{-6}/K$) und für Zement 3 bei durchschnittlich $6,7 \cdot 10^{-6}/^{\circ}F$ ($12,1 \cdot 10^{-6}/K$) und damit etwas oberhalb der in [4] für die wahre Wärmedehnung angegebenen Wärmedehnzahlen.

Die Wärmedehnzahl von Zementstein steigt mit zunehmender Mahlfeinheit der Zemente an. Hintergrund hierfür ist, dass feine Zemente schneller und mehr Hydratationsprodukte entwickeln als grob gemahlene Zemente [5]. Es wird angenommen, dass bei Zementstein in hohem Alter der Einfluss der Mahlfeinheit von untergeordneter Bedeutung ist.

Insgesamt bewirkt eine Variation der Zementart oder der Mahlfeinheit im Extremfall eine Änderung der Wärmedehnzahl in Höhe von $0,25 \cdot 10^{-6}/K$ (wassergesättigt) bzw. $0,40 \cdot 10^{-6}/K$ (lufttrocken) ([4], [29]).

Die wahre Wärmedehnung des Zementsteins wird von Faktoren wie Alter, Erhärtungsbedingungen, w/z-Wert und chemischen Zusätzen nicht maßgeblich beeinflusst, wobei innerhalb von Jahren eine Erhöhung des anfänglichen Wertes um ca. 10 % erfolgen kann [4].

In [4] wird angemerkt, dass es in der Literatur zu außerordentlichen Streuungen bei der Bestimmung der Wärmedehnzahlen von Zementstein kommt. Es zeigen sich keine stetigen Wärmedehnkurven und die Autoren kommen zu keinen einheitlichen Wärmedehnzahlen, so dass eine zu genaue Bestimmung der Wärmedehnzahl von Zementstein als nicht zweckmäßig erachtet wird.

2.4.4 Feuchte

Einen weiteren signifikanten Einfluss auf die Wärmedehnzahl besitzt der Feuchtigkeitsgehalt der Probekörper. Grundsätzlich ist bekannt, dass lufttrockene Betone höhere Wärmedehnzahlen aufweisen als stark getrocknete und wassergesättigte Betone, welche keine scheinbare Wärmedehnung zeigen. Dies ist ursächlich auf das Formänderungsverhalten des Zementsteins zurückzuführen.

In [5] werden Arbeiten von MEYERS sowie MITCHELL und POWERS aus den Jahren 1935 – 1958 zitiert, in denen die Wärmedehnung von Zementstein untersucht wurden. Es wurde festgestellt, dass die wahre Wärmedehnung ursächlich auf kinetische Molekularbewegungen zurückzuführen ist und sich mit zunehmender Erhärtungsdauer nur unwesentlich ändert. Veränderungen der Wärmedehnung werden hingegen durch Veränderungen der scheinbaren Wärmedehnung aufgrund von Feuchtigkeitsbewegungen hervorgerufen (Abbildung 2.15 a)). Diese erfolgen in Form von Feuchtediffusion zwischen Gel- und Kapillarporen und bewirken eine Längenänderung bei gleichbleibendem Gesamtwassergehalt.

POWERS bezeichnet die scheinbare Wärmedehnung als hygrothermische Volumenänderung, bei der ein Schwinden und Quellen von Zementstein bzw. Beton ohne einhergehende Wasserabgabe oder -aufnahme stattfindet. Da sich die Entropie von Gel- und Kapillarwasser im Zementstein unterscheiden, wird das Gleichgewicht zwischen dem Wasser in den Gelporen und dem Wasser in den Kapillarporen durch eine Temperaturänderung gestört. Es kommt zu einer Bewegung von Wassermolekülen bis der Gleichgewichtszustand wieder erreicht ist und infolge dessen zu einer hygrothermischen Volumenänderung. Im Ergebnis besitzen sowohl Zementstein als auch Beton keine konstante Wärmedehnzahl über verschiedene Feuchtigkeitsgehalte [38].

Den maximalen Wert nimmt die Wärmedehnzahl beim sogenannten kritischen Feuchtigkeitsgehalt an. Hier weist das Zementsteingel die größte Quellfähigkeit auf [5]. Im jungen Alter liegt der kritische Feuchtigkeitsgehalt bei 65 - 70 % und beträgt nach mehreren Jahren nur noch ca. 50 - 60 % (z. B. [4]; [26]). Gemäß [37] findet die maximale thermische Ausdehnung bei einer Ausgleichsfeuchte von 70 % statt. Abbildung 2.15 b) zeigt den Einfluss der Wärmedehnzahl von Zementstein in Abhängigkeit des Feuchtigkeitsgehalts für junge und ältere Betone. Eine Zusammenstellung entsprechender Untersuchungsergebnisse für junge Betone aus den 1940er und 1950er Jahren von MEYERS, MITCHELL und DETTLING wurde in [19] vorgenommen, welche in Abbildung 2.15 c) enthalten ist. Es ist anzumerken, dass in den genannten Arbeiten i. d. R. die Ausgleichsfeuchte des Betons zum umgebenden Medium angesprochen wird und der tatsächliche Feuchtigkeitsgehalt des Betons nicht bestimmt wird.

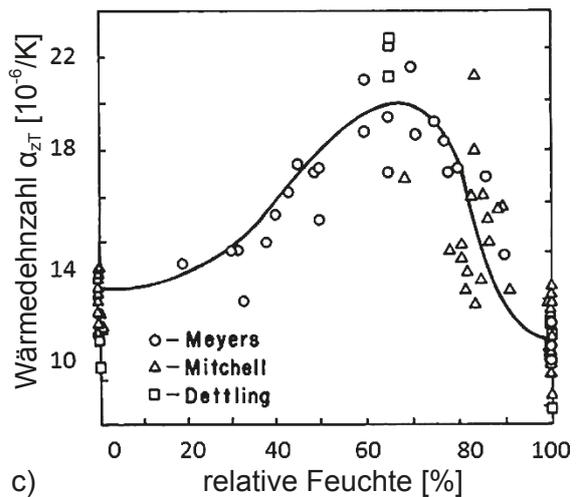
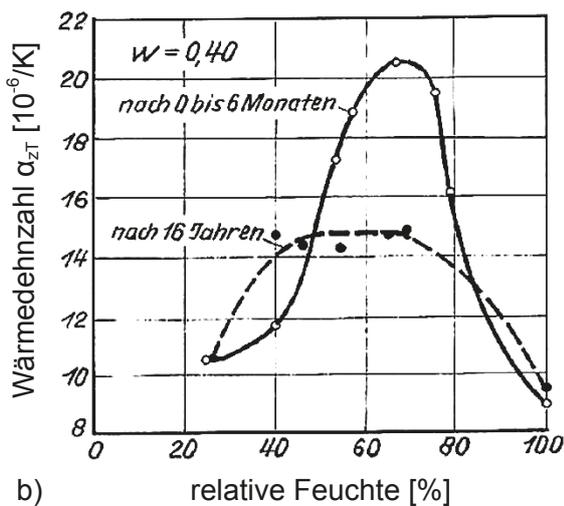
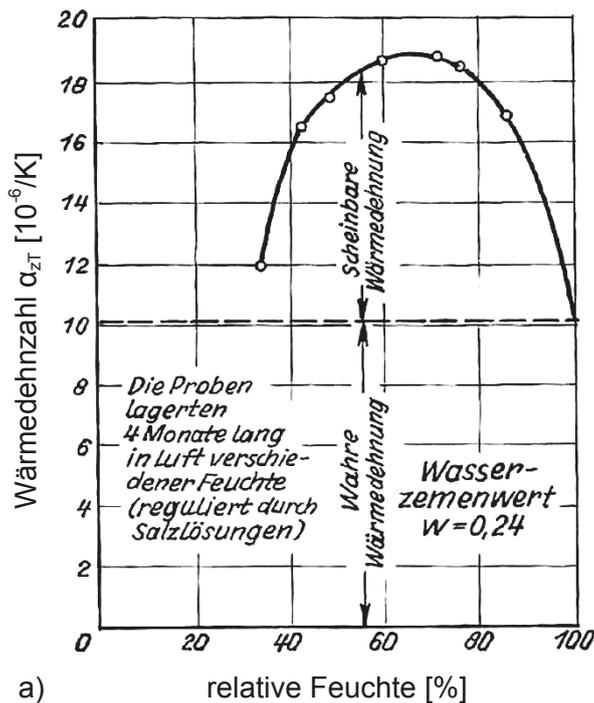


Abbildung 2.15: Einfluss des Feuchtigkeitsgehalts auf die Wärmedehnzahl von Portlandzementstein: a) und b) [4] und c) nach [19]

In [5] wird auf Basis einer Literaturstudie zusammenfassend festgehalten, dass Zementsteinsorten mit hohem Quell- und Schwindvermögen auch hohe Anteile einer scheinbaren Wärmedehnung aufweisen. Für beide Effekte ist die Volumenänderung des Zementsteingels entscheidend, wobei diese beim Schwinden und Quellen durch Feuchtigkeitsänderungen und bei der scheinbaren Wärmedehnung durch Temperaturänderungen ausgelöst wird. Ein quantitativer Zusammenhang zwischen Quell- und Schwindvermögen und scheinbarer Wärmedehnung existiert jedoch nicht.

In [5] wird die in Abbildung 2.16 dargestellte idealisierte Abhängigkeit der Zementstein-Wärmedehnung von Feuchtigkeit und Betonalter dargestellt, welche als Grundlage verschiedener analytischer Modelle zur Bestimmung der Wärmedehnzahl von Beton herangezogen wurde.

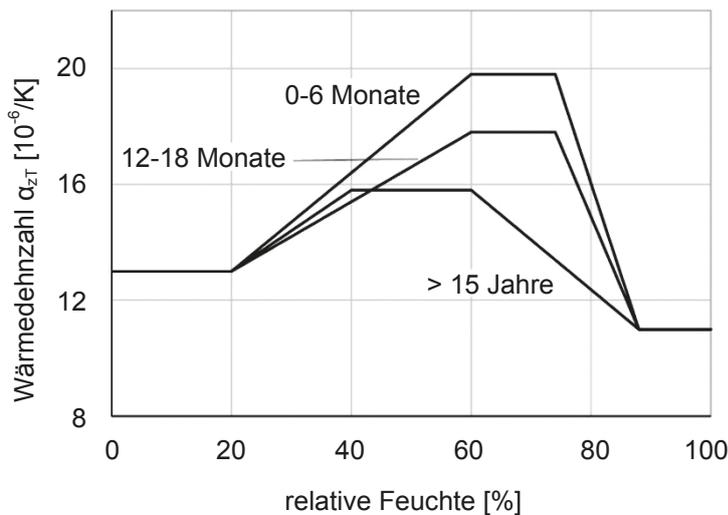


Abbildung 2.16: Idealisierte Abhängigkeit der Wärmedehnung von Zementstein von Feuchtigkeit und Alter nach [5]

Die Wärmedehnzahl der Gesteinskörnung weist im Vergleich zu jener des Zementsteins bzw. Zementmörtels allgemein nur einen sehr geringen Einfluss aus Feuchte auf, welcher exemplarisch für Kalkstein in Tabelle 2.2 dargestellt ist. Es ist zu erkennen, dass die Wärmedehnung ihr Maximum auch bei lufttrockenen Gesteinen aufweist und der Unterschied zu getrocknetem oder wassergesättigtem Gestein im Mittel $0,35 \cdot 10^{-6}/K$ beträgt. Allgemein können lufttrockene Gesteine um 10 % größere Wärmedehnzahlen aufweisen als wassergesättigte, i. d. R. ist dieser Einfluss vernachlässigbar [4].

Kalkstein	$\alpha_{CT} [1/K]$		
	wassergesättigt	lufttrocken	getrocknet
A	4,9	5,3	5,0
B	4,7	5,0	4,6

Tabelle 2.2: Einfluss des Feuchtegehalts auf die Wärmedehnzahl von Kalkstein [4]

Die Wärmedehnzahl von Beton in Abhängigkeit des Feuchtegehalts wird für Betone mit quarzreicher und kalzitreicher Gesteinskörnung entsprechend Abbildung 2.17 in [39] und [38] auf Basis experimenteller Untersuchungen angegeben. Wie zu erwarten, ist der Einfluss der Feuchte weniger stark ausgeprägt als bei Zementstein. Es ist zu erkennen, dass sich der kritische Feuchtegehalt zwischen 50 - 70 % (Abbildung 2.17a)) bzw. bei ca. 70 % (Abbildung 2.17b)) befindet und die Wärmedehnzahl für wassergesättigten Beton in beiden Versuchsreihen ca. 15 % geringer als die maximale Wärmedehnzahl ist. Die absolute Differenz entspricht dem oberen Bereich der in [5] für die scheinbare Wärmedehnung angegebene Größenordnung von $1 - 2 \cdot 10^{-6}/K$.

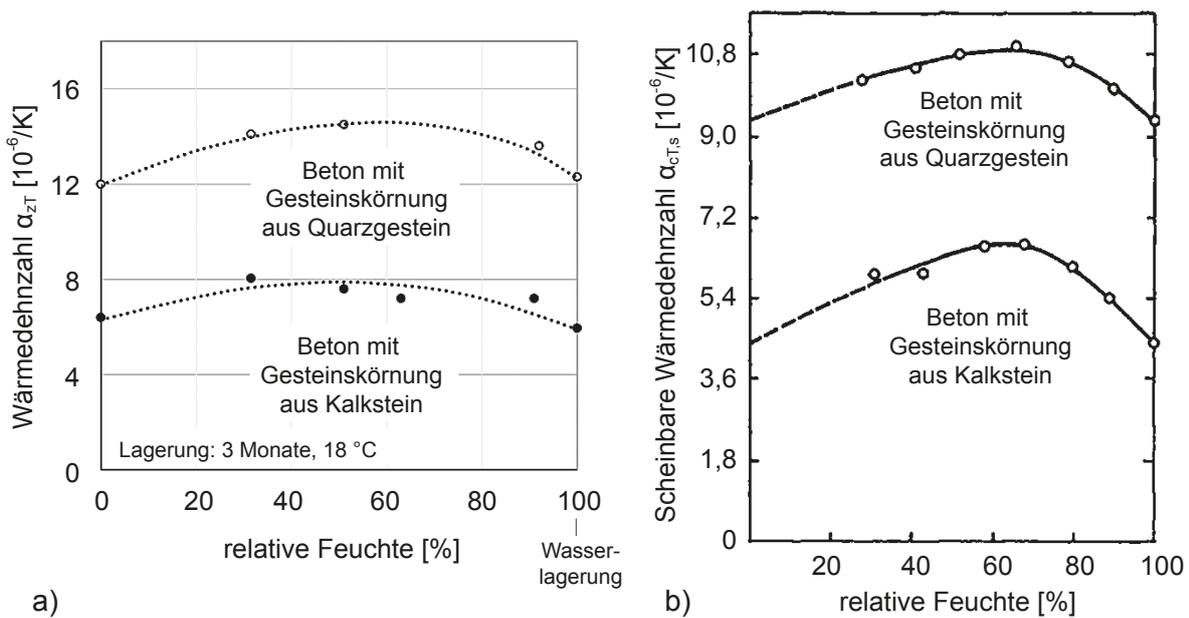


Abbildung 2.17: Einfluss der Feuchte auf die Wärmedehnzahl von Beton mit quarzreicher und kalzitreicher Gesteinskörnung nach a) [39] und b) [19] nach [38]

Neuere Untersuchungen in [40] und [41] zeigen abweichend zu den Ergebnissen in Abbildung 2.17 einen höheren kritischen Feuchtegehalt zwischen 75 - 90 % relativer Feuchtigkeit (Abbildung 2.18). In [40] wird darüber hinaus nur ein marginaler Unterschied von 3 % zwischen den Wärmedehnzahlen von wassergesättigtem und lufttrockenem Beton festgestellt, was abweichend zu den übrigen Angaben in der Literatur ist. Kritisch anzumerken ist, dass hierbei zudem die Wärmedehnzahlen von trockenem und wassergesättigtem Beton deutlich abweichende Größenordnungen aufweisen, wohingegen Betone mit diesen Feuchtezuständen in den übrigen Quellen üblicherweise eine ähnliche thermische Dehnung zeigen.

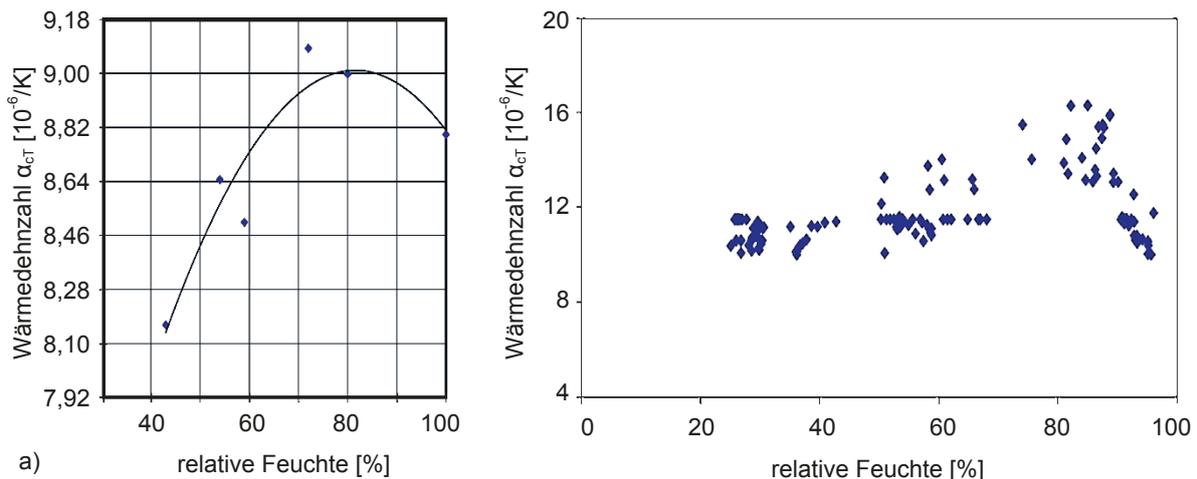


Abbildung 2.18: Einfluss des Feuchtigkeitsgehalts auf die Wärmedehnzahl von Beton: a) nach [40] und b) nach [41]

Im Ergebnis wird in [40] geschlussfolgert, dass die Prüfung von wassergesättigten Proben gemäß AASHTO T336 [16] zu einer unwesentlichen Unterschätzung der in der Praxis vorhandenen Wärmedehnzahlen führt, so dass adäquate Wärmedehnzahlen für die makroskopische Analyse von Fahrbahndecken generiert werden. Diese Aussage widerspricht jedoch der Vielzahl an übrigen Literaturquellen, die im Rahmen dieser Arbeit analysiert wurden.

Eine umfangreichere Datengrundlage zur Quantifizierung des Einflusses der Betonfeuchte auf die Wärmedehnzahl von Beton liegt mit [41] vor. Hier liegt der kritische Feuchtegehalt zwar auch höher im Bereich von 85 % - 90 %, jedoch ist ein maßgeblicher Unterschied zwischen der Wärmedehnzahl von lufttrockenem und wassergesättigtem Beton von im Mittel $4 \cdot 10^{-6}/K$ zu erkennen, was gut 25 % entspricht. Die einzelnen Ergebnisse sind tabellarisch in Anhang B dargestellt.

In [31] und [27] wird eine Differenz zwischen der maximalen Wärmedehnzahl und jener von wassergesättigtem Beton von 20 - 25 % angegeben.

Es ist anzunehmen, dass sich bei Betonfahrbahndecken über die Zeit eine Ausgleichsfeuchte im Bereich der vorherrschenden mittleren relativen Luftfeuchtigkeit einstellt, wobei der Feuchtigkeitsgehalt im oberflächennahen Bereich aufgrund von Niederschlägen ständigen Änderungen unterliegt. Darüber hinaus kann es zu einem höheren Feuchtegehalt im unteren Bereich der Fahrbahndecke kommen, falls es zu einer Anstauung von Wasser innerhalb der Konstruktion kommt.

In Deutschland liegt die relative Luftfeuchte im Jahresmittel vermutlich wenig über dem kritischen Feuchtigkeitsgehalt. Dies bedeutet, dass die Wärmedehnung des Betons in der Praxis annähernd maximale Werte annehmen kann [4]. Es ist anzumerken, dass hier Bezug auf den kritischen Feuchtegehalt von ca. 70 % genommen wird.

Neben der Feststellung des Einflusses der Probenfeuchte auf den absoluten Wert der Wärmedehnzahl wird in verschiedenen Arbeiten festgestellt, dass es bei lufttrockenen Betonen zu größeren Messunsicherheiten kommt als bei trockenen oder wassergesättigten Betonen [5]. Darüber hinaus ergaben sich bei lufttrockenen, versiegelten Proben positive Restdehnungen während trockene, unversiegelte Proben ein reversibles Dehnungsverhalten zeigten [5].

Allgemein ist festzustellen, dass in der Literatur bei entsprechenden Untersuchungen oftmals keine Angabe des Betonalters und ggf. der Rezeptur enthalten ist und die Randbedingungen zur Feuchteconditionierung der Proben nicht hinreichend dargestellt sind, diese folglich zwischen den einzelnen Untersuchungen verschiedener Autoren differieren können. Zudem gibt es oftmals Abweichungen bei den angewendeten Prüfverfahren.

2.4.5 Alter

Mit zunehmendem Alter nimmt die Dehnung von Beton bei Temperaturbeanspruchung ab (z. B. [4]). Die Veränderung liegt vor allem in der zeitlichen Entwicklung der Wärmedehnzahl des Zementsteins begründet, so dass die Größenordnung abhängig vom Zementgehalt des Betons ist. Nach [4] ist insgesamt mit einer Abnahme der Wärmedehnzahl zwischen ein und 15 Jahre altem Beton bei den im Straßenbau üblichen Zementgehalten von $0,8 - 1,0 \cdot 10^{-6}/K$ zu rechnen.

Die wahre Wärmedehnung von Zementstein kann im Verlaufe von Jahren um bis zu 10 % bezogen auf den anfänglichen Wert zunehmen. Die scheinbare Wärmedehnung von Zementstein besitzt bei einem Alter von etwa 6 Monaten ihr Maximum und reduziert sich

nach etwas 15 Jahren um die Hälfte, so dass sie bei einem üblichen Anteil der Gesteinskörnung von 70 % anfänglich $2,1 \cdot 10^{-6}/K$ und nach 15 Jahren $1,3 \cdot 10^{-6}/K$ beträgt [4].

Entsprechend Abbildung 2.19 nimmt die thermische Dehnung von Zementstein während der Hydratation zunächst zu, wobei hohe C_3S -Gehalte aufgrund der schnelleren Hydratationsgeschwindigkeit einen steileren Anstieg bewirken. Ihr Maximum erreicht die Wärmedehnung nach ca. 6 - 18 Monaten und nimmt dann durch den zunehmenden Gelanteil und die damit einhergehenden Versteifung der Zementsteinstruktur wieder ab [5].

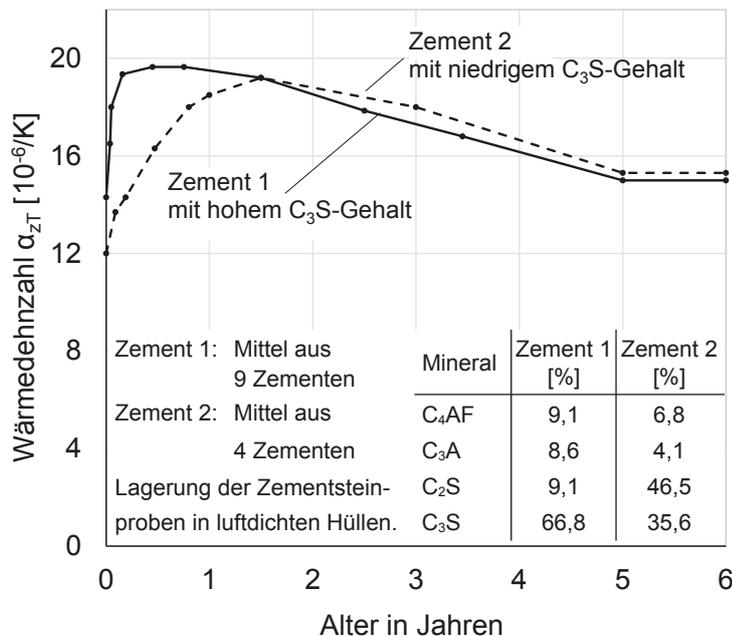


Abbildung 2.19: Zeitliche Entwicklung der Wärmedehnung von Portlandzementstein mit hohem bzw. niedrigem C_3S -Gehalt nach [42] und [4]

Abbildung 2.20 zeigt die zeitliche Entwicklung der Wärmedehnzahl von Portlandzementstein und Beton mit einer Gesteinskörnung aus Kalkstein [4]. Wie zu erwarten, zeigt sich ein qualitativ ähnlicher Zusammenhang, der jedoch bei Beton weniger stark ausgeprägt ist.

Untersuchungen an Betonen mit verschiedenen Gesteinskörnungen und unterschiedlichen Feuchtegehalten wurden in [42] über einen Zeitraum von 6 Jahren vorgenommen. Hier ist zu erkennen, dass sich die wesentlichen Änderungen der Wärmedehnzahlen der meisten Betone nach etwa 3 Jahren eingestellt haben, jedoch in vielen Fällen noch keine asymptotischen Verläufe erkennbar sind.

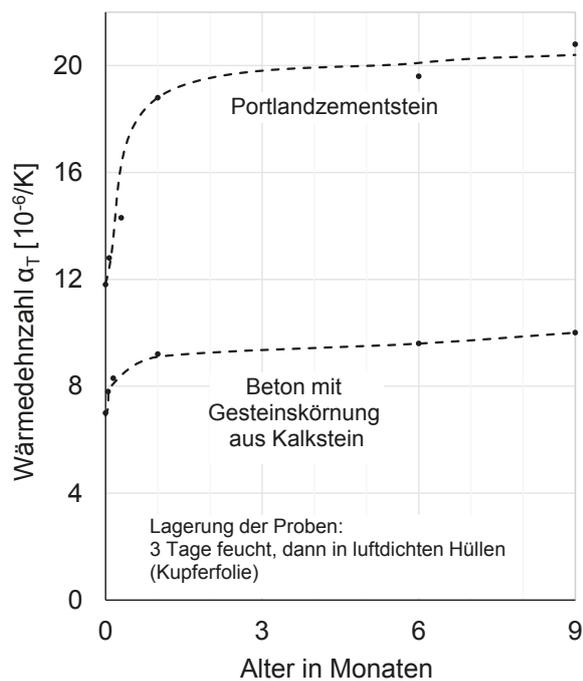


Abbildung 2.20: Zeitliche Entwicklung der Wärmedehnzahl von Beton und Zementstein nach [4]

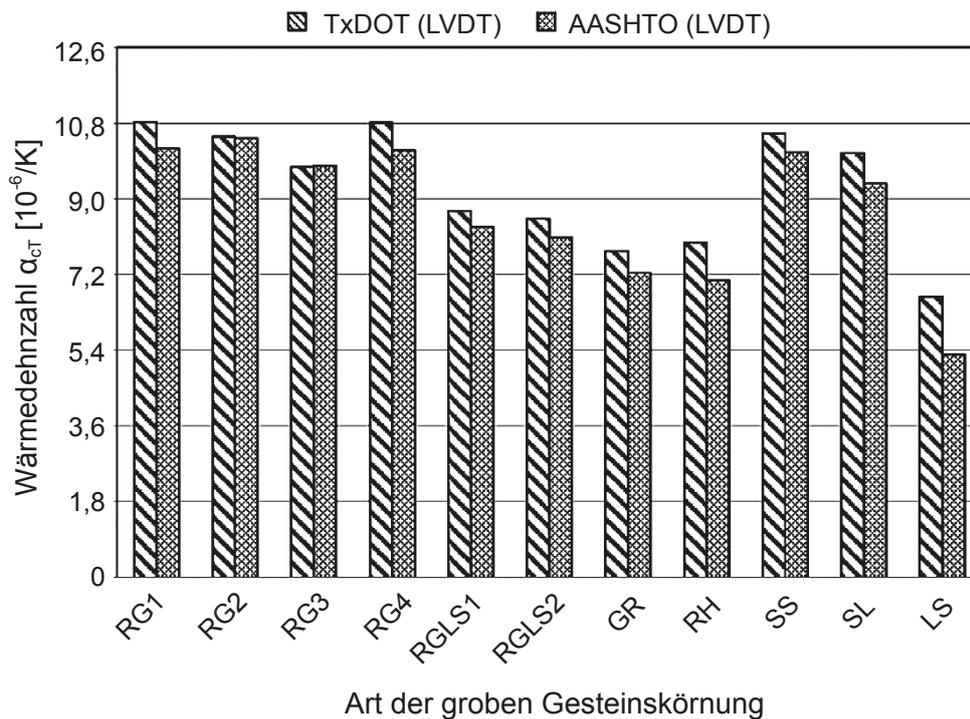
In [34] wurde die zeitliche Entwicklung der Wärmedehnzahl an in Labor hergestellten Zylindern gemäß AASHTO T336 [16] für 6 verschiedene Straßenbetonrezepturen mit u. a. verschiedenen Zementgehalten und Gesteinskörnungen untersucht. Dabei wurde ein Zeitraum zwischen 28 und 360 Tagen betrachtet und zu 8 definierten Prüfzeitpunkten ein stetiger Anstieg der Wärmedehnzahlen zwischen 6,4 % und 12,6 % festgestellt.

2.4.6 Versuchsbedingte Faktoren

Verschiedene Arbeiten beschäftigen sich mit Einflüssen auf die Wärmedehnzahl, die zwar materialbedingt sind, sich jedoch aus versuchsbedingten Randbedingungen ergeben.

So wird in [17] u. a. der Einfluss des verwendeten Prüfverfahrens untersucht. Es werden die in den USA am weitesten verbreiteten Prüfverfahren AASHTO T336-11 [43] und Tex-428-A [44] angewendet, die beide Weiterentwicklungen der AASHTO TP 60-00 [45] sind und sich daher vom Grundsatz sehr ähneln. Im Wesentlichen unterscheidet sich das Tex-428-A von der AASHTO T336-11 durch die Berechnung der Wärmedehnzahl aus den Messwerten. Hier werden aufbauend auf den Forschungsergebnissen aus [21] nur Messwerte aus dem Temperaturbereich 15 °C bis 45 °C herangezogen. Dies wird auch bei nachfolgenden Arbeiten, die die AASHTO T336 anwenden (z. B. [20]) entsprechend praktiziert. Darüber hinaus wird zur Sicherstellung des thermischen Gleichgewichtszustands in dem Tex-428-A eine Mindestdauer der Temperaturänderung von 2 Stunden sowie die Dauer der anschließenden Isotherme von mindestens einer Stunde vorgegeben.

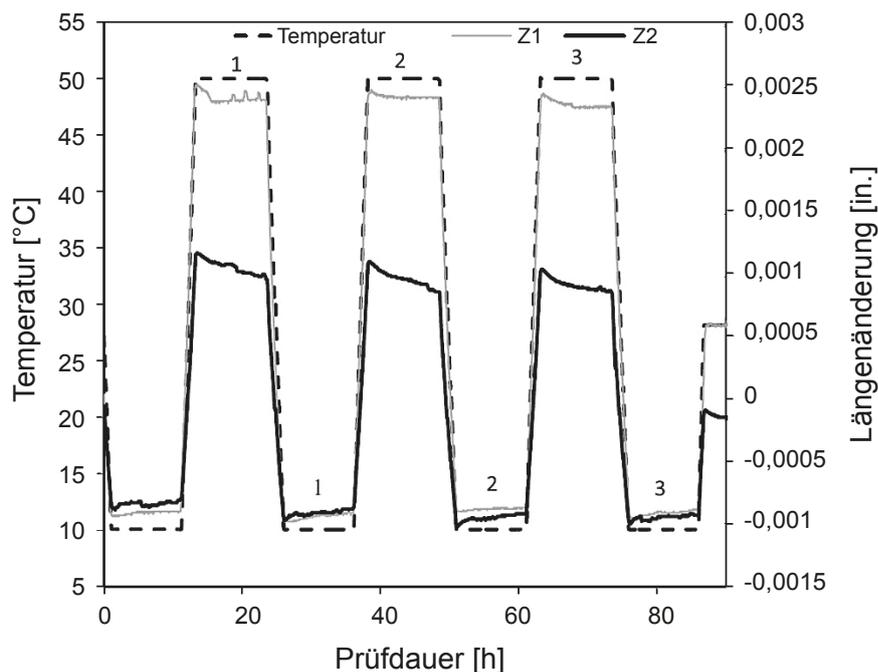
Die Untersuchung von 11 Betonmischungen mit gleicher Rezeptur und unterschiedlichen groben Gesteinskörnungen liefert bei Anwendung der Tex-428-A im Mittel $0,3 \cdot 10^{-6}/K$ höhere Werte für die Wärmedehnzahl als bei Anwendung der AASHTO T336-11. Abbildung 2.21 zeigt die ermittelten Ergebnisse bei Einsatz von induktiven Wegaufnehmern (LVDT) zur Messung der thermisch bedingten Längenänderung [17].



- | | | | |
|------|--|----|-------------|
| RG | – kieselhaltiger Flusskies | RH | – Rhyolith |
| RGLS | – natürliche Mischung aus
kiesel- und kalkhaltigen Kies | SS | – Sandstein |
| GR | – Granit | SL | – Schiefer |
| | | LS | – Kalkstein |

Abbildung 2.21: Mittels Tex-428-A (TxDOT) [44] und AASHTO T336-11 [43] ermittelte Wärmedehnzahlen an wassergesättigten Laborbetonen mit unterschiedlichen groben Gesteinskörnungen nach [17]

Wie auch in früheren Studien (z. B. [46]; [47]) wird in [17] der innere Wasserdruck und die Zeitverzögerung bis zum Erreichen des Temperaturgleichgewichts als wahrscheinliche Ursache für die Abweichungen der gemäß Tex-428-A und AASHTO T336-11 ermittelten Wärmedehnzahlen angesehen – beide Verfahren beinhalten unterschiedliche Regelungen zum Zeitpunkt der Bestimmung der Längenänderung. Genauere Untersuchungen dieses Effekts an zwei Betonzylindern zeigen, dass die Längenänderung auch nach Isothermen mit einer Dauer von zehn Stunden noch nicht abgeschlossen ist (s. Abbildung 2.22). Die zeitliche Differenz zwischen dem Erreichen der Zieltemperatur im umgebenden Wasserbad und im Probenkern beträgt jedoch beim Aufheizen 30 Minuten und beim Abkühlen nur 20 Minuten. Die größten Längenänderungen erfolgten nach Erreichen des Temperaturgleichgewichts [17].



Z1 – Zylinder 1 mit Schiefer als gGK
 Z2 – Zylinder 2 mit Kalkstein als gGK

Abbildung 2.22: Einfluss des inneren Wasserdrucks und der Verzögerung des Temperaturgleichgewichts auf die thermische Dehnung von wassergesättigten Betonzylindern nach [17]

Es wird geschlussfolgert, dass die Temperaturänderung zunächst einen kurzfristigen Effekt auf die Längenänderung besitzt und sich darüber hinaus im isothermen Zustand trotz gleichbleibender Temperatur über den Querschnitt der Probe noch längerfristige Verformungen durch den Effekt des internen Wasserdrucks ergeben. Hintergrund hierfür ist das äußerst hohe Dehnungsbestreben von Wasser, welches zudem im Gebrauchstemperaturbereich sehr stark temperaturabhängig ist, sowie die geringe Durchlässigkeit des Zementsteins. Dies führt bei Erwärmung dazu, dass sich der innere Wasserdruck erhöht, was mit einer sofortigen Ausdehnung und einer anschließenden zeitabhängigen Stauchung einhergeht. Die Stauchung tritt ein, wenn der Überdruck in den Poren durch das Fließen des Wassers nach außen abnimmt (s. Abbildung 2.23). Bei Abkühlung entsteht im Zementstein ein Unterdruck und die zuvor beschriebenen Effekte sind konträr ([37]; [17]). Die thermische Ausdehnung von Wasser ist im Temperaturbereich zwischen 5 °C und 20 °C etwa drei- bis viermal so hoch wie jene von Zementstein [37].

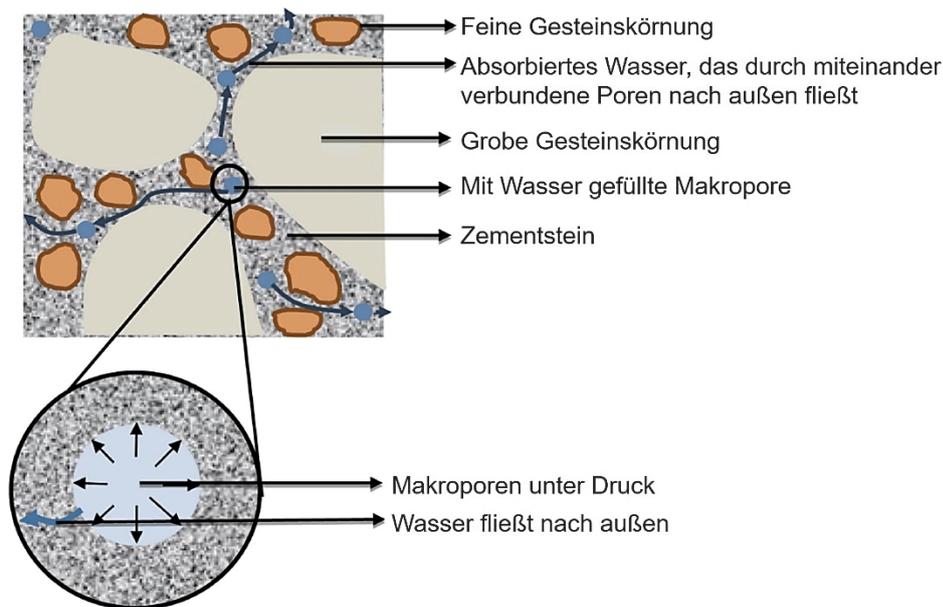


Abbildung 2.23: Schematische Darstellung der Entwicklung des internen Wasserdrucks während der Erwärmung nach [17]

Eine sehr ähnliche Charakteristik des zeitabhängigen Dehnungsverlaufs wie in Abbildung 2.22 zeigt sich auch in Untersuchungen von DETTLING [4] und WISCHERS [48] an wassergesättigten Zementsteinproben. Es wird darüber hinaus festgestellt, dass der qualitative Verlauf der zeitabhängigen Längenänderung sehr stark von dem Feuchtegehalt der Probe abhängig ist. So erfahren Zementsteinproben, die bei 105 °C getrocknet wurden, während der Isothermen keine weiteren Längenänderungen. Die Längenänderung ist hier zudem reversibel. Bei lufttrockenen Zementsteinproben zeigt sich eine geringfügige Längenzunahme während der ca. acht Stunden langen Isotherme nach der Erwärmung, es gibt hier jedoch keinerlei gegenläufige Verformungen, wie es bei wassergesättigten Proben der Fall ist. Bei den lufttrockenen Proben stellt sich zudem eine irreversible Längenänderung ein [4].

Neben der Einwirkungsdauer der Temperatur kann auch die thermische Vorbehandlung bzw. die Anzahl aufgebrachter Temperaturzyklen einen Einfluss auf die Wärmedehnzahl besitzen (z. B. [5]; [20]). Oftmals wird ein Abfall der thermischen Dehnung bei wiederholten Temperaturzyklen beschrieben. In [20] trifft dies bei der Analyse von 74 Bohrkernen aus Fahrbahndecken im Mittel zu. So ist hier in 76 % der untersuchten Proben die Wärmedehnzahl im 3. Zyklus geringer als im 1. Zyklus, und zwar um durchschnittlich $0,27 \cdot 10^{-6}/K$ (s. Abbildung 2.24). Darüber hinaus nimmt im Mittel das Bestimmtheitsmaß der linearen Regression mit zunehmender Anzahl an Temperaturzyklen zu und liegt im Durchschnitt bei den Kühlsegmenten höher als bei den Heizsegmenten [20]. Im gleichen Paper ist jedoch auch Abbildung 2.11 a) enthalten. Hier ist die Wärmedehnzahl bei erneuter Prüfung – allerdings erst 3 Monate später – um $0,9 \cdot 10^{-6}/K$ höher als bei der ersten Prüfung.

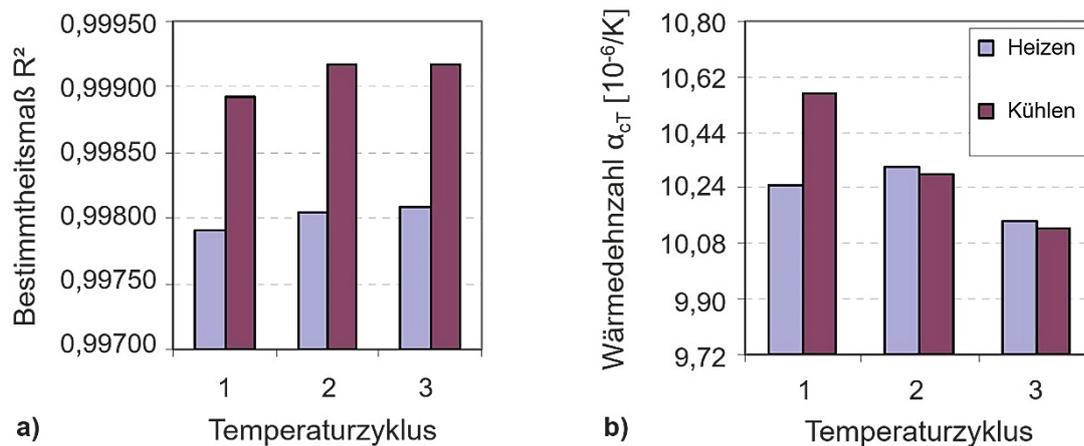


Abbildung 2.24: Einfluss aufeinander folgender Temperaturzyklen auf: a) das Bestimmtheitsmaß R^2 und b) die Wärmedehnzahl von Beton differenziert für die Heiz- und Kühlsegmente ($n = 74$) nach [20]

In [22] wird die Wärmedehnzahl als Eingangsparameter für die Berechnungen in [23] experimentell bestimmt. Hier ist der Mittelwert von drei im Labor hergestellten Proben im 2. Zyklus um $0,3 \cdot 10^{-6}/K$ kleiner als im 1. Zyklus.

Darüber hinaus werden in der Literatur Abweichungen der thermischen Dehnung für das Heiz- und das Kühlsegment diskutiert. In [5] wird beispielsweise bei feuchten Probekörpern nach einem Temperaturzyklus eine Restdehnung festgestellt, so dass sich beim Aufheizen höhere Wärmedehnzahlen als beim Abkühlen ergeben. Dies trifft auch für den Durchschnitt der Untersuchungen in [20] für den 2. und 3. Zyklus zu (vgl. Abbildung 2.24b)). In [21] werden hingegen für das Kühlsegment geringfügig höhere thermische Dehnungen bestimmt. Insgesamt lässt sich hierzu kein allgemeingültiger Zusammenhang aus der Literatur ableiten, da zum einen die Randbedingungen nicht einheitlich sind und zum anderen z. T. nur einzelne Orientierungsmessungen ohne statistischen Hintergrund durchgeführt wurden.

In [19] wurde das Kriterium der AASHTO T 336-15 [16] zur Feststellung einer hinreichenden Wassersättigung der Probekörper ($\Delta m_{24h} \leq 0,5 \text{ M.-%}$) kritisch hinterfragt. Hierfür wurden 5 verschiedene Betonrezepturen unterschiedlich lang einer Wasserlagerung unterzogen und anschließend die Wärmedehnzahl bestimmt. Die Ergebnisse sind in Abbildung 2.25 dargestellt. Es zeigt sich kein signifikanter Unterschied der Wärmedehnzahlen der 28 Tage lang in Wasser gesättigten Proben im Vergleich zu den 2 Tage lang konditionierten Proben. Jedoch benötigten die kürzer gelagerten Proben eine größere Anzahl an Prüfzyklen bis die Abweichung der Wärmedehnzahlen zwischen Heiz- und Kühlsegment $\leq 0,3 \cdot 10^{-6}/K$ betrug.

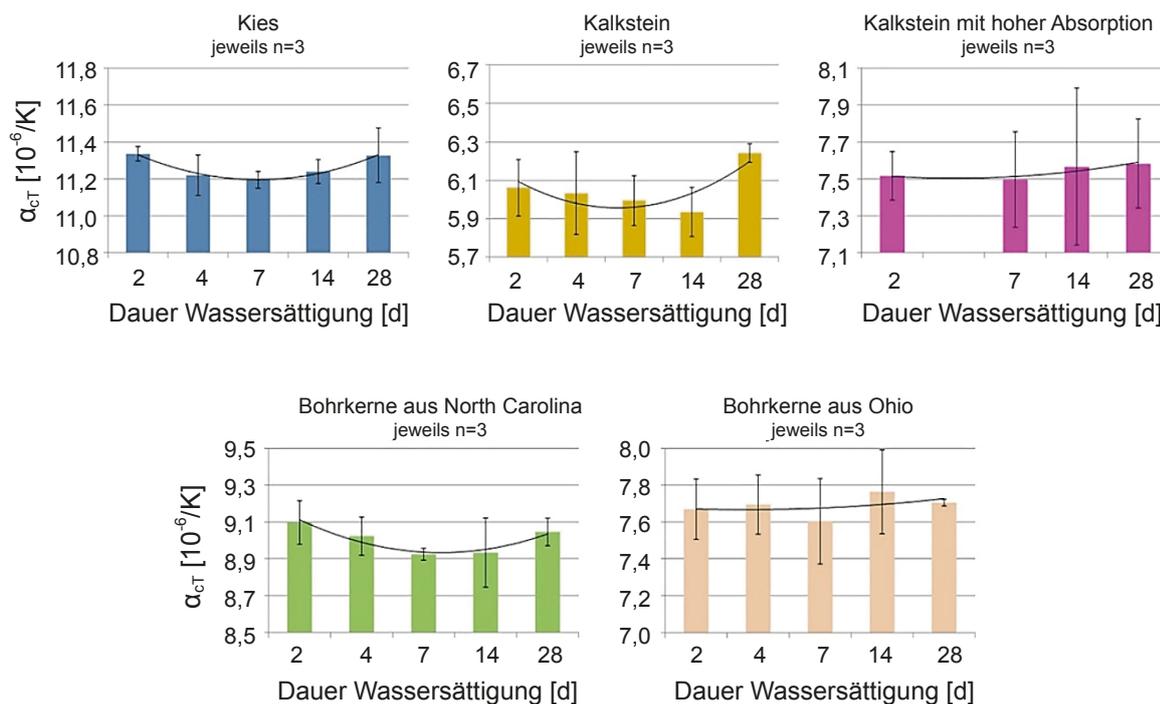


Abbildung 2.25: Gemäß AASHTO T336-15 [16] bestimmte mittlere Wärmedehnzahlen von Betonen mit unterschiedlichen Sättigungsdauern nach [19]

Des Weiteren wurde in [49] eine Abhängigkeit der Wärmedehnzahl von der Probekörpergeometrie festgestellt. Demnach ergeben sich bei prismatischen Probekörpern gleicher Länge um $0,21 - 0,33 \cdot 10^{-6}/K$ höhere Dehnzahlen als bei zylindrischen. Untersucht wurden hierbei Proben mit einem Alter von bis zu 60 Tagen.

Wird ein Prüfverfahren zur experimentellen Bestimmung der Wärmedehnzahl angewendet, bei dem eine Korrekturmessung an einer Kalibrierprobe in die Auswertung einfließt, z. B. zur Bestimmung des Einflusses eines ebenfalls temperierten Messrahmens, ist die Qualität des Prüfergebnisses stark von der Richtigkeit der für die Kalibrierprobe angenommenen Wärmedehnzahl abhängig. Die AASHTO TP 60 [45] gab eine Wärmedehnzahl für den hierfür zu verwendenden Edelstahl 304 von $17,3 \cdot 10^{-6}/K$ an. Dieser Wert wurde auf Basis späterer experimenteller Bestimmung gemäß ASTM E 228 [15] auf $15,0 \cdot 10^{-6}/K$ korrigiert, was zu proportional geringeren Werten für die Wärmedehnzahlen der Betone führt [27].

2.5 Relevanz im Betonstraßenbau

2.5.1 Bauweisen und prinzipieller Schichtenaufbau

Fahrbahndecken aus Beton werden in Deutschland standardmäßig unbewehrt in Plattenbauweise ausgeführt, welche international als Jointed Plain Concrete Pavements (JPCP) bezeichnet werden. Im Bereich der Bundesfernstraßen ist die Plattenbauweise nach derzeitigem technischem Regelwerk durch Querscheinfugen in regelmäßigen Abständen von 5,0 m und durch Längsscheinfugen gekennzeichnet, die eine unkontrollierte Rissbildung vermeiden (s. Abbildung 2.26). In den Querscheinfugen werden gemäß ZTV Beton-StB [50] Dübel mit einem Achsabstand von 25 cm in der Mitte der Deckendicke angeordnet. In den Längsscheinfugen sind je Platte 3 Anker in gleichmäßigem Abstand im unteren Drittel der Deckendicke vorzusehen.

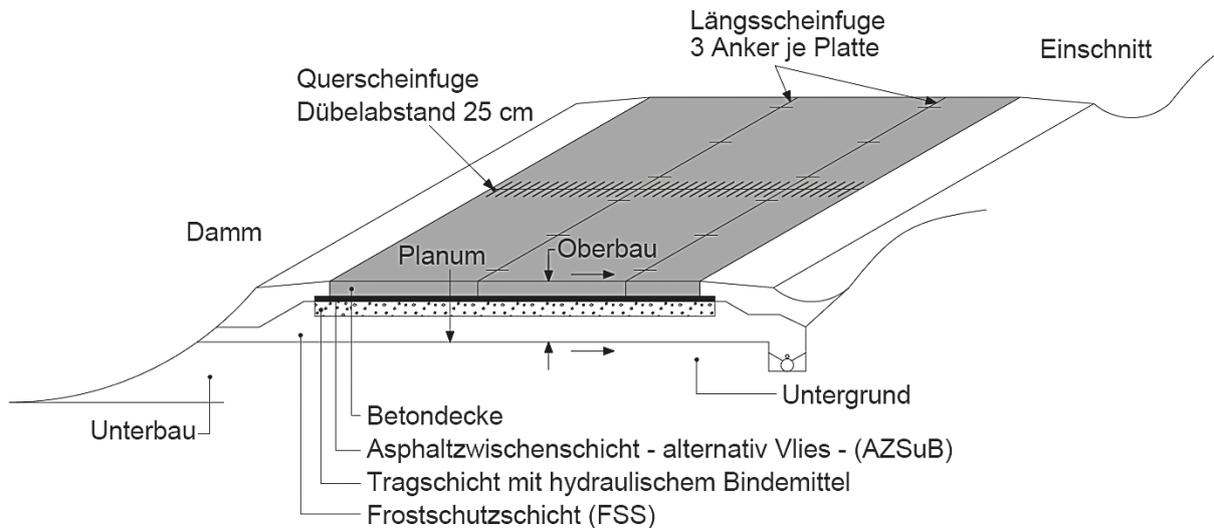


Abbildung 2.26: Prinzipskizze einer Fahrbahndecke aus Beton in Plattenbauweise nach [51]

Neben der konstruktiven Ausführung als unbewehrte Plattenbauweise können Fahrbahndecken aus Beton durchgehend bewehrt hergestellt werden. International wird die Bauweise der durchgehend bewehrten Betonfahrbahndecke (DBB) als Continuously Reinforced Concrete Pavements (CRCP) bezeichnet. Infolge einer durchgehenden Längsbewehrung aus geripptem Betonstahl i. d. R. etwas oberhalb der Deckenmitte kann auf die Ausführung von Scheinfugen verzichtet werden. Es stellt sich eine freie Rissbildung mit möglichst gleichmäßigen Rissabständen und einer angestrebten Rissbreite von maximal 0,5 mm an der Fahrbahnoberfläche ein [52]. Durch die geringen Rissbreiten in Verbindung mit der Dübelwirkung der Längsbewehrung werden eine sehr gute Rissverzahnung und Querkraftübertragung sichergestellt [51].

DBB haben ihren Ursprung in den USA und kommen in Europa beispielsweise in Belgien standardmäßig zur Anwendung. In Deutschland wird diese Bauweise derzeit erprobt und ist nicht im technischen Regelwerk verankert.

Nachfolgende Abbildung zeigt schematisch den prinzipiellen Aufbau eines Oberbaus mit DBB.

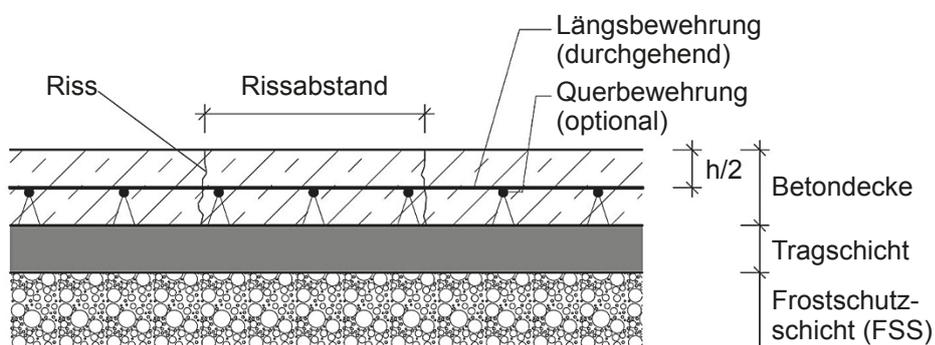


Abbildung 2.27: Längsschnitt durch einen exemplarischen Oberbau mit durchgehend bewehrter Betondecke nach [51]

Vor dem Hintergrund, dass der Verbund der Betondecke zur Tragschicht nicht dauerhaft gegeben ist, wirkt die Betondecke bei beiden Bauweisen nach dem gleichen Grundprinzip für sich allein. Dies hat Einfluss auf das Längsdehnungsverhalten sowie die Dimensionierung, bei welcher die Tragschicht nicht als mitwirkend angesetzt wird.

2.5.2 Betonrezepturen und Ausgangsstoffe

Grundsätzlich kann eine Betondecke gemäß den ZTV Beton-StB [50] ein- oder zweischichtig hergestellt werden. Zweischichtige Decken werden mit Betonen unterschiedlicher Zusammensetzung ausgeführt, wobei die obere Schicht als Oberbeton und die untere Schicht als Unterbeton bezeichnet werden. Die Dicke einzelner Schichten muss mindestens 5 cm und mindestens dem dreifachen Größtkorndurchmesser entsprechen.

Die zu verwendende Betonrezeptur ist u. a. abhängig von der auszuführenden Oberflächentextur. In der Regel wird seit 2006 im Bundesfernstraßenbereich aus Gründen der Lärminderung der Oberflächenmörtel der Betondecke mittels Ausbürsten entfernt (Waschbetontextur). In diesem Fall wird die Betondecke zweischichtig ausgeführt, wobei für den Oberbeton eine Waschbetonrezeptur mit gebrochener Gesteinskörnung (Größtkorn 8 mm) sowie einem Zementgehalt von mindestens 420 kg/m^3 verdichteten Frischbetons zur Anwendung kommt [53]. Im Unterbeton kann sowohl gebrochene als auch ungebrochene Gesteinskörnung mit einem Größtkorn von 16, 22 oder 32 mm eingesetzt werden. Der Mindestzementgehalt im Unterbeton beträgt 340 kg/m^3 .

Als Alternative zur Waschbetontextur wurde 2023 das Texturgrinding Typ S in das technische Regelwerk überführt [54]. Zur Erzielung einer definierten und homogenen Oberflächentextur erfolgt hierbei ein mechanischer Abtrag des erhärteten Betons mittels diamantbestückter Schneidscheiben. Nach aktuellem Kenntnisstand werden zur Aufbringung eines Texturgrindings ausschließlich Betone mit gebrochener Gesteinskörnung und einem Größtkorn von 16 oder 22 mm sowie einem Mindestzementgehalt von 340 kg/m^3 eingesetzt. Aus wirtschaftlichen Gründen kommen auch hier oftmals zweischichtige Decken zur Anwendung, bei denen im Unterbeton grobe Gesteinskörnung mit einem Größtkorn von 32 mm und ggf. Kies enthalten sind.

Abbildung 2.28 enthält eine exemplarische Darstellung der beiden beschriebenen, für den Bundesfernstraßenbereich maßgebenden Texturvarianten.



Abbildung 2.28: Exemplarische Darstellung der Fahrbahnoberfläche einer Betondecke mit Waschbetontextur (links) und Grindingtextur Typ S (rechts) [54]

Gemäß TL Beton-StB [53] werden darüber hinaus u. a. folgende weitere Anforderungen an Beton für hochbelastete Fahrbahndecken gestellt:

- w/z -Wert $\leq 0,45$
- Druckfestigkeitsklasse C30/37

- Mittlerer Mindestluftgehalt des Frischbetons (XF 4):
 - Größtkorn 8 mm: 5,5 Vol.-%
 - Größtkorn 16 mm: 4,5 Vol.-%
 - Größtkorn 22 bzw. 32 mm: 4,0 Vol.-%

Mit Blick auf eine Verbesserung der Ökologie von Fahrbahndeckenbetonen wurden mit dem ARS Nr. 04/2022 [55] die gemäß [53] anwendbaren Zemente um klinkerreduzierte Zemente erweitert. Darüber hinaus ist es nun möglich, unterschiedliche Zementarten im Ober- und Unterbeton einzusetzen. Nachfolgend genannte Zemente können zur Anwendung kommen:

- CEM I
- CEM II/A-S
- CEM II/B-S ¹⁾
- CEM II/A-T ¹⁾
- CEM II/B-T ¹⁾
- CEMII/A-LL ¹⁾
- CEM III/A (max. Hüttensandgehalt: 50 %) ¹⁾

¹⁾ Für Oberbetone in Abstimmung mit dem Bauherrn

Aufgrund des Feuchteintrags, der Alkalizufuhr von außen und starker dynamischer Beanspruchung werden Betondecken der Belastungsklasse Bk100 bis Bk1,8 nach RStO gemäß den TL Beton-StB 07 [53] der Feuchtigkeitsklasse WS zugeordnet. Für diese ist gemäß ARS Nr. 04/2013 [56] die Eignung der groben Gesteinskörnung ($d \geq 2$ mm) bzw. des Fahrbahndeckenbetons hinsichtlich der Vermeidung einer schädigenden Alkali-Kieselsäure-Reaktion (AKR) durch anerkannte AKR-Gutachterstellen nachzuweisen. Geprüfte, AKR-unbedenkliche Vorkommen von groben Gesteinskörnungen werden auf der Internetseite der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) gelistet [57]. In der nachfolgenden Abbildung 2.29 sind die geprüften, AKR-unbedenklichen Vorkommen von groben Gesteinskörnungen für den Einsatz in Fahrbahndecken aus Beton in Abhängigkeit der Gesteinsart dargestellt. Es sind sowohl die mittels AKR-Performance-Prüfung (Verfahren V1) als auch die mittels WS-Grundprüfung (Verfahren V2) geprüften Vorkommen dargestellt. Gesteinsarten mit ähnlicher chemischer und/oder mineralogischer Zusammensetzung wurden hier zusammengefasst. Demnach wurde Granodiorit zu Granit, Gabbro zu Basalt und Latitandesit zu Andesit gezählt.

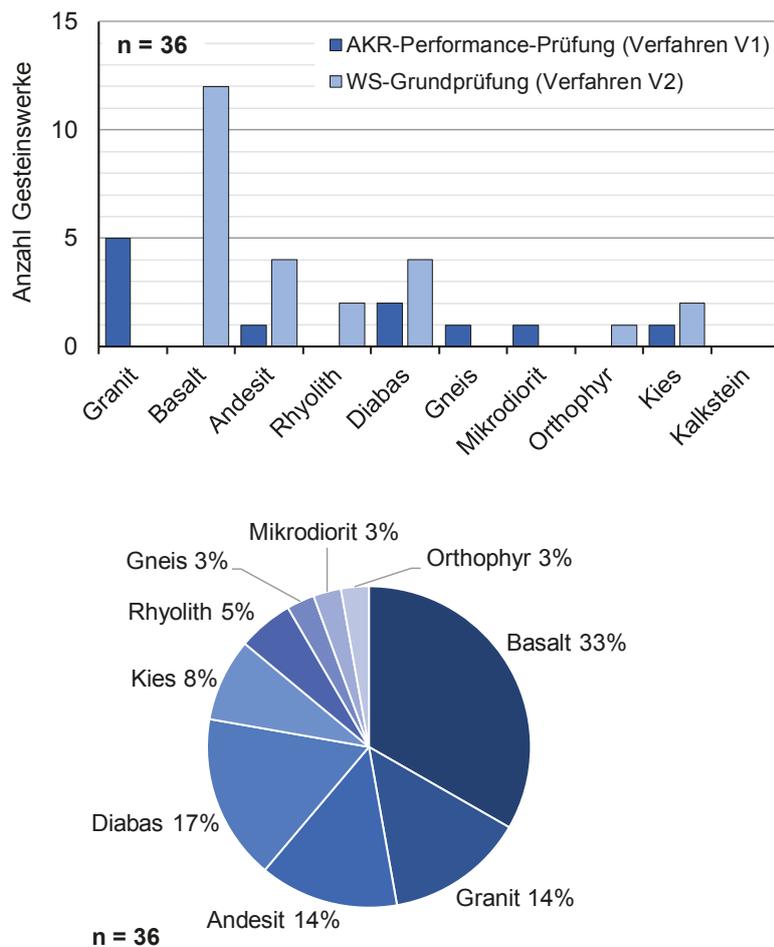


Abbildung 2.29: Anzahl (oben) sowie relativer Anteil (unten) der geprüften, AKR-unbedenklichen Vorkommen von groben Gesteinskörnungen für den Einsatz in Fahrbahndecken aus Beton (Feuchtigkeitsklasse WS) in Abhängigkeit der Gesteinsart – Stand 24.05.2023 [57]

Neben diesen geprüften Vorkommen werden in Bayern auch grobe Gesteinskörnungen eingesetzt, für die dort langjährige positive Erfahrungen vorliegen. Die entsprechend nach Verfahren 4 gelisteten Gesteinskörnungen [58] sind differenziert nach ihrer Gesteinsart in der nachfolgenden Abbildung dargestellt. Auch hier wurden die zuvor beschriebenen Gesteinsarten, mit ähnlicher chemischer und/oder mineralogischer Zusammensetzung zusammengefasst.

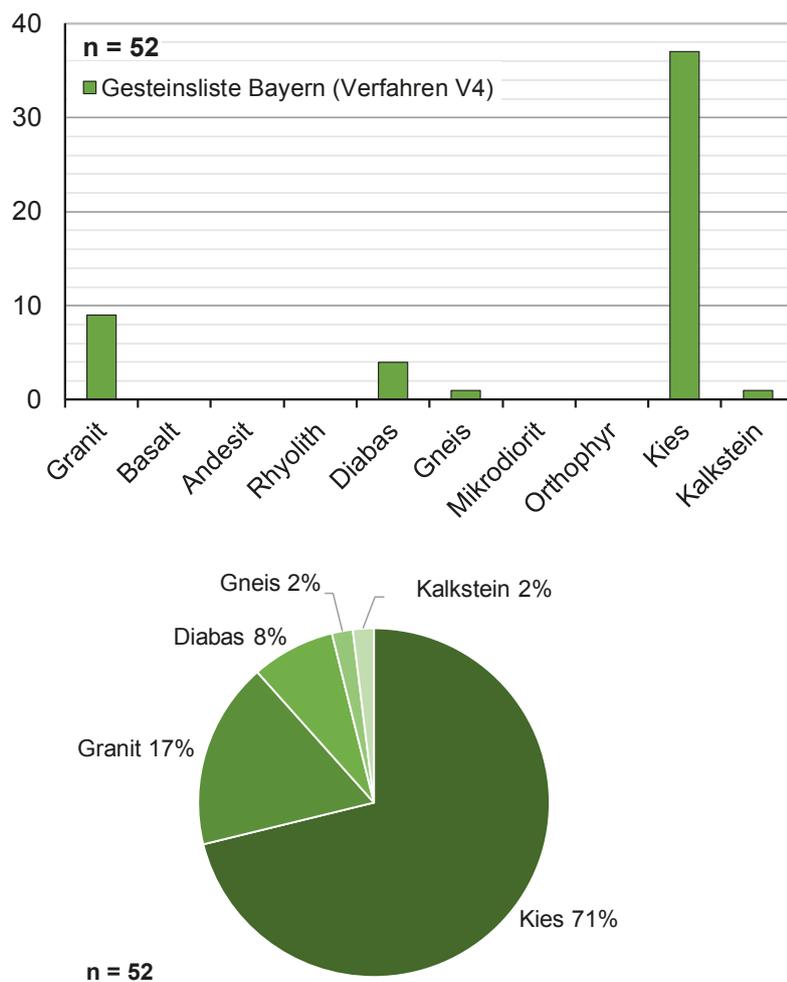


Abbildung 2.30: Anzahl (oben) sowie relativer Anteil (unten) der in Bayern nach Verfahren V4 gelisteten Gesteinskörnungen für den Einsatz in Fahrbahndecken aus Beton (Feuchtigkeitsklasse WS) in Abhängigkeit der Gesteinsart – Stand 24.05.2023 [58]

Prinzipiell ist die Bestimmung der Wärmedehnzahl weder Bestandteil der Erstprüfung noch der Eigenüberwachungs- und Kontrollprüfungen gemäß den ZTV Beton-StB 07 [50] und daher in der nationalen Baupraxis kein Vertragsbestandteil.

In Kalifornien wird die Wärmedehnzahl im Zuge der Bauausführung zur Qualitätssicherung experimentell ermittelt [59]. In Texas ist ein oberer Grenzwert für die Wärmedehnung der Gesteinskörnung, welche beim Bau durchgehend bewehrter Betonfahrbahndecken eingesetzt wird, vorgeschrieben (z. B. [60]). Dieser wurde seitens des Texas Department of Transportation auf $5,5 \cdot 10^{-6}/^{\circ}\text{F}$ ($9,9 \cdot 10^{-6}/\text{K}$) [17] festgelegt.

2.5.3 Mechanisches Verhalten bei Temperatureinwirkung

Betonfahrbahnen unterliegen im Gebrauchszustand komplexen Beanspruchungen, die sich aus der Überlagerung lastunabhängiger (thermische, hygrische) und lastabhängiger Einwirkungen sowie infolge der spezifischen herstellungsbedingten und konstruktiven Randbedingungen ergeben.

Bei Betrachtungen zur Wärmedehnzahl sind insbesondere die aus gleichmäßiger und ungleichmäßiger Temperaturänderung entstehenden Spannungen und Verformungen relevant. Allgemein wirkt sich das thermische Dehnungsbestreben des Fahrbahndeckenbetons

vor allem auf die Längs-, Biege- und Eigenspannungen der Decke sowie Plattenverformungen (z. B. Aufschüsseln, Aufwölben), Fugenbewegungen und demnach auf die Beanspruchung von Fugenfüllsystemen aus.

2.5.3.1 Gleichmäßige Temperaturänderung

Die Längenänderung einer frei beweglichen Platte infolge gleichmäßiger Temperaturänderung und folglich auch die maximal mögliche Fugenbewegung kann durch Umstellung der Gleichung (2.13) wie folgt bestimmt werden:

$$\Delta l = \Delta T \cdot \alpha_{cT} \cdot l_0 \quad (2.15)$$

mit Δl : Längenänderung [mm]

ΔT : Temperaturdifferenz [K]

α_{cT} : Mittlere lineare Wärmedehnzahl des Betons [1/K]

l_0 : Ausgangslänge der Platte [mm]

Wird die Verformung der Platte durch Reibung behindert, entstehen bei Erwärmung Druckspannungen und bei Abkühlung Zugspannungen in der Decke (Zwangsspannungen). Die im Vergleich zu einer frei beweglichen Platte durch Reibung zur Unterlage reduzierte thermische Längenänderung kann gemäß [61] unter Berücksichtigung einer Wichte des Betons von $24 \cdot 10^{-6} \text{ N/mm}^3$ wie folgt berechnet werden:

$$\Delta l = \Delta T \cdot \alpha_{cT} \cdot l_0 - 0,6 \cdot 10^{-5} \cdot \frac{\mu \cdot l_0^2}{E} \quad (2.16)$$

mit μ : Reibungsbeiwert nach [62]; [63]

Erstmalige Verschiebung 1,6 – 2,0

Wiederholte Verschiebung 0,8 – 1,0

E : E-Modul des Betons [N/mm²]

Grundsätzlich ist anzumerken, dass die Reibungsbeiwerte auch von der Art der Unterlage abhängig sind. Die unter Gleichung (2.16) genannten Werte sind in erster Linie auf Untersuchungen mit sandiger Unterlage zurückzuführen. Es ist davon auszugehen, dass sich bei gebundenen Schichten höhere Reibungsbeiwerte als bei ungebundenen Schichten ergeben. In [61] werden für größere Verschiebewege von 2,0 - 3,0 mm Reibungsbeiwerte für eine erstmalige Bewegung von $\mu = 3,0 - 4,0$ angegeben.

Kommt es zu einer gleichmäßigen Erwärmung und wird die Ausdehnung durch das Schließen der Kerbrisse an den Scheinfugen behindert, entstehen Druckspannungen in der Plattenkette. Hierdurch werden bei hohen Temperaturen Biegezugspannungen aus ungleichmäßiger Erwärmung und Verkehrslast überdrückt [61]. Bei planmäßiger Funktionsfähigkeit der Fugen wird jedoch durch die Verformungsmöglichkeit in Längsrichtung der Aufbau von Längsdruckspannungen verhindert bzw. minimiert.

Bei Kombination ungünstiger Zustände und Randbedingungen kann es infolge intensiver Erwärmung und bei ausreichender Behinderung der Längsdehnung zu einer lokalen Überschreitung der maximal aufnehmbaren Spannungen im Deckensystem und folglich zu Hitzeschäden kommen. Untersuchungen von FÖRSTER [64] und VILLARET et al. [65] zeigen, dass es nur zu Hitzeschäden kommen kann, wenn zugleich Imperfektionen vorliegen, z. B. aus der Herstellung, der Erhaltung oder durch lokale Vorschädigungen.

2.5.3.2 Ungleichmäßige Temperaturänderung

In der Praxis entstehen infolge der einseitigen Temperatureinwirkung eine ungleichmäßige Temperaturänderung und damit ein nichtlinearer Temperatur- und Spannungsverlauf über den Querschnitt. Abbildung 2.31 zeigt schematisch die Anteile aus Längs-, Biege- bzw. Wölbspannungen und Eigenspannung unter Annahme einer konstanten Nullspannungstemperatur – dabei ist die Nullspannungstemperatur die Temperatur, bei der der Querschnitt spannungsfrei ist. In der Praxis besitzt der Betonierzeitpunkt einen maßgeblichen Einfluss auf den tatsächlichen Verlauf der Nullspannungstemperatur und folglich auf die thermisch induzierten Spannungen [23].

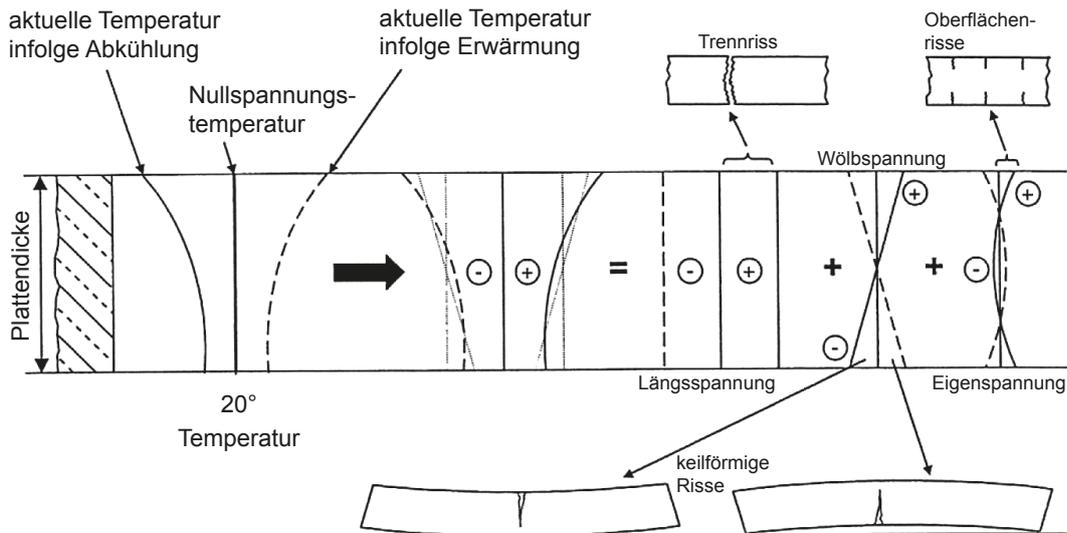


Abbildung 2.31: Temperaturspannungen im Querschnitt einer Fahrbahnplatte aus Beton mit einem konstanten Nullspannungstemperaturgradienten infolge einer Erwärmung (gestrichelte Linie) bzw. Abkühlung (durchgezogene Linie) der Oberseite [66] gemäß [67]

Durch den linearen Anteil des Temperaturverlaufs entstehen Biegespannungen im Querschnitt. Eine Erwärmung von oben führt zu einer Aufwölbung der Platte. In Überlagerung mit dem entgegenwirkenden Eigengewicht entstehen Biegezugspannungen an der Plattenunterseite, die sog. Wölbspannungen. Sie werden u. a. durch die kritische Plattenlänge l_{krit} definiert, bei der die Platte in der Mitte zum Aufliegen kommt [66]. Der nichtlineare Anteil führt zu Eigenspannungen (innerer Zwang).

Die Abhebung f in Plattenmitte infolge Aufwölbung kann gemäß nachfolgender Gleichung abgeschätzt werden. Hierbei beträgt die Plattenlänge $l < 0,9 \cdot l_{\text{krit}}$, die Wichte des Betons wird mit $24 \cdot 10^{-6} \text{ N/mm}^3$ angenommen und die Querdehnung vernachlässigt [23].

$$f = \frac{\delta_T \cdot \alpha_{cT} \cdot l^2}{8} - \frac{(3,75 \cdot 10^{-6}) \cdot l^4}{E \cdot h^2} \quad (2.17)$$

- mit f : Abhebung der Platte [mm]
 l : Plattenlänge, wobei $l < 0,9 \cdot l_{\text{krit}}$ [mm]
 δ_T : Temperaturgradient [K/mm]
 α_{cT} : Wärmedehnzahl [1/K]
 E : E-Modul [N/mm²]
 h : Plattendicke [mm]

$$l_{krit} = c \cdot h \cdot \sqrt{\alpha_{cT} \cdot \delta_T \cdot E} \quad (2.18)$$

c : Konstante (183 für einen Stab, 200 für eine schmale Platte und 228 für eine quadratische Platte)

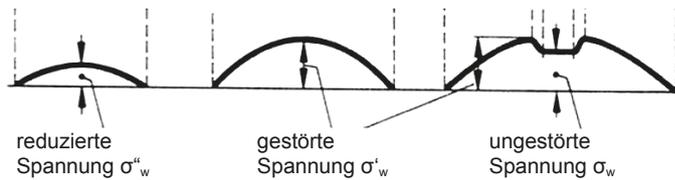
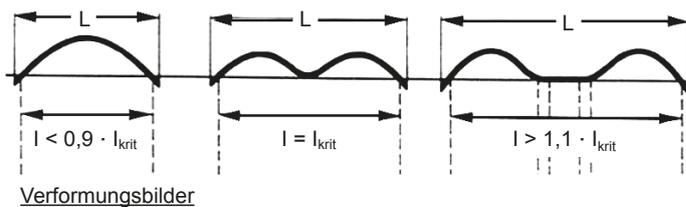
Erfolgt eine Abkühlung von oben kommt es zu einem Aufschüsseln der Platte. Die maximale Abhebung des freien Plattenrandes f_{max} kann gemäß folgender Gleichung bestimmt werden. Hierbei beträgt die Plattenlänge $l = l_{krit}$, die Wichte des Betons wird mit $24 \cdot 10^{-6} \text{ N/mm}^3$ angenommen und die Querdehnung vernachlässigt [23].

$$f_{max} = \frac{\delta_T \cdot \alpha_{cT} \cdot l_{krit}^2}{8} - \frac{(2,25 \cdot 10^{-6}) \cdot l^4}{E \cdot h^2} \quad (2.19)$$

mit $l_{krit} = 167 \cdot h \cdot \sqrt{\alpha_{cT} \cdot \delta_T \cdot E} \quad (2.20)$

Die sich ergebenden Verformungsbilder und Spannungsverläufe infolge ungleichmäßiger Temperaturänderung sind detailliert in Abbildung 2.32 dargestellt.

a) Positiver Temperaturgradient $\Delta t > 0$



b) Negativer Temperaturgradient $\Delta t < 0$

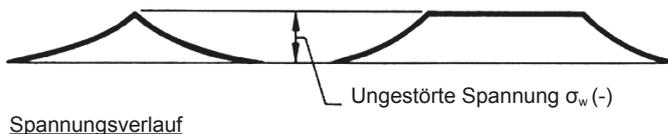
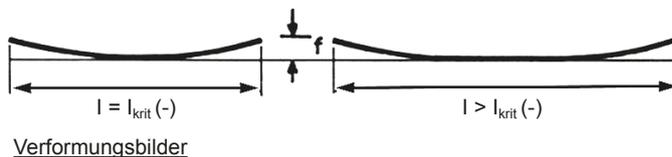


Abbildung 2.32: Verformungen und Biege- bzw. Wölbspannungen in Abhängigkeit der kritischen Plattenlänge l_{krit} : a) infolge ungleichmäßiger Erwärmung von oben (positiver Temperaturgradient); b) infolge ungleichmäßiger Abkühlung von oben (negativer Temperaturgradient) [61]

2.5.3.3 Thermobimetalleffekt

Bei zweischichtiger Bauweise besitzen der Ober- und der Unterbeton der Fahrbahndecke unterschiedliche Zusammensetzungen, so dass sich deren Materialkennwerte im Rahmen der in der Praxis üblichen Bandbreite mehr oder weniger stark voneinander unterscheiden können. In [68] wird zur Verringerung von Zwangsspannungen empfohlen, in Ober- und Unterbeton Gesteinskörnungen mit möglichst gleicher Wärmedehnzahl zu verwenden.

Für den Fall, dass die Wärmedehnzahlen von Ober- und Unterbeton signifikant differieren, treten nicht nur bei ungleichmäßiger Temperaturänderung, sondern auch bei gleichmäßiger Temperaturänderung über den Querschnitt Verwölbungen auf (Thermobimetalleffekt). Diese führen durch den Verbund der Schichten und die damit einhergehende Verformungsbehinderung zu Horizontalspannungen (Zwangsspannungen). Bei den konventionellen Fahrbahndecken in Plattenbauweise ergeben sich aus der Einleitung und Umlenkung dieser Spannungen in den Plattenendbereichen Schubspannungen und Schälspannungen senkrecht zur Verbundfuge über eine gewisse Einleitungslänge, die ca. 20 bis 25 cm beträgt [29]. Exemplarisch sind in der nachfolgenden Abbildung der qualitative Verlauf der eintretenden Verwölbungen und Spannungen infolge Thermobimetalleffekt dargestellt. Abgebildet sind die Eigenspannungen bei freier Verformung des Systems infolge gleichmäßiger Temperaturänderung, d. h. ohne den Einfluss aus Eigengewicht und/oder Auflasten.

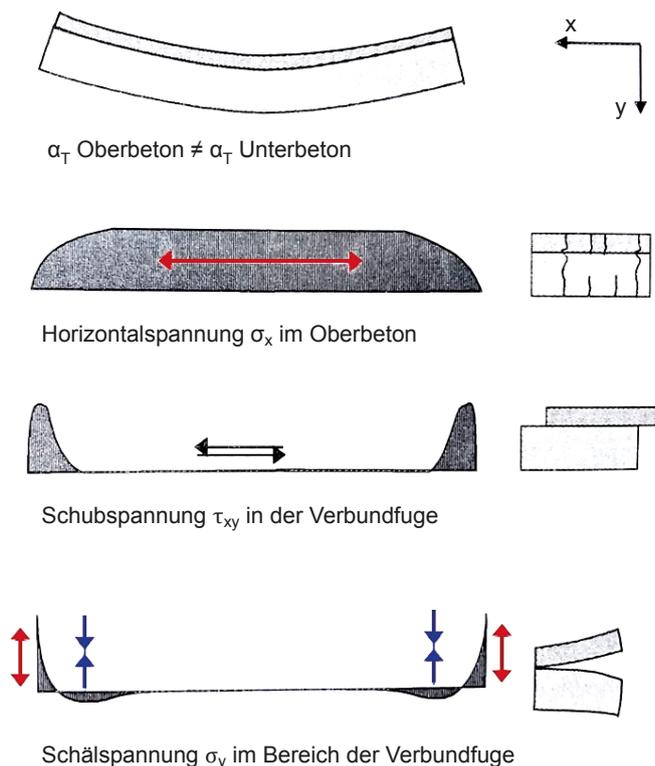


Abbildung 2.33: Verwölbungen, Spannungen und mögliche Schadensmechanismen aufgeschüsselter Betonplatten infolge Thermobimetalleffekt [29]

Das Ausmaß der mittleren Längenänderung sowie der Verwölbung wird u. a. durch die Absolutwerte der Wärmedehnzahl bestimmt. Die Größe der Verwölbungen und Spannungen infolge des Thermobimetalleffekts hingegen hängt neben dem Betrag der mittleren Temperaturänderung maßgeblich von der Differenz der Wärmedehnzahlen der einzelnen Schichten ab. Es besteht ein linearer Zusammenhang zwischen dieser Differenz und den entstehenden Verwölbungen und Spannungen. Weitere sekundäre Einflüsse sind beispielsweise der Nullspannungstemperaturgradient, die E-Moduln und die Schichtdicken [29].

In [29] wurde u. a. der Einfluss unterschiedlicher Wärmedehnzahlen in Ober- und Unterbeton auf die entstehenden Verwölbungen und Spannungen mit analytischen Berechnungsverfahren sowie der Finite-Elemente-Methode untersucht. Zur stichpunkthaften Überprüfung der Rechenergebnisse fanden Laborversuche an 70 cm langen Betonbalken mit zwei Schichtdickenkombinationen statt, bei denen die Verwölbung infolge unterschiedlicher, gleichmäßiger Temperaturänderungen als Stichmaß messtechnisch erfasst wurde. Zur Betrachtung der maßgebenden Grenzzustände wurden als Gesteinskörnung für den Oberbeton Quarz (hohe Wärmedehnzahl) und für den Unterbeton Muschelkalk (geringe Wärmedehnzahl) verwendet. Die Wärmedehnzahlen der Betone wurden aufgrund der schwierigen und aufwendigen experimentellen Bestimmung nach DETTLING [4] analytisch berechnet.

Es ergab sich eine sehr gute Übereinstimmung der Labormessungen mit den Ergebnissen der Rechenverfahren. Im Ergebnis einer rechnerischen Parameterstudie wird in [29] empfohlen, bei unter ungünstigen Witterungsverhältnissen hergestellten Decken (d. h. bei sehr hohen oder sehr niedrigen Temperaturen) den Unterschied der Wärmedehnzahlen von Ober- und Unterbeton auf rd. $2,5 \cdot 10^{-6}/K$ zu beschränken. Bei sehr dünnen Oberbetonen mit einer Schichtdicke von kleiner 4 cm sollte eine Differenz von rd. $2,0 \cdot 10^{-6}/K$ nicht überschritten werden. Darüber hinaus stellen sich vor allem sehr dünne und steife Oberbetone mit deutlich höheren Wärmedehnzahlen als im Unterbeton ungünstig dar, wenn diese nach einer Herstellung im Sommer bei heißer Witterung im ersten Winter abkühlen ([29], [69]).

Darüber hinaus wurde in [69] gezeigt, dass die elastischen Verformungseigenschaften Wärmedehnzahl und E-Modul einen starken Einfluss auf das mechanische Verhalten des Deckensystems besitzen. So können sich für Fahrbahnplatten mit geringen Werten für diese Parameter ($E = 25.000 \text{ MPa}$, $\alpha_{CT} = 9,0 \cdot 10^{-6}/K$) gegenüber einer Platte mit hohen Werten ($E = 50.000 \text{ MPa}$, $\alpha_{CT} = 13,0 \cdot 10^{-6}/K$) bis zu 50 % kleinere Spannungen und Verformungen ergeben. Es wird daher empfohlen, den E-Modul und die Wärmedehnzahl bei Dimensionierungen künftig in höherem Maße zu berücksichtigen. Im Hinblick auf eine hohe Dauerhaftigkeit von Konstruktion und Gebrauchseigenschaften sollte ein Fahrbahndeckenbeton mit möglichst geringer Wärmedehnzahl zur Anwendung kommen.

2.5.4 Dimensionierung

Die Dimensionierung von Betonfahrbahndecken erfolgt konventionell gemäß den RStO 12 [70] durch Auswahl einer Standardbauweise mit festgelegten Schichtdicken in Abhängigkeit der Belastungsklasse. Die hier hinterlegten empirisch festgelegten Deckendicken gelten für Regelfälle bei Neubau und Erneuerung und sind allgemein auf eine geplante Nutzungsdauer von 30 Jahren ausgelegt. Projektspezifische Parameter, wie beispielsweise die Materialkennwerte des Fahrbahndeckenbetons, finden hier keine Berücksichtigung.

Unter Fahrbahndecken aus Beton können verschiedene Tragschichtvarianten zur Ausführung kommen, die u. a. die notwendige Deckendicke beeinflussen. In der nachfolgenden Abbildung sind die in den RStO 12 für die höchste Belastungsklasse Bk100 enthaltenen Bauweisen mit Betondecke zusammenfassend skizziert.

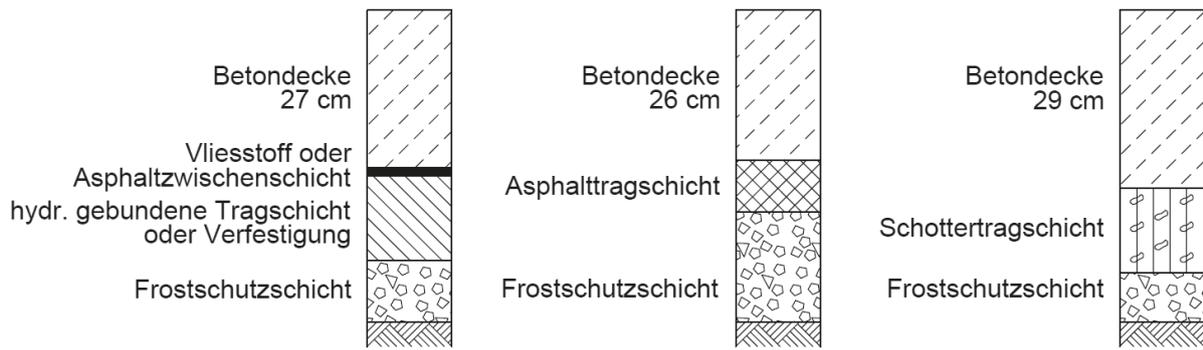


Abbildung 2.34: Zusammenfassende Darstellung der Bauweisen mit Betondecke gemäß den RStO 12 [70]

Alternativ können Oberbauvarianten mit unbewehrter Betondecke gemäß den RDO Beton [2] unter Berücksichtigung der spezifischen Randbedingungen eines konkreten Bauprojekts rechnerisch dimensioniert werden. Insbesondere bei hochbeanspruchten Betondecken gewinnt die rechnerische Dimensionierung zunehmend an Bedeutung. So sollte gemäß den RStO 12 [70] die rechnerische Dimensionierung bei einer dimensionierungsrelevanten Beanspruchung (B-Zahl) größer 100 Mio. zur Anwendung kommen. Mit dem ARS Nr. 18/2020 [71] wird die Anwendung der rechnerischen Dimensionierung bereits ab einer B-Zahl von 70 Mio. bei 2-streifigen und 85 Mio. bei 3-streifigen Richtungsfahrbahnen und/oder bei Plattengeometrien, die nicht durch die RStO 12 abgedeckt sind, empfohlen. Die Nutzung der rechnerischen Dimensionierung im Bauvertrag wird durch die ZTV RDO Beton-StB [72] geregelt.

Neben einer möglichen Optimierung der Konstruktion wird durch die zielgerichtete rechnerische Dimensionierung eine zuverlässigere Erlangung der angestrebten Nutzungsdauer erreicht. Bemessungsgrundlage ist, dass zum Ende der planmäßigen Nutzungsdauer maximal 5 % der Betonplatten im Hauptfahrstreifen Risse infolge Verkehrslast und Temperatur aufweisen.

Gemäß den RDO Beton 09 [2] wird die charakteristische Deckendicke durch ein iteratives Berechnungsverfahren nach Grenzzuständen bestimmt. Im Ergebnis muss bei allen zu führenden Nachweisen das aufnehmbare Moment M_R gleich oder größer als das einwirkende Moment M_E sein. Dieses ergibt sich aus der Summe der einwirkenden Momente infolge Verkehrsbelastung M_{EV} und Temperatur M_{ET} .

Die Wärmedehnzahl geht entsprechend nachfolgender Gleichung linear in die analytische Berechnung des einwirkenden Moments infolge Temperaturbeanspruchung M_{ET} ein [2]. Ungenauigkeiten der Wärmedehnzahlwerte erzeugen folglich in gleichem Maße Ungenauigkeiten bei den berechneten Momenten.

$$M_{ET} = \alpha_{cT} \cdot \gamma_{tot} \cdot E_{ctm} \frac{h_d \cdot m_{T1} \cdot m_{T2} \cdot m_{T3} \cdot \delta_T}{12} \quad (2.21)$$

mit M_{ET} : Einwirkendes Moment infolge Temperatur pro mm Plattenstreifen [Nmm/mm]

α_{cT} : Wärmedehnzahl [$10^{-6}/K$]

γ_{tot} : Faktor zur Berücksichtigung des langsamen Verformungsaufbaus bei Temperaturbeanspruchung

E_{ctm} : Mittlerer Zug-E-Modul des Betons [N/mm^2]

h_d : Solldicke der Betondecke [mm]

- m_{T1} : Anpassungsfaktor für die Temperaturbeanspruchung aus Überlagerung in einem Zeitfenster
- m_{T2} : Anpassungsfaktor für die Temperaturbeanspruchung aus Platten-geometrie
- m_{T3} : Anpassungsfaktor Temperaturgebiet
- δ_T : Temperaturgradient, der für die zu führenden Nachweise mit 99,97 %; 90 %; 50 % Wahrscheinlichkeit nicht überschritten wird [K/mm]

Zudem fließt die Wärmedehnzahl in der quadratischen Wurzel in die Bestimmung der kritischen Plattenlänge l_{krit} ein, welche zur Berechnung des von den Plattenabmessungen abhängigen Anpassungsfaktors m_{T2} benötigt wird [2].

für $0,8 \leq B_p/L_p \leq 1,25$:

$$l_{krit} = 228 \cdot h_d \cdot (\alpha_{ct} \cdot \gamma_{tot} \cdot E_{ctm} \cdot m_{T1} \cdot m_{T3} \cdot \delta_T)^{0,5} \quad (2.22)$$

für $B_p/L_p < 0,8$ oder $B_p/L_p > 1,25$:

$$l_{krit} = 220 \cdot h_d \cdot (\alpha_{ct} \cdot \gamma_{tot} \cdot E_{ctm} \cdot m_{T1} \cdot m_{T3} \cdot \delta_T)^{0,5} \quad (2.23)$$

- mit l_{krit} : Kritische Plattenlänge [mm]
- h_d : Solldicke der Betondecke [mm]
- α_{ct} : Wärmedehnzahl [$10^{-6}/K$]
- γ_{tot} : Faktor zur Berücksichtigung des langsamen Verformungsaufbaus bei Temperaturbeanspruchung (i. d. R. 0,67)
- E_{ctm} : Mittlerer Zug-E-Modul des Betons $\approx 1,15$ -facher Druck-E-Modul
- m_{T1} : Anpassungsfaktor für die Temperaturbeanspruchung
- m_{T3} : Anpassungsfaktor Temperaturgebiet
- δ_T : Temperaturgradient [K/mm]

Die Wärmedehnung des Betons wird gemäß den RDO Beton [2] pauschal in Abhängigkeit des Anteils an gebrochener, grober Gesteinskörnung über die in Tabelle 2.4 enthaltenen allgemeinen Tabellenwerte für die Wärmedehnzahl berücksichtigt.

In [73] wurde eine Abschätzung des erforderlichen Genauigkeitsniveaus bei der Bestimmung der Wärmedehnzahl im Kontext der Verwendung als Eingangsparameter für die rechnerische Dimensionierung vorgenommen. Als Grundlage dienten umfassende Sensitivitätsanalysen [3], in denen ermittelt wurde, welche Wärmedehnzahl-Änderungen eine Änderung der erforderlichen Deckendicke um 5 mm bewirken. In einem ersten Schritt erfolgten Spannungsberechnungen für diverse Berechnungsfälle entsprechend der in den RDO Beton 09 [2] enthaltenen Formeln von Westergaard (Verkehrslast) und Eisenmann (Temperaturbelastung). In Abbildung 2.35 (links) ist der qualitative Verlauf der mittels Eisenmann-Formeln berechneten Temperaturspannung in Abhängigkeit des Temperaturgradienten dargestellt. Die deutlich zu erkennende Abschnittsbildung ergibt sich aus den wechselnden Verformungsfiguren einer Betonplatte während einer Erwärmung, die in der Struktur der Eisenmann-Formel berücksichtigt werden (vgl. Abbildung 2.32). Eine voll

aufgewölbte Platte wird beispielsweise durch den horizontal verlaufenden Kurvenabschnitt abgebildet. Abbildung 2.35 (rechts) zeigt exemplarisch den Zusammenhang zwischen der Deckendicke als Dimensionierungsergebnis und der Wärmedehnzahl. Es ist festzustellen, dass sich die Sensitivität des Dimensionierungsergebnisses bezüglich einer Änderung der Wärmedehnzahl α_T sehr heterogen darstellt. In dem hier angeführten Berechnungsfall führt in dem sehr sensitiven Bereich bereits eine Erhöhung der Wärmedehnzahl von $10,04 \cdot 10^{-6}/K$ auf $10,17 \cdot 10^{-6}/K$ zu einer Erhöhung der notwendigen Deckendicke um 5 mm. Bei Deckendicken größer 28,5 cm ist in diesem Beispiel hingegen jeder Wärmedehnzahlwert unkritisch. Insgesamt lässt sich keine allgemeingültige Abgrenzung der wenig und stark sensitiven Bereiche für die Vielzahl an möglichen Berechnungsfällen formulieren [73].

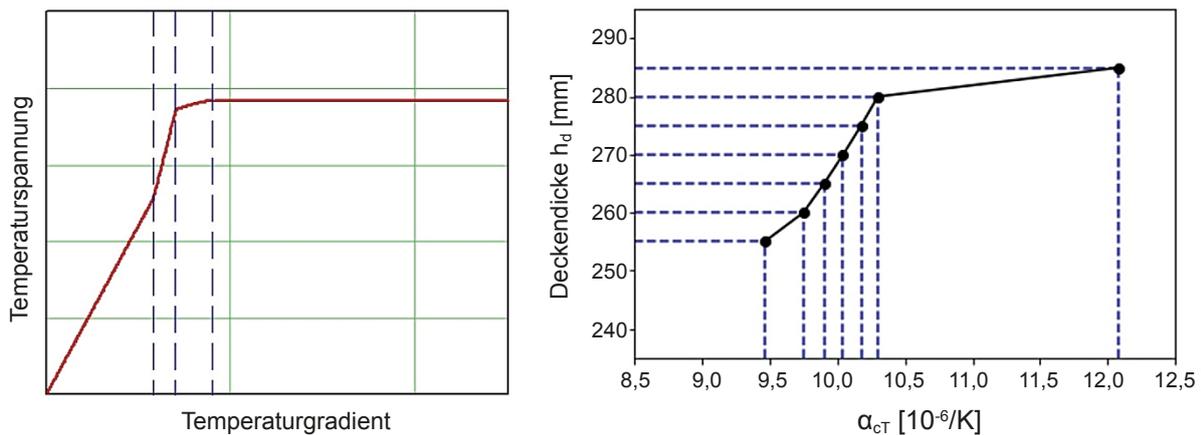


Abbildung 2.35: Qualitativer Verlauf der temperaturbedingten Spannung bei Verwendung der Eisenmann-Formeln in Abhängigkeit des Temperaturgradienten (links); Zusammenhang zwischen rechnerischer Deckendicke und Wärmedehnzahl für einen exemplarischen Berechnungsfall (rechts) [73]

Vor dem Hintergrund, dass perspektivisch die Spannungsberechnung bei der rechnerischen Dimensionierung nicht mehr mit analytischen Formeln sondern mittels Finite-Elemente-Methode (FEM) vorgenommen werden soll, wurden in einem zweiten Schritt entsprechende Sensitivitätsanalysen unter Nutzung eines detaillierten Finite-Elemente-Modells durchgeführt. Abbildung 2.36 zeigt exemplarisch das vollständige Modell sowie den modellierten Fugenbereich mit Ankern, Dübeln und dem Kerbschnitt.

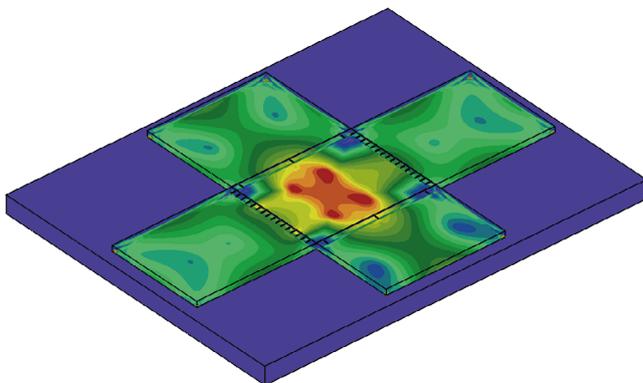


Abbildung 2.36: Weiterentwickeltes FEM-Volumenmodell zur Spannungs- und Verformungsanalyse [73]

Auch bei Nutzung der FEM sind unterschiedliche Sensitivitäten des Berechnungsergebnisses bei Variation der Wärmedehnzahl zu verzeichnen, welche jedoch nicht so stark ausgeprägt sind.

Im Ergebnis sollte bei der Bestimmung von Wärmedehnzahlen zur Nutzung als Eingangsdaten für die rechnerische Dimensionierung eine Genauigkeit von $\pm 0,3 \cdot 10^{-6}/K$ angestrebt werden. Um eine Unterdimensionierung in den rein rechnerisch besonders sensitiven Bereichen zu vermeiden, sollten mit entsprechender Genauigkeit ermittelte Wärmedehnzahlen bei analytischer Berechnung gemäß dem aktuellen Verfahren der RDO Beton 09 [2] pauschal um $0,3 \cdot 10^{-6}/K$ erhöht werden. Unabhängig vom Berechnungsverfahren (mit oder ohne FEM) ist generell festzustellen, dass eine steifere Unterlage die Sensitivität der Dimensionierung bezüglich der Wärmedehnzahl vergrößert [73].

In den USA wird der Wärmedehnzahl seit dem Paradigmenwechsel in der Bemessung von Straßenoberbauten mit Einführung des Mechanistic Empirical Pavement Design Guide (MEPDG) [35] in 2004 eine höhere Bedeutung zugeschrieben. Im Zuge der Entwicklung, Optimierung sowie Implementierung des MEPDG in die Praxis fanden zahlreiche Forschungsaktivitäten statt. Sensitivitätsanalysen mittels MEPDG zeigen, dass die Wärmedehnzahl einen maßgebenden Materialparameter im Hinblick auf die Performance von Betonfahrbahndecken darstellt. So besitzt sie einerseits einen signifikanten Einfluss auf die Riss- und Stufenbildung sowie die Ebenheit bei Decken in Plattenbauweise und andererseits auf das Auftreten von punch outs (spezielle Form von Oberflächenausbrüchen), die Rissbreite und die Ebenheit bei durchgehend bewehrten Fahrbahndecken (z. B. [30]; [74]; [26]; [75]).

In Abbildung 2.37 ist exemplarisch die Entwicklung des prozentualen Anteils gerissener Platten (Querrisse) über das Deckenalter in Abhängigkeit der Wärmedehnzahl des Betons dargestellt. Die hier zugrunde liegenden Berechnungen fanden im Rahmen der lokalen Kalibrierung und Implementierung des MEPDG in Arizona für dort übliche Betonfahrbahnen in Plattenbauweise statt. Es wird deutlich, dass die Wärmedehnzahl einen signifikanten Einfluss auf die Querrissbildung und folglich auf die Nutzungsdauer der Decke besitzt [75]. Dabei wird jedoch angemerkt, dass dieser Einfluss zwar zu erwarten war, allerdings nur wenige unabhängige Felddaten vorhanden sind, die diesen Effekt unterstützen.

Es ist darauf hinzuweisen, dass die dargestellte sehr starke Abhängigkeit der Ausfallrate von der Wärmedehnzahl auch mit dem extremen Klima in Arizona einhergeht und nicht direkt auf Deutschland übertragbar ist.

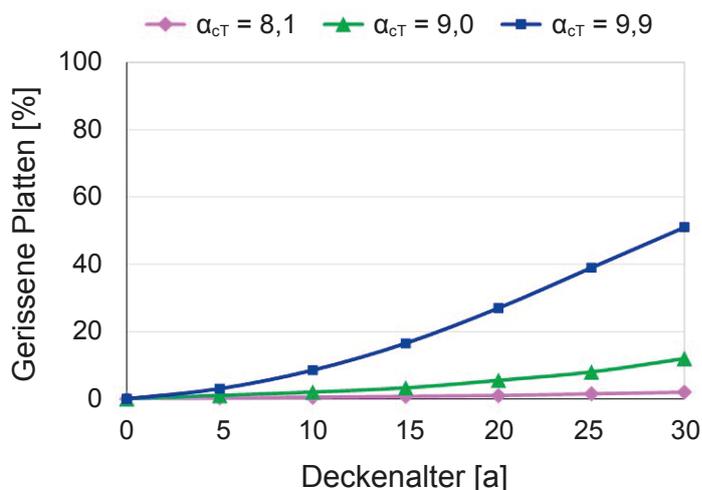


Abbildung 2.37: Rechnerischer Einfluss der Wärmedehnzahl auf den relativen Anteil gerissener Platten (Querrisse) nach [75]

2.5.5 Substanzbewertung

Als wichtiges Instrument für die Planung von Erneuerungs- und Erhaltungsmaßnahmen werden derzeit die Richtlinien zur Bewertung der strukturellen Substanz des Oberbaus von Verkehrsflächen mit unbewehrter Betondecke (RSO Beton) erarbeitet [76]. Hier fließen u. a. die zum Bewertungszeitpunkt an Probekörpern aus dem Bestand ermittelten Materialeigenschaften der Fahrbahndecke als Eingangsdaten in die Substanzbewertung und die Bestimmung der Restnutzungsdauer ein. Es ist vorgesehen, in diesem Zuge auch die Wärmedehnzahl zu bestimmen.

Ergänzend zu den in Kapitel 2.5.4 beschriebenen Untersuchungen wurde in [73] ebenfalls eine Abschätzung des erforderlichen Genauigkeitsniveaus bei der Bestimmung der Wärmedehnzahl zur Nutzung als Eingangswert für die Substanzbewertung vorgenommen. Die Spannungsberechnungen fanden hier ausschließlich auf analytischem Wege mit den Formeln nach Westergaard und Eisenmann statt. Abbildung 2.38 zeigt exemplarisch die zeitliche Entwicklung des Anteils an gerissenen Platten (Ausfallrate) in Abhängigkeit der Wärmedehnzahl.

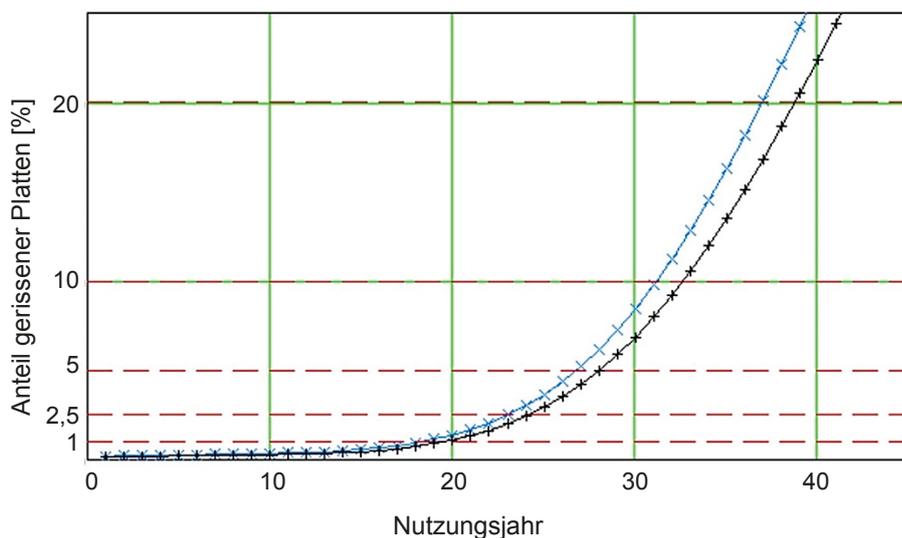


Abbildung 2.38: Zeitliche Entwicklung der Ausfallrate bei steifer Unterlage für $\alpha_{CT} = 8,9 \cdot 10^{-6}/K$ (schwarz) und $\alpha_{CT} = 13,1 \cdot 10^{-6}/K$ (blau) mit Eintragung von Schwellenwerten für einen exemplarischen Berechnungsfall [73]

Es ist festzustellen, dass zwar bestimmte Schwellenwerte bei höherer Wärmedehnzahl früher erreicht werden, dieser Effekt jedoch wenig stark ausgeprägt ist. Gleichwohl sich die Sensitivitäten bei einigen Berechnungsfällen ausgeprägter darstellen als in dem Beispiel in Abbildung 2.38, reagiert die Substanzbewertung grundsätzlich deutlich weniger sensitiv auf eine Änderung der Wärmedehnzahl als die rechnerische Dimensionierung. Auf Basis der in [3] durchgeführten Analysen sollte bei der Substanzbewertung die Wärmedehnzahl mit einer Genauigkeit von $\pm 0,3 \cdot 10^{-6}/K$ angegeben werden, wenn keine objektbezogene Kalibrierung vorgenommen wird. Erfolgt eine Kalibrierung der Berechnung an der in situ ermittelten Ausfallrate ist eine Annahme der Wärmedehnzahl entsprechend der in den RDO Beton 09 [2] enthaltenen Richtwerte hinreichend [73].

Eine Abbildung der zweischichtigen Bauweise, z. B. im Zuge der Herstellung von Waschbetontexturen, erfolgt mit den aktuellen Verfahren der rechnerischen Dimensionierung sowie der Bewertung der strukturellen Substanz derzeit nicht. Folglich werden auch die Auswirkungen eines unterschiedlichen Materialverhaltens beider Schichten bei diesen rechnerischen Analysen nicht betrachtet.

2.6 Literaturwerte

Für den Entwurf, die Berechnung und die Bemessung von Hoch- und Ingenieurbauten aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton werden im EUROCODE 2 [77] Richtwerte für die elastischen Verformungseigenschaften Elastizitätsmodul, Querdehnzahl und Wärmedehnzahl angegeben. Es wird darauf verwiesen, dass bei Tragwerken, die sensitiv auf entsprechende Abweichungen reagieren, eine gesonderte Ermittlung vorzunehmen ist.

Die lineare Wärmedehnzahl von Normalbeton kann gemäß [77] allgemein mit $10,0 \cdot 10^{-6}/K$ angesetzt werden, falls keine genaueren Informationen vorliegen. Laut [4] trifft diese Annahme für Betone mit vorwiegend kieseligen Zuschlägen mit recht guter Näherung zu. In Abhängigkeit der zuvor genannten Einflüsse ist die maximale Spannweite der Wärmedehnzahlen unterschiedlicher Betone mit $5,5 - 14,0 \cdot 10^{-6}/K$ relativ groß ([4], [8]). In [30] wird für die Wärmedehnzahlen von Beton allgemein ein Bereich von $4 - 8 \cdot 10^{-6}/K$ ($7,2 - 14,4 \cdot 10^{-6}/K$) angegeben. Als Richtwerte für Betone mit kalzitischer bzw. quarzitischer Gesteinskörnung werden in [5] $7,5 \cdot 10^{-6}/K$ bzw. $12,5 \cdot 10^{-6}/K$ genannt.

LOCHER [37] differenziert bei der Angabe von Wärmedehnzahlen nach dem Feuchtegehalt des Betons. So liegt die Wärmedehnzahl trockener und wassergesättigter Betone zwischen $4,5 - 12,5 \cdot 10^{-6}/K$ und Mittel bei $8,5 \cdot 10^{-6}/K$ sowie bei lufttrockenen Betonen zwischen $6 - 14 \cdot 10^{-6}/K$ und im Mittel bei $10,0 \cdot 10^{-6}/K$.

Tabelle 2.3 enthält die in [4] angegebenen Richtwerte für einige wichtige Betonarten, auf die national bis heute zurückgegriffen wird (z. B. [8]). Diese wurden analytisch gemäß Gleichung (2.7) bestimmt. Bei den Werten für wassergesättigte Betone handelt es sich um vom Alter weitgehend unabhängige Kleinstwerte und dagegen bei lufttrockenen Betonen um überhaupt mögliche Größtwerte.

Gesteinskörnung	Feuchtigkeitsgehalt Beton	$\alpha_{CT} [10^{-6}/K]$ ⁽¹⁾					
		Zementgehalt [kg/m ³]					
		200	300	400	500	600	
Quarzgestein	wassergesättigt	11,6	11,6	11,6	11,6	11,6	
	lufttrocken ⁽²⁾	12,7	13,0	13,4	13,8	14,2	
Quarzsand und -kies	wassergesättigt	11,1	11,1	11,2	11,2	11,3	
	lufttrocken ⁽²⁾	12,2	12,6	13,0	13,4	13,9	
Granit, Gneis, Liparit	wassergesättigt	7,9	8,1	8,3	8,5	8,8	
	lufttrocken ⁽²⁾	9,1	9,7	10,2	10,9	11,8	
Syenit, Trachyt, Diorit, Andesit, Gabbro, Diabas, Basalt	wassergesättigt	7,2	7,4	7,6	7,8	8,0	
	lufttrocken ⁽²⁾	8,5	9,1	9,6	10,4	11,1	
Dichter Kalkstein	wassergesättigt	5,4	5,7	6,0	6,3	6,8	
	lufttrocken ⁽²⁾	6,6	7,2	7,9	8,7	9,8	
⁽¹⁾ bei Wassergehalten von 180 - 200 kg/m ³							
⁽²⁾ bei 65 bis 70 % relativer Luftfeuchte und für ein Alter von bis zu 1 Jahr. Nach etwa 15 Jahren besitzen Betone in Abhängigkeit des Zementgehalts eine um $\Delta\alpha_{CT}$ niedrigere Wärmedehnzahl:							
Zementgehalt		200	300	400	500	600	kg/m ³
Bis zu $\Delta\alpha_{CT} =$		0,5	0,7	0,9	1,2	1,4	$10^{-6}/K$

Tabelle 2.3: Allgemeine Richtwerte für die Wärmedehnzahl von Beton [4]

Die rechnerische Dimensionierung von Betonfahrbahndecken erfolgt in Deutschland gemäß den RDO Beton 09 [2]. Die Wärmedehnzahl ist hierbei in Abhängigkeit des Anteils an gebrochener, grober Gesteinskörnung pauschal auszuwählen und wird im Regelfall mit $11,5 \cdot 10^{-6}/K$ angenommen. Tabelle 2.4 enthält die für die Dimensionierung allgemein anzusetzenden Richtwerte.

Anteil gebrochener, grober Gesteinskörnungen im Beton	α_{cT} [$10^{-6}/K$]
Beton mit bis zu 20 % Anteil	13,0
Beton mit 20 bis < 40 % Anteil	12,1
Beton mit 40 bis < 60 % Anteil	11,5 (Regelfall)
Beton mit ≥ 60 % Anteil	11,0

Tabelle 2.4: Wärmedehnzahlen von Straßenbeton gemäß RDO Beton 09 [2]

Die in Tabelle 2.4 angegebenen Werte sind nicht eindeutig auf Literaturwerte rückführbar und stellen vielmehr ingenieurtechnische Annahmen dar, die auf den in [78] enthaltenen baustoffabhängigen Eingangsgrößen in die Bemessung beruhen (s. Tabelle 2.5).

Hier sind beispielhaft Werte für die Wärmedehnzahl in Abhängigkeit der Gesteinsart der groben Gesteinskörnung für einen Beton mit einem Zementgehalt von 400 kg/m^3 und bei 65 - 70 % relativer Luftfeuchte angegeben. Als Quelle wird auf [8] verwiesen, in dem die in [4] ermittelten Richtwerte dargestellt werden (Tabelle 2.3).

Gesteinskörnung	Wärmedehnzahl α_{cT} [$10^{-6}/K$]
Quarzgestein	13,4
Quarzsand und -kies	13,0
Granit, Gneis, Liparit	10,2
Syenit, Trachyt, Diorit, Andesit, Gabbro, Diabas, Basalt	9,6
Dichter Kalkstein	7,9

Tabelle 2.5: Wärmedehnzahlen ($z = 400 \text{ kg/m}^3$; 65-70 % rel. LF, Betonalter bis 1 Jahr) [78]

Es ist davon auszugehen, dass in den RDO Beton 09 von der Klassifizierung der Wärmedehnzahlen nach der Gesteinsart der groben Gesteinskörnung abgewichen wurde, da in der Planungsphase die zur Anwendung kommenden Betonrezepturen und Ausgangsstoffe noch nicht bekannt sind.

Gemäß [68] liegen die Wärmedehnzahlen üblicher Straßenbetone in Deutschland im Bereich $8,0 - 12,0 \cdot 10^{-6}/K$. Angaben zur Art und Weise der Bestimmung dieser Werte sind hier jedoch nicht enthalten.

In den USA wird für die Bemessung im Betonbau die Wärmedehnzahl allgemein mit $5,5 \cdot 10^{-6}/^{\circ}F$ ($9,9 \cdot 10^{-6}/K$) angenommen [30]. Im Rahmen des Long-Term Pavement Performance (LTPP) - Programms der Federal Highway Administration (FHWA) in den USA wurden umfassende Netzbeprobungen zur Feststellung von Materialkennwerten vorgenommen. Diese dienen als Standardwerte für die rechnerische Dimensionierung von

Fahrbahndecken mittels MEPDG [35] und sind aktuell Inhalt der hierfür üblicherweise genutzten AASHTO Pavement ME Software. Die Bandbreite an Wärmedehnzahlen, die sich bei Verwendung der korrigierten Kalibrierung gemäß [43] ergeben, liegt im Bereich $6,9 - 9,3 \cdot 10^{-6}/K$ für die in Deutschland üblichen Gesteinskörnungsarten [27]. Hierbei liegen Messungen an Bohrkernen aus Fahrbahndecken mit einem Alter von 90 Tagen und mehr als 1 Jahr zugrunde. Eine ausführlichere Darstellung der Wärmedehnzahlen in Abhängigkeit der primären Gesteinsart ist in Tabelle B.2 enthalten. Es ist zu beachten, dass hier – wie in den USA üblich – gesättigte Betone geprüft wurden, die eine geringere Wärmedehnzahl aufweisen als lufttrockene Betone. Dennoch gibt es weitere Arbeiten aus den USA, die bei Verwendung von quarzreichen Gesteinskörnungen deutlich höhere Wärmedehnzahlen für Straßenbetone von beispielsweise $12,4 \cdot 10^{-6}/K$ ermitteln (z. B. [31]).

In Anbetracht der Spannweite der an Fahrbahndeckenbetonen in den USA ermittelten Wärmedehnzahlen wird die Verwendung von Standardwerten bei der Dimensionierung in [34] jedoch als kritisch angesehen. Es wird daher empfohlen, experimentell bestimmte, durchschnittliche Wärmedehnzahlen von 28 Tage alten Betonen zu verwenden.

3 Prüfansätze zur experimentellen Bestimmung der Wärmedehnzahl

Die nachfolgend beschriebenen Prüfansätze zur experimentellen Bestimmung der Wärmedehnzahl von Bestandsbetonen aus Fahrbahndecken wurden im Zuge eines stufenweisen Vorgehens sukzessive mit Bezug zur vorliegenden Zielstellung optimiert. Beispielsweise wurden die Probekörperpräparation hinsichtlich der Feuchteconditionierung und -isolierung, das Prüfregime bezüglich der Anzahl an Stützstellen für die Messwerterfassung und die Anzahl an Heiz- und Kühlsegmenten sowie die Versuchsauswertung verbessert. Unter nachfolgend definierten Randbedingungen führen die Prüfungen zu den zuverlässigsten Ergebnissen.

3.1 Probekörper

3.1.1 Rezepturen und Ausgangsstoffe

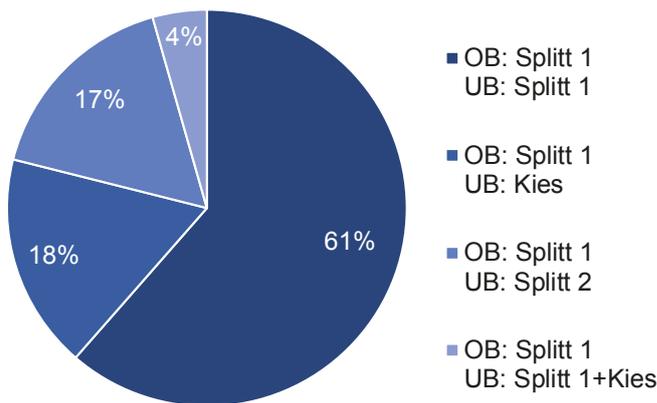
Entsprechend den Ausführungen in Kapitel 2.2 und Kapitel 2.4.2 besitzt die Art der im Beton verwendeten groben Gesteinskörnung einen maßgebenden Einfluss auf die Wärmedehnzahl. In Abbildung 2.29 und Abbildung 2.30 wurden die Vorkommen von groben Gesteinskörnungen für den Einsatz in Fahrbahndecken aus Beton (Feuchtigkeitsklasse WS) in Abhängigkeit der Gesteinsart zum Stand Mai 2023 dargestellt. Diese spiegeln die zum Betrachtungszeitpunkt im Betonstraßenbau einsetzbaren Gesteinsarten wider.

Zur adäquaten Abbildung der Praxis und als Grundlage für die weiteren Betrachtungen sind jedoch die tatsächlich im BAB-Netz zur Anwendung kommenden Gesteinsarten und Rezepturen sowie deren Häufigkeit von Interesse.

Vor diesem Hintergrund wurde eine Auswertung der Rückstellproben grober Gesteinskörnungen, die gemäß ARS Nr. 04/2013 [56] im Rahmen von Kontrollprüfungen zu entnehmen und der BASt zuzusenden sind, vorgenommen. Hierbei wurden alle Proben, die in den Jahren 2014 bis 2022 eingegangen sind und die von Maßnahmen auf der freien Strecke stammten, berücksichtigt. Es ist anzumerken, dass der Versand von Rückstellproben nicht für jede Baumaßnahme sichergestellt ist und dass die vorliegende Stichprobe daher nicht zwingend repräsentativ für das BAB-Netz ist. Es ist jedoch davon auszugehen, dass der Großteil der Maßnahmen abgebildet wird.

Insgesamt sind entsprechende Rückstellproben zu 117 Baulosen eingegangen. Dabei wurden drei Decken einschichtig und 114 zweischichtig ausgeführt. Hinsichtlich der Texturen wurden 110 Baulose mit Waschbetontextur (zweischichtig), sechs Baulose mit Grindingtextur (zwei einschichtig, vier zweischichtig) und ein Baulos mit einer mörteltexturierten Decke (einschichtig) ausgeführt.

Abbildung 3.1 zeigt, inwiefern bei zweischichtigen Decken die im Ober- und Unterbeton verwendeten groben Gesteinskörnungen hinsichtlich ihrer Gesteinsart variieren. So kamen in 61 % der zweischichtigen Decken hinsichtlich der Gesteinsart gleiche Splitte zur Anwendung. 18 % weisen einen Splitt im Oberbeton und einen Kies im Unterbeton und 17 % zwei hinsichtlich der Gesteinsart unterschiedliche Splitte in Ober- und Unterbeton auf. Bei 4 % der zweischichtigen Decken wurde ein Splitt im Ober- und Unterbeton und zusätzlich ein Kies im Unterbeton verwendet.



n = 114

Abbildung 3.1: Variation der groben Gesteinskörnung hinsichtlich der Gesteinsart bei zweischichtigen Decken auf Basis von Rückstellproben aus dem Zeitraum 2014 – 2022

Die nachfolgende Abbildung 3.2 gibt einen Überblick über die Anzahl der im Rahmen der insgesamt 117 Baumaßnahmen verwendeten groben Gesteinskörnungen je Gesteinsart und je Schicht. Dadurch, dass jede Schicht separat betrachtet wird und in manchen Schichten mehrere grobe Gesteinskörnungen eingesetzt wurden, ergibt sich eine Stichprobengröße von 236. Analog zu den Ausführungen in Kapitel 2.5.1 wurden Gesteinsarten mit ähnlicher chemischer und/oder mineralogischer Zusammensetzung zusammengefasst. Demnach wurde Granodiorit zu Granit und Gabbro zu Basalt gezählt.

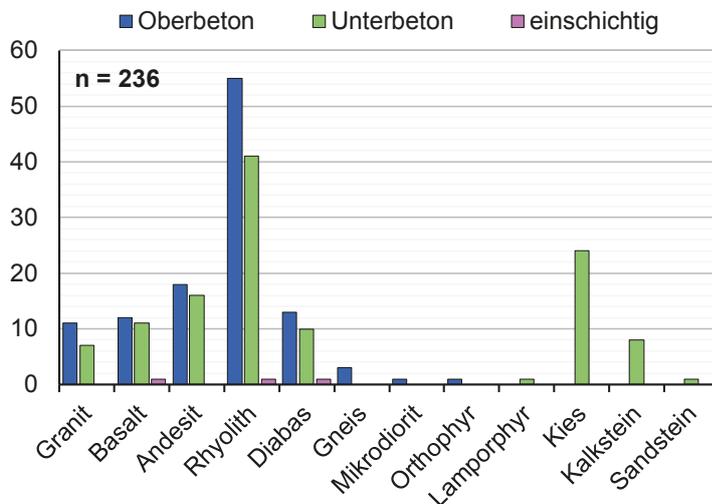
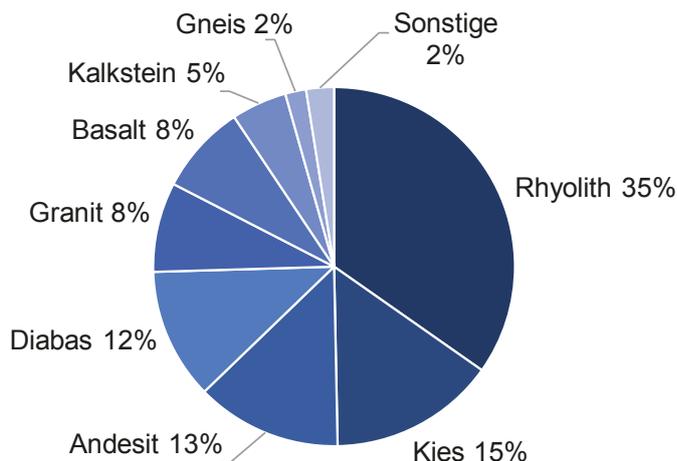


Abbildung 3.2: Anzahl der verwendeten groben Gesteinskörnungen nach Gesteinsart und je Schicht auf Basis von Rückstellproben aus dem Zeitraum 2014 – 2022

Abbildung 3.3 zeigt den relativen Anteil der zum Einsatz gekommenen Gesteinsarten bezogen auf die Gesamtanzahl der bei den insgesamt 117 Baumaßnahmen eingesetzten groben Gesteinskörnungen. Beispielsweise ist zu erkennen, dass Rhyolithe mit 35 % den größten Anteil aufwiesen.



n = 161

Abbildung 3.3: Relativer Anteil der auf BAB eingesetzten Gesteinsarten auf Basis von Rückstellproben aus dem Zeitraum 2014 – 2022

Für die Auswahl der aus dem BAB-Netz zu untersuchenden Betone werden folgende Rückschlüsse gezogen: Kalzitreiche Gesteinskörnungen, die das geringste thermische Dehnungsbestreben aufweisen, kommen im Unterbeton zu einem geringen Anteil in Form von Splitt (z. B. Muschelkalk) oder häufiger als Bestandteile in Kiesen zur Anwendung. Quarzreiche Gesteinskörnungen, die das größte thermische Dehnungsbestreben aufweisen, sind als Bestandteile von Kiesen oder in Sandsteinsplitten vertreten. Letztere besitzen derzeit jedoch eine untergeordnete Bedeutung im Betonstraßenbau.

Zur Abbildung der unteren und oberen Grenze der thermischen Dehnung sind bei den nachfolgenden Versuchen Betone mit Kalksteinsplitten sowie Kiese mit einem hohen Quarzanteil zu betrachten. Die vorhandenen Quarzanteile werden im Einzelfall durch eine reduzierte makroskopische Gesteinsbestimmung an den Schnittflächen der Probekörper abgeschätzt. Ferner ist als Gesteinsart mit einem mittleren thermischen Dehnungsbestreben möglichst ein Rhyolith zu untersuchen, welcher laut den eingegangenen Rückstellproben am häufigsten eingesetzt wird. Alternativ können auch Betone mit Granit oder Gneis als grobe Gesteinskörnung, welche entsprechend Tabelle A.5 die gleiche mittlere Wärmedehnzahl wie Rhyolith besitzen, herangezogen werden.

Darüber hinaus werden fast ausschließlich zweischichtige Decken hergestellt, die insbesondere unterschiedliche Zementgehalte und ggf. differierende Gesteinsarten in Ober- und Unterbeton besitzen. Daraus ergibt sich die Notwendigkeit, die thermische Dehnung der einzelnen Schichten separat zu bestimmen.

3.1.2 Geometrie

Zur Bestimmung der Wärmedehnzahl von Betonen aus Bestandsstrecken sind die Proben aus Bohrkernen zu gewinnen. Vor dem Hintergrund einer erforderlichen getrennten Ansprache von Ober- und Unterbeton wird eine Messung der thermischen Dehnung in der Längsachse der gewonnenen Zylinder nicht als zielführend angesehen. Auch wenn derzeit die Methoden der rechnerischen Dimensionierung und Substanzbewertung nur einschichtige Decken beinhalten und die einzelnen Schichten nicht abgebildet werden, ist bei der Charakterisierung der thermischen Dehnung der Fahrbahndecke eine differenzierte Kenntnis des Dehnungsbestrebens notwendig. So wird beispielsweise eine Bewertung des

Thermobimetalleffekts (vgl. Kapitel 2.5.3) ermöglicht. Zukünftig sollte auch in rechnerischen Analysen, insbesondere bei der Substanzbewertung, eine Abbildung von Ober- und Unterbeton mit deren unterschiedlichen Materialeigenschaften erfolgen.

Grundsätzlich ist die Wärmedehnzahl vieler Gesteinsarten richtungsabhängig. Zur Bestimmung des Anisotropiegrades sollte die thermische Dehnung an Gesteinen in mehreren Richtungen gemessen werden [11]. Die in Kapitel 2.5.1 und 3.1.1 genannten Gesteinsarten für den Betonstraßenbau weisen bis auf Kalkgesteine tendenziell keine Anisotropien hinsichtlich ihrer physikalischen Eigenschaften auf. Beim Einbau des Frischbetons kommt es zu einer willkürlichen Ausrichtung der einzelnen Körner eines Gesteinskörnungsgemisches im Fertigungsprozess ohne definierte Anisotropierichtungen. Es ist daher nicht zu erwarten, dass sich material- und/oder herstellungsbedingt im Deckenbeton definierte Anisotropien hinsichtlich der thermischen Dehnung einstellen.

Die Probekörper werden so dimensioniert, dass die Bestimmung der linearen Wärmedehnzahl vorgenommen werden kann – wie dies auch bei den einschlägigen Prüfverfahren in Kap. 2.3 praktiziert wird. Es ist davon auszugehen, dass mittelfristig im Rahmen der rechnerischen Analysen weiterhin linear-elastisch gerechnet wird und daher die Ermittlung der linearen Wärmedehnzahl auch bei perspektivischer Nutzung von FEM und dreidimensionalen Modellen hinreichend ist.

Für die schichtenbezogene Ansprache sollten jeweils drei prismatische Probekörper hergestellt werden. Aufgrund anzustrebender minimaler Eingriffe in den Bestand sowie durch Einschränkungen vorhandener Technologien zur Bohrkernentnahme ist die Geometrie der Bohrkern und folglich auch jene der Prismen begrenzt. Es werden Bohrkern mit einem Durchmesser von 300 mm herangezogen, die aus dem Seitenstreifen entnommen werden. Abbildung 3.4 zeigt typische Bohrkern aus Fahrbahndecken im Bestand.



Abbildung 3.4: Bohrkern mit einem Durchmesser von 300 mm aus zweischichtigen Decken mit Mörteltexturierung (links) und Waschbetontextur (rechts)

Aufgrund der geringen Schichtdicke des Oberbetons von ca. 5 - 7 cm ergeben sich aus den Bohrkernen Prismen mit den Abmessungen $200 \times 50 \times 50 \text{ mm}^3$. Die Längsachse der Prismen zeigt in Fahrtrichtung und die Oberflächentextur bleibt erhalten. Die Oberflächen der Prismen müssen planparallel und rechtwinkelig sein. Abbildung 3.5 stellt schematisch die Gewinnung von insgesamt 6 Prismen aus einem Bohrkern dar.

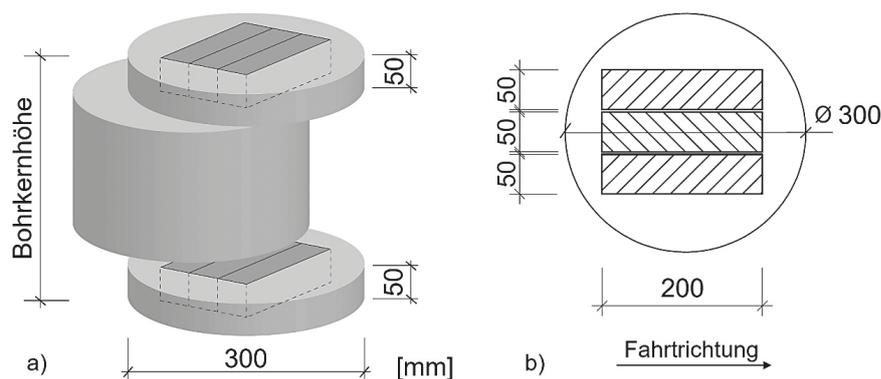


Abbildung 3.5: Schematische Darstellung zur Präparation von Prismen aus Bohrkernen

Grundsätzlich sollte bei der Herstellung von Probekörpern für die Festbetonprüfung jede Seitenlänge der Probe mindestens dem Dreieinhalbfachen des Größtkorns der verwendeten Gesteinskörnung im Beton entsprechen [79]. Es ist jedoch anzumerken, dass diese Vorgabe für die Herstellung von Proben im Labor gilt und im Kontext mit der Größe der Schalung steht. In dem Fall der Präparation aus einem Bohrkern ist der entstehende Ausschnitt als repräsentativ für die Materialstruktur anzusehen.

Eine Adaption der Probekörperpräparation auf Untersuchungen an Laborbetonen ist über die Herstellung entsprechend großer Zylinder möglich.

3.1.3 Betonfeuchte

Entsprechend der Ausführungen in Kapitel 2 besitzt die Betonfeuchte einen maßgeblichen Einfluss auf die Wärmedehnzahl und es können sich bei Betonfahrbahndecken in der Praxis maximale Werte ergeben. Es ist daher notwendig, definierte Feuchtezustände in den weiteren Untersuchungen zu betrachten.

In Anlehnung an die übliche Praxis werden hierzu Ausgleichszustände der Probekörper bezogen auf definierte Feuchtezustände des umgebenden Mediums hergestellt. Aufgrund der maximalen Dehnung bei luftgetrockneten Betonen, die in der Literatur in Abhängigkeit des Betonalters meist mit 50 - 70 % angegeben wird, werden die Probekörper in den nachfolgenden Untersuchungen im Regelfall im Normklima gemäß [80] bei $(20 \pm 2) ^\circ\text{C}$ und $(65 \pm 5) \%$ relativer Luftfeuchte bis zur Massekonstanz gelagert. Für singuläre Orientierungsmessungen wird zum einen ein getrockneter Zustand durch Ofentrocknung bei $(105 \pm 5) ^\circ\text{C}$ hergestellt, welcher in der Praxis von untergeordneter Bedeutung ist. Zum anderen wird für einen wassergesättigten Zustand analog zu [16] und [81] eine freie Wassersättigung, d. h. eine größtmögliche Wasseraufnahme unter normalen Druckbedingungen ohne Überdruck oder Vakuum, vorgenommen.

Zur Feststellung der angestrebten Massekonstanz der Probekörper sind entsprechende Gleichgewichtskriterien zu definieren. Es ist bekannt, dass sich bei der Konditionierung die Masseänderung der Probekörper nahezu proportional zur Feuchteänderung verhält (z. B. [49]). Der Ausgleichszustand gilt grundsätzlich als erreicht, wenn die Differenz von zwei Wiegungen mit einem zeitlichen Abstand von (24 ± 2) Stunden ein definiertes Kriterium unterschreitet. Tabelle 3.1 gibt einen Überblick über Gleichgewichtskriterien aus einschlägigen Prüfnormen bzw. -vorschriften.

Feuchtezustand	Prüfnorm/-vorschrift	Prüfgröße	Δm_{24h} [M.-%]
getrocknet	DIN EN 14581 [11]	Wärmedehnzahl Naturstein	$\leq 0,1$
lufttrocken	AL Sp-Beton [82]	Spaltzugfestigkeit Beton	$\leq 0,1$
wassergesättigt	AASHTO T336-15 [16]	Wärmedehnzahl Beton	$\leq 0,5$
	DIN EN 13009 [81]	Hygrischer Dehnkoeffizient von mineralischen, porösen hygroskopischen Stoffe	$\leq 0,1$

Tabelle 3.1: Gleichgewichtskriterien aus Prüfnomen bzw. -vorschriften zur Feststellung von Ausgleichsfeuchten

Vor dem Hintergrund, dass national keine Gleichgewichtskriterien für die Feuchte Konditionierung der Probekörper zur Bestimmung der Wärmedehnzahl existieren wurden Konditionierungsversuche durchgeführt.

3.1.3.1 Lufttrocken

Für den maßgebenden lufttrockenen Zustand wurden acht zweischichtige Decken mit Waschbetontextur und sechs einschichtige Decken mit Mörteltexturierung beprobt. Insgesamt wurden 48 bzw. 36 Prismen entsprechend den Ausführungen in Kapitel 3.1.2 hergestellt, zur Erzielung einer Ausgleichsfeuchte im Normklima für 360 Tage gelagert und zu definierten Zeitpunkten gewogen. Die Einzelergebnisse inklusive Darstellung der Wiegezeitpunkte sind in Anhang C grafisch dargestellt. Die Abbildung 3.6 und Abbildung 3.7 zeigen die durchschnittliche zeitliche Entwicklung der Masseänderung sowohl für jede Schicht eines Bohrkerns als auch für die gesamte Stichprobe einer Schicht.

Wie zu erwarten, ist die Masseänderung der Proben faktisch erst nach einer sehr hohen Konditionierungsdauer abgeschlossen. Dies trifft insbesondere auf die Probekörper aus zweischichtigen Decken zu, die ein Betonalter zum Prüfzeitpunkt von ein bis sieben Jahren aufwiesen. Hier ist der Verlauf der Masseänderung nach ca. 200 Tagen nahezu konstant (s. Abbildung 3.6). Eine sehr geringe Masseverlustrate von 0,050 M.-%/24h ist zwar deutlich vor 14 Tagen Lagerung erreicht, anschließend nimmt die Masse jedoch noch um durchschnittlich 50 % ab.

Die Kurven der zweischichtigen Decken zeigen mit Blick auf die Masseverlustrate auch, dass sich die Diffusionsgeschwindigkeit im Durchschnitt ähnlich verhält – trotz verschiedener Rezepturen und folglich unterschiedlicher Porenstrukturen.

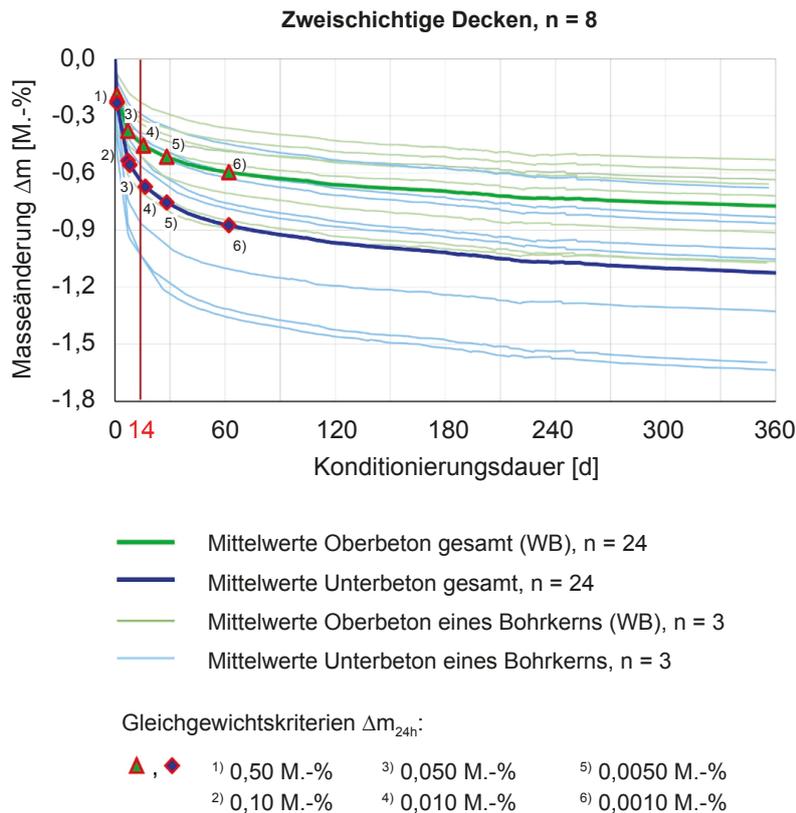


Abbildung 3.6: Zeitlicher Verlauf der Masseänderung von Betonprismen aus zweischichtigen Decken während der Konditionierung auf einen lufttrockenen Zustand

Der Feuchteausgleich bei den Probekörpern aus den einschichtigen Decken läuft bei der betrachteten Stichprobe insgesamt deutlich schneller ab als bei jenen aus den zweischichtigen Decken. Eine Masseverlustrate von 0,010 M.-%/24h (UB) bzw. 0,0050 M.-%/24h (OB) ist bereits vor 14 Tagen Lagerung erreicht (s. Abbildung 3.7). Darüber hinaus ist die durchschnittliche Masseabnahme bei den Prismen aus den einschichtigen Decken geringer als bei jenen aus den zweischichtigen Decken.

Es ist anzumerken, dass das Alter der zweischichtigen Betondecken nicht bekannt ist. Vor dem Hintergrund, dass seit 2006 in der Regel eine Waschbetontextur ausgeführt wird und der BAST keine Rückstellproben zu den beprobten Bauteilen vorliegen, ist davon auszugehen, dass diese vor 2006 errichtet wurden und das Betonalter zum Prüfzeitpunkt mindestens 13 Jahre betrug.

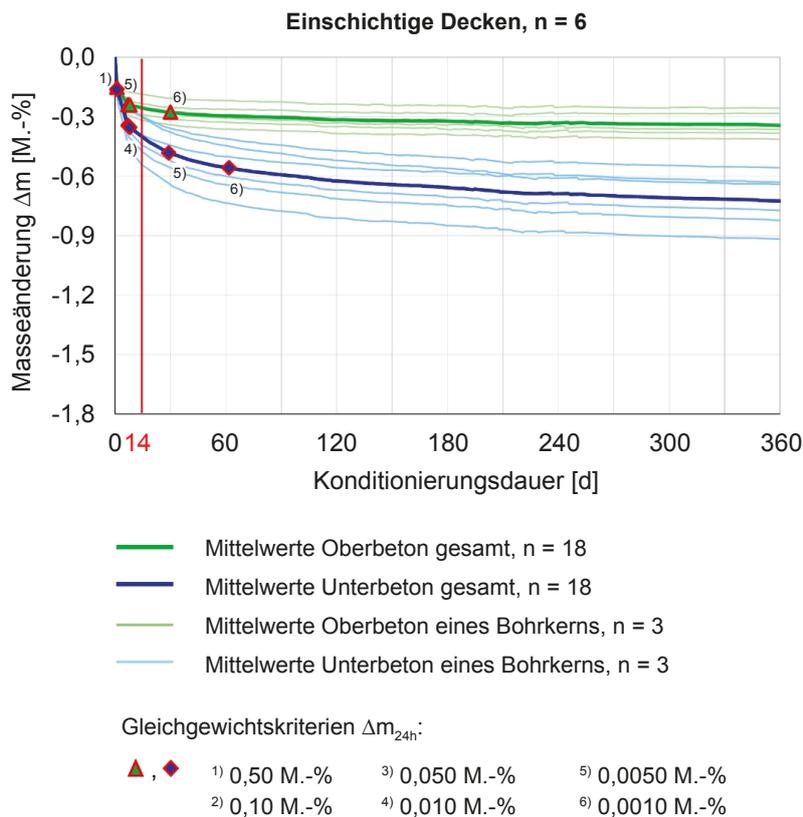


Abbildung 3.7: Zeitlicher Verlauf der Masseänderung von Betonprismen aus einschichtigen Decken während der Konditionierung auf einen lufttrockenen Zustand

Insgesamt liegt die Masseänderung für die obere und die untere Schicht sowohl bei ein- als auch bei zweischichtigen Decken in der Regel auf einem unterschiedlichen Niveau. Die untere Schicht der Bohrkerns weist durchschnittlich eine deutlich höhere Masseabnahme auf, was auf Basis dieser Untersuchungen nicht rezepturbedingt ist, sondern auf einen höheren ursprünglichen Feuchtegehalt zurückgeführt werden kann.

Es ist bekannt, dass insbesondere bei Betonfahrbahndecken ein nichtlinearer Feuchtegradient über die Plattendicke vorliegt, der sich im jahreszeitlichen Verlauf stetig ändert. Die Ausprägung des Feuchtegradienten ist insbesondere auch von der Entwässerung innerhalb der Konstruktion abhängig.

Im Ergebnis wird für die Herstellung eines lufttrockenen Zustands der Probekörper für die weiterführenden Untersuchungen ein im Vergleich zu Werten aus der Literatur (Tabelle 3.1) erhöhtes Gleichgewichtskriterium von $\Delta m_{24h} \leq 0,05$ M.-% festgelegt. Hierdurch wird einerseits der hohen Sensitivität der Wärmedehnzahl bezüglich einer Feuchteänderung des Betons Rechnung getragen. Andererseits wird mit Blick auf die Praktikabilität in der Prüfpraxis ein vertretbarer Zeitaufwand von ca. 14 Tagen erzielt.

An dieser Stelle ist unklar, inwiefern durch dieses Abbruchkriterium für die Konditionierung die tatsächlichen Feuchtegehalte der Betone streuen und welchen Einfluss dies potenziell auf die Wärmedehnzahl besitzt.

Neben der Sicherstellung einer approximativen Ausgleichsfeuchte bleibt offen, inwiefern am Ende der Konditionierungsdauer noch ein Feuchtegradient innerhalb des Probekörpers vorhanden ist. In [41] wird die zeitliche Entwicklung der relativen Feuchtigkeit eines im Labor hergestellten Betonzylinders in einem Alter von unter 6 Monaten in drei Horizonten ermittelt. Der Probekörper hat eine Abmessung von 152 mm x 305 mm und wird für die

Prüfung nicht ausgeschalt. Eine Feuchteabgabe kann ausschließlich über die obere Stirnfläche erfolgen. Die Umgebungsbedingungen in der Klimakammer waren eine konstante Temperatur von 60 °C nach 10,5 Stunden sowie eine relative Luftfeuchtigkeit von 15 %. Nach 21 Tagen Konditionierungsdauer ist ein deutlicher Feuchtegradient zwischen oberflächennaher Zone und Probekörperkern zu erkennen (Abbildung 3.8 links).

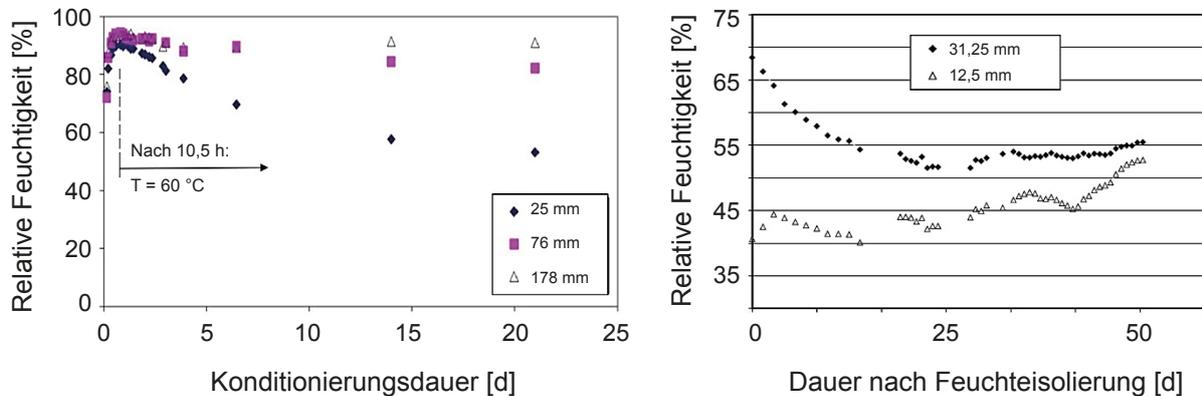


Abbildung 3.8: Zeitlicher Verlauf relativen Luftfeuchtigkeit von im Labor hergestellten Betonzylindern in verschiedenen Horizonten nach: links [41] und rechts [40]

In [40] wurden Versuche zur Bestimmung der Wärmedehnzahl bei unterschiedlichen Betonfeuchten durchgeführt. Hierzu wurden im Labor hergestellte Prismen mit den Abmessungen 62,5 mm x 62,5 mm x 500 mm in einer Klimakammer bei 32 °C und einer relativen Luftfeuchtigkeit von 20 % auf unterschiedliche Zielfeuchten konditioniert. Anschließend erfolgte eine Feuchteisolierung mittels Aluminiumfolie und eine Lagerung bei 23 °C und 50 % relativer Luftfeuchtigkeit. In Abbildung 3.8 (rechts) ist zu erkennen, dass der Prozess der anschließenden Feuchtigkeitsumverteilung innerhalb des Probekörpers nach 50 Tagen nahezu abgeschlossen ist und folglich nur noch ein marginaler Feuchtegradient vorherrscht. Eine Abweichung von maximal 3 % der in den unterschiedlichen Tiefen ermittelten relativen Luftfeuchtigkeiten wurde hier als Gleichgewichtskriterium herangezogen.

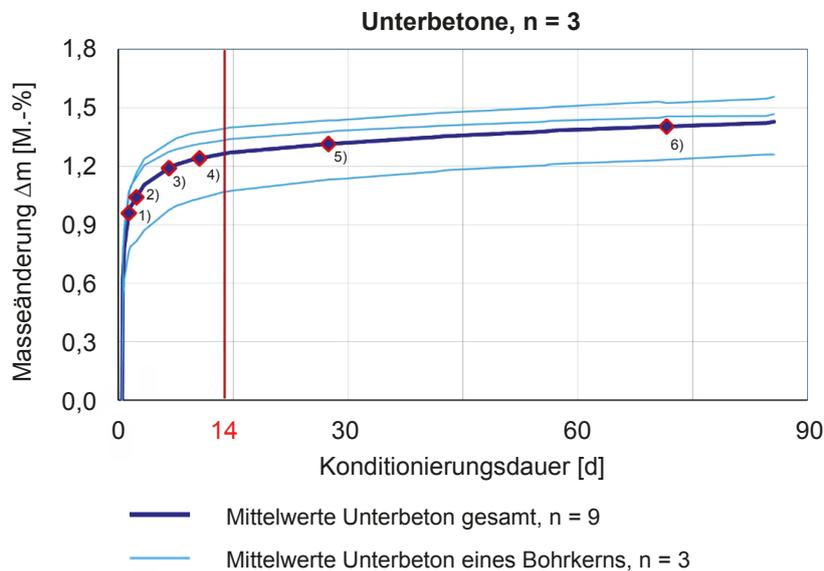
Bei den in dieser Arbeit durchzuführenden Konditionierungen ist vor dem Hintergrund eines deutlich höheren Alters der Bestandsbetone sowie einer schonenderen Trocknung bei 65 % rel. LF davon auszugehen, dass sich nach der Konditionierung ein geringerer Feuchtegradient als in Abbildung 3.8 (links) einstellt. Es kann darüber hinaus davon ausgegangen werden, dass sich nach einer entsprechend Kapitel 3.1.4 aufgebrachten Feuchteisolierung bis zum Prüfzeitpunkt ein eventueller Feuchtegradient durch Feuchteumverteilung reduziert.

3.1.3.2 Wassergesättigt

Zur Prüfung der zeitlichen Entwicklung der Massezunahme bei freier Wassersättigung wurden Wiegen an einer Auswahl an Reststücken aus den zweischichtigen Decken durchgeführt. Es wurden drei Unterbetone aus dem mittleren Bereich der Betondecke herangezogen, aus denen jeweils drei Prismen entsprechend Kapitel 3.1.2 gesägt wurden. Das Betonalter zum Prüfzeitpunkt lag zwischen vier bis neun Jahren. In Anhang C sind die Ergebnisse der einzelnen Prismen enthalten.

Der zeitliche Verlauf der Masseänderung in Abbildung 3.9 zeigt, dass eine Masseverlustrate von 0,010 M.-%/24h deutlich vor 14 Tagen Konditionierungsdauer erreicht wird. Auch hier ist der Ausgleichszustand noch nicht erreicht und die weitere Masseänderung verläuft degressiv. Es findet im Vergleich zur Erzielung eines lufttrockenen Zustands jedoch eine deutlich geringere weitere Masseänderung statt.

Die deutlich schnellere Konditionierung auf einen gesättigten Zustand war zu erwarten und ist bedingt dadurch, dass die Feuchteleitfähigkeit bei kapillarem Wassertransport deutlich schneller als bei einem Wassertransport über Diffusion.



Gleichgewichtskriterien Δm_{24h} :

- ◆ 1) 0,50 M.-% 3) 0,050 M.-% 5) 0,0050 M.-%
- 2) 0,10 M.-% 4) 0,010 M.-% 6) 0,0010 M.-%

Abbildung 3.9: Zeitlicher Verlauf der Masseänderung von Betonprismen aus Unterbetonen während der Konditionierung auf einen wassergesättigten Zustand

Im Ergebnis wird eine Konditionierung bei freier Wassersättigung bis zu einer Masseverlustrate von $\Delta m_{24h} \leq 0,05$ M.-% als hinreichend erachtet. Werden entsprechend wassergesättigte Probekörper ohne Feuchteisolierung hinsichtlich der thermischen Dehnung geprüft ist davon auszugehen, dass sich eine Überlagerung mit hygrischen Effekten ergeben kann.

3.1.3.3 Getrocknet

Aufgrund des Wärmeeintrags ist davon auszugehen, dass ein Ausgleichszustand deutlich schneller erreicht wird, als bei Konditionierung auf einen lufttrockenen Zustand. Es wird daher keine Erfordernis zur Durchführung von Voruntersuchungen über einen längeren Zeitraum gesehen. Die Masseänderung bei Ofentrocknung wird im Rahmen der singulären Orientierungsmessungen bestimmt.

3.1.4 Feuchteisolierung

Um während der Prüfung eine Überlagerung der thermischen mit hygrischen Dehnungen infolge Stofffeuchteänderung auszuschließen, werden die lufttrockenen und getrockneten Prismen nach Aushärtung des Klebstoffs zur Anbringung von Komponenten zur Wegmessung allseitig mit Epoxidharz beschichtet.

In Abhängigkeit des Wärmeträgermediums bei der experimentellen Bestimmung der Wärmedehnzahl muss die Beschichtung wasser- oder dampfdicht ausgebildet sein. Die Applikation der Komponenten zur Wegmessung ist in den folgenden Kapiteln 3.3.1 und 3.4.1 beschrieben.

Die Beschichtung erfolgt auf trockener und staubfreier Betonoberfläche mit lösemittelfreien, transparenten und temperaturbeständigen Epoxidharzen. Es wird zunächst eine Schicht mit einem niedrigviskosen Epoxidharz (z. B. MC-DUR 1177 WV-A) als Grundierung aufgebracht. In definierten zeitlichen Abständen folgen zwei Schichten mit einem mittelviskosen Epoxidharz (z. B. MC-DUR 1200 VK). Kann visuell nicht sicher festgestellt werden, ob von außen zugängliche Poren vollständig versiegelt sind, wird die Beschichtung lokal nachgebessert, beispielsweise mit einem transparenten, lösemittelfreiem Einkomponenten-Silikon Gummi. Dies kann insbesondere bei Waschbetonen notwendig sein. Im Anschluss werden die Prismen bis zur vollständigen Aushärtung der Beschichtung im Normklima gelagert.

Die Abbildung 3.10 zeigt exemplarisch zwei für die Wärmedehnzahlprüfung präparierte Prismen aus einer zweischichtigen Decke, die mit einer Epoxidharzbeschichtung sowie Messmarken bzw. -zapfen zur Anwendung verschiedener Prüfansätze versehen sind.

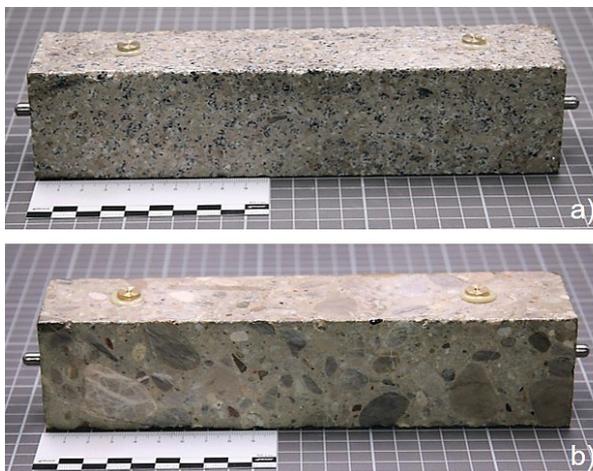


Abbildung 3.10: Präparierte Prismen aus a) einem Oberbeton (Waschbetonrezeptur) und b) einem Unterbeton

Tabelle 3.2 enthält ausgewählte Materialdaten des Epoxidharzes im Vergleich zu jenen von Beton. Aufgrund der sehr geringen Schichtdicke und der deutlich geringeren Steifigkeit des Epoxidharzes im Vergleich zu Beton ist davon auszugehen, dass das höhere thermische Dehnungsbestreben des Harzes keinen Einfluss auf das Verformungsverhalten des Betonprobekörpers besitzt.

Werkstoff	Mittlere Wärmedehnzahl [10 ⁻⁶ /K]	Elastizitätsmodul [MPa]
2K-Epoxidharz	65 ¹⁾	2.100 ¹⁾
Beton	10	39.000 ²⁾

¹⁾ Herstellerangaben
²⁾ Zug- Elastizitätsmodul E_{ctm} für Straßenbetonklasse StC 30/37 - 3,3 [2] sowie mittlerer statistischer Elastizitätsmodul unter Druckbelastung aus umfassenden Teilnetzbeprobungen auf BAB. Hier festgestellter praxisrelevanter Bereich zwischen 20.000 MPa und 55.000 MPa.

Tabelle 3.2: Ausgewählte Materialdaten der Feuchteisolierung

3.1.5 Referenzprobekörper

Zur Beschreibung der Genauigkeit eines Prüfverfahrens ist neben der Präzision auch die Richtigkeit der Prüfergebnisse zu bewerten [83]. Hierfür werden in den nachfolgenden Untersuchungen Referenzprobekörper aus Edelstahl und Aluminium herangezogen. Wenn nicht anders angegeben werden analog zu den Betonprobekörpern Prismen mit den Abmessungen 50 mm x 50 mm x 200 mm verwendet. Nachfolgende Tabelle enthält ausgewählte Materialdaten für diese Metalle sowie vergleichend die entsprechenden allgemeinen Richtwerte für Beton. Die in den Technischen Datenblätter enthaltenen Werte sind i. d. R. Literaturwerte.

Werkstoff	Bezeichnung	Mittlere Wärmedehnzahl [10 ⁻⁶ /K]	Wärmeleitfähigkeit λ bei 20 °C [W/(m·K)]	Spezifische Wärmespeicherkapazität c_p bei 20 °C [J/(kg·K)]
Edelstahl – Legierung (V2A)	1.4301 X5CrNi18-10	20 – 100 °C: 16,0 20 – 200 °C: 16,5 20 – 300 °C: 17,0 20 – 400 °C: 17,5 20 – 500 °C: 18,0	15	500
Aluminium – Legierung	3.1645 AlCu4PbMgMn	20 – 100 °C: 23,0	130 – 160	880
Beton	-	10	2,0	1.000

Tabelle 3.3: Ausgewählte Materialdaten der Referenzprobekörper [77], [84], [85], [86]

Eine spezifische Prüfnorm zur experimentellen Bestimmung der Wärmedehnzahl von Metallen existiert nicht. Es könnten hierzu in erster Linie die DIN 51045-1 [7] sowie die aufbauenden Normenteile 2 - 5 für Keramiken oder die ASTM E 228 [15] herangezogen werden. Präzisionskennzahlen sind hier nicht vorhanden.

Wie in Kapitel 2.4.6 beschrieben besitzt die Güte der Bestimmung der Wärmedehnzahl von Kalibriermaterialien bei Prüfverfahren, deren Messwerte im Zuge der Versuchsauswertung korrigiert werden müssen, einen entscheidenden Einfluss auf die Qualität des Prüfergebnisses. Gleiches gilt für die Kenntnis der Wärmedehnzahl von Referenzmaterialien als Bezugswert für die Bewertung der Richtigkeit – insbesondere vor dem Hintergrund der in Kapitel 2.5.4 und 2.5.5 geforderten Genauigkeiten zur Bestimmung der Wärmedehnzahl von Beton.

Aufgrund der Temperaturabhängigkeit ist davon auszugehen, dass die in den nachfolgenden Versuchen vergleichend zu ermittelnden Wärmedehnzahlen der Referenzmaterialien unter den in Tabelle 3.3 für den Temperaturbereich 20 - 100 °C angegebenen Werten liegen. In den USA wird die Wärmedehnzahl von Edelstahl Typ 304, welches als Kalibriermaterial für die Prüfung gemäß AASHTO T 336 [16] verwendet werden kann und der in dieser Arbeit verwendeten Edelstahl-Legierung 1.4301 entspricht, mit $15,0 \cdot 10^{-6}/K$ angegeben [27].

Zur wissenschaftlich fundierten Festlegung eines Bezugswertes für die Referenzmaterialien wurden Vergleichsuntersuchungen mit einem Schubstangendilatometer durchgeführt, welches üblicherweise für homogene Werkstoffe zur Anwendung kommt. Die Untersuchungen wurden an zwei Instituten, der BAST (Prüfinstitut 1) und der NETZSCH-Gerätebau GmbH (Prüfinstitut 2) als Hersteller der verwendeten Prüfgeräte, durchgeführt.

Es wurde das horizontale Schubstangendilatometer DIL 402 Expedis Supreme verwendet, welches mit einem hochpräzisen optoelektronischen Wegmesssystem ausgestattet ist.

Dieses weist eine außerordentlich hohe Linearität und Auflösung über einen vergleichsweise großen Messbereich auf. Die Auflösung beträgt 0,1 nm über den gesamten Messbereich von ± 25 mm. Die Wiederholgenauigkeit der zu bestimmenden mittleren Wärmedehnzahl wird mit $10^{-8}/K$ angegeben.

Aus den Referenzprismen wurde jeweils eine zylindrische Probe mit einem Durchmesser von 6 mm und einer Länge von 25 mm und planparallelen, ebenen Stirnflächen präpariert. Diese wird in einem Probenhalter aus Kieselglas mit einem Fühlstempel, ebenfalls aus Kieselglas, in Kontakt gebracht und in einem Stahlofen durch das in den Abbildung 3.11 Abbildung 3.14 dargestellte Temperaturprofil zwischen -20 °C und $+60$ °C thermisch beansprucht. Als Spülgas wurde Helium verwendet, welches die besten thermischen Eigenschaften besitzt, um eine schnelle und gezielte Wärmeübertragung zur Probe sicherzustellen. Darüber hinaus wurde ein LN2-Kühlsystem eingesetzt.

Das Wegmesssystem ist außerhalb des Ofens angeordnet, wird auf eine konstante Temperatur temperiert und unterliegt daher keinem Temperatureinfluss. Dennoch ist eine Korrekturmessung notwendig, um den Einfluss der Dehnung von Probenhalter und Fühlstempel auf das Messergebnis berücksichtigen zu können. Hierfür wurde der Kalibrier-Standard aus Kieselglas mit analogen Abmessungen zu den Metallprobekörpern (\varnothing 6mm, l = 25mm) verwendet.

Aufgrund der hohen Messgenauigkeit erfolgte eine stufenweise Temperaturänderung in 10 K-Schritten, um die Linearität des Dehnungsverlaufs bewerten zu können. Am Ende jeder Isotherme wurde die Temperaturdehnung bestimmt und die Wärmedehnzahl berechnet. Es wurde stets eine Dreifachbestimmung durchgeführt.

Die thermische Ausdehnung für eine exemplarische Messung sowie die Zusammenstellung aller Messwiederholungen des V2A- und des Aluminium-Referenzmaterials sind in den Abbildung 3.11 Abbildung 3.14 dargestellt (Prüfinstitut 1). Eine entsprechende Visualisierung der Messungen am Prüfinstitut 2 sind in Anhang D enthalten.

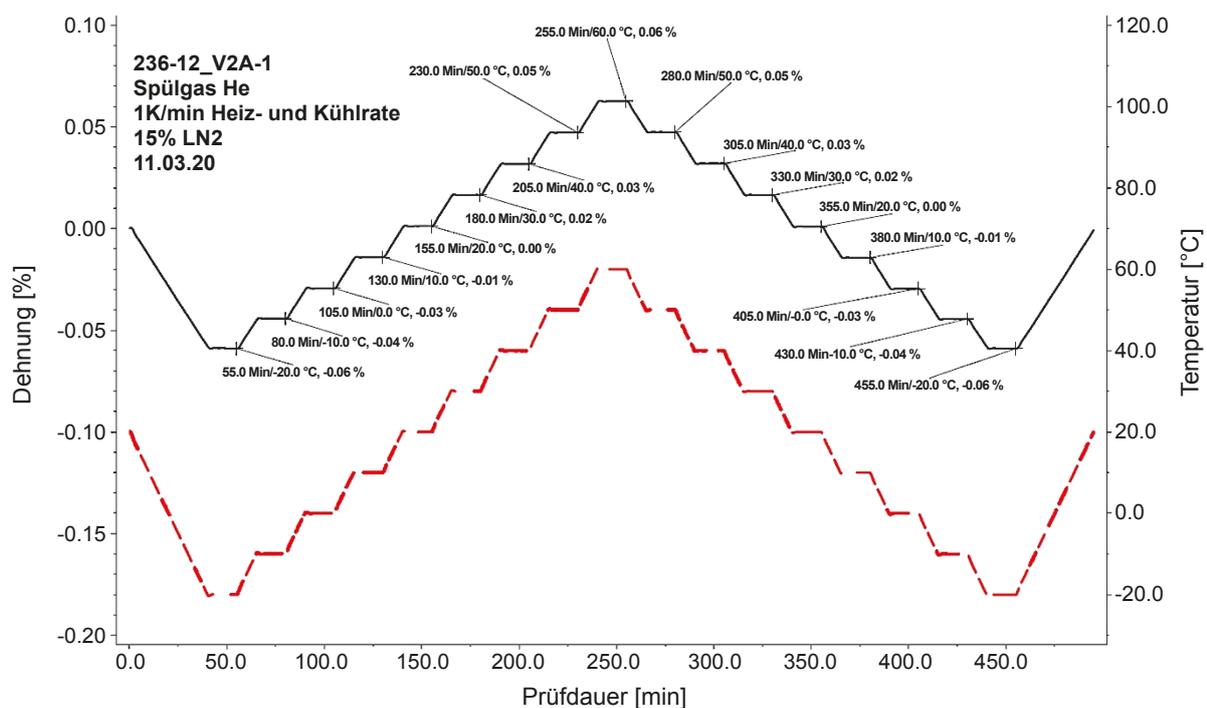


Abbildung 3.11: Exemplarischer Dehnungs- und Temperaturverlauf des V2A-Referenzmaterials bei Messung mittels Dilatometer (Prüfinstitut 1)

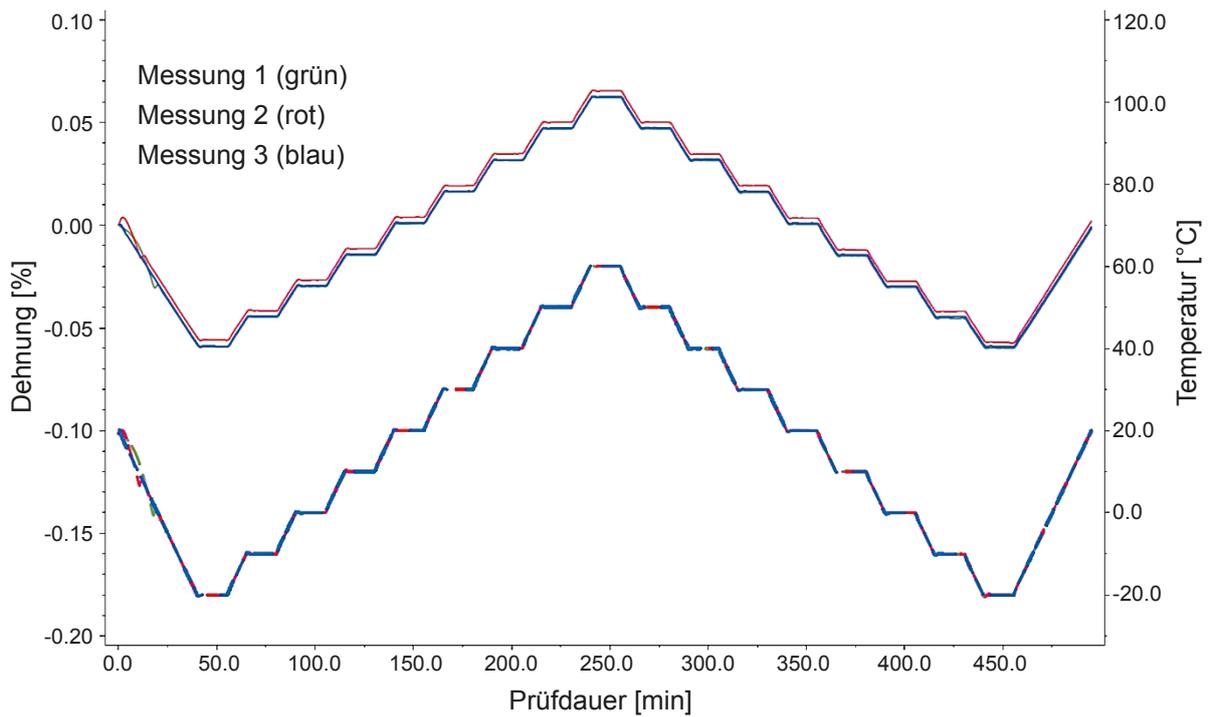


Abbildung 3.12: Thermische Dehnung des VZA-Referenzmaterials bei 3 Messungen mittels Dilatometer (Prüfinstitut 1)

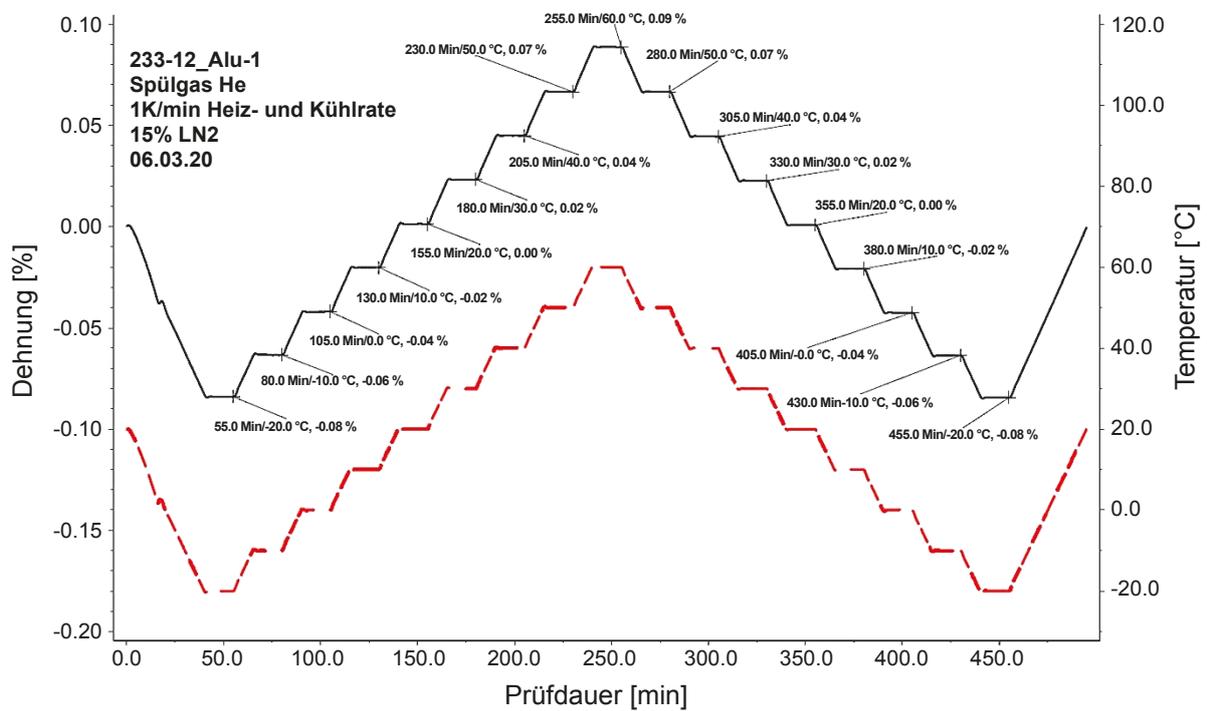


Abbildung 3.13: Exemplarischer Dehnungs- und Temperaturverlauf des Aluminium-Referenzmaterials bei Messung mittels Dilatometer (Prüfinstitut 1)

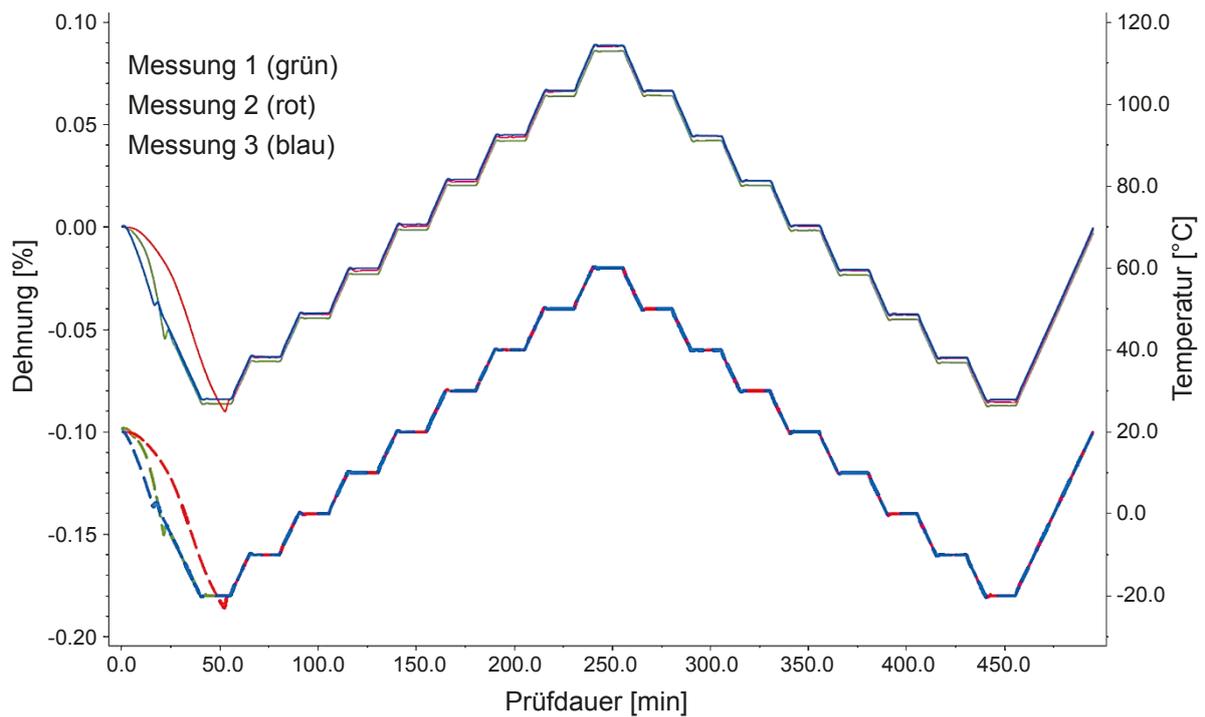


Abbildung 3.14: Thermische Dehnung des Aluminium-Referenzmaterials bei 3 Messungen mittels Dilatometer (Prüfinstitut 1)

In nachfolgender Tabelle sind die bei den Vergleichsuntersuchungen ermittelten Wärmedehnzahlen für die Referenzmaterialien dargestellt. Eine detaillierte Angabe der Prüfergebnisse ist in Anhang D enthalten.

V2A-Legierung 1									
Temperatur	Prüfinstitut 1				Prüfinstitut 2				$\alpha_{T,ges}$
	1	2	3	$\alpha_{T,1}$	1	2	3	$\alpha_{T,2}$	
20 °C	15,448	15,492	15,373	15,44	15,397	15,472	15,490	15,45	15,45
0 – 40 °C	15,372	15,424	15,352	15,38	15,434	15,419	15,417	15,42	15,40
Aluminium-Legierung									
Temperatur	Prüfinstitut 1				Prüfinstitut 2				$\alpha_{T,ges}$
	1	2	3	$\alpha_{T,1}$	1	2	3	$\alpha_{T,2}$	
20 °C	21,802	21,806	21,726	21,78	21,644	21,641	21,611	21,63	21,71
0 – 40 °C	21,731	21,730	21,747	21,74	21,664	21,657	21,638	21,65	21,69

Tabelle 3.4: Mittels Dilatometer bestimmte, mittlere Wärmedehnzahlen von Referenzmaterialien im Temperaturbereich 0 - 40 °C [$10^{-6}/K$]

Im Ergebnis wird für die weiteren Untersuchungen im Temperaturbereich 0 °C - 40 °C (vgl. Kapitel 3.2) der Bezugswert für die V2A-Legierung auf $15,40 \cdot 10^{-6}/K$ und jener für die Aluminiumlegierung auf $21,69 \cdot 10^{-6}/K$ festgelegt.

3.2 Temperaturprofil

Bei der Festlegung des Temperaturbereichs während der Prüfung ist zunächst die thermische Beanspruchung von Betonfahrbahndecken im Gebrauchszustand zugrunde zu legen. Auf Basis der Auswertung von Klimaaufzeichnungen des Deutschen Wetterdienstes sowie von Temperaturmessungen in situ wurde für den Performance Test für Fugensystemen in hochbeanspruchten Betondecken ein Temperaturbereich von -20 °C bis $+50\text{ °C}$ festgelegt [87].

Darüber hinaus geben die Daten aus Messstationen an Betondecken im BAB-Netz Auskunft über die Entwicklung der Betontemperaturen über die Deckenhöhe. In Abbildung 3.15 (links) ist ein exemplarischer, charakteristischer Tagesgang der Betontemperaturen an einem heißen Sommertag dargestellt. Die Temperatursensoren S1 bis S6 sind in den Horizonten 24,5 cm; 18,5 cm; 12,5 cm; 8,5 cm; 5,0 cm und 1,5 cm unter der Betonoberfläche angeordnet. Bei einer maximalen Lufttemperatur von ca. 35 °C beträgt die mittlere Betontemperatur in der Platte 40 °C (Abbildung 3.15 rechts).

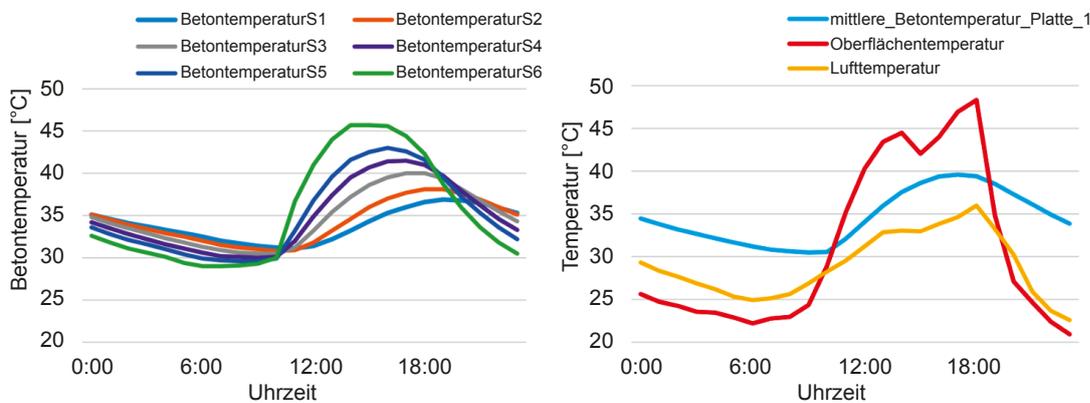


Abbildung 3.15: Charakteristische Tagesganglinien der in verschiedenen Horizonten einer Betondecke gemessenen Temperaturen an einem heißen Sommertag (links) und zugehörige Verläufe der mittleren Betontemperatur, der Oberflächentemperatur sowie der Lufttemperatur (rechts) [88]

Im Ergebnis wird der Temperaturbereich nach oben auf 40 °C und nach unten auf oberhalb des Gefrierpunktes begrenzt, um während der Prüfung eine Überlagerung der thermischen Dehnung mit weiteren Formänderungseffekten zu vermeiden.

In der Regel werden drei Zyklen bestehend aus jeweils einem Heiz- und einem Kühlsegment durchgeführt. Abbildung 3.16 zeigt einen exemplarischen zeitlichen Verlauf der Temperatur im Probekörperkern während der Prüfung mit Prüfansatz 1.

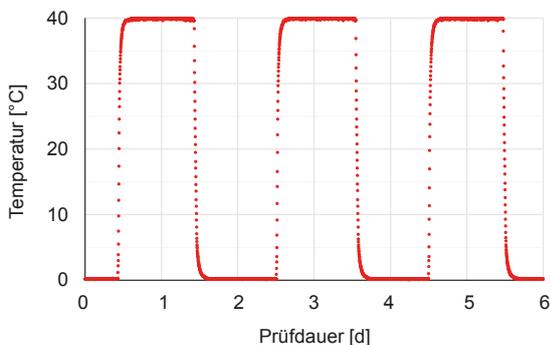


Abbildung 3.16: Temperaturprofil bei 3 Prüfzyklen

Wie zu erwarten hat sich gezeigt, dass sich eine größtmögliche Temperaturdifferenz von 40 K im genannten Temperaturbereich, d. h. folglich eine größtmögliche thermische Längenänderung, positiv auf die Reproduzierbarkeit der Prüfergebnisse auswirkt. Daher werden keine weiteren Stützstellen innerhalb der Temperaturgrenzen definiert.

Die Temperaturen werden bei allen Prüfansätzen mit Thermoelementen bestimmt, die zum einen im umgebenden Medium in der Nähe des Probekörpers und zum anderen mittig in zwei Betonprismen, die gemäß 3.1 präpariert wurden, positioniert sind.

3.3 Prüfansatz 1: Setzdehnungsmesser

Die Prüfung nach Prüfansatz 1 (PA1) erfolgt in Anlehnung an die Vorgehensweise gemäß DIN EN 1770 [10], Verfahren 2: Alternativverfahren.

3.3.1 Wegmessung

Die thermisch bedingten Längenänderungen werden auf mechanischem Weg mittels Setzdehnungsmesser mit integrierter Messuhr (Auflösung 0,001 mm) bestimmt. Die Messstrecke zwischen zwei seitlich an den Probekörper angebrachten Messmarken beträgt 150 mm (vgl. Abbildung 3.10). Die Messmarken aus Messing werden vor Aufbringen der Epoxidharzbeschichtung mit Zweikomponentenkleber auf der trockenen und staubfreien Betonoberfläche appliziert. Hierzu wird ein Doppelkörner verwendet, der die Zentrierbohrungen der Messmarken auf einen Abstand von 150,000 mm fixiert.

Die Genauigkeit des Messgeräts ist seitens Hersteller nicht angegeben. Wiederholte Messungen bei nahezu konstanter Temperatur von 20,5 °C ergeben die in Abbildung 3.17 enthaltenen Abweichungen im Messergebnis im Vergleich zur vorherigen Messung der Messstrecke. Es wurden jeweils 3 beschichtete Prismen mit einer Waschbeton- und einer Unterbetonrezeptur geprüft, welche in Mineralöl als Wärmeträgerflüssigkeit gelagert wurden. Die Prüfdauer spiegelt eine Prüfung mit vier Temperaturzyklen wider.

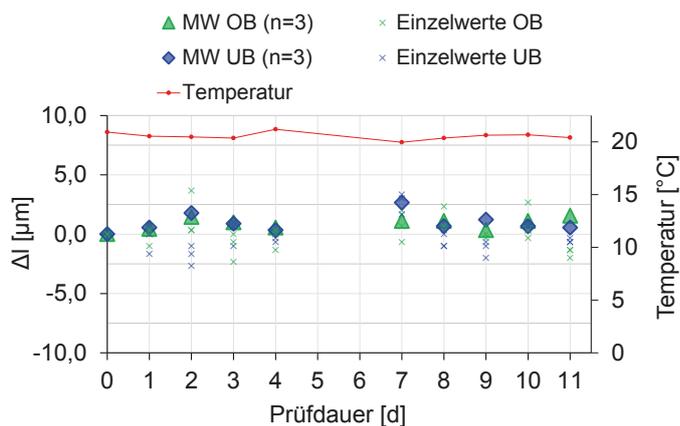


Abbildung 3.17: Messabweichungen zur vorherigen Messung mittels Setzdehnungsmesser bei konstanter Temperatur von ca. 20 °C

Es ist festzustellen, dass die mittleren Absolutwerte der Abweichungen von aufeinanderfolgenden Messungen bei konstanter Temperatur zwischen 0 - 3,5 µm liegen. Bei einer zu erwartenden Längenänderung von 60 µm ($\Delta T = 40 \text{ K}$, $\alpha_{CT} = 10 \cdot 10^{-6}/\text{K}$, $l_0 = 150 \text{ mm}$) beträgt der Fehler hierdurch bis zu 5,8 %

3.3.2 Temperierung

Die Temperierung der Probekörper auf die Zieltemperaturen erfolgt entgegen der Verfahrensweise gemäß [10] aufgrund der schnelleren Wärmeübertragung im Vergleich zu Luft in einer Wärmeträgerflüssigkeit. Um einen allseitigen Wärmeenergieaustausch am Probekörper zu gewährleisten und eine freie Beweglichkeit sicherzustellen, werden die Proben auf Abstandshaltern positioniert. Während der Messung wird die Lagerung in der Wärmeträgerflüssigkeit beibehalten, um einen Einfluss aus Temperaturänderung auf das Messergebnis auszuschließen.

Zur Temperierung wird eine CDF-Prüfanlage verwendet. Als Wärmeträgerflüssigkeit hat sich Mineralöl bewährt. Bei Verwendung von Ölen im Vergleich zu entionisiertem Wasser oder einem Wasser-Glykolegemisch (34 % Glykol, 66 % Wasser) zeigt sich insgesamt ein geringerer Einfluss auf eine Masseänderung der Probekörper während der Prüfung sowie eine stabilere Messwertfassung. Zudem kommt es hier nicht zu einer Kondenswasserbildung. Mineralöl ist im Vergleich zu Silikonöl kostengünstiger und weist eine geringere Kriechneigung auf.

3.3.3 Versuchsdurchführung

Die thermische Längenänderung wird diskontinuierlich am Ende eines Heiz- bzw. Kühlsegments bei den diskreten Temperaturwerten 0 °C und 40 °C ermittelt. Aufgrund der händischen Messwertaufnahme wird für eine praktikable Umsetzung für jedes Segment eine Dauer von 24 h angesetzt. Es ist davon auszugehen, dass zum Messzeitpunkt sowohl ein isothermer Zustand als auch ein Dehnungsgleichgewicht sicher erreicht sind. Die realen Temperaturen im Probenkern von zwei Referenzprismen aus Beton sowie in der Wärmeträgerflüssigkeit in Probekörperrnähe werden kontinuierlich erfasst.

In Abbildung 3.18 ist die Anordnung der Probekörper in der zur Temperierung verwendeten CDF-Prüfanlage exemplarisch dargestellt. Je Prüfdurchlauf können 18 Prismen geprüft werden, wobei 2 weitere Plätze für ein Referenzprisma sowie ein Temperaturprisma vorhanden sind.

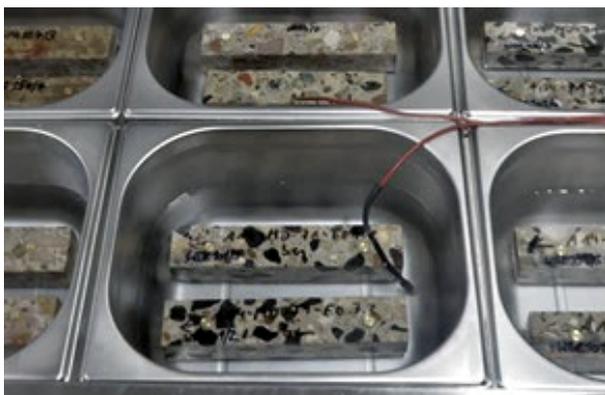


Abbildung 3.18: Prüfanordnung der Probekörper in einer CDF-Prüfanlage gemäß Prüfansatz 1

Bei jedem Messvorgang wird stets eine Dreifachbestimmung der Messstrecke an dem Probekörper vorgenommen. Vor jeder Probekörpermessung erfolgt eine Nullmessung an einem Kontrollstab aus Invar mit einer Wärmedehnzahl von $2 \cdot 10^{-6}/\text{K}$ (bei 100 °C) und eine eventuelle Korrektur des Messwertes auf 150,000 mm, um systematische Fehler beim Messvorgang bedingt durch das Wegmessgerät zu vermeiden. Für die weitere Versuchsauswertung werden die Mittelwerte der Probekörpermessungen verwendet.

Um eine ggf. aufgetretene Feuchtigkeitsaufnahme der Probekörper während der Prüfung zu prüfen, werden die Massen vor und nach der Prüfung bestimmt.

3.3.4 Versuchsauswertung

Aus den Messergebnissen wird zunächst die thermische Dehnung für jedes Heiz- bzw. Kühlsegment entsprechend nachfolgender Gleichung bestimmt.

$$\varepsilon_T = \frac{\Delta l}{l_0} = \frac{l_i - l_{i-1}}{l_0} \quad (3.1)$$

mit ε_T Lineare thermische Dehnung im Heiz-/Kühlsegment [$\mu\text{m}/\text{mm}$] bzw. [‰]

Δl Längenänderung Probekörper im Heiz-/Kühlsegment [μm]

l_i Messwert Probekörper bei Zieltemperatur i [μm]

l_{i-1} Messwert Probekörper bei vorheriger Temperatur $i-1$ [μm]

l_0 Ausgangslänge der Messstrecke bei 20 °C [mm]

Die mittlere lineare Wärmedehnzahl im Temperaturbereich 0 – 40 °C lässt sich anschließend entweder mittels linearer Regression als Steigung der Regressionsgeraden oder über Mittelwertbildung der für jedes Heiz- bzw. Kühlsegment gemäß Gleichung (2.10) ermittelten Wärmedehnzahlen bestimmen. Abbildung 3.19 zeigt eine exemplarische Versuchsauswertung.

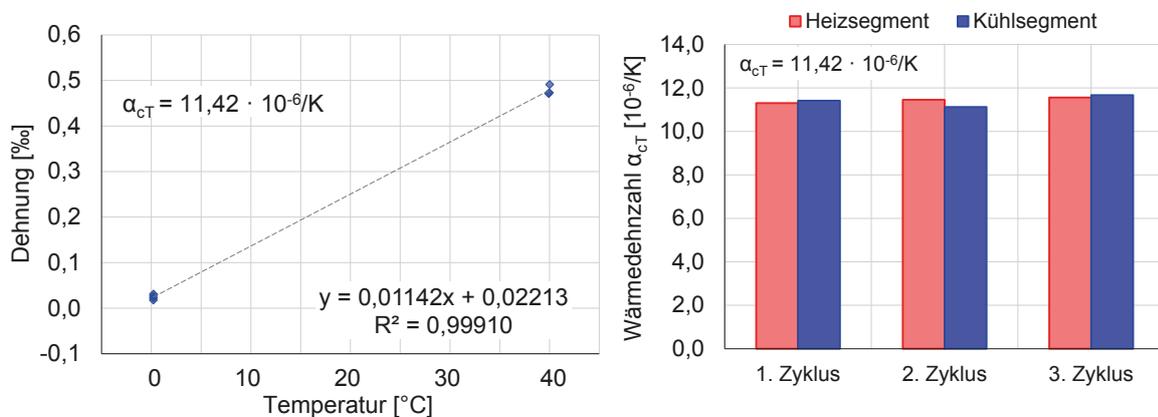


Abbildung 3.19: Exemplarische Darstellung der Prüfergebnisse bei Auswertung mittels linearer Regression (links) und Mittelwertbildung der je Segment berechneten Wärmedehnzahlen (rechts)

In Abhängigkeit der bei der Prüfung aufgetretenen Streuungen können sich die mittels linearer Regression und Mittelwertbildung berechneten Wärmedehnzahlen unterscheiden. Bei Verwendung der Regressionsanalyse gibt das Bestimmtheitsmaß R^2 Auskunft über die Güte des Regressionsmodells und folglich über die Streuung der Messwerte um die Regressionsgerade. Abweichungen der Messwerte können systematisch oder zufällig sein und sich beispielsweise material- oder versuchsbedingt ergeben. Je höher das Bestimmtheitsmaß R^2 ist, desto geringer ist die Abweichung der Ergebnisse beider Auswerteverfahren.

3.3.5 Beurteilung der Genauigkeit

Die Genauigkeit eines Prüfverfahrens wird gemäß DIN ISO 5725-1 [83] durch dessen Präzision sowie die Richtigkeit der ermittelten Prüfergebnisse beschrieben.

Die Präzision gibt demnach die Streuung zwischen den Ergebnissen wiederholter Messungen an und hängt ausschließlich von der Verteilung zufälliger Abweichungen ab. Sie wird im Allgemeinen mit Standardabweichungen angegeben – eine geringere Präzision spiegelt sich in einer größeren Standardabweichung wider. Die Streuungen von Prüfergebnissen sind auf unvermeidliche Zufallsabweichungen zurückzuführen, die spezifisch für jedes Prüfverfahren sind und nicht vollständig vermieden werden können. Ursächlich können Streuungen u. a. auf folgende Faktoren zurückgeführt werden [83]:

- den Arbeiter/die Arbeiterin
- die verwendeten Geräte
- die Kalibrierung der Geräte
- die Umgebung (z. B. Temperatur, Feuchte, Luftverschmutzung)
- den Zeitabstand zwischen den Messungen.

Es wird zwischen Wiederhol- und Vergleichbedingungen unterschieden, wobei die Vergleichpräzision das Minimum und die Wiederholpräzision das Maximum der Streuungen der Ergebnisse darstellt. Unter Wiederholbedingungen werden die o. g. Faktoren nicht verändert und tragen somit nicht zur Streuung bei. Hingegen variieren diese unter Vergleichbedingungen und tragen hier zur Streuung der Prüfergebnisse bei.

Die Richtigkeit eines Prüfergebnisses bezieht sich auf das Maß der Annäherung eines Mittelwerts einer großen Anzahl an Prüfergebnissen an den wahren oder richtigen Wert. Ist dieser nicht genau bekannt, kann ein anerkannter Bezugswert für das zu messende Merkmal herangezogen werden – beispielsweise von geeigneten Referenzmaterialien. Die Richtigkeit wird in der Regel anhand systematischer Abweichungen beschrieben und stellt folglich eine systematische Abweichungskomponente dar [83].

Um eine Einschätzung zur Genauigkeit der mittels Prüfansatz 1 (PA1) bestimmten Prüfergebnisse vornehmen zu können, wurden Wiederholungsmessungen an einem Referenzprima aus Edelstahl vorgenommen. Es ist davon auszugehen, dass durch die Untersuchung eines homogenen Werkstoffes, der zudem unabhängig von Feuchteinflüssen ist, in erster Linie die versuchsbedingten Streuungen ermittelt werden können und materialtechnische Faktoren eine untergeordnete Rolle spielen. Zudem kann ein Abgleich mit dem in Kapitel 3.1.5 ermittelten Bezugswert vorgenommen werden. Es wurden neun Prüfungen durchgeführt.

Die Einzelergebnisse sind in Anhang C, Tabelle C.1 angegeben. Zusammenfassend ergeben sich die in Tabelle 3.5 enthaltenen statistischen Kenngrößen.

Kenngröße	PA1
Mittelwert \bar{x} [$10^{-6}/K$]	15,628
Standardabweichung s [$10^{-6}/K$]	0,294
Variationskoeffizient $VarK$ [%]	1,88
min [$10^{-6}/K$]	15,154
max [$10^{-6}/K$]	16,012
Mittl. Abweichung vom Bezugswert [$10^{-6}/K$]	0,228
Stichprobenumfang n [-]	9

Tabelle 3.5: Statistische Auswertung der Wiederholungsmessungen zur Bestimmung der Wärmedehnzahl von Edelstahl mit PA1

Die Wärmedehnzahl wird im Mittel zu $15,63 \cdot 10^{-6}/K$ bestimmt, wobei die Standardabweichung $0,29 \cdot 10^{-6}/K$ beträgt. Die Abweichung zum Bezugswert von $15,40 \cdot 10^{-6}/K$ beträgt $+0,23 \cdot 10^{-6}/K$ und liegt damit im Bereich der Genauigkeitsanforderung von $\pm 0,3 \cdot 10^{-6}/K$ im Kontext der rechnerischen Analysen (vgl. Kapitel 2.5.4 und 2.5.5). Es ist festzuhalten, dass die Spannweite der ermittelten Prüfergebnisse den Bezugswert einschließt.

Betrachtet man die minimalen und maximalen Wärmedehnzahlen ist zu erkennen, dass Einzelergebnisse eine höhere Abweichung von bis zu $+0,6 \cdot 10^{-6}/K$ aufweisen. Vor diesem Hintergrund wird das Konfidenzintervall für ein Konfidenzniveau von 95 % bestimmt.

Bei geringen Stichproben und unbekanntem wahren Streuungswert ist nicht die Normalverteilung, sondern die t-Verteilung zur Bestimmung des Konfidenzintervalls heranzuziehen. Voraussetzung ist, dass die Werte normalverteilt sind. Der rechnerische Test auf Normalverteilung gemäß TP B-StB 0.2 nach dem Verfahren von Anderson-Darling [89] bestätigt für die Einzelwerte gemäß Tabelle C.1 eine Normalverteilung.

Das Konfidenzintervall ist entsprechend der Gleichungen (3.2) und (3.3) definiert [90]. Für die hier durchgeführten Wiederholungsmessungen ergibt sich nach Gleichung (3.3) ein Wert für die Grenze des Konfidenzintervalls G von $0,23 \cdot 10^{-6}/K$.

$$-G \leq Y - \bar{x} \leq G \quad (3.2)$$

$$G = \frac{t \cdot s}{\sqrt{n}} = 0,23 \quad (3.3)$$

- mit
- G : Grenze des Konfidenzintervalls
 - Y : Mittelwert der Grundgesamtheit (wahrer Wert)
 - \bar{x} : Mittelwert der Stichprobenwerte x_i , $i = 1, \dots, n$
 - t : Wert der t-Verteilung in Abhängigkeit vom Freiheitsgrad $N = n - 1$ (hier: $N = 8$) und gewähltem Konfidenzniveau von 95 % – hier: 2,306
 - s : empirische Standardabweichung, hier in [$10^{-6}/K$] (wahrer Wert unbekannt)
 - n : Stichprobenumfang [-]

Insgesamt ergibt die statistische Auswertung der Wiederholungsmessungen an einem Edelstahlprisma, dass mit einer Wahrscheinlichkeit von 95 % der gemäß PA1 ermittelte Wert in einem Bereich von $\pm 0,23 \cdot 10^{-6}/K$ um den wahren Wert liegt. Demnach wird die Genauigkeitsanforderung von $\pm 0,3 \cdot 10^{-6}/K$ mit entsprechender Wahrscheinlichkeit erfüllt. Bei einem Konfidenzniveau von 99 % wird diese Anforderung gerade nicht erfüllt ($G = 0,33$, mit $t = 3,355$).

3.4 Prüfansatz 2: Induktive Wegaufnehmer

Die Prüfung nach Prüfansatz 2 (PA2) erfolgt in Anlehnung an die Vorgehensweise gemäß AASHTO T336 [16], es werden jedoch Betone in lufttrockenem Zustand und Feuchteisolierung wie in Kapitel 3.1 beschrieben betrachtet. Die Untersuchungen wurden in Kooperation mit der Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung (BAM) durchgeführt.

3.4.1 Wegmessung

Die thermisch bedingten Längenänderungen werden bei Prüfansatz 2 kontinuierlich mit einer Messrate von 1 Hz unter Verwendung von induktiven Wegaufnehmern in der Längsachse der Probekörper bestimmt. Die Messstrecke zwischen zwei an den gegenüberliegenden Stirnflächen der Prismen angebrachten Messzapfen beträgt ca. 220 mm (vgl. Abbildung 3.10) und setzt sich aus der Probekörperlänge von i. d. R. 200 mm sowie der Höhe beider Messzapfen von insgesamt 20 mm zusammen. Die Messzapfen aus Edelstahl (V2A) werden vor Aufbringen der Epoxidharzbeschichtung mit Zweikomponentenkleber auf der trockenen und staubfreien Betonoberfläche appliziert.

Der Messbereich der induktiven Wegaufnehmer beträgt $\pm 2,5$ mm. Deren Temperaturfehler ergibt sich zu $\pm 0,1 \text{ \%}/10 \text{ K}$ bezogen auf den Messbereich. In einem Prüfrahmen aus Edelstahl (V2A) sind insgesamt sechs Messplätze vorgesehen. Je Messplatz wird ein Probekörper über die mittig auf den Stirnflächen aufgeklebten Messzapfen zwischen dem Messaufnehmer und dem Prüfrahmen positioniert. Der Messaufbau ist in Abbildung 3.20 exemplarisch dargestellt.

Es wurde festgestellt, dass alle Sensoren zu sehr gut vergleichbaren Ergebnissen führen und ein Ausbau der Probekörper zwischen den einzelnen Messdurchläufen keinen Einfluss auf das Ergebnis besitzt.

3.4.2 Temperierung

Die Temperierung auf die Zieltemperaturen $0 \text{ }^\circ\text{C}$ und $40 \text{ }^\circ\text{C}$ wird entgegen der Verfahrensweise gemäß [16] in einem Klimaschrank mit Luft als Wärmeträgermedium vorgenommen, wobei nur die Temperatur und nicht die Feuchte geregelt wird.

An zwei verschiedenen Positionen werden im Klimaschrank Thermoelemente Typ K angeordnet.

3.4.3 Versuchsdurchführung

Während der Prüfung erfolgt eine kontinuierliche Weg- und Temperaturmessung. Bei der Prüfung der Probekörper werden 3 Prüfzyklen entsprechend Abbildung 3.16 gefahren, die Prüfdauer für jedes Heiz- und Kühlsegment beträgt abweichend nur 12 Stunden. In Abbildung 3.20 ist ein exemplarischer Messaufbau dargestellt.

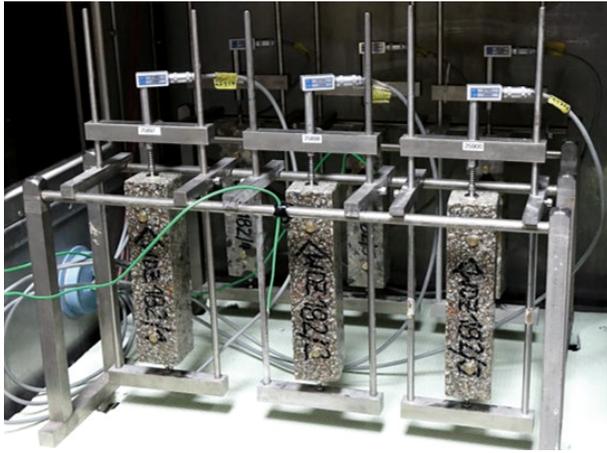


Abbildung 3.20: Exemplarischer Messaufbau Prüfansatz 2

Da die gesamte Messeinrichtung in der Klimakammer temperiert wird erfahren auch der Prüfrahen und die Wegsensoren eine thermische Dehnung, so dass der erfasste Wegmesswert deren Überlagerung mit der thermischen Dehnung der Probekörper ist. Dieser Einfluss wird durch Korrekturmessungen verschiedener Kalibriermaterialien für jeden Wegsensor quantifiziert (vgl. Kapitel 3.4.4) und anschließend bei der Versuchsauswertung berücksichtigt. Es wurden ein Edelstahl V2A (1.4301), eine Invarlegierung mit sehr geringer thermischer Dehnung und eine Aluminiumlegierung verwendet und zwei Prüfzyklen durchgeführt.

Um eine ggf. aufgetretene Feuchtigkeitsaufnahme der Probekörper während des Versuchs zu überprüfen, werden die Massen vor und nach der Prüfung bestimmt.

3.4.4 Wärmedehnzahlen Kalibriermaterialien

Die Wärmedehnzahlen wurden mittels Schubstangendilatometer z. T. analog zum Vorgehen in Kapitel 3.1.5 bestimmt (Prüfinstitute 1 und 2). Darüber wurden Dilatometermessungen an einem dritten Prüfinstitut, der BAM, mit abweichenden Randbedingungen, wie beispielsweise bezüglich der Anzahl der Messungen oder der Temperaturstufen (vgl. Anhang D), durchgeführt.

Für die Korrekturmessungen werden eine Edelstahllegierung 1.430 (V2A), welche jener der Referenzprobekörper entspricht, jedoch von einem anderen Hersteller ist, sowie eine Invarlegierung verwendet.

In Tabelle 3.6 sind die bei den Vergleichsuntersuchungen ermittelten Wärmedehnzahlen für die Kalibriermaterialien dargestellt. Maßgebend sind die mittleren Werte zwischen 0 °C und 40 °C, da diese Temperaturen die einzigen Stützstellen im Temperaturprofil für die Hauptuntersuchungen darstellen. Eine detaillierte Angabe der Prüfergebnisse ist in Anhang D enthalten.

V2A-Legierung 2												
Prüfinstitut 1				Prüfinstitut 3								
1	2	3	$\alpha_{T,1}$	1	2	3	$\alpha_{T,2}$	$\alpha_{T,ges}$				
15,74	15,89	15,84	15,82	16,09	15,53	-	15,81	15,82				
Invar-Legierung												
Prüfinstitut 1				Prüfinstitut 2				Prüfinstitut 3				
1	2	3	$\alpha_{T,1}$	1	2	3	$\alpha_{T,2}$	1	2	3	$\alpha_{T,3}$	$\alpha_{T,ges}$
0,62	0,62	0,64	0,63	0,94	0,94	0,93	0,94	0,90	0,98	0,88	0,92	0,83

Tabelle 3.6: Mittels Dilatometer bestimmte, mittlere Wärmedehnzahlen von Kalibriermaterialien für den Temperaturbereich 0 - 40 °C [$10^{-6}/K$]

Darüber hinaus wird zur Korrekturmessung eine Aluminium-Legierung verwendet, an der keine Dilatometermessungen zur Charakterisierung des thermischen Dehnungsvermögens durchgeführt wurden. Daher wird für die Auswertung dieser Korrekturmessungen der für die Referenzprobekörper ermittelte Wert angenommen. Dies wird bei der Ergebnisinterpretation berücksichtigt. Bei beiden Legierungen handelt es sich um ein AlCu4PbMgMn (3.1645), es ist daher von einem marginalen Fehler auszugehen.

Auf Basis der zuvor beschriebenen Ergebnisse werden die in Tabelle 3.7 dargestellten Werte für die Korrekturmessung herangezogen. Weichen die Werte verschiedener Prüfinstitute voneinander ab, werden zwei Wärmedehnzahlen verwendet, um den Einfluss auf das Prüfergebnis der Beton- und Metallprismen zu untersuchen.

Bezeichnung Korrektur	Material	Prüfinstitut(e)	Wärmedehnzahl α_T [$10^{-6}/K$]	Differenz der Wärmedehnzahlen
K1	V2A	1 und 2	15,81536	-
K2.1	Invar	1	0,62506	0,302
K2.2	Invar	2 und 3	0,92692	
K3.1	Aluminium	1	21,73611	0,083
K3.2	Aluminium	2	21,65317	

Tabelle 3.7: Für die Korrekturmessungen verwendete mittlere Wärmedehnzahlen von Kalibriermaterialien

3.4.5 Versuchsauswertung

In den kontinuierlich erfassten Temperatur- und Wegmesswerten werden im Zuge der Versuchsauswertung zunächst die Bereiche von 30 Minuten am Ende jedes Heiz- bzw. Kühlsegments identifiziert und die Mittelwerte der in diesem Bereich bestimmten Messwerte gebildet. Abbildung 3.21 zeigt einen exemplarischen Messwertverlauf während der Prüfung eines Betonprobekörpers. Es ist zu erkennen, dass eine Temperaturänderung zu einer raschen thermischen Längenänderung führt, die sich in geringerem Maße umkehrt bevor ein Gleichgewichtszustand erreicht wird. Der gleiche Effekt ist auch bei den untersuchten Referenzprismen aus Metall sowie bei den Kalibriermaterialien aus Edelstahl und Aluminium zu beobachten. Es ist festzuhalten, dass nach ca. 4 Stunden das Dehnungsgleichgewicht erreicht wird. Die Prüfdauer für ein Heiz- bzw. Kühlsegment von 12 Stunden liegt folglich deutlich auf der sicheren Seite.

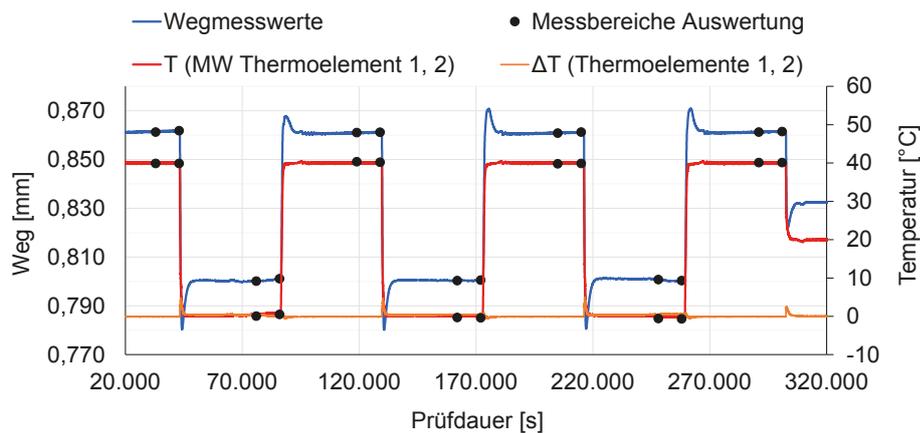


Abbildung 3.21: Exemplarischer Messwertverlauf gemäß Prüfansatz 2 inkl. Darstellung der für die Auswertung heranzuziehenden Messwertebereiche

Unter Berücksichtigung der Dehnungsanteile aus dem Prüfrahmern und den induktiven Wegaufnehmern werden in einem nächsten Schritt die Probekörperdehnungen berechnet. Hierbei werden die Wärmedehnzahlen der verwendeten Kalibriermaterialien gemäß Kapitel 3.4.4 zugrunde gelegt.

Weiterhin wird die Dehnung der Messzapfen, die zentrisch in der Messachse angeordnet sind, bei der Versuchsauswertung berücksichtigt. Eine genaue Charakterisierung der thermischen Dehnung der V2A-Legierung der Messzapfen mittels Dilatometermessung wurde nicht durchgeführt, sondern der Literaturwert von $16,0 \cdot 10^{-6}/K$ angesetzt. Vor dem Hintergrund, dass die Messzapfenlänge von insgesamt 20 mm weniger als 10 % der Probenlänge beträgt und der reale Wert der thermischen Dehnung schätzungsweise nur ca. 3 % unter diesem Wert liegt, ist der hierdurch hervorgerufene Fehler marginal.

Eine ausführlichere Beschreibung der Versuchsauswertung ist in [91] enthalten.

3.4.6 Beurteilung der Genauigkeit

Eine Einschätzung der Genauigkeit der mittels Prüfansatz 2 (PA2) bestimmten Prüfergebnisse erfolgt entsprechend der Vorgehensweise für Prüfansatz 1 (PA1) gemäß Kapitel 3.3.5. Es wurden Wiederholungsmessungen an dem gleichen Edelstahl (V2A-Legierung 1) vorgenommen. Die Korrekturmessung erfolgte mit dem Kalibriermaterial aus Edelstahl (V2A-Legierung 2).

Bei allen bisher durchgeführten Voruntersuchungen zeigte sich eine sehr gute Wiederholbarkeit der Prüfergebnisse mit vernachlässigbar geringen Streuungen – auch bei Verwendung unterschiedlicher Sensoren für die Wegmessung oder bei Ausbau und erneutem Einbau der Probekörper zwischen einzelnen Messreihen.

Eine aus statistischer Sicht hinreichende Anzahl an Messungen unter exakten Wiederholbedingungen liegt nicht vor. Für die weiteren Betrachtungen werden zum einen zwei Prüfungen unter Wiederholbedingungen entsprechend des optimierten Prüfansatzes 2, der in diesem Kapitel beschrieben ist, herangezogen (PA2-1).

Zum anderen wird eine größere Stichprobe an Wiederholungsmessungen der V2A-Legierung 1 einbezogen, die aus Untersuchungen mit einer ursprünglichen Vorgehensweise bei der Versuchsdurchführung generiert wurde. Hier wurde der Temperaturbereich mit nur einem Zyklus und Temperaturinkrementen von 5 K abgefahren. Es wurden drei Probekörper aus der gleichen Charge untersucht und alle sechs verfügbaren Sensoren eingesetzt

(PA2-2.1 und PA2-2.2). Durch die variierenden Randbedingungen ist davon auszugehen, dass sich die Streuungen im Vergleich zu exakten Wiederholbedingungen vergrößern, was für die hier vorgenommenen Betrachtungen auf der sicheren Seite liegt.

Die Einzelergebnisse sind in Anhang C, Tabellen C.2 bis C.4 dargestellt. Zusammenfassend ergeben sich gemäß der Vorgehensweise in 3.3.5 die in Tabelle 3.8 enthaltenen statistischen Kennwerte. Der rechnerische Test auf Normalverteilung gemäß TP B-StB 0.2 nach dem Verfahren von Anderson-Darling [89] bestätigt für die den zuvor genannten Tabellen zugrunde liegenden Stichproben eine Normalverteilung.

Kenngröße	PA2-1	PA2-2.1	PA2-2.2
Mittelwert \bar{x} [$10^{-6}/K$]	15,925	15,807	15,921
Standardabweichung s [$10^{-6}/K$]	0,022	0,071	0,127
Variationskoeffizient VarK [%]	0,136	0,448	0,800
min [$10^{-6}/K$]	15,910	15,743	15,743
max [$10^{-6}/K$]	15,940	15,875	16,105
Mittl. Abweichung vom Bezugswert [$10^{-6}/K$]	0,525	0,407	0,521
Stichprobenumfang n [-]	2	4	12
t [-]	12,710	3,182	2,201
Grenze des Konfidenzintervalls G (95 %) [$10^{-6}/K$]	0,194	0,113	0,081
Angaben zur Stichprobe	Identische Probe und identische Sensoren	Identische Probe, zwei unterschiedliche Sensoren	Drei Proben aus einer Charge, sechs unterschiedliche Sensoren

Tabelle 3.8: Statistische Auswertung der Wiederholungsmessungen zur Bestimmung der Wärmedehnzahl von Edelstahl mit PA2

Die Wärmedehnzahl beträgt bei allen betrachteten Stichproben durchschnittlich ca. $15,9 \cdot 10^{-6}/K$, wobei die Standardabweichungen zwischen $0,02$ und $0,13 \cdot 10^{-6}/K$ liegen. Die mittlere Abweichung zum Bezugswert von $15,40 \cdot 10^{-6}/K$ beträgt ca. $+0,5 \cdot 10^{-6}/K$. Allein hierdurch wird die Genauigkeitsanforderung von $\pm 0,3 \cdot 10^{-6}/K$ (vgl. Kapitel 2.5.4 und 2.5.5) nicht erfüllt. Der Bezugswert liegt nicht innerhalb der Spannweite.

Es fällt jedoch auf, dass die Standardabweichungen und die Spannweiten grundsätzlich sehr gering sind. Aus statistischer Sicht ergibt sich anhand der hier vorliegenden Wiederholungsmessungen ein anderer wahrer Wert als bei den entsprechenden Untersuchungen mittels PA1 in Kapitel 3.3.5, welcher als fiktiver wahrer Wert, der um einen Betrag x vom Bezugswert abweicht, bezeichnet werden kann. Die Abweichung wird auf eine systematische Fehlerkomponente durch die Korrektur der Messergebnisse anhand des Kalibriermaterials zurückgeführt. Das Prüfergebnis reagiert sensitiv auf die Güte der Korrektur, die für die Genauigkeit entscheidend ist.

Auf Basis der Wiederholungsmessungen an Edelstahlprismen kann festgestellt werden, dass mit einer Wahrscheinlichkeit von 95 % der gemäß PA2 ermittelte Wert in einem Bereich von $\pm 0,19 \cdot 10^{-6}/K$ um den fiktiven wahren Wert liegt (PA2-1). Demnach wird die Genauigkeitsanforderung von $\pm 0,3 \cdot 10^{-6}/K$ mit entsprechender Wahrscheinlichkeit erfüllt. Für die größeren Stichproben (PA2-2.1 und PA2-2.2) wird diese Anforderung auch bei einem Konfidenzniveau von 99 % erfüllt.

4 Vergleichsuntersuchungen

Prüfansätze 1 und 2

4.1 Versuchsdurchführung

Für die Vergleichsuntersuchungen werden die Prüfansätze 1 und 2 grundsätzlich wie in Kapitel 3 beschrieben angewendet. Es wurden zwei Bohrkerne (BK) aus BAB sowie Referenzprismen aus Metall herangezogen. Die Prismen wurden entsprechend Kapitel 3.1 hergestellt. Tabelle 4.1 gibt einen Überblick über die verwendeten Probekörper.

Probennummer	Materialangaben
B1/1 B1/2	Waschbeton (D = 8) gGK: Rhyolith
B2/1 B2/2	Unterbeton (D > 8) gGK: Kies
M1/1 M1/2	V2A-Legierung
M2/1 M2/2	Aluminium-Legierung

Tabelle 4.1: Probenübersicht der Vergleichsuntersuchungen mit Prüfansatz 1 und 2

Aufgrund der begrenzten Anzahl von 6 Messplätzen bei Prüfansatz 2 wurde hier jeweils nur ein Edelstahl- und ein Aluminiumprisma geprüft.

4.2 Versuchsergebnisse

4.2.1 Prüfansatz 1

Die gemäß Prüfansatz 1 (PA1) ermittelten Wärmedehnzahlen der Beton- und Metallprismen sind in Abbildung 4.1 dargestellt. Anhang E enthält die zugrunde liegenden Messwerte. Darüber hinaus sind die in Kapitel 3.1.5 angegebenen Wärmedehnzahlen der Referenzprismen aus Metall in Höhe von $15,4 \cdot 10^{-6}/K$ bzw. $21,7 \cdot 10^{-6}/K$ vergleichend angegeben.

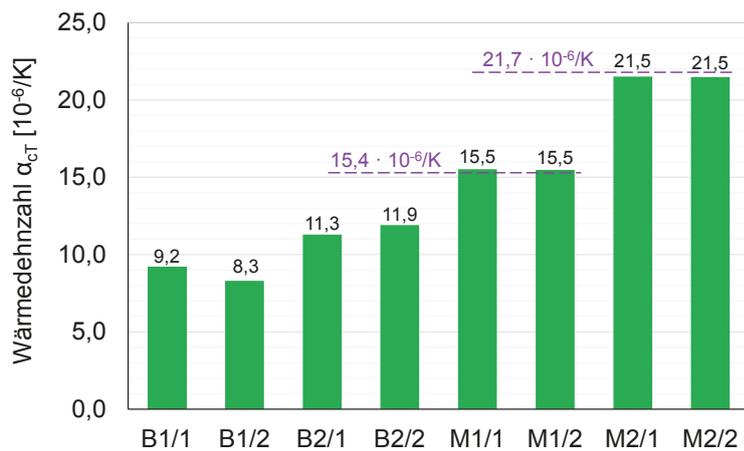


Abbildung 4.1: Gemäß Prüfansatz 1 ermittelte Wärmedehnzahlen

Es ist festzustellen, dass die Prüfergebnisse aller Metallprismen zum einen sehr gut mit den Bezugswerten übereinstimmen. Zum anderen sind die Ergebnisse der beiden Edelstahl- bzw. Aluminiumprismen mit einer geringfügigen Abweichung von $0,05 \cdot 10^{-6}/K$ bzw. $0,04 \cdot 10^{-6}/K$ nahezu identisch.

Bei den Betonprobekörpern kommt es zu größeren Abweichungen zwischen den Wärmedehnzahlen der Prismen aus einer Schicht in Höhe von $0,88 \cdot 10^{-6}/K$ (B1) bzw. $0,61 \cdot 10^{-6}/K$ (B2).

4.2.2 Prüfansatz 2

Die gemäß Prüfansatz 2 (PA2) ermittelten Wärmedehnzahlen der Beton- und Metallprismen sind in Abbildung 4.2 in Abhängigkeit der verwendeten Kalibriermaterialien visualisiert. Für diese wurden die in Tabelle 3.7 dargestellten Wärmedehnzahlen verwendet, so dass sich je Probekörper fünf Wärmedehnzahlwerte ergeben. Die um den Einfluss aus der thermischen Dehnung des Prüfrahmens und der Wegsensoren korrigierten Messwerte sind in Anhang E angeführt.

Es ist zu erkennen, dass es in Abhängigkeit des verwendeten Kalibriermaterials und des jeweils hierfür angenommenen Wärmedehnzahlwertes zu Abweichungen in der Wärmedehnzahl der untersuchten Probekörper kommt. Bei den Betonen ergibt sich eine mittlere Spannweite der Wärmedehnzahlen je Probekörper von $1,04 \cdot 10^{-6}/K$. Bei den Metallen beträgt die Spannweite $0,70 \cdot 10^{-6}/K$ (M1/1) bzw. $0,90 \cdot 10^{-6}/K$ (M2/1).

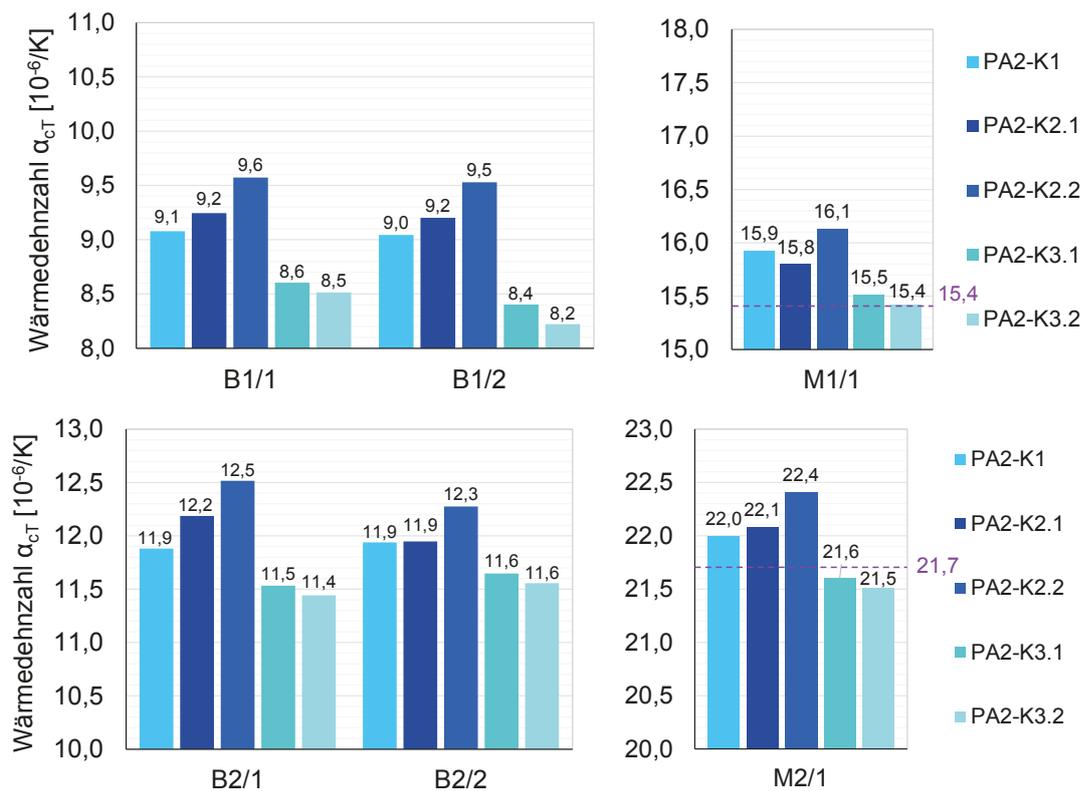


Abbildung 4.2: Gemäß Prüfansatz 2 ermittelte Wärmedehnzahlen in Abhängigkeit des verwendeten Kalibriermaterials

Insgesamt führt die erforderliche Korrektur bei der Verwendung von Kalibriermaterialien mit einer geringen thermischen Dehnung zu höheren Wärmedehnzahlen und die Verwendung von Kalibriermaterialien mit einer hohen thermischen Dehnung zu niedrigeren Wärmedehnzahlen der Probekörper. Im Ergebnis liefert die Korrektur mit Aluminium die beste Annäherung an die Bezugswerte der Metalle.

Die Differenz unterschiedlicher Wärmedehnzahlen für ein Kalibriermaterial spiegelt sich in gleicher Größenordnung im Prüfergebnis der untersuchten Probekörper wider. So liegt die Differenz der an verschiedenen Instituten bestimmten mittleren Wärmedehnzahlen für Aluminium als Kalibriermaterial bei $0,083 \cdot 10^{-6}/K$ (vgl. Tabelle 3.7). Bei Korrektur mit Aluminium beträgt die Differenz der Prüfergebnisse einheitlich sowohl bei allen Beton- als auch bei beiden Metallprismen $0,090 \cdot 10^{-6}/K$. Die Differenz der mittleren Wärmedehnzahlen von Invar als Kalibriermaterial liegt bei $0,302 \cdot 10^{-6}/K$ im Vergleich zu $0,329 \cdot 10^{-6}/K$, als Differenz der entsprechenden Prüfergebnisse. Das Prüfergebnis ist folglich maßgebend von der Güte der Dilatometermessung zur Bestimmung der Wärmedehnzahl des Kalibriermaterials abhängig. Aus diesem Zusammenhang kann sich ein systematischer Fehler ergeben.

Darüber hinaus ist festzustellen, dass für die Wärmedehnzahlen der Probekörper aus einer Schicht nahezu identische Wärmedehnzahlen bestimmt wurden.

4.2.3 Vergleich der Ergebnisse

In Abbildung 4.3 sind die Ergebnisse der Vergleichsuntersuchungen mit Prüfansatz 1 (PA1) und Prüfansatz 2 (PA2) gegenübergestellt. Hierbei werden bei PA2 für die Korrekturen mittels Invar (K2) bzw. Aluminium (K3) die Mittelwerte der Wärmedehnzahlen aus den Korrekturmessungen K2.1 und K2.2 bzw. K3.1 und K3.2 berücksichtigt.

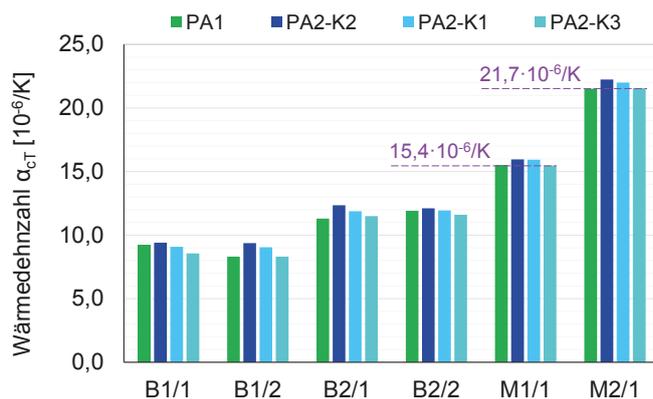


Abbildung 4.3: Gegenüberstellung der gemäß PA1 und PA2 ermittelten Wärmehdehnzahlen

Grundsätzlich wurden Betone mit einem geringeren und einem höheren Dehnungsbestreben sowie zwei Metalle mit deutlich unterschiedlichem thermischen Dehnungsbestreben vergleichend mit Prüfansatz 1 (PA1) und Prüfansatz (PA2) untersucht. Es ist festzustellen, dass mit beiden Prüfansätzen eine differenzierte und vergleichbare Charakterisierung der Wärmehdehnzahlen aller Materialien erreicht wurde.

In der nachfolgenden Tabelle 4.2 sind die Ergebnisse gegenübergestellt.

Probennummer	$\alpha_{ct, PA1}$	$\alpha_{ct, PA2-K3}$	Differenz $\alpha_{ct, PA1} - \alpha_{ct, PA2-K3}$	Differenz zum Bezugswert ¹⁾	
	[10 ⁻⁶ /K]	[10 ⁻⁶ /K]		PA1 [10 ⁻⁶ /K]	PA2-K3 [10 ⁻⁶ /K]
B1/1	9,18	8,56	0,62	-	-
B1/2	8,30	8,31	-0,01	-	-
\bar{x}	8,74	8,44	0,31		
B2/1	11,30	11,49	-0,19	-	-
B2/2	11,91	11,60	0,31	-	-
\bar{x}	11,60	11,54	0,06		
M1/1	15,52	15,47	0,06	0,12	0,07
M1/2	14,47	-	-	0,07	-
\bar{x}	15,50	15,47	0,03	0,10	0,07
M2/1	21,52	21,55	-0,04	-0,17	-0,14
M2/2	21,48	-	-	-0,21	-
\bar{x}	21,50	21,55	-0,05	-0,19	0,07

¹⁾ Bezugswerte gemäß Kapitel 3.1.5: 15,40 · 10⁻⁶/K für Edelstahl und 21,69 · 10⁻⁶/K für Aluminium

Tabelle 4.2: Vergleich der mittels PA1 und PA2-K3 bestimmten Wärmehdehnzahlen

Insgesamt sind die Ergebnisse von PA1 und PA2 unter Verwendung von Aluminium als Kalibriermaterial (PA2-K3) sehr gut vergleichbar. Die mittlere Abweichung der Prüfergebnisse beträgt 0,20 · 10⁻⁶/K, wobei sich eine Spannweite von absolut 0,01 · 10⁻⁶/K bis 0,62 · 10⁻⁶/K ergibt.

Darüber hinaus weisen diese beiden Verfahren eine sehr gute Übereinstimmung mit den Bezugswerten der Metalle auf. Die Abweichung beträgt durchschnittlich 0,14 · 10⁻⁶/K (PA1) bzw. 0,10 · 10⁻⁶/K (PA2).

Darüber hinaus ist festzustellen, dass bei PA1 die Ergebnisse der Prüfung von jeweils zwei Metallprismen aus gleichem Werkstoff nur marginale Abweichungen aufweisen, die Ergebnisse der beiden Betonprobekörper aus einer Schicht jedoch in deutlich größerem Maße differieren. Bei PA2 sind die Abweichungen zwischen den Wärmedehnzahlen der Betonprobekörper aus einer Schicht gering.

4.3 Schlussfolgerungen

Die Prüfansätze 1 und 2 werden nachfolgend bezüglich der Kriterien „Genauigkeit“ und „Praktikabilität“, die im Kontext der vorliegenden Fragestellung als maßgebend erachtet werden, qualitativ bewertet.

Bezüglich der Genauigkeit der Prüfergebnisse wurde festgestellt, dass es bei Anwendung von Prüfansatz 1 (PA1) zu größeren Streuungen der Prüfergebnisse als bei Anwendung von Prüfansatz 2 (PA2) kommt. Messunsicherheiten durch zufällige Fehler können sich bei PA1 beispielsweise durch die diskontinuierliche, händische Messwerterfassung ergeben (Ablesen des Messwertes, Ankopplung an Messmarken, Digitalisierung, etc.). Die Wiederholungsmessungen an Metallen in Kapitel 3.3.5 zeigen, dass eine Genauigkeit von $\pm 0,3 \cdot 10^{-6}/K$ bei den mit PA1 ermittelten Ergebnissen mit einer Wahrscheinlichkeit von 95 % erfüllt wird und dass einzelne Prüfergebnisse größere Abweichungen zum Bezugswert aufweisen. In den Vergleichsuntersuchungen wurde festgestellt, dass die Wärmedehnzahlen von zwei Waschbetonprismen aus der gleichen Bohrkernscheibe (B1/1 und B1/2) eine deutlich größere Abweichung als die mittels PA2 ermittelten Werte. Bei der Anwendung von PA1 ist es daher zwingend erforderlicher mehrere Probekörper eines zu untersuchenden Betons zu prüfen oder eine Messreihe an einem Probekörper mit hinreichenden Wiederholungen durchzuführen, um eine zuverlässige Materialcharakterisierung vorzunehmen.

Die mit dem PA2 ermittelten Ergebnisse zeigen sehr geringe Streuungen und folglich eine sehr gute Wiederholbarkeit. Maßgebend ist eine systematische Fehlerkomponente aus der Korrektur der Messwerte anhand der Kalibriermaterialien. Die Güte der Korrektur ist ausschlaggebend für die Genauigkeit der Ergebnisse. Es ist eine Korrektur zu verwenden, die für Referenzmaterialien hinreichend nah an einem Bezugswert liegende Ergebnisse liefert. Die Abweichung vom Bezugswert sollte auf Basis der Ergebnisse in den Kapiteln 3.4.6 und 4.2.2 bei maximal $\pm 0,2 \cdot 10^{-6}/K$ liegen, um letztendlich eine Genauigkeit des Prüfergebnisses von $\pm 0,3 \cdot 10^{-6}/K$ sicherzustellen. Die hier ermittelte Korrektur für Aluminium als Referenzmaterial lässt eine entsprechende Genauigkeit erwarten. Im Ergebnis ist bei Anwendung des PA2 eine reduzierte Probekörperanzahl hinreichend für eine zuverlässige Materialcharakterisierung. Eine Doppelbestimmung ist mit geringfügigem Mehraufwand möglich.

Vor dem Hintergrund der Schaffung von Grundlagen zur Definition eines Prüfverfahrens für die praktische Anwendung gemäß TP B-StB kommt neben der Genauigkeit der Praktikabilität eine hohe Bedeutung zu, um eine breite Anwendung in den Prüflaboren zu ermöglichen. Wichtige Faktoren sind hierbei insbesondere:

- Aufwand (Prüfung, Auswertung)
- Prüfdurchsatz
- Verfügbarkeit Messequipment
- Kosten

Der zeitliche Aufwand für die Probekörperherstellung ist bei beiden Prüfansätzen identisch. Der Zeitaufwand für die Messung gemäß PA 1 beträgt i. d. R. zwei Wochen. Bei PA2 ist die Prüfdauer geringfügig kürzer. Hier beträgt ein Heiz- oder Kühlsegment nur 12 Stunden im Vergleich zu 24 Stunden bei PA1, eine zeitliche Optimierung wäre zudem möglich. Jedoch müssen für PA2 zusätzlich Korrekturmessungen durchgeführt werden. Der personaltechnische Aufwand während der Prüfung ist bei PA1 höher. Die Auswertung der Prüfung nach PA1 ist sehr simpel und bedarf einem relativ geringen Zeitaufwand. Fehlerquellen liegen vor allem bei der Digitalisierung der Messwerte. Plausibilitätskontrollen sind mit geringem Aufwand möglich. Die Auswertung der Prüfung nach PA2 erfolgt in mehreren Schritten und ist fehleranfälliger sowie aufwändiger.

Der Prüfdurchsatz ist bei PA1 höher. Hier können zeitgleich Probekörper aus 3 Bohrkernen, d. h. 18 Prismen, sowie zwei Metallprismen untersucht werden. Zieht man für PA2 eine reduzierte Probekörperanzahl von einem Prisma je Bohrkernschicht heran können maximal zwei Bohrkern sowie die notwendigen Referenzprismen parallel untersucht werden. Zu empfehlen wäre jedoch, zwei Prismen je Schicht zu prüfen, so dass je Prüfdurchlauf nur ein Bohrkern charakterisiert werden könnte.

Die gerätetechnische Ausstattung für die Temperierung ist für beide Prüfansätze frei am Markt verfügbar, genauso wie der Setzdehnungsmesser mit digitaler Messuhr für PA1 und die induktiven Wegaufnehmer für PA2. Der darüber hinaus für PA2 erforderliche Messrahmen stellt eine Sonderanfertigung dar. Die Kosten für die gerätetechnische Ausstattung für PA2 sind deutlich höher als jene für PA1.

Insgesamt liefert PA2 eine bessere Genauigkeit der Prüfergebnisse, wohingegen die Praktikabilität von PA1 höher als jene von PA2 ist.

Für die nachfolgenden umfassenden Bestandsuntersuchungen wird vor diesem Hintergrund der PA1 herangezogen.

5 Bestandsuntersuchungen

5.1 Netzanalyse

5.1.1 Datengrundlage

In [92] sind die Ergebnisse aus ersten umfassenden Bestandsuntersuchungen an Betonfahrbahndecken auf BAB zur Bestimmung der Wärmedehnzahl aus den Jahren 2015 und 2016 dargestellt. Die Werte wurden mit dem Prüfansatz 1 in seinen ersten Entwicklungsstufen ermittelt. Insgesamt wurden hier 106 Bohrkerne untersucht und die Wärmedehnzahl an 656 Einzelproben bestimmt.

Die für die obere und untere Bohrkernschicht ermittelten Werte liegen im Bereich $8,9 - 13,2 \cdot 10^{-6}/K$, wobei die Wärmedehnzahl im Mittel $10,7 \cdot 10^{-6}/K$ beträgt. Eine Recherche bzw. Ansprache des wesentlichen Einflussparameters der Gesteinsarten der groben Gesteinskörnung wurde nicht vorgenommen, so dass keine Aussage über deren Verteilung innerhalb der Stichprobe getroffen werden kann. Darüber hinaus wurden im Kontext der damals vorliegenden Fragestellung insbesondere ältere Betondecken in Sachsen-Anhalt sowie Decken, an denen Messstationen zur Prognose kritischer Spannungszustände im Deckensystem errichtet wurden, beprobt. Das Betonalter lag zum Bewertungszeitpunkt i. d. R. deutlich über 10 Jahren. Streckenabschnitte in Waschbetonbauweise, welche dem aktuellen Stand der Technik entsprechen, waren nur in 10 % der untersuchten Decken vertreten. Die einschichtige Bauweise besaß einen Anteil von 29 % [92].

Darauf aufbauend wurden im Rahmen dieser Arbeit Netzanalysen mit dem weiterentwickelten Prüfansatz 1, entsprechend Kapitel 3, durchgeführt. Um eine möglichst große Spannbreite der Wärmedehnzahlen zu generieren, sind insbesondere Straßenbetone mit Kiesen und Kalksteinsplitten in die Untersuchungen einzubeziehen. Gemäß der Auswertung der Rückstellproben aus 2014 - 2022 entsprechend Kapitel 3.1.1 wurden Kiese insbesondere in Bayern und Baden-Württemberg sowie vereinzelt in Sachsen-Anhalt, Thüringen und Rheinland-Pfalz eingesetzt. Kalkstein wurde ausschließlich in Bayern und Baden-Württemberg verwendet. Vor diesem Hintergrund werden für die nachfolgenden Untersuchungen zu einem großen Anteil die Daten aus Teilnetzbeprobungen in Nordbayern und Baden-Württemberg herangezogen. Darüber hinaus fließen Untersuchungsergebnisse von bundesweit verteilten, neueren Betondecken ein, deren Alter zum Prüfzeitpunkt zwischen zwei bis 24 Monaten lag.

Insgesamt wurden 58 Bohrkerne, von denen 22 einschichtig und 36 zweischichtig waren, untersucht und die Wärmedehnzahl an 345 Einzelproben bestimmt. Das Alter ist insbesondere auf Basis von Rückstellproben für 51 der untersuchten Bohrkerne bekannt. Es liegt zwischen 2 Monaten und 36 Jahren und beträgt im Mittel 15 Jahre.

5.1.2 Deskriptive statistische Auswertung

Die für die obere und untere Bohrkernschicht ermittelten Werte liegen im Bereich $7,4 - 12,2 \cdot 10^{-6}/K$, wobei die mittlere Wärmedehnzahl $10,1 \cdot 10^{-6}/K$ beträgt. Die Ergebnisse für die einzelnen Schichten sowie ausgewählte bautechnische Randinformationen sind in Anhang F, Tabelle F.1 enthalten.

Die Verteilung der Einzelwerte für alle untersuchten Schichten ist in dem Histogramm in Abbildung 5.1 dargestellt. Dieser ist ebenfalls die Anzahl untersuchter Bohrkerne aus ein- und zweischichtigen Decken sowie der Decken mit Waschbetontextur (WB) zu entnehmen.

Es ist anzumerken, dass die Auswertung schichtenbezogen nach den eingesetzten Betonrezepturen erfolgte, so dass für die einschichtigen Decken Mittelwerte aus den Wärmedehnzahlen für die obere und die untere Bohrkernscheibe dargestellt werden. Es ergeben sich insgesamt 93 untersuchte Schichten bzw. Betone.

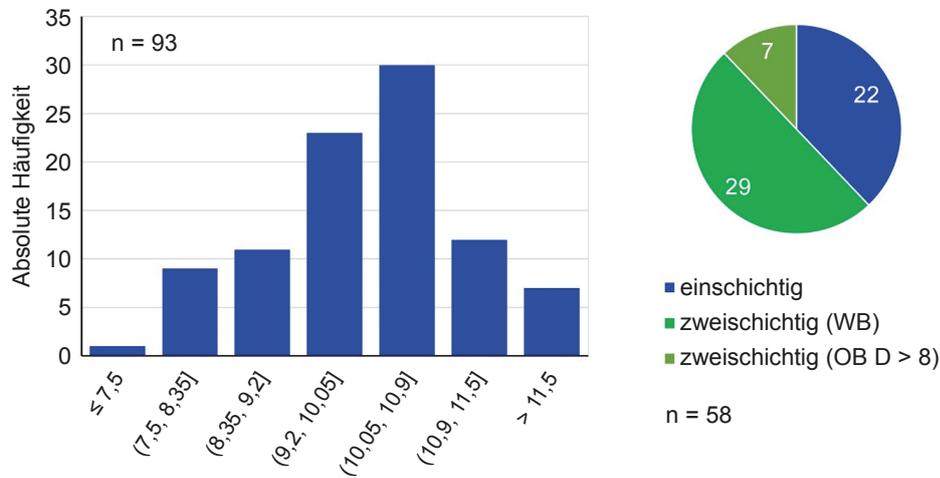


Abbildung 5.1: Histogramm der mittleren Wärmedehnzahlen untersuchter Straßenbetone (links), Anzahl der Bohrkern aus ein- und zweischichtigen Decken (rechts)

In Abbildung 5.2 ist die schichtenbezogene Auswertung der mittleren Wärmedehnzahlen dargestellt. Der rechnerische Test auf Normalverteilung gemäß TP B-StB 0.2 nach dem Verfahren von Anderson-Darling [89] bestätigt für die Werte der einschichtigen Decken sowie für die Oberbetone der zweischichtigen Decken eine Normalverteilung. Die entsprechende grafische Darstellung in Form von Histogrammen ist in Abbildung 5.2 a) und c) enthalten.

Die Prüfergebnisse der unteren Schicht bei zweischichtigen Decken sind nicht normalverteilt und deren Verteilung lässt vermuten, dass hier zwei Grundgesamtheiten enthalten sind – eine mit einem Mittelwert im unteren Bereich und eine im oberen Bereich der Wärmedehnzahlen (vgl. Abbildung 5.2 b)).

Vor diesem Hintergrund wurde die Stichprobe der Wärmedehnzahlen für Unterbetone zweischichtiger Decken in Abhängigkeit des thermischen Dehnungsvermögens in Betone mit Kalkstein als grobe Gesteinskörnung und in Betone mit allen sonstigen Gesteinsarten aufgeteilt. Die Normalverteilung dieser beiden Teilmengen wird rechnerisch bestätigt.

In Abbildung 5.2 d) sind die idealisierten Normalverteilungen der Wärmedehnzahlen, welche den Histogrammen in gleicher Abbildung zugrunde liegen, dargestellt. Die Verläufe zeigen zum einen, dass die Mittelwerte der Wärmedehnzahlen der einschichtigen Decken und der Oberbetone der zweischichtigen Decken die gleiche Größenordnung im Bereich des Gesamtmittelwertes aller Wärmedehnzahlen aufweisen. Der Mittelwert der Wärmedehnzahlen der Unterbetone zweischichtiger Decken mit Kalkstein beläuft sich auf $8,1 \cdot 10^{-6}/K$ und jener für die Unterbetone mit sonstigen groben Gesteinskörnungen liegt bei $10,8 \cdot 10^{-6}/K$. Die Streubreite ist bei diesen relativ hoch, was durch die sehr heterogen zusammengesetzten Gesteinsarten der groben Gesteinskörnung begründet werden kann. Der Median dieser Stichprobe liegt bei $11,2 \cdot 10^{-6}/K$.

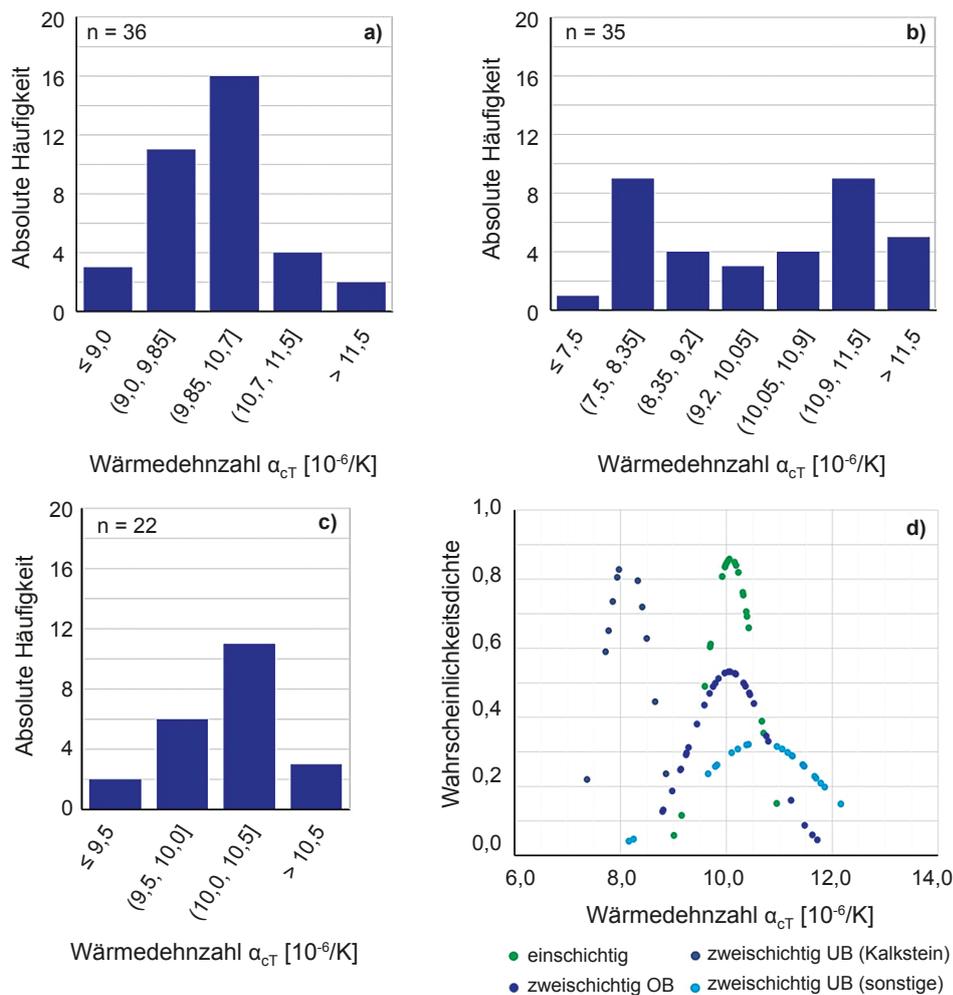


Abbildung 5.2: Histogramme der mittleren Wärmedehnzahlen für a) den Oberbeton zweischichtiger Decken, b) den Unterbeton zweischichtiger Decken und c) einschichtige Decken sowie d) idealisierte Normalverteilungsfunktionen

Die nachfolgende Tabelle 5.1 stellt die ermittelten statistischen Kenngrößen klassifiziert nach den verschiedenen Schichten gegenüber.

Schichten	Median	Mittelwert	Standardabweichung	min	max	Stichprobe n [-]
gesamt	10,1	10,0	1,1	7,4	12,2	93
einschichtig	10,1	10,1	0,45	9,0	11,0	22
zweischichtig OB	10,1	10,1	0,74	8,8	11,7	36
zweischichtig UB (Kalkstein)	8,0	8,1	0,42	7,4	8,9	12
zweischichtig UB (sonstige)	11,2	10,8	1,06	8,2	12,2	23

Tabelle 5.1: Statistische Auswertung der Wärmedehnzahlen von Bestandsbetonen aus dem BAB-Netz nach Schichten [$10^{-6}/K$]

Zieht man die Daten für eine Bewertung der gemäß RDO Beton [2] für den Regelfall angesetzten Wärmedehnzahl von $11,5 \cdot 10^{-6}/K$ heran ist festzustellen, dass von den 93 untersuchten Betonen sieben eine Wärmedehnzahl aufweisen, die diesen Wert überschreiten, was 7,5 % entspricht. Hierunter sind 2 Waschbetone mit Werten von $11,6 \cdot 10^{-6}/K$ bzw.

$11,7 \cdot 10^{-6}/K$, die als grobe Gesteinskörnung gemäß reduzierter makroskopischer Gesteinsbestimmung hauptsächlich Rhyolith bzw. Andesit enthalten. Für den ersten Waschbeton beträgt das Alter zum Prüfzeitpunkt 2 Monate. Für den zweiten Waschbeton ist das Alter nicht bekannt.

Darüber hinaus liegen für 5 Kiese aus dem Unterbeton die Wärmedehnzahlen oberhalb von $11,5 \cdot 10^{-6}/K$. Diese nehmen Werte zwischen $11,7 \cdot 10^{-6}/K$ und $12,2 \cdot 10^{-6}/K$ an und besitzen einen durchschnittlichen Anteil an Quarzgestein von 45 %.

5.1.3 Analyse nach Gesteinsart der gGK

Für eine gesteinspezifische Analyse der Wärmedehnzahlen wurden zunächst Informationen zu verwendeten Ausgangsstoffen aus Rückstellproben bzw. Erstprüfungen der beprobten Streckenabschnitte herangezogen. Diese lagen für 19 bzw. 4 der insgesamt 58 Abschnitte vor. Um die Datengrundlage zu erhöhen und darüber hinaus die in den Kiesen enthaltenen Gesteinsarten sowie deren ungefähre Anteile zu bestimmen, wurde an ausgewählten Probekörpern eine reduzierte makroskopische Gesteinsbestimmung vorgenommen. Dabei erfolgte eine Ansprache ausgewählter mechanischer und optischer Eigenschaften, welche an den geschnittenen Oberflächen der Betonprismen prüfbar sind. Zum Glanz, der Kornform und dem Bruch konnte bei dieser Vorgehensweise beispielsweise keine Aussage getroffen werden. Unter Verwendung von Salzsäure konnten Kalksteine eindeutig identifiziert werden.

Es ist anzumerken, dass diese Form der Gesteinsansprache mit gewissen Unsicherheiten verbunden ist und eine makroskopische Bestimmung an gebrochenen Handstücken oder insbesondere eine mikroskopische Bestimmung an Dünnschliffen deutlich präziser sind. Die Ergebnisse liefern im Kontext der hier vorliegenden Fragestellung dennoch hinreichende Anhaltspunkte.

Aus der reduzierten makroskopischen Gesteinsbestimmung werden die identifizierten Kalksteine sowie die festgestellte Hauptgesteinsart bei Splitten, wenn diese einen Anteil von mind. 90 % aufweist, in die nachfolgenden Analysen einbezogen. Darüber hinaus wird der Anteil an Quarzgestein bei Kiesen für die Betrachtungen herangezogen.

Abbildung 5.3 zeigt die Wärmedehnzahlen der einzelnen Betone in Abhängigkeit der Gesteinsart der groben Gesteinskörnung.

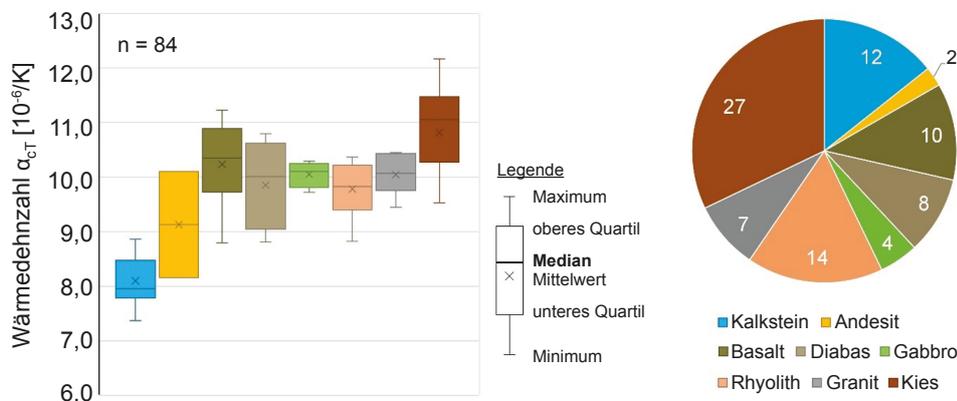


Abbildung 5.3: Vertikaler Box-Plot der Wärmedehnzahlen von Straßenbetonen aus dem BAB-Netz in Abhängigkeit der Gesteinsart der groben Gesteinskörnung (links) und Stichprobenumfang je Gesteinsart (rechts)

Wie zu erwarten, bilden die Betone mit Kalkstein den unteren Bereich möglicher Wärmedehnzahlen mit Werten zwischen $7,4 \cdot 10^{-6}/K$ und $8,9 \cdot 10^{-6}/K$, wie bereits in Tabelle 5.1 dargestellt. Die Wärmedehnzahlen von Betonen mit Kiesen liegen zwischen $9,9 \cdot 10^{-6}/K$ und $12,2 \cdot 10^{-6}/K$ und weisen eine etwas größere Streubreite von $2,3 \cdot 10^{-6}/K$ auf. Insgesamt lag der Anteil an Quarzgestein bei allen untersuchten Kiesen gemäß reduzierter makroskopischer Gesteinsbestimmung zwischen 10 % und 49 %. Ein Unterbeton mit einem laut Erstprüfung verwendeten Quartärkies stellt mit einer Wärmedehnzahl von $8,3 \cdot 10^{-6}/K$ bei dieser Stichprobe einen Ausreißer gemäß TP B-StB, Teil 0.2 [89] dar. Eine Ansprache der enthaltenen Gesteinsarten ist in diesem Fall nicht erfolgt. Dieser Wert wurde daher bei der gesteinspezifischen Auswertung nicht berücksichtigt.

Für einen Abgleich mit Literaturwerten werden im Weiteren die einzelnen Gesteinsarten in Abhängigkeit des thermischen Dehnungsvermögens gemäß Tabelle A.5 zusammengefasst. Demnach ergibt sich die in Tabelle 5.2 enthaltene Klassifizierung. Die Kiese werden nach dem Anteil an Quarzgestein in zwei Klassen aufgeteilt.

Gesteinsklasse	Gesteinsarten
G1	Kalkstein
G2	Andesit, Basalt, Diabas, Gabbro
G3	Granit, Rhyolith
G4/1	Kies mit Quarzanteil ≥ 40 %
G4/2	Kies mit Quarzanteil < 40 %

Tabelle 5.2: Klassifizierung der Gesteinsarten

Abbildung 5.4 zeigt die Wärmedehnzahlen der einzelnen Schichten in Abhängigkeit der Gesteinsklasse der groben Gesteinskörnung. Ausreißer werden nicht dargestellt.

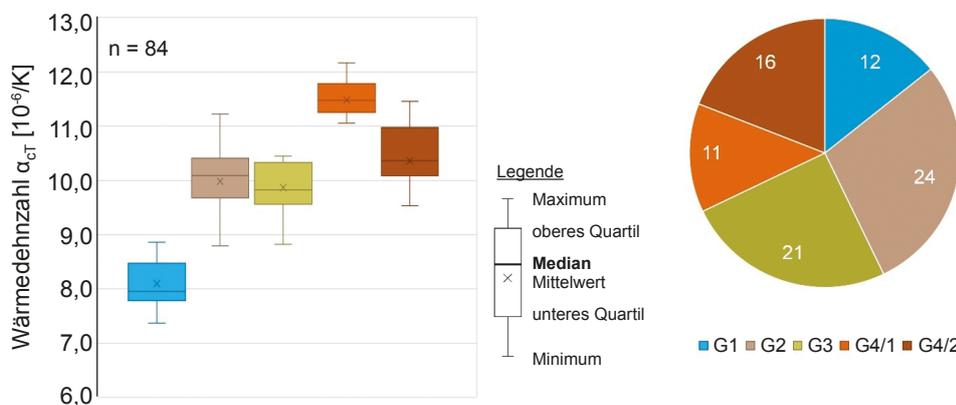


Abbildung 5.4: Vertikaler Box-Plot der Wärmedehnzahlen von Straßenbetonen aus dem BAB-Netz in Abhängigkeit der Gesteinsklasse der groben Gesteinskörnung (links) und Stichprobenumfang je Gesteinsklasse (rechts)

Die entsprechend des im Kies vorhandenen Quarzanteils differenzierte Auswertung zeigt, dass alle Kiese mit einem Quarzanteil ≥ 40 % Wärmedehnzahlen größer als $11,0 \cdot 10^{-6}/K$ aufweisen und der mittlere Bereich der Kiese mit einem Quarzanteil < 40 % zwischen $10,0 - 11,0 \cdot 10^{-6}/K$ liegt.

Der Abgleich mit den von SODEIKAT in [29] angegebenen und in Abbildung 2.13 entsprechend dargestellten Werten ergibt für die Gesteinsklasse G3 mit Graniten und Rhyolithen als gGK eine äußerst gute Übereinstimmung – sowohl bezüglich der mittleren Wärmedeh-

zahl als auch des minimalen und maximalen Wertes. Mit 46 untersuchten Betonen besitzt diese Klasse die größte Stichprobe.

Bei den Gesteinsklassen G1 und G2 liegen die in dieser Arbeit ermittelten Wärmedehnzahlen deutlich oberhalb der in [29] angegebenen Bereiche, die Spannweiten nehmen jedoch in etwa die gleiche Größenordnung an. Es ist anzumerken, dass für den Kalkstein ein Kalkspat angegeben wird. Die in Tabelle A.5 enthaltenen Kalksteine werden jedoch hinsichtlich ihres thermischen Dehnungsvermögens in drei Gruppen eingeteilt. In dieser Arbeit wurde keine genauere Charakterisierung der Kalksteine vorgenommen, so dass ein Abgleich hier nicht direkt möglich ist. Die höheren Wärmedehnzahlen der Klasse G2 ergeben sich insbesondere durch jene der Basalte, die eine relativ große Spannweite zeigen und deren maximaler Wert für einen Waschbeton mit einem Prüfalalter von nur 2 Monaten oberhalb von $11,0 \cdot 10^{-6}/K$ liegt.

Es ist anzumerken, dass in [29] ein Zementgehalt von 350 kg/m^3 verwendet wurde und die Bestimmung der Wärmedehnzahl entsprechend des analytischen Modells von DETTLING [4] erfolgte. Ein Zementgehalt von 420 kg/m^3 führt bei Interpolation der Richtwerte aus Tabelle 2.3 zu im Mittel $0,5 \cdot 10^{-6}/K$ höheren Wärmedehnzahlen bei ansonsten gleichen Randbedingungen. Ein Abgleich der Gesteinsklassen G4/1 und G4/2 ist aufgrund fehlender Literaturwerte für heterogen zusammengesetzte Kiese nicht möglich.

Tabelle 5.3 stellt die Richtwerte gemäß [4] für lufttrockene Betone und die maßgebenden Gesteinsarten den Ergebnissen der Netzanalyse gegenüber. Für die relevanten Zementgehalte aus Kapitel 2.5.2 in Höhe von 340 kg/m^3 und 420 kg/m^3 wurden die Werte aus Tabelle 2.3 interpoliert. Darüber hinaus wurde der Einfluss aus dem Betonalter in Abhängigkeit des Zementgehaltes ebenfalls durch lineare Interpolation bestimmt. Es ergibt sich für Betone mit einem Alter von größer 15 Jahren bei einem Zementgehalt von 340 kg/m^3 eine Reduktion der Wärmedehnzahl von $0,78 \cdot 10^{-6}/K$. Für einen Zementgehalt von 420 kg/m^3 verringern sich die Wärmedehnzahlen um $0,96 \cdot 10^{-6}/K$.

Gesteinsart der gGK	Gesteinsklasse der gGK	α_{CT} Netzanalyse [$10^{-6}/K$]	α_{CT} Richtwerte [$10^{-6}/K$]			
			Betonalter ≤ 1 Jahr		Betonalter > 15 Jahre	
			z [kg/m^3]		z [kg/m^3]	
			340	420	340	420
Dichter Kalkstein	G1	8,1	7,5	8,1	6,7	7,1
Andesit, Basalt, Diabas, Gabbro	G2	10,0	9,3	9,8	8,5	8,8
Granit, Rhyolith	G3	9,9	9,9	10,3	9,1	9,4
Kies Q ≥ 40 %	G4/1	11,5	-	-	-	-
Kies Q < 40 %	G4/2	10,4	-	-	-	-
Quarzkies	-	-	12,8	13,1	12,0	12,1

Tabelle 5.3: Mittlere Wärmedehnzahlen aus der Netzanalyse und Richtwerte gemäß [4]

Zusammenfassend liegen die im Rahmen der Netzanalyse ermittelten Wärmedehnzahlen für Betone mit Kalkstein bzw. mit Gesteinen der Klasse G3 mit durchschnittlich $8,1 \cdot 10^{-6}/K$ bzw. $9,9 \cdot 10^{-6}/K$ im oberen Bereich der Richtwerte. Die Wärmedehnzahl von Betonen mit Gesteinen der Klasse G2 von im Mittel $10,0 \cdot 10^{-6}/K$ ist vergleichbar mit dem entsprechenden Richtwert für junge Betone mit einem Zementgehalt von 420 kg/m^3 und liegt folglich etwas oberhalb der Spannweite aus der Literatur. Wie bereits erwähnt, ist ein Abgleich

der im Straßenbau eingesetzten Betone mit Kies nicht möglich. Die festgestellten mittleren Wärmedehnzahlen in Höhe von $11,5 \cdot 10^{-6}/K$ ($Q \geq 40\%$) und $10,4 \cdot 10^{-6}/K$ ($Q < 40\%$) sind jedoch plausibel im Vergleich mit den Richtwerten für Betone mit reinem Quarzkies.

5.1.4 Unterschiede zwischen Ober- und Unterbetonen

Sowohl bei einschichtigen als auch bei zweischichtigen Decken sind die mittleren Wärmedehnzahlen der Oberbetone in etwa 50 % der Fälle größer als jene der Unterbetone, d. h. es liegt hier keine systematische Abweichung nach oben oder unten vor.

Eine Ausnahme stellen zweischichtige Decken mit Waschbetontextur dar, die die gleiche Gesteinsart in Ober- und Unterbeton aufweisen. Hier ist die Wärmedehnzahl der Oberbetone durchweg größer als jene der Unterbetone. Es kommt zu einer Differenz im Bereich von $0,5$ bis $0,7 \cdot 10^{-6}/K$. Dies liegt insbesondere im höheren Zementgehalt des Waschbetons begründet. Die Differenz bei den hier relevanten Gesteinsarten der Klassen G2 und G3 liegt gemäß der Richtwerte in Tabelle 5.3 zwischen $0,3$ bis $0,5 \cdot 10^{-6}/K$ und somit in ähnlicher Größenordnung. Es ist denkbar, dass sich zusätzliche Einflüsse überlagern, z. B. Unterschiede im Feuchtegehalt. Die Untersuchungen in Kapitel 3.1.3 zeigen, dass der Feuchtegehalt in der unteren Schicht der Betondecken tendenziell höher ist als im oberen Bereich und auch bei einem erhöhten Gleichgewichtskriterium zur Feststellung der Ausgleichsfeuchte von $\Delta m_{24h} \leq 0,05$ M.-% in den meisten Fällen der tatsächliche Ausgleichszustand noch nicht erreicht ist. Liegt man oberhalb des kritischen Feuchtegehaltes des Betons reduziert sich die Wärmedehnzahl mit zunehmendem Feuchtegehalt.

Die Differenz bei allen untersuchten Bohrkernen beträgt im Mittel $1,1 \cdot 10^{-6}/K$, wobei sich eine Standardabweichung von $0,73 \cdot 10^{-6}/K$ ergibt. Bei den untersuchten einschichtigen Decken nimmt die Abweichung der Wärmedehnzahl des oberen und unteren Bereichs der Fahrbahndecke im Mittel einen Wert von $0,5 \cdot 10^{-6}/K$ an. Während die Differenz bei zweischichtigen Decken mit gleicher Gesteinsart in Ober- und Unterbeton – hier ausschließlich bei Waschbetontexturen – eine ähnliche Größenordnung aufweist, beträgt die mittlere Abweichung bei zweischichtigen Decken mit unterschiedlichen Gesteinsarten in Ober- und Unterbeton durchschnittlich $1,7 \cdot 10^{-6}/K$. Tabelle 5.4 gibt einen Überblick über die entsprechenden Ergebnisse.

Schichtangaben	Mittelwert	Standardabweichung	min	max
gesamt	1,10	0,73	0,06	3,9
einschichtig, gGK = Splitt	0,49	0,24	0,06	1,0
einschichtig, gGK = Kies	0,54	0,26	0,14	0,9
zweischichtig, gGK OB = gGK UB	0,57	0,06	0,50	0,66
zweischichtig, gGK OB \neq gGK UB	1,65	0,60	0,58	3,9

Tabelle 5.4: Differenzen der Wärmedehnzahlen von Ober- und Unterbetonen [$10^{-6}/K$]

In [29] wird empfohlen, den Unterschied der Wärmedehnzahlen von bei ungünstigen Witterungsbedingungen hergestelltem Ober- und Unterbetonen auf rd. $2,5 \cdot 10^{-6}/K$ zu begrenzen (vgl. Kapitel 2.5.3). Bei der untersuchten Stichprobe ergibt sich nur in einem Fall eine größere Abweichung in Höhe von $3,9 \cdot 10^{-6}/K$. Hierbei handelt es sich um eine Decke in Waschbetonbauweise, bei der ein Kalksteinsplitt im Unterbeton verwendet wurde ($7,9 \cdot 10^{-6}/K$) und zum überwiegenden Teil ein Rhyolith im Oberbeton vorhanden ist ($11,7 \cdot 10^{-6}/K$). Dieser wurde bereits in 5.1.2 erwähnt.

Wenige grenzwertige Abweichungen von 2,3 bis $2,4 \cdot 10^{-6}/K$ liegen in wenigen Fällen nur bei der Verwendung von Kalkstein im Unterbeton vor.

Die schichtenbezogene Auswertung zeigt weiterhin, dass die Standardabweichungen und Variationskoeffizienten der Wärmedehnzahlwerte der drei Prismen einer Bohrkernschicht unabhängig sind vom Größtkorndurchmesser der groben Gesteinskörnung sind. Im Mittel liegen sowohl für Waschbetone als auch für Splitte mit einem Größtkorn von bis zu 32 mm sowie für Kiese die Standardabweichungen zwischen $0,30 \cdot 10^{-6}/K$ und $0,33 \cdot 10^{-6}/K$.

5.2 Orientierungsmessungen Betonfeuchte

Die in Kapitel 2.4.4 zitierten Untersuchungen ergeben z. T. einen deutlich unterschiedlichen Einfluss der Betonfeuchte auf die Wärmedehnzahl. Vor diesem Hintergrund wurden eigene Orientierungsmessungen an lufttrockenen und wassergesättigten Straßenbetonen durchgeführt, sowie singulär – aufgrund der geringeren praktischen Relevanz – an ofengetrockneten Probekörpern.

Insgesamt wurden sechs Bohrkern für die Untersuchungen herangezogen. Bei einem Streckenabschnitt bestand die Möglichkeit, zwei Bohrkern (BF 2-1 und 2-2) aus einer Platte zu entnehmen, so dass hier eine größere Stichprobe für den Waschbeton vorliegt. Für die Auswertung wurden die Proben beider Bohrkern zusammengefasst zu BF 2. In der Regel wurden je Bohrkernscheibe drei Prismen hergestellt. Für den Bohrkern BF 4 stand eine größere Bohrkronen zur Verfügung, so dass hier aus jeder Schicht vier Prismen gesägt werden konnten.

Die Prismen wurden 14 Tage auf den entsprechenden Feuchtezustand gemäß Kapitel 3.1.3 konditioniert. Die lufttrockenen und ofengetrockneten Probekörper wurden mit einer Feuchteisolierung gemäß Kapitel 3.1.4 versehen.

Die Probekörper wurden in vier Zyklen thermisch beansprucht, wobei jeweils das erste Heizsegment bei der Versuchsauswertung nicht einbezogen wurde. Das Betonalter zum Prüfzeitpunkt liegt zwischen drei und 24 Monaten.

Die nachfolgende Tabelle gibt einen Überblick über die untersuchten Probekörper. Es wurden sowohl ein- als auch zweischichtige Decken mit Waschbetonrezeptur im Oberbeton einbezogen. Die Variation der Gesteinsart der groben Gesteinskörnung war abhängig von den für eine Beprobung zur Verfügung stehenden Strecken.

Bohrkern Feuchtezustand (BF)	Materialangaben	Bohrkernschicht	Probennummer	Betonfeuchte
BF 1 (≈ 6 mon)	einschichtig (D > 8) gGK: Rhyolith	oben	BF 1/1 BF 1/2	lufttrocken
			BF 1/3	wassergesättigt
		Mitte	BF 1/4 BF 1/5	lufttrocken
			BF 1/6	wassergesättigt
		unten	BF 1/7 BF 1/8	lufttrocken
			BF 1/9	wassergesättigt
BF 2-1 (≈ 3 mon)	Waschbeton (D = 8) gGK: Diabas	oben	BF 2-1/1 BF 2-1/2 BF 2-1/3	lufttrocken
	Unterbeton (D > 8) gGK: Diabas	unten	BF 2-1/4 BF 2-1/5 BF 2-1/6	lufttrocken
BF 2-2 (≈ 3 mon)	Waschbeton (D = 8) gGK: Diabas	oben	BF 2-2/1 BF 2-2/2 BF 2-2/3	wassergesättigt
	Unterbeton (D > 8) gGK: Diabas	unten	BF 2-2/4 BF 2-2/5 BF 2-2/6	wassergesättigt
BF 3 (≈ 24 mon)	einschichtig (D > 8) gGK: Gabbro	oben	BF 3/1 BF 3/2	lufttrocken
			BF 3/3	wassergesättigt
		unten	BF 3/4 BF 3/5	lufttrocken
			BF 3/6	wassergesättigt
BF 4 (≈ 3 mon)	Waschbeton (D = 8) gGK: Basalt	oben	BF 4/1 BF 4/2	lufttrocken
			BF 4/3 BF 4/4	wassergesättigt
	Unterbeton (D > 8) gGK: Andesit	unten	BF 4/5 BF 4/6	lufttrocken
			BF 4/7 BF 4/8	wassergesättigt
BF 5 (≈ 4 mon)	Waschbeton (D = 8) gGK: Granit	oben	BF 5/1 BF 5/2	lufttrocken
			BF 5/3	getrocknet
	Unterbeton (D > 8) gGK: Kies	unten	BF 5/4 BF 5/5	lufttrocken
			BF 5/6	getrocknet

Tabelle 5.5: Probenübersicht der Orientierungsmessungen zum Einfluss der Betonfeuchte auf die thermische Dehnung von Beton

Abbildung 5.5 zeigt exemplarisch den mittleren temperaturabhängigen Dehnungsverlauf der Probekörper aus Bohrkern BF 1. Es ist festzustellen, dass die Wärmedehnung des luftgetrockneten Betons in diesem Fall um $2,0 \cdot 10^{-6}/K$ höher liegt als jene von wassergesättigtem Beton. Die Ergebnisse der Untersuchungen an den übrigen Bohrkernen sind in Anhang F analog dargestellt.

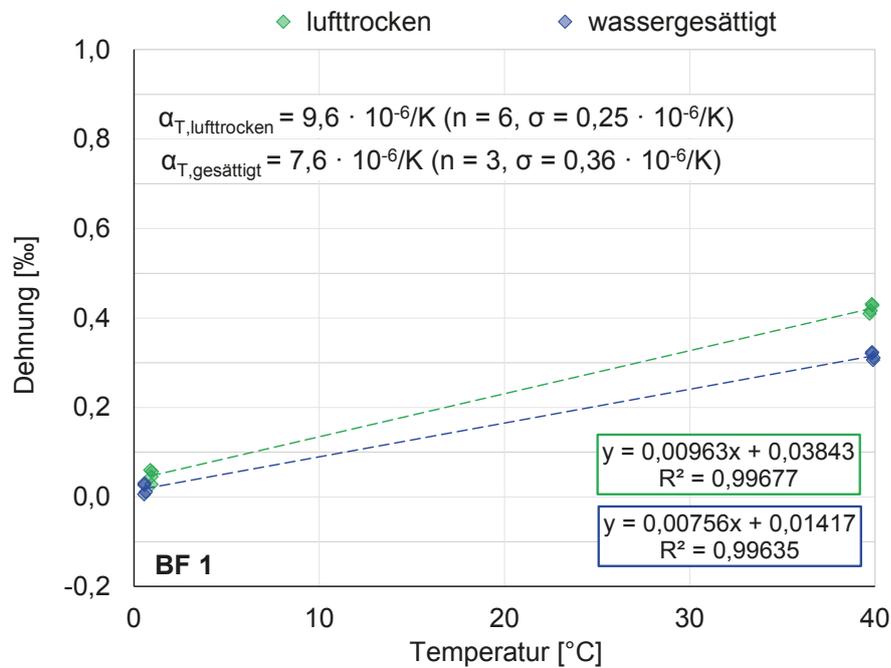


Abbildung 5.5: Orientierungsmessung zum Einfluss der Betonfeuchte auf die Wärmedehnzahl von Beton (Bohrkern BF 1, einschichtig)

Die parallele Messung der Referenzprismen aus der V2A- und Aluminium-Legierung ergibt eine sehr gute Übereinstimmung mit den in Kapitel 3.1.5 angegebenen, mittels Schubstangendilatometer bestimmten mittleren Wärmedehnzahlen in Höhe von $15,4 \cdot 10^{-6}/K$ bzw. $21,7 \cdot 10^{-6}/K$. Die Ergebnisse sind in nachfolgender Abbildung dargestellt.

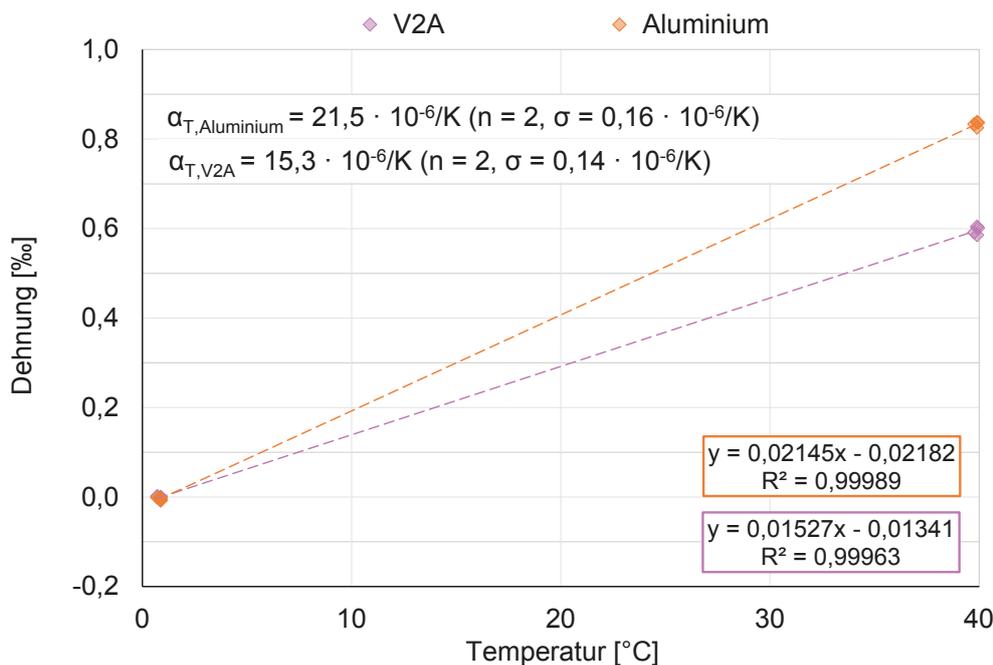


Abbildung 5.6: Referenzmessung für die Orientierungsmessung zum Einfluss der Betonfeuchte auf die Wärmedehnzahl von Beton

Insgesamt haben sich die in Tabelle 5.6 dargestellten mittleren Wärmedehnzahlen ergeben.

Bohrkernnummer	Schicht	Mittlere Wärmedehnzahl [10 ⁻⁶ /K]		Differenz $\alpha_{cT, \text{ gesättigt}} - \alpha_{cT, \text{ luft-trocken}}$
		$\alpha_{cT, \text{ luft-trocken}}$	$\alpha_{cT, \text{ gesättigt}}$	
BF 1	einschichtig	9,63	7,56	-2,07
BF 2	Oberbeton	10,81	7,21	-3,60
BF 2	Unterbeton	10,28	7,45	-2,83
BF 3	einschichtig	9,93	8,10	-1,83
BF 4	Oberbeton	11,25	8,18	-3,07
BF 4	Unterbeton	10,06	7,02	-3,04

Tabelle 5.6: Wärmedehnzahlen der Orientierungsmessungen zum Einfluss der Betonfeuchte (lufttrocken – wassergesättigt)

Auf Basis des vorliegenden Datensatzes ist im Ergebnis festzuhalten, dass wassergesättigte Betone eine signifikant niedrigere Wärmedehnzahl als lufttrockene Betone aufweisen – wie es auch das Gros der zitierten Literatur beschreibt (z. B. [4], [5], [37], [38], [39]). Die Differenz der Wärmedehnzahlwerte liegt zwischen 1,8 und 3,6 · 10⁻⁶/K und beträgt im Mittel 2,7 · 10⁻⁶/K, was etwa 26 % der Wärmedehnzahl der lufttrockenen Betone entspricht.

Die gemäß [40] festgestellte, vernachlässigbare Unterschätzung der Wärmedehnzahlen von wassergesättigten Betonen gegenüber lufttrockenen kann anhand dieser Untersuchungen nicht bestätigt werden.

Bei den singular untersuchten getrockneten Probekörper liegt die Wärmedehnzahl für einen getrockneten Waschbeton um 1,7 · 10⁻⁶/K unter jener für einen lufttrockenen. Der getrocknete Unterbeton weist eine um 2,2 · 10⁻⁶/K geringere Wärmedehnzahl als der lufttrockene Unterbeton auf.

6 Zusammenfassung

6.1 Ausgangssituation

Rechnerische Analysen im Zuge der Dimensionierung und Substanzbewertung gewinnen im Betonstraßenbau zunehmend an Bedeutung. Eine hinreichende Kenntnis über das im nationalen Betonstraßenbau spezifische thermische Ausdehnungsverhalten des Baustoffs Beton ist für eine adäquate Berücksichtigung bei der Modellbildung essenziell. Den aktuellen Ansätzen liegen ingenieurtechnische Annahmen zugrunde, die auf allgemeinen Richtwerten aus den 1960er Jahren basieren. Eine systematische und gezielte Verknüpfung mit aktuelleren Erkenntnissen sowie auf den nationalen Betonstraßenbau ausgerichtete labortechnische Untersuchungen fehlen. Derzeit existieren national und europäisch jedoch keine standardisierten oder genormten Verfahren zur experimentellen Bestimmung der Wärmedehnzahl von Beton.

In der vorliegenden Arbeit wurden zusammenfassend folgende Zielstellungen verfolgt:

- a) Erstellung einer geschlossenen Abhandlung zur Thematik der Wärmedehnzahl von Betonen mit spezifischer Ausrichtung auf den nationalen Straßenbau und die Verwendung des Kennwertes für rechnerische Analysen
- b) Schaffung von Grundlagen für die Aufnahme eines Prüfverfahrens zur Bestimmung der Wärmedehnzahl in die TP B-StB [1]
- c) Überprüfung vorhandener Literaturwerte hinsichtlich der spezifischen Verwendbarkeit im Betonstraßenbau
- d) Bewertung des aktuellen Dimensionierungsansatzes in den RDO Beton [2]

6.2 Literaturanalyse

Im Rahmen der Literaturanalyse wurde der nationale und internationale Kenntnisstand aus Normung, Regelwerk, Praxis und Forschung systematisch und ausgerichtet auf die Nutzung im Betonstraßenbau zusammengeführt.

Die Literaturanalyse zeigt unterschiedlichste Einflussfaktoren auf die Wärmedehnzahl des Betons. Als maßgeblich stellt sich die Gesteinsart der groben Gesteinskörnung heraus. Hieraus ergibt sich eine Variationsbreite der Wärmedehnzahlen von Straßenbetonen, die in der Regel im Bereich $8 - 12 \cdot 10^{-6}/K$ liegen (lufttrockener Zustand). Dabei können Betone mit quarzreichen Gesteinskörnungen Wärmedehnzahlen oberhalb des bei der rechnerischen Dimensionierung für den Regelfall angesetzten Wertes von $11,5 \cdot 10^{-6}/K$ besitzen. Im Straßenbau ist dies insbesondere bei Kiesen mit einem hohen Anteil an Quarzgestein der Fall. In der Literatur sind jedoch nur Werte für Betone mit reinen Quarzkiesen verfügbar, welche im Mittel auf ca. $13,4 \cdot 10^{-6}/K$ beziffert werden. Angaben zu den im Straßenbau verwendeten, hinsichtlich der Gesteinsart heterogen zusammengesetzten Kiesen, fehlen.

Einen weiteren signifikanten materialtechnischen Einfluss auf die Wärmedehnzahl besitzt der Feuchtigkeitsgehalt des Betons. Grundsätzlich ist bekannt, dass lufttrockene Betone höhere Wärmedehnzahlen aufweisen als stark getrocknete und wassergesättigte Betone. Der Einfluss wird in diversen Untersuchungen unterschiedlich quantifiziert. Darüber hinaus nimmt die Wärmedehnzahl mit zunehmenden Betonalter ab, bei straßenbautypischen Zementgehalten um ca. $1,0 \cdot 10^{-6}/K$.

Im Gebrauchstemperaturbereich von Fahrbahndecken ist die Temperaturabhängigkeit der Wärmedehnzahl vernachlässigbar und es ist auf Basis des aktuellen Kenntnisstandes hinreichend, mittlere lineare Wärmedehnzahlen im relevanten Temperaturbereich zu bestimmen. Darüber hinaus besitzt der Zementgehalt im Bereich der straßenbautypischen Variationsbreite zwischen 340 kg/m^3 und 420 kg/m^3 einen Einfluss auf die Wärmedehnzahl von Beton. Auswirkungen aus der Zementart werden auf Basis der Literaturanalyse als nicht relevant eingestuft.

Es ist evident, dass sich auch versuchsbedingte Einflüsse auf die ermittelte Wärmedehnzahl auswirken. Beispielhaft anzuführen sind die Probekörpergeometrie, das Wegmessverfahren, das Ergebnis der Feuchteconditionierung, die Temperierdauer, eine thermische Vorkonditionierung und die Anzahl an Heiz- und Kühlsegmenten. In [4] und [5] wird festgestellt, dass die Wärmedehnzahlwerte aus Untersuchungen verschiedener Autoren mehr oder weniger stark differieren können und nicht alle das Ergebnis beeinflussenden Faktoren hinreichend beschrieben sind, wodurch die Interpretation erschwert wird.

Grundsätzlich werden national und international verschiedene Prüfverfahren zur Bestimmung der temperaturabhängigen Längenänderung von Werkstoffen und im speziellen von mineralischen Baustoffen verwendet, die sich in einer Vielzahl an Parametern unterscheiden. Meist werden Messungen diskontinuierlich auf mechanischem (z. B. Messuhr) oder kontinuierlich auf elektrischem Wege (z. B. induktive Wegaufnehmer) vorgenommen. In der Regel findet eine taktile Messung statt.

In [4] wird empfohlen, eine Ermittlung auf experimentellem Wege vorzunehmen, wenn eine hohe Genauigkeit des Kennwerts gefordert wird. Eine standardisierte prüftechnische Vorgehensweise ist insbesondere vor dem oben beschriebenen Hintergrund essenziell zur Erzielung vergleichbarer Ergebnisse.

Im Weiteren wurde die Relevanz der Wärmedehnzahl für die Verwendung in rechnerischen Analysen herausgearbeitet. Es ergibt sich eine sehr hohe Bedeutung in Bezug auf zwei Komplexe, die für die Dauerhaftigkeit von Fahrbahndecken aus Beton entscheidend sind. Die Wärmedehnzahl beeinflusst zum einen maßgeblich das Längs- und Querdehnungsverhalten der Decke. Zum anderen hängt die Plattenkrümmung in besonderem Maße von der Wärmedehnzahl ab, welche vor diesem Hintergrund im Zuge der rechnerischen Dimensionierung [2] u. a. linear in das einwirkende Moment aus Temperaturbeanspruchung eingeht. Darüber hinaus hängt der maßgebende Anteil der mechanischen Beanspruchung von Fugenfüllsystemen bei Decken in Plattenbauweise insbesondere auch von der Wärmedehnzahl des Betons ab. Da sich eine relativ große Spannbreite möglicher Wärmedehnzahlen ergeben kann ist eine hinreichend genaue Charakterisierung auch im Zuge der rechnerischen Bewertung der strukturellen Substanz [76] wichtig für zuverlässige Prognosen.

Für eine Verwendung als Eingangsparameter in die rechnerische Dimensionierung und Substanzbewertung wird in [3] auf Basis von Sensitivitätsuntersuchungen eine Genauigkeit bei der Bestimmung der Wärmedehnzahl von $\pm 0,3 \cdot 10^{-6}/\text{K}$ gefordert.

6.3 Prüfverfahren

Im Rahmen dieser Arbeit wurden die Grundlagen geschaffen, um ein oder mehrere Prüfverfahren zur experimentellen Bestimmung der Wärmedehnzahl von Straßenbetonen in die technischen Prüfvorschriften für Verkehrsflächenbefestigungen – Betonbauweisen (TP B-StB) zu überführen.

Aufbauend auf der umfassenden Literaturanalyse wurden zwei Prüfansätze zur experimentellen Bestimmung der linearen Wärmedehnzahl von Beton entwickelt, angewendet und kritisch analysiert. Hierbei standen straßenbautechnische Aspekte im Vordergrund, die u. a. die nationalen spezifischen Randbedingungen für die Ausführung von hochbeanspruchten Fahrbahndecken für Bundesautobahnen (BAB) berücksichtigen. Ein wesentlicher Aspekt war die Ausrichtung der Prüfungen auf repräsentative Probekörper aus Bestandsdecken, um eine einheitliche Untersuchung und Bewertung in den verschiedenen Lebenszyklusphasen bzw. im zeitlichen Verlauf der Nutzungsphase zu ermöglichen. Im Fokus lag folglich die Analyse der thermischen Dehnung für den Gebrauchszustand nach ausreichender Erhärtung des Betons.

Aufgrund des hohen Feuchteinflusses auf die Wärmedehnzahl sind definierte Feuchtezustände der Probekörper zu betrachten. Es sollten grundsätzlich lufttrockene Betone untersucht werden, die bei einer Ausgleichsfeuchte zur umgebenden Luft mit einer relativen Feuchtigkeit von ca. 65 % maximale Dehnungen aufweisen. Als Kriterium zur Feststellung des Ausgleichszustands wurde auf Basis von Langzeitversuchen ein erhöhtes Gleichgewichtskriterium von $\Delta m_{24h} \leq 0,05$ M.-% festgelegt.

Zur Messung der thermisch bedingten Längenänderung wurden ein Setzungsdehnungsmesser mit digitaler Messuhr (Prüfansatz 1) sowie induktive Wegaufnehmer (Prüfansatz 2) verwendet. Es zeigt sich, dass insbesondere unter Verwendung von induktiven Wegaufnehmern eine sehr gute Reproduzierbarkeit der Messergebnisse erzielt werden kann.

Um die Richtigkeit der Prüfergebnisse beurteilen zu können, wurden Bezugswerte an Referenzmaterialien anhand von Dilatometermessungen an verschiedenen Instituten experimentell ermittelt. Für den hier betrachteten Temperaturbereich zwischen 0 °C und 40 °C ergeben sich mittlere Wärmedehnzahlen für die Edelstahl- bzw. Aluminium-Legierung in Höhe von $15,40 \cdot 10^{-6}/K$ bzw. $21,69 \cdot 10^{-6}/K$.

In Vergleichsuntersuchungen wurde eine sehr gute Annäherung der Prüfergebnisse an die Bezugswerte bei Verwendung von Prüfansatz 1 (PA1) sowie von Prüfansatz 2 (PA2) mit einer Aluminium-Legierung als Kalibriermaterial erzielt. Die Abweichungen liegen zwischen $0,07$ bis $0,21 \cdot 10^{-6}/K$. Grundsätzlich wurde festgestellt, dass beide Prüfansätze geeignet sind, um eine differenzierte Charakterisierung der thermischen Dehnung vorzunehmen.

Die Präzision von PA2 ist im Vergleich zu PA1 deutlich höher. Es kann sich durch die Korrektur der Wegmessung anhand von Kalibriermaterialien jedoch eine systematische Fehlerkomponente ergeben. Das Prüfergebnis reagiert hier sensitiv auf die Güte der Korrektur, die für die Genauigkeit von PA2 entscheidend ist. Die Streuungen bei Anwendung von PA1 sind in erster Linie auf zufällige Fehler während der Prüfung zurückzuführen. Messunsicherheiten können sich beispielsweise durch die diskontinuierliche, händische Messwert-erfassung ergeben (Ablesen des Messwertes, Ankopplung an Messmarken, Digitalisierung, etc.).

Eine erste allgemeine Einschätzung zur Genauigkeit der Prüfergebnisse zeigt, dass bei Verwendung von PA2 die geforderte Genauigkeit des Prüfergebnisses von $\pm 0,3 \cdot 10^{-6}/K$ bei einem Konfidenzniveau von 95 % auch bei sehr kleinen Stichproben erfüllt wird. Bei PA1 kann nur bei größeren Stichproben dieser Genauigkeitsanforderung entsprochen werden. Dies ist bei der Festlegung der Anzahl an Heiz- und Kühlsegmenten für eine Messreihe zu beachten. Vor dem Hintergrund einer höheren Praktikabilität wird der PA1 für die umfassenden Bestandsuntersuchungen herangezogen.

6.4 Bestandsuntersuchungen

Mit der im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Bestandsuntersuchungen liegt erstmalig eine umfassende Charakterisierung der Wärmedehnzahlen von Straßenbetonen aus dem BAB-Netz unter Berücksichtigung maßgebender bautechnischer Randinformationen vor. Die Untersuchung von 58 Bestandsstrecken ergibt Wärmedehnzahlen für die einzelnen untersuchten Schichten zwischen $7,4 - 12,2 \cdot 10^{-6}/K$, wobei grundsätzlich – wie zu erwarten – niedrigere Dehnungswerte bei kalkreichen Gesteinskörnungen und höhere Werte bei Kiesen mit einem hohen Anteil an Quarzgestein festgestellt wurden.

Die mittlere Wärmedehnzahl beträgt insgesamt $10,1 \cdot 10^{-6}/K$, wobei jene für Betone mit Andesit, Basalt, Diabas, Gabbro, Granit und Rhyolith durchschnittlich in ähnlicher Größenordnung liegt. Eine geringfügige Abstufung hinsichtlich des thermischen Dehnungsvermögens in zwei Klassen, wie es die Richtwerte gemäß Tabelle 2.3 zeigen, kann hier nicht bestätigt werden. Die mittlere Wärmedehnzahl von Betonen mit Kalkstein als grobe Gesteinskörnung beläuft sich auf $8,1 \cdot 10^{-6}/K$. Bei Betonen mit Kiesen wurde zwischen einem geringeren und einem höheren Quarzanteil Q differiert. Dieser liegt insgesamt zwischen 10 % und 49 %. Es ergibt sich eine mittlere Wärmedehnzahl für Betone mit Kiesen ($Q < 40\%$) von $10,4 \cdot 10^{-6}/K$ und für Betone mit Kiesen ($Q \geq 40\%$) von $11,5 \cdot 10^{-6}/K$.

Die schichtenbezogene Auswertung der Wärmedehnzahlen ergibt für die einschichten Decken sowie die Oberbetone der zweischichtigen Decken eine Normalverteilung. Die Unterbetone der zweischichtigen Decken sind nicht normalverteilt. Hier liegt für die beiden Teilmengen der Betone mit Kalksteinsplitt sowie der Betone mit sonstigen Splitten und Kiesen jeweils eine Normalverteilung vor.

Mit der Anwendung der analytischen Modelle zur Bestimmung der Wärmedehnzahl ist auch bei Kenntnis der Ausgangsstoffe und der Rezeptur keine zuverlässige bzw. hinreichend genaue Charakterisierung des thermischen Dehnungsbestrebens möglich. Dies ist auf die große Spannweite der Literaturwerte für weitere Eingangsparameter (z. B. die wahre und scheinbare Wärmedehnzahl des Zementsteins, die Wärmedehnzahl der gGK) zurückzuführen. Zudem fehlen hier grundsätzlich Eingangswerte für die Wärmedehnzahl von heterogen zusammengesetzten Kiesen. Vielmehr können die allgemeinen Richtwerte gemäß Tabelle 2.3, die mittlere Wärmedehnzahlen auf Basis des analytischen Modells gemäß [4] darstellen, als Orientierung dienen.

Der aktuell für den Regelfall in der rechnerischen Dimensionierung vorgesehene Richtwert für die Wärmedehnzahl in Höhe von $11,5 \cdot 10^{-6}/K$ wird bei sieben der 93 untersuchten Betone überschritten, was 7,5 % entspricht. Hierunter sind zwei Waschbetone mit Werten von $11,6 \cdot 10^{-6}/K$ bzw. $11,7 \cdot 10^{-6}/K$, die als grobe Gesteinskörnung gemäß reduzierter makroskopischer Gesteinsbestimmung hauptsächlich Rhyolith bzw. Andesit enthalten. Für den ersten Waschbeton beträgt das Alter zum Prüfzeitpunkt nur 2 Monate. Für den zweiten Waschbeton ist das Alter nicht bekannt. Darüber hinaus liegen für 5 Kiese aus dem Unterbeton die Wärmedehnzahlen oberhalb von $11,5 \cdot 10^{-6}/K$. Diese nehmen Werte zwischen $11,7 \cdot 10^{-6}/K$ und $12,2 \cdot 10^{-6}/K$ an und besitzen einen durchschnittlichen Anteil an Quarzgestein von 45 %.

Auf Basis der gewonnenen Erkenntnisse ist zu empfehlen, perspektivisch ausschließlich den Richtwert in Höhe von $11,5 \cdot 10^{-6}/K$ für die rechnerische Dimensionierung heranzuziehen, da die Gesteinsart der zum Einsatz kommenden Gesteinskörnung in der Planungsphase in der Regel noch nicht bekannt ist. Eine Klassifizierung über den Anteil gebrochener Gesteinskörnung wird nicht als zielführend erachtet. Für Splitte liegt der Richtwert mit ausreichender Wahrscheinlichkeit auf der sicheren Seite. Kommen Kiese mit einem hohen

Anteil an Quarzgestein zum Einsatz ist hiermit jedoch eine Unterschätzung des thermischen Dehnungsverhaltens möglich.

Die Abweichung der Wärmedehnzahlen von Ober- und Unterbeton beträgt durchschnittlich $1,1 \cdot 10^{-6}/K$. In [29] wird vor dem Hintergrund des Thermobimetalleffekts empfohlen, die Wärmedehnzahlen von Ober- und Unterbeton bei unter ungünstigen Witterungsbedingungen hergestellten Decken auf rd. $2,5 \cdot 10^{-6}/K$ zu begrenzen. Eine Überschreitung liegt in der hier untersuchten Stichprobe nur einmal vor. Darüber hinaus liegen nur sehr wenige grenzwertige Abweichungen von $2,3$ bis $2,4 \cdot 10^{-6}/K$ vor. In allen Fällen wurde Kalksteinsplitt im Unterbeton verwendet.

Orientierungsmessungen zum Einfluss der Betonfeuchte auf die Wärmedehnzahl zeigen, dass bei wassergesättigten Proben im Vergleich zu lufttrockenen die Wärmedehnzahl durchschnittlich um $2,7 \cdot 10^{-6}/K$ geringer ausfällt. Dies bestätigt das gewählte Vorgehen, lufttrockene Betone zu untersuchen. Erfolgt eine Bestimmung der Wärmedehnzahl an wassergesättigten Probekörpern, ist zwingend eine Korrektur vorzunehmen. Auf Basis der Angaben aus der Literatur sowie der in dieser Arbeit durchgeführten Orientierungsmessungen sollte diese bei einem Zuschlag von 25 % liegen.

7 Ausblick

Basierend auf den im Rahmen dieser Arbeit definierten und angewendeten Prüfansätzen zur experimentellen Bestimmung der Wärmedehnzahl von Straßenbetonen sollten in einem nächsten Schritt ein oder mehrere Verfahren in die technischen Prüfvorschriften für Verkehrsflächenbefestigungen – Betonbauweisen (TP B-StB) überführt werden. Hierfür ist zunächst eine Arbeitsanleitung für das Verfahren gemäß Prüfansatz 1 (PA1) zu erarbeiten.

Darüber hinaus wird ein Potenzial in der alternativen Wegmessung mittels linearen Dehnungsmessstreifen bezüglich der Verbesserung der Präzision gesehen. Es ist zu vermuten, dass sich – ähnlich wie bei Prüfansatz 2 (PA2) – insbesondere eine systematische Fehlerkomponente auf die Richtigkeit der Prüfergebnisse auswirken kann. Dies ist anhand von Untersuchungen an Referenzprismen, für die mit dieser Arbeit bereits eine fundierte Charakterisierung der thermischen Dehnung vorliegt, sowie auf Basis von Vergleichsuntersuchungen mit den Prüfansätzen 1 und 2 zu überprüfen. Vor dem Hintergrund einer hohen Praktikabilität sollte bei Erzielung einer hinreichenden Genauigkeit der Ergebnisse auch hier eine Arbeitsanleitung erstellt werden. In einem weiteren Schritt sollten Ringversuche zur Bestimmung von Präzisionskennwerten unter Wiederhol- und Vergleichbedingungen für die in der Praxis weiterzuverfolgenden Prüfansätze durchgeführt werden.

Als zwingende Voraussetzung zur Qualitätssicherung sollten durch eine zentrale Stelle Referenzprismen aus einer Edelstahl- und einer Aluminiumlegierung sowie zugehörige einheitliche Bezugswerte an die entsprechenden Prüfstellen herausgegeben werden. Die Bezugswerte sind an mindestens zwei Institutionen mittels horizontalem Schubstangendilatometer an Probekörpern aus dem identischen Material experimentell zu bestimmen. Es wird zudem als notwendig erachtet, ein einheitliches Prozedere für die Durchführung der Messungen zur Ermittlung der Bezugswerte für Referenzmaterialien zu definieren.

Mit Blick auf die Nutzung experimentell ermittelter Wärmedehnzahlen zur Implementierung in rechnerische Analysen im Betonstraßenbau wird darüber hinaus weiterer Forschungsbedarf prioritär in folgenden Punkten gesehen.

Im Rahmen der Literaturanalyse sowie der in dieser Arbeit durchgeführten Untersuchungen zur Feuchteconditionierung hat sich die Herstellung gezielter und vergleichbarer Feuchtezustände der Betonprobekörper als schwierig herausgestellt – es ist theoretisch eine sehr hohe Dauer der Vorkonditionierung erforderlich. Zudem ändert sich die relative Feuchte mit der Temperatur. In diesem Kontext sollte geprüft werden, ob mit der hier festgelegten Konditionierungsdauer von 14 Tagen bzw. einer mittels Wiegung festgestellten Masseänderung von $\Delta m_{24h} \leq 0,05$ M.-% der kritische Feuchtegehalt in lufttrockenen Betonprobekörpern erreicht wird. Über den Einfluss einer gegenüber dem kritischen Feuchtegehalt variierenden Betonfeuchte auf die Wärmedehnzahl liegen keine gesicherten Erkenntnisse vor, da weder die Ausgangsfeuchte nach Probengewinnung noch der reale Feuchtegehalt im Probekörper bekannt sind. Hierzu sollte eine systematische Untersuchung an Probekörpern aus mind. 15 Jahre alten Decken vorgenommen werden, deren Wärmedehnzahl keiner zeitlichen Veränderung mehr unterliegt und die zum einen wie zuvor beschrieben und zum anderen für 365 Tage konditioniert werden.

Perspektivisch sollten weitere Bestandsuntersuchungen, bei denen die Wärmedehnzahl experimentell ermittelt wird, durchgeführt werden. Der Fokus sollte hierbei auf die Analyse im Kontext mit der verwendeten Gesteinsart für die grobe Gesteinskörnung sowie die zeitliche Entwicklung der Wärmedehnzahl gelegt werden.

Die Gesteinsart sollte möglichst durch Angaben aus Rückstellproben oder Erstprüfungen bekannt sein und durch eine reduzierte makroskopische Gesteinsbestimmung verifiziert werden. Darüber hinaus sollte eine Einschätzung zur mineralogischen Zusammensetzung von Kiesen, vor allem der Anteile an Quarzgestein und Kalkstein, vorgenommen werden. Es wäre zielführend, die Prüfergebnisse nicht nur nach der Gesteinsart, sondern auch nach den Gesteinswerken, die als AKR-unbedenkliche Vorkommen von groben Gesteinskörnungen für den Einsatz in Fahrbahndecken aus Beton (Feuchtigkeitsklasse WS) gelistet sind, zu clustern. Bei hinreichender Datengrundlage könnten allgemeine Richtwerte der Wärmedehnzahlen in Abhängigkeit der Rezeptur ($D \leq 8 \text{ mm}$, $D > 8 \text{ mm}$) und des Gesteinsvorkommens bestimmt werden.

Anhand einer größeren Datengrundlage von Betonen mit Kies als grobe Gesteinskörnung ist zudem der Ansatz der thermischen Dehnung in der rechnerischen Dimensionierung für den Regelfall von $11,5 \cdot 10^{-6}/\text{K}$ zu überprüfen.

Um ein verbessertes Verständnis zur zeitlichen Entwicklung der Wärmedehnzahlen von Straßenbetonen in situ zu erlangen, sollten insbesondere auch sehr junge Decken kurz nach der Herstellung systematisch beprobt werden, da hier die höchsten thermischen Dehnungen zu erwarten sind. An zwei Waschbetonen, die ein Betonalter zum Prüfzeitpunkt von zwei Monaten aufwiesen, wurden im Rahmen dieser Arbeit sehr hohe Wärmedehnzahlen festgestellt, welche den Richtwert von $11,5 \cdot 10^{-6}/\text{K}$ geringfügig überschreiten. Zur Abklärung, ob in diesen Fällen Splitte grundsätzlich auch zu sehr hohen Dehnungen führen können, sollte eine größere Datenbasis geschaffen werden. Im Idealfall sollten Streckenabschnitte, die die gleiche Betonzusammensetzung und ein Mindestalter von 15 Jahren aufweisen, identifiziert und vergleichend untersucht werden.

Darüber hinaus sollte überprüft werden, ob die zeitliche Entwicklung der Wärmedehnzahl einen Einfluss auf das Ergebnis der rechnerischen Dimensionierung besitzt. Hierfür kann zunächst pauschal eine Reduktion der Wärmedehnzahl von $1,0 \cdot 10^{-6}/\text{K}$ nach 15 Jahren angesetzt werden. Zeigt sich ein Einfluss können die zuvor genannten systematischen Untersuchungen an sehr jungen und älteren Decken herangezogen werden, um den zeitlichen Verlauf im Zuge der rechnerischen Dimensionierung fundiert abzubilden.

Perspektivisch sollten vor dem Hintergrund des hohen Einflusses aus dem Feuchtegehalt des Betons die realen Feuchteverteilungen über die Deckenhöhe sowie innerhalb einer Fahrbahnplatte (Plattenmitte, Plattenrand) eruiert werden, um Rückschlüsse auf die feuchtebedingten Streuungen der Wärmedehnzahl im Bauteil ziehen zu können.

Literatur

- [1] FGSV, *Technische Prüfvorschriften für Verkehrsflächenbefestigungen – Betonbauweisen (TP B-StB)*, Köln: FGSV Verlag GmbH, 2021.
- [2] FGSV, *Richtlinien für die rechnerische Dimensionierung von Betondecken im Oberbau von Verkehrsflächen (RDO Beton 09)*, F. f. S. u. V. e. V., Hrsg., Köln: FGSV Verlag GmbH, 2009.
- [3] A. RIWE, „Sensitivitätsanalyse zur Ermittlung des Einflusses der Wärmedehnzahl des Betons auf die rechnerische Dimensionierung und Substanzbewertung von Betonfahrbahndecken für Bundesautobahnen,“ nicht veröffentlicht, Auftrag der Bundesanstalt für Straßenwesen, 2021.
- [4] H. DETTLING, „Die Wärmedehnung des Zementsteines, der Gesteine und der Betone,“ Schriftenreihe Otto-Graf-Institut H. 3, Stuttgart, 1962.
- [5] S. ZIEGELDORF, K. KLEISER und H. K. HILSDORF, *Vorherbestimmung und Kontrolle des thermischen Ausdehnungskoeffizienten von Beton*, Berlin: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton Heft 305, 1979.
- [6] DIN 51005, *Thermische Analyse (TA) – Begriffe*, Berlin: Beuth Verlag GmbH, 2022.
- [7] DIN 51045-1, *Bestimmung der thermischen Längenänderung fester Körper – Teil 1: Grundlagen*, Berlin: Beuth Verlag GmbH, 2005.
- [8] H. K. HILSDORF, „Beton,“ in *Betonkalender Teil I*, Berlin, Ernst & Sohn, 1995, pp. 66-67.
- [9] T. H. K. BARRON, „Generalized Theory of Thermal Expansion of Solids,“ in *Thermal Expansion of Solids*, ASM International, 1998, pp. 1-108.
- [10] DIN EN 1770, *Produkte und Systeme für den Schutz und die Instandsetzung von Betontragwerken - Prüfverfahren - Bestimmung des Wärmeausdehnungskoeffizienten*, Berlin: Beuth Verlag GmbH, 1998.
- [11] DIN EN 14581, *Prüfverfahren für Naturstein – Bestimmung des linearen thermischen Ausdehnungskoeffizienten*, Berlin: Beuth Verlag GmbH, 2005.
- [12] DIN EN 14617-11, *Künstlich hergestellter Stein – Prüfverfahren – Teil 11: Bestimmung des linearen thermischen Ausdehnungskoeffizienten*, Berlin: Beuth Verlag GmbH, 2005.
- [13] DIN EN 60584-1, *Thermoelemente – Teil 1: Thermospannungen und Grenzabweichungen*, Berlin: Beuth Verlag GmbH, 2014.
- [14] DIN EN ISO 17562, *Hochleistungskeramik – Prüfverfahren zur Bestimmung der linearen Wärmeausdehnung von monolithischer Keramik mittels Schubstangen-Technik*, Berlin: Beuth Verlag GmbH, 2021.
- [15] ASTM, *E 228: Standard Test Method for Linear Thermal Expansion of Solid Materials With a Push-Rod Dilatometer*, West Conshohocken: ASTM International, 2006.
- [16] AASHTO T 336-15, *Standard Method of Test for Coefficient of Thermal Expansion of Hydraulic Cement Concrete*, Washington, D. C.: American Association of State Highway and Transportation Officials, 2019.

- [17] M. S. SIDDIQUI und D. W. FOWLER, „Effect of Internal Water Pressure on the Measured Coefficient of Thermal Expansion of Concrete,“ *Journal of Materials in Civil Engineering*, 2014.
- [18] J. TANESI, J. M. GUDIMETTLA, G. CRAWFORD und A. ARDANI, „Coefficient of Thermal Expansion of Concrete,“ *Concrete International*, Januar 2012.
- [19] J. M. GUDIMETTLA, J. TANESI und A. ARDANI, „Evaluation of the Specimen Saturation Criterion for the AASHTO T336 Test Method,“ *Advances in Civil Engineering Materials*, p. 119–133, 2017.
- [20] E. KOHLER, R. F. ALVARADO und D. JONES, „Measurement and Variability of Coefficient of Thermal Expansion for Concrete Pavements,“ Transportation Research Board 86th Annual Meeting, Washington, 2006.
- [21] M. WON, „Improvements of Testing Procedures for Concrete Coefficient of Thermal Expansion,“ *Journal of the Transportation Research Board*, Nr. No. 1919, p. 23–28, 2005.
- [22] K. BECKHAUS, P. RUCKER und T. STENGEL, „Verformungsverhalten von Betonfahrbahndecken unter kritischen Beanspruchungen. Teil 2: Parallelversuche an Kleinproben,“ Technische Universität München, Centrum Baustoffe und Materialprüfung, München, 2003.
- [23] S. FOOS, „Unbewehrte Betonfahrbahnplatten unter witterungsbedingten Beanspruchungen,“ Dissertation TH Karlsruhe, 2006.
- [24] S. FREUDENSTEIN, M. BOLLIN, M. EGER, N. KLEIN und T. KRÄNKEL, „Potenzialanalyse – Prozesssichere Herstellung lärmarmer Straßen in Betonbauweise (OPB – Offenporiger Beton),“ Schlussbericht zu FE 08.0243/2015/ARB der Bundesanstalt für Straßenwesen, München, 2019.
- [25] U. SCHNEIDER, *Verhalten von Beton bei hohen Temperaturen*, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton Heft 337 Hrsg., Berlin: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton Heft 337, 1982.
- [26] H.-C. Shin und Y. Chung, „Determination of Coefficient of Thermal Expansion: Effects on Louisiana’s PCC Pavement Design,“ Department of Civil and Environmental Engineering, Louisiana State University, Baton Rouge, 2011.
- [27] FHWA, „Coefficient of Thermal Expansion in Concrete Pavement Design,“ *TechBrief FHWA-HIF-09-015 Federal Highway Administration*, Oktober 2011.
- [28] J. YANG und S.-H. KIM, „Factorial effects of mix design variables on the coefficient of thermal expansion of concrete mixtures,“ *Road Materials and Pavement Design*, p. 942–952, 2014.
- [29] C. SODEIKAT, Beanspruchung von Betonfahrbahnen mit sehr unterschiedlichen Eigenschaften von Ober- und Unterbeton unter besonderer Berücksichtigung von Feuchte- und Temperaturänderungen, München: Technische Universität München, Schriftenreihe Baustoffe Heft 1/2001, 2001.
- [30] J. MALLELA, A. ABBAS, T. HARMAN, C. RAO, R. LIU und M. I. DARTER, *Measurement and Significance of the Coefficient of Thermal Expansion of Concrete in Rigid Pavement Design*, T. R. B. o. t. N. Academies, Hrsg., Washington, D. C., 2005, pp. 38-46.

- [31] N. H. TRAN, K. D. HALL und M. JAMES, „Coefficient of Thermal Expansion of Concrete Materials,“ *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, pp. 51-56, 2008.
- [32] T. R. NAIK, R. N. KRAUS und R. KUMAR, „Influence of Types of Coarse Aggregates on the Coefficient of Thermal Expansion of Concrete,“ *Journal of Materials in Civil Engineering*, pp. 467-472, 2011.
- [33] S.-H. KIM, J. YANG, B. H. NAM und J.-H. JEONG, „Effect of materials and age on the coefficient of thermal expansion of concrete paving mixture,“ *Road Materials and Pavement Design*, p. 445–458, 2015.
- [34] G. SABIH und R. TAREFDER, „Predicting Long-Term Coefficient of Thermal Expansion of Paving Concrete,“ *Journal of the Transportation Research Board*, p. 792–798, 2020.
- [35] ARA Inc., „Guide for mechanistic-empirical design of new and rehabilitated pavement structures (MEDPG),“ Applied Research Associates, Inc., Champaign, 2004.
- [36] M. I. DARTER, *Mechanistic-Empirical Design Models*, Potsdam: TU Delft: 9th International DUT-Workshop on Research and Innovations for Design of Sustainable and Durable Concrete Pavements, 17.-18. Juni 2018, 2018.
- [37] F. W. LOCHER, *Zement – Grundlagen der Herstellung und Verwendung*, Düsseldorf: Bau+Technik, 2000.
- [38] T. C. POWERS, „The Physical Structure and Engineering Properties of Concrete,“ *Research and Development Laboratories of the Portland Cement Association*, 1958.
- [39] O. G. R. BONNELL und F. C. HARPER, „The Thermal Expansion of Concrete,“ *Journal of the Institution of Civil Engineers, Volume 33, Issue 4*, pp. 320-330, Februar 1950.
- [40] J. H. YEON, S. CHOI und M. C. WON, „Effect of Relative Humidity on Coefficient of Thermal Expansion of Hardened Cement Paste and Concrete,“ *Journal of the Transportation Research Board*, pp. 83-91, 2009.
- [41] J.-H. JEONG, D. G. ZOLLINER, J.-S. LIM und J.-Y. PARK, „Age and Moisture Effects on Thermal Expansion of Concrete Pavement Slabs,“ *Journal of Materials in Civil Engineering*, pp. 8-15, 2012.
- [42] S. L. MEYERS, „Thermal Coefficient of Expansion of Portland Cement,“ *Industrial and Engineering Chemistry, Vol. 32*, pp. 1107-1112, 1940.
- [43] AASHTO T336-11, *Standard Method of Test for Coefficient of Thermal Expansion of Hydraulic Cement Concrete*, Washington, D. C.: American Association of State Highway and Transportation Officials, 2011.
- [44] TxDOT, „Test Procedure for Determining the coefficient of thermal expansion of concrete (Tex-428-A),“ Texas Department of Transportation, Austin, 2011.
- [45] AASHTO TP 60-00, *Standard Method of Test for Coefficient of Thermal Expansion of Hydraulic Cement Concrete*, Washington, D. C.: American Association of State Highway and Transportation Officials, 2000.
- [46] E. J. SELLEVOLD und Ø. BJØNTEGAARD, „Coefficient of thermal expansion of cement paste and concrete: Mechanisms of moisture interaction,“ *Materials and Structures* 39, p. 809–815, Juli 2006.

- [47] J. TANESI, J. M. GUDIMETTLA, G. L. CRAWFORD und A. A. ARDANI, „Ruggedness study on the coefficient of thermal expansion of concrete test method (AASHTO T336),“ Washington, D. C., 2013.
- [48] G. WISCHERS, Einfluss einer Temperaturänderung auf die Festigkeit von Zementstein und Zementmörtel mit Zuschlagstoffen verschiedener Wärmedehnung, Schriftenreihe der Zementindustrie H. 28 Hrsg., Düsseldorf: Verein Deutscher Zementwerke e. V., 1961.
- [49] H.-S. SHIN und Y. CHUNG, „Determination of Coefficient of Thermal Expansion Effects on Louisiana’s PCC Pavement Design, Final Report, 2/01/07 – 4/31/09,“ Louisiana Department of Transportation und Development, Baton Rouge, 2011.
- [50] FGSV, *Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Tragschichten mit hydraulischen Bindemitteln und Fahrbahndecken aus Beton (ZTV Beton-StB*, Köln: FGSV Verlag GmbH, 2007-1.
- [51] R. OESTERHELD, M. PECK und S. VILLARET, Straßenbau heute – Band 1 Betondecken, 7. überarbeitete Auflage Hrsg., Erkrath: Verlag Bau + Technik GmbH, 2018.
- [52] FGSV, *Hinweise zur durchgehend bewehrten Betonfahrbahndecke (H DBB)*, Köln: FGSV Verlag GmbH, 2020-2.
- [53] FGSV, *Technische Lieferbedingungen für Baustoffe und Baustoffgemische für Tragschichten mit hydraulischen Bindemitteln und Fahrbahndecken aus Beton (TL Beton-StB)*, Köln: FGSV Verlag GmbH, 2007-2.
- [54] FGSV, *Merkblatt Texturgrinding (M TG)*, Köln: FGSV Verlag GmbH, 2023.
- [55] Bundesministerium für Digitales und Verkehr, *Allgemeines Rundschreiben Straßenbau Nr. 04/2022 – Technische Lieferbedingungen für Baustoffe und Baustoffgemische für Tragschichten mit hydraulischen Bindemitteln und Fahrbahndecken aus Beton, Ausgabe 2007 (TL Beton-StB 07)*, Bonn: Verkehrsblatt-Verlag, 2022.
- [56] B. u. S. Bundesministerium für Verkehr, *Allgemeines Rundschreiben Straßenbau Nr. 04/2013 – Vermeidung von Schäden an Fahrbahndecken aus Beton in Folge von Alkali-Kieselsäure-Reaktion (AKR)*, Bonn: Verkehrsblatt-Verlag, 2013.
- [57] BASt, „www.bast.de,“ 2023. [Online]. Available: https://www.bast.de/DE/Strassenbau/Qualitaetsbewertung/Listen/listen_node.html. [Zugriff am 24. 05. 2023].
- [58] B. u. V. Bayerisches Staatsministerium für Wohnen, „www.stmb.bayern.de,“ 2022. [Online]. Available: https://www.stmb.bayern.de/assets/stmi/vum/strasse/bauunterhalt/49_baustoffgemische_gestein.pdf. [Zugriff am 24 05 2023].
- [59] J. M. GUDIMETTLA, G. L. CRAWFORD, J. TANESI und A. A. ARDANI, „Interlaboratory Study and Precision Statement for AASHTO T 336 Test Method,“ *Journal of the Transportation Research Board*, No. 2508, pp. 13-21, 2015.
- [60] J. M. GUDIMETTLA, M. PARVINI und G. L. CRAWFORD, „Concrete Coefficient of Thermal Expansion Test for Quality Assurance,“ International Conference on Long-Life Concrete Pavements, Seattle, 2012.
- [61] J. EISENMANN und G. LEYKAUF, Betonfahrbahnen, 2. Hrsg., Berlin: Ernst & Sohn, 2003.
- [62] G. WEIL, „Die Beanspruchung von Betonfahrbahnplatten,“ *Straßen- und Tiefbau*, pp. 1217-1228, Heft 11 1963.

- [63] D. BIRMANN, „Endfeldausbildung von Betondecken,“ *Straße + Autobahn*, pp. 110-111, Heft 3 1987.
- [64] M.-O. FÖRSTER, „Temperaturbedingte Beanspruchung von Betonfahrbahnen,“ Dissertation, Universität Hannover, 2005.
- [65] S. VILLARET, S. FREUDENSTEIN, M. EGER, S. PICHOTTKA, A. RIWE, K. VILLARET und B. FROHBÖSE, „Ermittlung und Prognose von Spannungszuständen in Betonfahrbahndecken,“ *Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen*, Heft S 148, Bergisch Gladbach, 2021.
- [66] R. BREITENBÜCHER, „Rissbildung an Fahrbahndecken aus Beton: Auswirkungen von Alkali-Kieselsäure-Reaktionen (AKR) – Phase 1 – In-situ-Untersuchungen an Fahrbahndecken aus Beton mit/ohne Risse,“ 2010.
- [67] R. SPRINGENSCHMID und W. FLEISCHER, „Über das Schwinden von Beton, Schwindmessungen und Schwindrisse,“ *Beton- und Stahlbetonbau* 88, Bd. Heft 11 / Heft 12, pp. 297-301 / 329-332, 1993.
- [68] C. SODEIKAT und R. SPRINGENSCHMID, „Einschichtige Betondecken mit Recyclingzuschlag und Betondecken mit stark unterschiedlichen Eigenschaften von Ober- und Unterbeton,“ *Straße und Autobahn Heft 12/1998*, pp. 674-678, 1998.
- [69] S. VILLARET, T. BECKENBAUER, A. RIWE und T. TSCHERNACK, „Analyse der Auswirkungen von Witterungsextremen an bestehenden Straßenbefestigungen in Betonbauweise,“ *Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen Heft S 173*, Bergisch Gladbach, 2022.
- [70] FGSV, *Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen (RStO 12)*, Köln: FGSV Verlag GmbH, 2012-1.
- [71] Bundesministerium für Digitales und Verkehr, *Allgemeines Rundschreiben Straßenbau Nr. 18/2020 – Richtlinien für die rechnerische Dimensionierung von Betondecken im Oberbau von Verkehrsflächen, Ausgabe 2009 (RDO Beton 09)*, Bonn: Verkehrsblatt-Verlag, 2020.
- [72] FGSV, *Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Betondecken im Oberbau von Verkehrsflächen bei Anwendung der RDO Beton (ZTV RDO Beton-StB 20)*, Köln: FGSV Verlag GmbH, 2020-1.
- [73] A. RIWE und A. SPILKER, „Zum Einfluss der Wärmedehnzahl und des Elastizitätsmoduls auf das mechanische Verhalten von Betonfahrbahndecken,“ *Straße + Autobahn Heft 3*, pp. 207-215, 2022.
- [74] C. W. SCHWARTZ, R. LI, S. H. KIM, H. CEYLAN und K. GOPALAKRISHNAN, „Sensitivity Evaluation of MEPDG Performance Prediction,“ *InTrans Project Reports .62*, Institute for Transportation, 2011.
- [75] M. I. DARTER, L. TITUS-GLOVER, H. VON QUINTUS, B. B. BHATTACHARYA und J. MALLELA, „Calibration and Implementation of the AASHTO Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide in Arizona,“ *Report SPR-606*, Arizona Department of Transportation, Phoenix, 2014.
- [76] FGSV, *Richtlinien zur Bewertung der strukturellen Substanz des Oberbaus von Verkehrsflächen mit unbewehrter Betondecke (RSO Beton 2022)*, Köln: FGSV Verlag GmbH, 2022.

- [77] DIN EN 1992-1-1, *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*, Berlin: Beuth Verlag GmbH, 2011.
- [78] FGSV, *Mechanisches Verhalten von unbewehrten Betondecken in Befestigungen für Verkehrsflächen – Eingangsgrößen in die Bemessung (Materialkennwerte)*, FGSV-Arbeitspapier Nr. 63, Köln: FGSV Verlag GmbH, 2003.
- [79] DIN EN 12390-1, *Prüfung von Festbeton – Teil 1: Form, Maße und andere Anforderungen an Probekörper und Formen*, Berlin: Beuth Verlag GmbH, 2021.
- [80] DIN EN 12390-2, *Prüfung von Festbeton – Teil 2: Herstellung und Lagerung von Probekörpern für Festigkeitsprüfungen*, Berlin: Beuth Verlag GmbH, 2019.
- [81] DIN EN 13009, *Bestimmung des hygrischen Dehnkoeffizienten*, Berlin: Beuth Verlag GmbH, 2000.
- [82] FGSV, *Arbeitsanleitung zur Bestimmung der charakteristischen Spaltzugfestigkeit an Zylinderscheiben als Eingangsgröße in die Bemessung von Betondecken von Straßenverkehrsflächen (AL Sp-Beton)*, Köln: FGSV Verlag GmbH, 2012-2.
- [83] DIN ISO 5725-1, *Genauigkeit (Richtigkeit und Präzision) von Meßverfahren und Meßergebnissen – Teil 1: Allgemeine Grundlagen und Begriffe*, Berlin: Beuth Verlag GmbH, 1997.
- [84] Deutsche Edelstahlwerke, „Werkstoffdatenblatt 1.4301 X5CrNi18-10,“ Witten, 2015.
- [85] DIN EN ISO 10456, *Baustoffe und Bauprodukte – Wärme- und feuchtetechnische Eigenschaften – Tabellierte Bemessungswerte und Verfahren*, Berlin: Beuth Verlag GmbH, 2010.
- [86] C. KAMMER, *Aluminium Taschenbuch 1 – Grundlagen und Werkstoffe*, Berlin: Beuth Verlag GmbH, 2012.
- [87] C. RECKNAGEL und A. SPILKER, „INFUKON – Ein neuer Ansatz zur ganzheitlichen Analyse des Gebrauchsverhaltens hochbeanspruchter Betonfahrbahndecken im Fugenbereich,“ *Straße + Autobahn*, Nr. 11, 2023.
- [88] S. VILLARET und B. FROHBÖSE, *Übergeordnete Auswertung der Daten von Messstationen zum Thema Hitzeschäden an Betonfahrbahndecken*, Bundesanstalt für Straßenwesen, 2018, unveröffentlicht.
- [89] FGSV, *Technische Prüfvorschriften für Verkehrsflächenbefestigungen – Betonbauweisen (TP B-StB): Teil 0.2 Statistische Grundlagen zur Auswertung von Prüfergebnissen*, Köln: FGSV Verlag GmbH, 2021.
- [90] I. N. BRONSTEIN und K. A. SEMENDJAEV, *Taschenbuch der Mathematik*, Frankfurt a. M.: Harri Deutsch und Thun, 1991.
- [91] A. SPILKER, L. STELZNER, F. WEISE und M. WIELAND, „Analyse der thermischen Dehnung von Fahrbahndeckenbetonen aus dem BAB-Netz,“ *Beton- und Stahlbetonbau Heft 01/2021*, pp. 26-34, 2021.
- [92] A. SPILKER, „Development of a test procedure to determine the coefficient of thermal expansion – investigation on German concrete pavements,“ in *13th International Symposium on Concrete Roads*, Berlin, 20.06.2018.
- [93] I. BRONSTEIN, K. SEMENDJAEV, P. BECKMANN und G. BÄR, *Taschenbuch der Mathematik*, Frankfurt a. M.: Harri Deutsch, Thun, 1991.

Bilder

Abbildung 2.1:	Asymmetrisches Energiepotenzial zwischen zwei Atomen in einem Festkörper nach [9]	17
Abbildung 2.2:	Temperaturprofil bei der Prüfung gemäß DIN EN 1770:1998, Alternativverfahren (links) und exemplarisches Messgerät (rechts) nach [10]	22
Abbildung 2.3:	Exemplarische Prüfanordnung gemäß DIN EN 14581, Verfahren A (links) und exemplarischer Probekörper, Verfahren B (rechts) nach [11]	24
Abbildung 2.4:	Temperaturprofil bei der Prüfung gemäß DIN EN 14581:2005, Verfahren A	24
Abbildung 2.5:	Temperaturprofil (links) und Vorderansicht einer Prüfanordnung mit nicht tauchbarem LVDT (rechts) zur Bestimmung der linearen Wärmedehnzahl von Beton gemäß [16]	28
Abbildung 2.6:	Prüfanordnung zur Bestimmung der linearen Wärmedehnzahl von Beton nach [4]	30
Abbildung 2.7:	Temperaturprofil (links) und Messeinrichtung (rechts) zur Bestimmung der linearen Wärmedehnzahl von Beton nach [5]	31
Abbildung 2.8:	Probekörper aus offenporigem Beton mit Messbolzen und Wegmeseinrichtung [24]	32
Abbildung 2.9:	Ausdehnung eines Probekörpers in Abhängigkeit der Temperatur in Anlehnung an DIN EN 1770 [10]	33
Abbildung 2.10:	Thermische Dehnung von Betonen mit unterschiedlichen Gesteinsarten sowie von Zementstein in Abhängigkeit der Temperatur [25]	34
Abbildung 2.11:	Exemplarische Darstellung des funktionalen Zusammenhangs zwischen thermischer Längenänderung bzw. Dehnung und Temperatur im Gebrauchstemperaturbereich von Fahrbahndecken nach a) [20] und b) [22]	35
Abbildung 2.12:	Beitrag von Zementstein und Gesteinskörnung zur Wärmedehnung von Beton nach [5]	37
Abbildung 2.13:	Bandbreite der Wärmedehnzahlen von Straßenbeton bei jeweils ausschließlicher Verwendung einer Gesteinsart nach [29]	38
Abbildung 2.14:	Einfluss der Wärmedehnzahl auf den Anteil gerissener Platten in Abhängigkeit des Deckenalters sowie der verwendeten Gesteinskörnung nach [36]	38
Abbildung 2.15:	Einfluss des Feuchtigkeitsgehalts auf die Wärmedehnzahl von Portlandzementstein: a) und b) [4] und c) nach [19]	41
Abbildung 2.16:	Idealisierte Abhängigkeit der Wärmedehnung von Zementstein von Feuchtigkeit und Alter nach [5]	42

Abbildung 2.17:	Einfluss der Feuchte auf die Wärmedehnzahl von Beton mit quarzreicher und kalzitreicher Gesteinskörnung nach a) [39] und b) [19] nach [38] ...	43
Abbildung 2.18:	Einfluss des Feuchtigkeitsgehalts auf die Wärmedehnzahl von Beton: a) nach [40] und b) nach [41]	43
Abbildung 2.19:	Zeitliche Entwicklung der Wärmedehnung von Portlandzementstein mit hohem bzw. niedrigem C3S-Gehalt nach [42] und [4].....	45
Abbildung 2.20:	Zeitliche Entwicklung der Wärmedehnzahl von Beton und Zementstein nach [4]	46
Abbildung 2.21:	Mittels Tex-428-A (TxDOT) [44] und AASHTO T336-11 [43] ermittelte Wärmedehnzahlen an wassergesättigten Laborbetonen mit unterschiedlichen groben Gesteinskörnungen nach [17]	47
Abbildung 2.22:	Einfluss des inneren Wasserdrucks und der Verzögerung des Temperaturgleichgewichts auf die thermische Dehnung von wassergesättigten Betonzylindern nach [17]	48
Abbildung 2.23:	Schematische Darstellung der Entwicklung des internen Wasserdrucks während der Erwärmung nach [17]	49
Abbildung 2.24:	Einfluss aufeinander folgender Temperaturzyklen auf: a) das Bestimmtheitsmaß R^2 und b) die Wärmedehnzahl von Beton differenziert für die Heiz- und Kühlsegmente ($n = 74$) nach [20]	50
Abbildung 2.25:	Gemäß AASHTO T336-15 [16] bestimmte mittlere Wärmedehnzahlen von Betonen mit unterschiedlichen Sättigungsdauern nach [19]	51
Abbildung 2.26:	Prinzipskizze einer Fahrbahndecke aus Beton in Plattenbauweise nach [51]	52
Abbildung 2.27:	Längsschnitt durch einen exemplarischen Oberbau mit durchgehend bewehrter Betondecke nach [51].....	52
Abbildung 2.28:	Exemplarische Darstellung der Fahrbahnoberfläche einer Betondecke mit Waschbetontextur (links) und Grindingtextur Typ S (rechts) [54].....	53
Abbildung 2.29:	Anzahl (oben) sowie relativer Anteil (unten) der geprüften, AKR-unbedenklichen Vorkommen von groben Gesteinskörnungen für den Einsatz in Fahrbahndecken aus Beton (Feuchtigkeitsklasse WS) in Abhängigkeit der Gesteinsart – Stand 24.05.2023 [57].....	55
Abbildung 2.30:	Anzahl (oben) sowie relativer Anteil (unten) der in Bayern nach Verfahren V4 gelisteten Gesteinskörnungen für den Einsatz in Fahrbahndecken aus Beton (Feuchtigkeitsklasse WS) in Abhängigkeit der Gesteinsart – Stand 24.05.2023 [58]	56
Abbildung 2.31:	Temperaturspannungen im Querschnitt einer Fahrbahnplatte aus Beton mit einem konstanten Nullspannungstemperaturgradienten infolge einer Erwärmung (gestrichelte Linie) bzw. Abkühlung (durchgezogene Linie) der Oberseite [66] gemäß [67]	58
Abbildung 2.32:	Verformungen und Biege- bzw. Wölbspannungen in Abhängigkeit der kritischen Plattenlänge l_{krit} : a) infolge ungleichmäßiger Erwärmung von oben (positiver Temperaturgradient); b) infolge ungleichmäßiger Abkühlung von oben (negativer Temperaturgradient) [61].....	59

Abbildung 2.33: Verwölbungen, Spannungen und mögliche Schadensmechanismen aufgeschüsselter Betonplatten infolge Thermobimetalleffekt [29].....	60
Abbildung 2.34: Zusammenfassende Darstellung der Bauweisen mit Betondecke gemäß den RStO 12 [70]	62
Abbildung 2.35: Qualitativer Verlauf der temperaturbedingten Spannung bei Verwendung der Eisenmann-Formeln in Abhängigkeit des Temperaturgradienten (links); Zusammenhang zwischen rechnerischer Deckendicke und Wärmedehnzahl für einen exemplarischen Berechnungsfall (rechts) [73].....	64
Abbildung 2.36: Weiterentwickeltes FEM-Volumenmodell zur Spannungs- und Verformungsanalyse [73]	64
Abbildung 2.37: Rechnerischer Einfluss der Wärmedehnzahl auf den relativen Anteil gerissener Platten (Querrisse) nach [75].....	65
Abbildung 2.38: Zeitliche Entwicklung der Ausfallrate bei steifer Unterlage für $\alpha_{cT} = 8,9 \cdot 10^{-6}/K$ (schwarz) und $\alpha_{cT} = 13,1 \cdot 10^{-6}/K$ (blau) mit Eintragung von Schwellenwerten für einen exemplarischen Berechnungsfall [73]	66
Abbildung 3.1: Variation der groben Gesteinskörnung hinsichtlich der Gesteinsart bei zweischichtigen Decken auf Basis von Rückstellproben aus dem Zeitraum 2014 – 2022	71
Abbildung 3.2: Anzahl der verwendeten groben Gesteinskörnungen nach Gesteinsart und je Schicht auf Basis von Rückstellproben aus dem Zeitraum 2014 – 2022	71
Abbildung 3.3: Relativer Anteil der auf BAB eingesetzten Gesteinsarten auf Basis von Rückstellproben aus dem Zeitraum 2014 – 2022	72
Abbildung 3.4: Bohrkerne mit einem Durchmesser von 300 mm aus zweischichtigen Decken mit Mörteltexturierung (links) und Waschbetontextur (rechts)	73
Abbildung 3.5: Schematische Darstellung zur Präparation von Prismen aus Bohrkernen.....	74
Abbildung 3.6: Zeitlicher Verlauf der Masseänderung von Betonprismen aus zweischichtigen Decken während der Konditionierung auf einen lufttrockenen Zustand	76
Abbildung 3.7: Zeitlicher Verlauf der Masseänderung von Betonprismen aus einschichtigen Decken während der Konditionierung auf einen lufttrockenen Zustand.....	77
Abbildung 3.8: Zeitlicher Verlauf relativen Luftfeuchtigkeit von im Labor hergestellten Betonzylindern in verschiedenen Horizonten nach: links [41] und rechts [40]	78
Abbildung 3.9: Zeitlicher Verlauf der Masseänderung von Betonprismen aus Unterbetonen während der Konditionierung auf einen wassergesättigten Zustand.....	79
Abbildung 3.10: Präparierte Prismen aus a) einem Oberbeton (Waschbetonrezeptur) und b) einem Unterbeton	80

Abbildung 3.11:	Exemplarischer Dehnungs- und Temperaturverlauf des V2A-Referenzmaterials bei Messung mittels Dilatometer (Prüfinstitut 1)	82
Abbildung 3.12:	Thermische Dehnung des V2A-Referenzmaterials bei 3 Messungen mittels Dilatometer (Prüfinstitut 1)	83
Abbildung 3.13:	Exemplarischer Dehnungs- und Temperaturverlauf des Aluminium-Referenzmaterials bei Messung mittels Dilatometer (Prüfinstitut 1)	83
Abbildung 3.14:	Thermische Dehnung des Aluminium-Referenzmaterials bei 3 Messungen mittels Dilatometer (Prüfinstitut 1)	84
Abbildung 3.15:	Charakteristische Tagesganglinien der in verschiedenen Horizonten einer Betondecke gemessenen Temperaturen an einem heißen Sommertag (links) und zugehörige Verläufe der mittleren Betontemperatur, der Oberflächentemperatur sowie der Lufttemperatur (rechts) [88]	85
Abbildung 3.16:	Temperaturprofil bei 3 Prüfzyklen	85
Abbildung 3.17:	Messabweichungen zur vorherigen Messung mittels Setzdehnungsmesser bei konstanter Temperatur von ca. 20 °C	86
Abbildung 3.18:	Prüfanordnung der Probekörper in einer CDF-Prüfanlage gemäß Prüfansatz 1	87
Abbildung 3.19:	Exemplarische Darstellung der Prüfergebnisse bei Auswertung mittels linearer Regression (links) und Mittelwertbildung der je Segment berechneten Wärmedehnzahlen (rechts)	88
Abbildung 3.20:	Exemplarischer Messaufbau Prüfansatz 2	92
Abbildung 3.21:	Exemplarischer Messwertverlauf gemäß Prüfansatz 2 inkl. Darstellung der für die Auswertung heranzuziehenden Messwertebereiche	94
Abbildung 4.1:	Gemäß Prüfansatz 1 ermittelte Wärmedehnzahlen	97
Abbildung 4.2:	Gemäß Prüfansatz 2 ermittelte Wärmedehnzahlen in Abhängigkeit des verwendeten Kalibriermaterials	98
Abbildung 4.3:	Gegenüberstellung der gemäß PA1 und PA2 ermittelten Wärmedehnzahlen	99
Abbildung 5.1:	Histogramm der mittleren Wärmedehnzahlen untersuchter Straßenbetone (links), Anzahl der Bohrkerne aus ein- und zweischichtigen Decken (rechts)	103
Abbildung 5.2:	Histogramme der mittleren Wärmedehnzahlen für a) den Oberbeton zweischichtiger Decken, b) den Unterbeton zweischichtiger Decken und c) einschichtige Decken sowie d) idealisierte Normalverteilungsfunktionen	104
Abbildung 5.3:	Vertikaler Box-Plot der Wärmedehnzahlen von Straßenbetonen aus dem BAB-Netz in Abhängigkeit der Gesteinsart der groben Gesteinskörnung (links) und Stichprobenumfang je Gesteinsart (rechts)	105
Abbildung 5.4:	Vertikaler Box-Plot der Wärmedehnzahlen von Straßenbetonen aus dem BAB-Netz in Abhängigkeit der Gesteinsklasse der groben Gesteinskörnung (links) und Stichprobenumfang je Gesteinsklasse (rechts)	106

Abbildung 5.5:	Orientierungsmessung zum Einfluss der Betonfeuchte auf die Wärmedehnzahl von Beton (Bohrkern BF 1, einschichtig)	111
Abbildung 5.6:	Referenzmessung für die Orientierungsmessung zum Einfluss der Betonfeuchte auf die Wärmedehnzahl von Beton	112

Tabellen

Tabelle 2.1:	Maximale Wärmedehnzahlen unterschiedlicher Zementarten [4]	39
Tabelle 2.2:	Einfluss des Feuchtegehalts auf die Wärmedehnzahl von Kalkstein [4].....	42
Tabelle 2.3:	Allgemeine Richtwerte für die Wärmedehnzahl von Beton [4]	67
Tabelle 2.4:	Wärmedehnzahlen von Straßenbeton gemäß RDO Beton 09 [2]	68
Tabelle 2.5:	Wärmedehnzahlen ($z = 400 \text{ kg/m}^3$; 65-70 % rel. LF, Betonalter bis 1 Jahr) [78].....	68
Tabelle 3.1:	Gleichgewichtskriterien aus Prüfnomen bzw. -vorschriften zur Feststellung von Ausgleichsfeuchten	75
Tabelle 3.2:	Ausgewählte Materialdaten der Feuchteisolierung	80
Tabelle 3.3:	Ausgewählte Materialdaten der Referenzprobekörper [77], [84], [85], [86].....	81
Tabelle 3.4:	Mittels Dilatometer bestimmte, mittlere Wärmedehnzahlen von Referenzmaterialien im Temperaturbereich 0 - 40 °C [$10^{-6}/\text{K}$]	84
Tabelle 3.5:	Statistische Auswertung der Wiederholungsmessungen zur Bestimmung der Wärmedehnzahl von Edelstahl mit PA1	90
Tabelle 3.6:	Mittels Dilatometer bestimmte, mittlere Wärmedehnzahlen von Kalibriermaterialien für den Temperaturbereich 0 - 40 °C [$10^{-6}/\text{K}$]	93
Tabelle 3.7:	Für die Korrekturmessungen verwendete mittlere Wärmedehnzahlen von Kalibriermaterialien	93
Tabelle 3.8:	Statistische Auswertung der Wiederholungsmessungen zur Bestimmung der Wärmedehnzahl von Edelstahl mit PA2	95
Tabelle 4.1:	Probenübersicht der Vergleichsuntersuchungen mit Prüfansatz 1 und 2	96
Tabelle 4.2:	Vergleich der mittels PA1 und PA2-K3 bestimmten Wärmedehnzahlen	99
Tabelle 5.1:	Statistische Auswertung der Wärmedehnzahlen von Bestandsbetonen aus dem BAB-Netz nach Schichten [$10^{-6}/\text{K}$]	104
Tabelle 5.2:	Klassifizierung der Gesteinsarten.....	106
Tabelle 5.3:	Mittlere Wärmedehnzahlen aus der Netzanalyse und Richtwerte gemäß [4].....	107
Tabelle 5.4:	Differenzen der Wärmedehnzahlen von Ober- und Unterbetonen [$10^{-6}/\text{K}$].....	108
Tabelle 5.5:	Probenübersicht der Orientierungsmessungen zum Einfluss der Betonfeuchte auf die thermische Dehnung von Beton.....	110
Tabelle 5.6:	Wärmedehnzahlen der Orientierungsmessungen zum Einfluss der Betonfeuchte (lufttrocken – wassergesättigt)	112

Schriftenreihe

Berichte der Bundesanstalt für Straßen- und Verkehrswesen Unterreihe „Straßenwesen“

2023

S 199: Identifizierung relevanter Klimaparameter und Bestimmung von Schwellenwerten zu gravitativen Massenbewegungen

Steffen, Brendel

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 200: Einfluss der Betonzusammensetzung von Straßenbetonen auf die Spaltzugfestigkeit unter Berücksichtigung einer ausreichenden Dauerhaftigkeit

Schnellenbach-Held, Eßer, Johansen

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 201: Textilbewehrter Oberbeton als Basis für eine fugenlose Oberfläche von Betonfahrbahnen

Breitenbücher, Neumann, Curbach, Baumgärtel

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

2024

S 202: Schaffung von Grundlagen für eine einheitliche Erfassung der Maschinenrohdaten im Seitenkraftmessverfahren – Weiterentwicklung der SKM-Griffigkeitsmessung durch Berücksichtigung der gemessenen Vertikalkraft

Jürgen Schmidt, Julius Schmidt, Johannes Schmidt, Müller

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 203: Prognose der Wirtschaftlichkeit von Betonfahrbahndecken – Bauweisen RStO/RDO

Beckenbauer, Gebhardt, Riwe, Tschernack, Villaret

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 204: Überprüfung der Auswirkungen der Anwendung der Filterregeln für Geokunststoffe des M Geok E

Moormann, Liebl, Schlee

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 205: Alternative Verfahren zur Beurteilung Offenporiger Asphaltdeckschichten hinsichtlich Hohlraumgehalt und Verdichtungszustand

Roos, Plachkova-Dzhurova, Schwarzmann

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 206: Weiterentwicklung der rechnerischen Dimensionierung von Asphaltstraßen zur Steigerung der Wirtschaftlichkeit, Ressourceneffizienz und Nachhaltigkeit

Neumann, Oeser, Reinhardt, Blasl, Canon Falla, Wellner, Kayser

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

2025

S 207: Optimierung der Kompositbauweise (Durchgehend bewehrte Betondecke mit dünner flexibler Deckschicht)

Freudenstein, Dirnhofer, Eger

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 208: Verifizierung der Mischgutkonzeptionierung kaltgebundener bitumen-dominanter Tragschichten und Ableitung von Dimensionierungsgrundsätzen

Radenberg, Staschkiewicz, Vienenkötter, Mollenhauer, Winter

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 209: Grundlagen für die Eignungsprüfung von Böden mit organischen Bestandteilen zur Verwendung als Baustoffe im Erdbau

Uday, Huber, Birle, Cudmani

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 210: Prüfung und Bewertung der Dauerhaftigkeit „zeitweise fließfähiger und selbstverdichtender Verfüllbaustoffe (ZFSV)“ im Unterbau von Verkehrsflächen

Zeni, Huber, Birle, Cudmani

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 211: Literaturstudie zur Nachhaltigkeit im Straßenbau

Carreño, Schmitz, Kemper, Cypra, Hölldorb

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 212: Einfluss von temporär auftretendem Grundwasser auf die Standsicherheit von Straßeneinschnittsböschungen

Denne, Festag, Gattermann

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 213: Einfluss der Pendelbewegung der Fahrzeuge des Schwerverkehrs auf die Beanspruchung und Nutzungsdauer von Straßenbefestigungen

Uhlig, Schlimper, Seeger, Zeißler, Wellner, Blasl, Kathmann, Scharrenbroich, Roggendorf, Haas

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 214: Kritikalitätsanalyse für die Bundesverkehrswege als Baustein der Klimawirkungsanalyse

Burg, Franken, Gebhardt, Hewel, Schrempp

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 215: Erstellung eines Verfahrens zur rechnerischen Dimensionierung und zur Prognose des Verhaltens von Pflasterbefestigungen

Wellner, Zeißler, Spanier, Blasl

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 216: Prüfmethode zur validen Bestimmung von Luftporengehalten an Fahrbahndeckenbetonen

Schnellenbach-Held, Eßer, Johansen

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 217: Untersuchung zur Wirksamkeit der Ansprühmittel zwischen Asphaltsschichten und -lagen zur Erzielung eines anforderungsgerechten Schichtenverbundes

Böhm, Middendorf, Kempf, Krause

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 218: Zur experimentellen Bestimmung der Wärmedehnzahl von Beton im Straßenbau

Spilker

20,50 €

Fachverlag NW in der Carl Ed. Schünemann KG

Zweite Schlachtpforte 7 · 28195 Bremen

Telefon (04 21) 3 69 03 - 0 · E-Mail: kontakt@schuenemann-verlag.de

Alternativ können Sie alle lieferbaren Titel auch auf unserer Website finden und bestellen.

www.schuenemann-verlag.de

Alle Berichte, die nur in digitaler Form erscheinen, können wir auf Wunsch als »Book on Demand« für Sie herstellen.



ISSN 0943-9323
ISBN 978-3-95606-858-4

www.bast.de