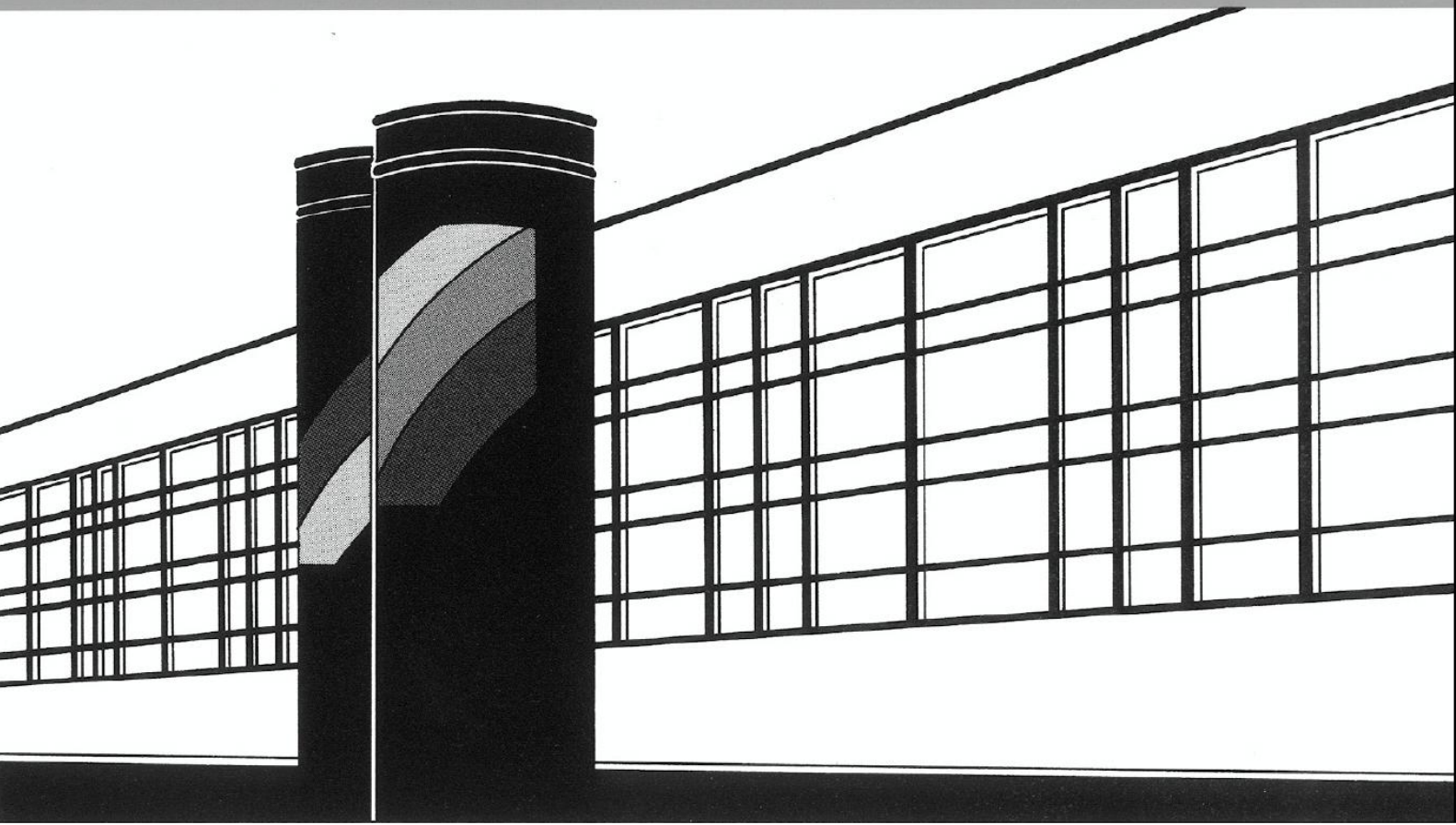


Universität Stuttgart



Institut für Wasser- und Umweltsystemmodellierung

# *Mitteilungen*



Heft 271 Daniel Stolz

Die Nullspannungstemperatur in  
Gewichtsstaumauern unter Berücksichtigung  
der Festigkeitsentwicklung des Betons



# **Die Nullspannungstemperatur in Gewichtsstaumauern unter Berücksichtigung der Festigkeitsentwicklung des Betons**

von der Fakultät Bau- und Umweltingenieurwissenschaften der  
Universität Stuttgart zur Erlangung der Würde eines Doktor-Ingenieurs  
(Dr.-Ing.) genehmigte Abhandlung

vorgelegt von  
**Daniel Stolz**  
aus Stuttgart, Deutschland

Hauptberichter: Prof. Dr.-Ing. Silke Wieprecht  
Mitberichter: Prof. Dr. techn. Gerald Zenz

Tag der mündlichen Prüfung: 21. Oktober 2019

Institut für Wasser- und Umweltsystemmodellierung  
der Universität Stuttgart  
2019



Heft 271 **Die Nullspannungstemperatur  
in Gewichtsstaumauern unter  
Berücksichtigung der  
Festigkeitsentwicklung des  
Betons**

von  
Dr.-Ing.  
Daniel Stolz

Eigenverlag des Instituts für Wasser- und Umweltsystemmodellierung  
der Universität Stuttgart

**D93 Die Nullspannungstemperatur in Gewichtsstaumauern unter Berücksichtigung der Festigkeitsentwicklung des Betons**

**Bibliografische Information der Deutschen Nationalbibliothek**

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

Stolz, Daniel:

Die Nullspannungstemperatur in Gewichtsstaumauern unter Berücksichtigung der Festigkeitsentwicklung des Betons, Universität Stuttgart. - Stuttgart: Institut für Wasser- und Umweltsystemmodellierung, 2019

(Mitteilungen Institut für Wasser- und Umweltsystemmodellierung, Universität Stuttgart: H. 271)

Zugl.: Stuttgart, Univ., Diss., 2019

ISBN 978-3-942036-75-7

NE: Institut für Wasser- und Umweltsystemmodellierung <Stuttgart>: Mitteilungen

Gegen Vervielfältigung und Übersetzung bestehen keine Einwände, es wird lediglich um Quellenangabe gebeten.

Herausgegeben 2019 vom Eigenverlag des Instituts für Wasser- und Umweltsystemmodellierung

Druck: DCC Kästl e.K., Ostfildern

# Danksagung

Ich möchte allen Personen, die mich bei der Anfertigung dieser Arbeit unterstützt haben, von Herzen danken. Allen voran gebührt mein größter Dank meiner Professorin Frau Prof. Silke Wieprecht, die mir diese Arbeit ermöglicht hat und auch in stürmischen Zeiten einen festen Glauben an mich hatte, ebenso wie meiner Betreuerin Kristina Terheiden, die in unzähligen Gesprächen mit mir mein Werk fachlich und inhaltlich diskutiert und reflektiert hat und mir jederzeit mit Rat und Tat zur Seite stand. Des Weiteren möchte ich Herrn Prof. Gerald Zenz ganz besonders für seine wertvollen fachlichen Beiträge und unsere interessanten Diskussionen danken.

Da das Anfertigen einer solchen Arbeit nicht nur fachlichen, sondern auch moralischen und psychischen Beistand benötigt, möchte ich mich bei meinen Eltern, meiner Freundin und allen weiteren Familienmitgliedern und Freunden, die mich auf diesem Weg, sowohl in guten als auch in schlechten Zeiten, begleitet haben, für den tollen Rückhalt bedanken. Ganz besonders möchte ich auch meinem Freund Michael danken, mit dem ich mich bei vielen gemeinsamen Mittagessen über die Existenz von Promotionsstudenten und ihre Herausforderungen austauschen konnte. Großer Dank gilt außerdem meinem langjährigen Kollegen Jan Görtz, der mich während der Arbeit und bei so manchem Feierabendbier sowohl fachlich als auch moralisch unterstützt hat, und meinem persönlichen IT-Helden Michael Staehle, dank dessen großartigen Supports es mir möglich war meine numerischen Untersuchungen im Dauereinsatz durchzuführen.

In Gedenken an meine geliebte Großmutter Eleonore.



# Kurzfassung

Talsperren müssen aus sicherheitstechnischen Aspekten in regelmäßigen Abständen auf ihre strukturelle Integrität untersucht werden. Bei Betonstaumauern gehören auch Temperatureinwirkungen zu den wesentlichen Belastungen, weshalb diese bei den erforderlichen Spannungsnachweisen zu berücksichtigen sind. Sie sind vor allem für die Dauerhaftigkeit relevant, da sie besonders in oberflächennahen Bereichen zu Rissbildungen führen können. Für die Bestimmung der temperaturinduzierten Spannungsgrößen ist die gesamte Temperatur-, Steifigkeits- und Spannungshistorie zu berücksichtigen oder die Kenntnis der entsprechenden Nullspannungstemperaturen erforderlich. Ersteres ist aufgrund des Umfangs im Allgemeinen nicht praxistauglich und Letzteres ist für Gewichtstaumauern noch nicht hinreichend untersucht. Daher wird in dieser Arbeit die Temperatur- und Spannungsentwicklung während des Herstellungsprozesses einer idealisierten Referenzstaumauer anhand eines Finite-Element-Modells detailliert berechnet, um daraus anschließend die zugehörigen Nullspannungstemperaturen zurückzurechnen und damit einen praxistauglichen Ansatz zu deren Berechnung zu entwickeln.

Die in dieser Arbeit verwendete Referenzstaumauer und das zugehörige Referenzklima wurden anhand einer Analyse der deutschen Gewichtstaumauern aus Beton und den jeweils zuzuordnenden Wetterstationen entwickelt. Die Ergebnisse können daher für einen Großteil der deutschen Betonstaumauern als repräsentativ angesehen werden.

Anhand der Untersuchung stündlicher meteorologischer Messdaten wurden generalisierte Ansätze gewonnen, die die Extrapolation der Monatsmittelwerte des Referenzklimas auf detaillierte Tagesgänge ermöglichen. Durch die Modellierung der Tagesgänge der Lufttemperatur, der Sonneneinstrahlung, der Verdunstung und des langwelligen Strahlungsaustauschs lässt sich der Wärmeaustausch mit der Umgebung an den Oberflächen der Staumauer realitätsnah abbilden. Somit wird die Abkühlung der Staumauer infolge der Abgabe der Hydratationswärme, die anhand des Hydratationsmodells von De Schutter u. a. (1995a) berechnet wurde, besonders detailliert berücksichtigt. Für die Berechnung der Sonneneinstrahlung wurde, basierend auf bestehenden Ansätzen, ein neuer vereinfachter Ansatz entwickelt, der sich durch eine hohe Genauigkeit bei geringem Rechenaufwand auszeichnet.

---

Die Arbeit präsentiert ein Konzept, anhand dessen, die hydrationsbedingte Steifigkeitsentwicklung effizient in bestehenden FE-Programmen implementiert werden kann. Die Ergebnisse zeigen, dass bei Verwendung elastischer Materialgesetze die Nullspannungstemperatur isotrop ist. Durch die Berücksichtigung der Relaxation in Form von viskoelastischen Materialgesetzen fällt die Nullspannungstemperatur hingegen anisotrop aus. Die Relaxation des Betons unter der fortlaufend veränderlichen Temperaturlast konnte durch die äquivalente Zeitmethode speichereffizient berücksichtigt werden.

Die Berechnungen mit elastischen Materialgesetzen zeigen fünf klar voneinander trennbare Bereiche der Staumauer (Kernbereiche der Betonierabschnitte, Maueroberflächen, Blockfugen sowie vertikale und horizontale Arbeitsfugen), in denen jeweils annähernd ähnliche Nullspannungstemperaturen vorliegen. In den Kernbereichen der Betonierabschnitte fallen die Nullspannungstemperaturen höher aus als an den Maueroberflächen, Arbeits- und Blockfugen. Durch den Einfluss der Relaxation werden die Übergänge zwischen diesen Bereichen fließender. Dabei nehmen die Nullspannungstemperaturen an den Maueroberflächen aufgrund der Relaxation gegenüber den Nullspannungstemperaturen aus den Berechnungen mit elastischen Materialgesetzen ab. In den Kernbereichen der einzelnen Betonierabschnitte hingegen fallen die Nullspannungstemperaturen zunächst höher aus und reduzieren sich über die Zeit wieder.

Der Einfluss der wesentlichen Einflussparameter Zementgehalt, Frischbetontemperatur und Lufttemperatur während der Betonage konnte durch deren Variation in verschiedenen Modellierungsvarianten erfolgreich quantifiziert werden. Bei einer Zunahme des Zementgehalts, der Frischbetontemperatur und/oder der Lufttemperatur während der Betonage erhöht sich die Nullspannungstemperatur. Bis auf wenige Ausnahmen sind die entsprechenden Zusammenhänge dabei annähernd linear. Erwartungsgemäß wirkt sich in den Kernbereichen die Frischbetontemperatur stärker aus als die Lufttemperatur. In den Randbereichen der Betonierabschnitte hingegen wirkt sich die Lufttemperatur stärker aus als die Frischbetontemperatur.

Aus den Ergebnissen der verschiedenen Modellierungsvarianten wurde unter Verwendung von geeigneten Approximationen eine praxistaugliche Formel entwickelt, anhand der die jeweilige Nullspannungstemperatur für die identifizierten fünf Bereiche in Abhängigkeit des Zementgehalts, der Frischbetontemperatur und der Lufttemperatur direkt und mit geringem Aufwand berechnet werden kann. Dieser Ansatz ermöglicht somit eine effiziente Berücksichtigung temperaturinduzierter Spannungen bei der notwendigen Beurteilung der strukturellen Integrität von Gewichtsstaumauern aus Beton.

# Abstract

For security reasons, the structural integrity of dams has to be checked in periodic intervals. For concrete dams the temperature is, beside water pressure, dead load and earthquakes, one of the major loads. Therefore, temperature impacts have to be considered when conducting the required stress analysis. Since temperature impacts can induce cracking close to the concrete surface, they are particularly relevant for the evaluation of the durability of the dam. Two concepts to calculate temperature induced stresses exist: either the complete temperature, stiffness and stress history has to be taken into account, or the so called „reference temperature“ has to be known. The first concept is not feasible because of its complexity. The second concept has not been sufficiently investigated for concrete dams so far. To close this gap, the temperature and stress distribution inside a concrete dam over its complete building process was modelled in this thesis via a Finite-Element-Model (FEM). Based on the results of this model, the resulting reference temperature was calculated and a simplified approach for its determination was developed.

This thesis uses a representative concrete dam whose geometry and meteorological impacts are retrieved from an intensive study of German concrete dams and related weather stations. The results of this thesis can, therefore, be assumed to be representative for most of the concrete dams in Germany.

The monthly mean values of the representative meteorological impacts air temperature, sunshine hours, humidity, windspeed, and rain were extrapolated to diurnal variations. The extrapolation approach was retrieved by the investigation of hourly measurement data. Using these diurnal variations of the air temperature, the solar radiation, the evaporation, and the longwave heat exchange, the heat exchange between the environment and the concrete surface of the dam can be reproduced realistically in the model. This enables a particularly detailed modelling of the cooling process of the dam resulting from the release of hydration heat after the construction. A new simplified approach was developed to calculate the solar radiation. This simplified approach is based on existing approaches and achieves a high accuracy of the calculated solar radiation with only little computing time.

---

This thesis presents a concept for an efficient implementation of the stiffness development due to the hydration process in FE software packages. Using elastic material laws, the results show an isotropic reference temperature. To model the relaxation of concrete, visco-elastic material laws are required, which result in an anisotropic reference temperature. The relaxation of concrete under changing loads was performed in a memory-efficient way by using the equivalent time method.

The results of the calculation under elastic material laws reveal five different zones within the dam, in which almost similar reference temperatures exist. These zones can be clearly separated and represent the cores of the casting sections, the surfaces of the dam, the block joints, as well as the vertical and horizontal construction joints. The reference temperature in the core zones is higher than the reference temperature on the surface and in the joints. As an effect of the relaxation, the transitions between the five different zones become more blurred. Compared to the reference temperature of the elastic calculations, the relaxation reduces the reference temperature at the dam surfaces while increasing the reference temperature at the core zones of the casting sections. Subsequently, this higher reference temperature in the core zones decreases over time as a consequence of the relaxation progress. The effect of the major influence parameters cement ratio, fresh concrete temperature, and air temperature were successfully quantified by varying their value in different modelling variations. An increase in cement content, initial concrete temperature, and/or air temperature during the construction results in a higher reference temperature. Except for few exceptions, the respective correlation is linear. As expected, a change of the initial concrete temperature has higher effects on the core sections of the casting sections than on the border sections. Conversely, a change of the air temperature during construction has higher effects on the border sections than on the core sections.

Based on the results of the different modelling variations, a practical equation was developed by using applicable approximations. With this equation, the reference temperature of the identified five zones within the dam can be easily calculated in dependence of the major influence parameters cement content, initial concrete temperature, and air temperature during construction. Consequently, this equation enables an efficient calculation of temperature induced stresses, which is necessary for the evaluation of the structural safety of concrete gravity dams.

# Inhaltsverzeichnis

<b>Danksagung</b>	<b>I</b>
<b>Kurzfassung</b>	<b>III</b>
<b>Abstract</b>	<b>V</b>
<b>1 Einleitung</b>	<b>1</b>
1.1 Problemstellung und Zielsetzung . . . . .	2
1.2 Inhaltlicher Aufbau . . . . .	5
<b>2 Temperaturinduzierte Spannungen in Betonstaumauern</b>	<b>7</b>
2.1 Mathematische Formulierung . . . . .	8
2.2 Spannungsentwicklung während des Bauprozesses . . . . .	9
<b>3 Modellierung der zeitlichen und räumlichen Temperaturverteilung</b>	<b>13</b>
3.1 Wärmebilanzgleichung . . . . .	13
3.2 Wärmetransport im Bauteil und Wärmeübergang an den Grenzflächen . . . . .	14
3.2.1 Konduktion . . . . .	14
3.2.2 Konvektion . . . . .	14
3.2.3 Latente Wärme . . . . .	15
3.2.4 Wärmestrahlung . . . . .	18
3.3 Wärmeerzeugung infolge Hydratation . . . . .	24
3.3.1 Reaktionsmechanismen . . . . .	25
3.3.2 Einfluss der Baustoffeigenschaften und -zusammensetzung . . . . .	27
3.3.3 Einfluss der Betontemperatur . . . . .	29
3.3.4 Beschreibung des Hydratationsfortschrittes . . . . .	30
3.3.5 Experimentelle Bestimmung der Wärmeerzeugungssrate . . . . .	35
3.3.6 Modellierungsansätze der Wärmeerzeugungssrate . . . . .	37
3.3.7 Das Hydratationsmodell von Schutter und Taerwe . . . . .	40
<b>4 Materialmodell für Staumauern aus Massengbeton</b>	<b>45</b>
4.1 Entwicklung der Materialparameter während des Erhärtungsprozesses . . . . .	45
4.1.1 Spezifische Wärmekapazität . . . . .	45
4.1.2 Wärmeleitfähigkeit . . . . .	46
4.1.3 Temperaturexpansionskoeffizient . . . . .	47
4.1.4 Spannungs-Dehnungs-Beziehung . . . . .	48
4.1.5 Elastizitätsmodul . . . . .	51
4.1.6 Festigkeit . . . . .	55

4.2	Kriechen und Relaxation von Beton . . . . .	59
4.2.1	Einflussfaktoren auf das Kriechen . . . . .	59
4.2.2	Einflussfaktoren auf die Relaxation . . . . .	60
4.2.3	Zusammenhang zwischen Kriechen und Relaxation . . . . .	61
4.2.4	Kriechen bei Be- und Entlastung . . . . .	61
4.2.5	Grund- und Trocknungskriechen . . . . .	63
4.2.6	Abhängigkeit von der Belastungsart und dem Belastungsgrad . . . . .	63
4.2.7	Mathematische Beschreibung des viskoelastischen Materialverhaltens . . . . .	64
4.2.8	Grundlegende Ansätze zur Formulierung der Kriechzahl . . . . .	66
4.2.9	Kriechen in jungem Beton . . . . .	69
4.2.10	Modellansätze zur Beschreibung des Kriechens in jungem Beton . . . . .	70
4.2.11	Berücksichtigung der temperaturabhängigen Kriechgeschwindigkeit . . . . .	75
4.2.12	Kriechdehnung und Relaxation bei veränderlicher Spannungs- bzw. Dehnungsgeschichte . . . . .	77
4.3	Schwinden und Quellen von Beton . . . . .	84
4.3.1	Verschiedene Schwindarten . . . . .	84
4.3.2	Quellen . . . . .	86
4.3.3	Zeitlicher Ablauf des Schwindens und Quellens . . . . .	86
4.3.4	Gesamtschwinddehnung . . . . .	88
<b>5</b>	<b>Modellerstellung</b>	<b>89</b>
5.1	Staumauern in Deutschland . . . . .	89
5.2	Auswertung von Klimadaten für die Ableitung der thermischen Randbedingungen . . . . .	90
5.3	Analyse der Querschnittsgeometrien deutscher Gewichtsstaumauern aus Beton . . . . .	91
5.4	Analyse der verwendeten Zemente . . . . .	92
5.5	Überlegungen zum Bauablauf und zur Fugenausbildung . . . . .	93
5.6	Verwendete Modellabmessungen und Randbedingungen . . . . .	95
5.7	Modellierter Bauablauf . . . . .	97
<b>6</b>	<b>Beschreibung der durchgeführten Finite-Element-Berechnung</b>	<b>99</b>
6.1	Modellierte Varianten . . . . .	100
6.2	Diskretisierung des Modells . . . . .	100
6.3	Simulationsdauer und Zeitschrittweite . . . . .	102
6.4	Thermische Modellierung . . . . .	102
6.4.1	Initialisierung der Temperaturverteilung im Untergrund . . . . .	105
6.4.2	Modellierung der Lufttemperatur . . . . .	108
6.4.3	Modellierung der Sonneneinstrahlung . . . . .	109
6.4.4	Modellierung der Evaporation . . . . .	117
6.4.5	Das Konzept der ideellen Umgebungstemperatur . . . . .	120
6.5	Strukturmechanische Modellierung . . . . .	124
6.5.1	Modellierung der Steifigkeitsentwicklung . . . . .	124
6.5.2	Modellierung der Spannungs- und Dehnungsentwicklung . . . . .	126
6.5.3	Konzept der virtuellen Temperaturspannung . . . . .	127
6.5.4	Modellierung der Viskoelastizität . . . . .	128

---

6.6	Berechnung der Nullspannungstemperatur . . . . .	132
6.6.1	Konzept der dehnungsäquivalenten und der potentiellen Temperaturspannung . . . . .	133
6.6.2	Elastische Materialgesetze . . . . .	134
6.6.3	Viskoelastische Materialgesetze . . . . .	135
<b>7</b>	<b>Diskussion der Ergebnisse der Finite-Element-Berechnung</b>	<b>139</b>
7.1	Ergebnisse der thermischen Berechnungen . . . . .	140
7.1.1	Wärme- und Temperaturentwicklung im Beton während der Hydratation	140
7.1.2	Langfristige Temperaturentwicklung im Beton . . . . .	142
7.1.3	Einfluss der Umgebungstemperatur auf die maximalen Betontemperaturen	144
7.1.4	Einfluss der Frischbetontemperatur auf die maximalen Betontemperaturen	145
7.1.5	Einfluss des Zementgehalts auf die maximalen Betontemperaturen . . .	148
7.1.6	Fazit der thermischen Berechnung . . . . .	150
7.2	Ergebnisse der elastischen Berechnungen . . . . .	151
7.2.1	Zeitliche Entwicklung der Steifigkeiten und der Nullspannungstemperaturen	151
7.2.2	Räumliche Verteilung der Nullspannungstemperaturen . . . . .	153
7.2.3	Einfluss der Lufttemperatur . . . . .	154
7.2.4	Unterschiede zwischen dem Vorläufer- und Nachläuferblock . . . . .	156
7.2.5	Einfluss der Frischbetontemperatur . . . . .	157
7.2.6	Einfluss des Zementgehaltes auf die Nullspannungstemperatur . . . . .	158
7.2.7	Fazit der elastischen Berechnung . . . . .	159
7.3	Ergebnisse der viskoelastischen Berechnungen . . . . .	160
7.3.1	Zeitliche Entwicklung der Nullspannungstemperaturen . . . . .	160
7.3.2	Auswirkung der Relaxation auf die räumliche Verteilung der Nullspannungstemperatur . . . . .	164
7.3.3	Fazit der viskoelastischen Berechnung . . . . .	167
<b>8</b>	<b>Entwicklung eines praxistauglichen Berechnungsansatzes</b>	<b>169</b>
8.1	Abhängigkeit von der Lufttemperatur . . . . .	169
8.2	Abhängigkeit von der Frischbetontemperatur . . . . .	173
8.3	Abhängigkeit vom Zementgehalt . . . . .	174
8.4	Vereinfachter Berechnungsansatz . . . . .	178
8.5	Zusammenfassung . . . . .	179
<b>9</b>	<b>Zusammenfassung und Ausblick</b>	<b>181</b>
	<b>Abbildungsverzeichnis</b>	<b>187</b>
	<b>Tabellenverzeichnis</b>	<b>199</b>
<b>A</b>	<b>Ergänzungen zu den Grundlagen</b>	<b>203</b>
A.1	Materialeigenschaften . . . . .	204
A.2	Kriechmodelle . . . . .	206
A.3	Schwindmodelle . . . . .	212

<b>B Analyse deutscher Gewichtsstau Mauern aus Beton</b>	<b>215</b>
<b>C Berechnungsformeln für die Ermittlung der Wärmestromrate infolge Sonneneinstrahlung</b>	<b>223</b>
C.1 Berechnung der extraterrestrischen Sonnenstrahlung . . . . .	224
C.2 Berechnung der Parameter zur Beschreibung des Sonnenstandes . . . . .	224
C.3 Bodenreflexion auf geneigte Flächen . . . . .	226
C.4 Modellierung der Sonnenstrahlung auf der Erdoberfläche nach Qin (2005) . . .	226
C.4.1 Direkte Sonnenstrahlung bei wolkenlosem Himmel . . . . .	227
C.4.2 Direkte Sonnenstrahlung bei bewölktem Himmel . . . . .	228
C.4.3 Diffuse Sonnenstrahlung bei wolkenlosem Himmel . . . . .	229
C.4.4 Diffuse Sonnenstrahlung bei bewölktem Himmel . . . . .	229
<b>D Untersuchungen zur Parameterwahl</b>	<b>231</b>
D.1 Sensitivitätsanalyse zur Wahl der Elementgröße . . . . .	231
D.2 Sensitivitätsanalyse zur Wahl der Zeitschrittweite . . . . .	233
D.3 Zeitpunkt der maximalen und minimalen Lufttemperaturen . . . . .	234
<b>E Berechnungsergebnisse</b>	<b>235</b>
E.1 Thermische Modellierung . . . . .	235
E.2 Elastische Strukturmodellierung . . . . .	247
E.2.1 Entwicklungsverlauf des BA 8 . . . . .	247
E.2.2 Räumliche Verteilung der resultierenden Nullspannungstemperaturen . .	259
E.3 Viskoelastische Strukturmodellierung . . . . .	268
E.3.1 Entwicklungsverlauf des BA8 . . . . .	268
E.3.2 Räumliche Verteilung der resultierenden Nullspannungstemperaturen . .	281
<b>F Entwicklung des Berechnungsansatzes</b>	<b>285</b>
<b>Literatur</b>	<b>293</b>

# 1 Einleitung

Talsperren sind Infrastrukturbauwerke zur Speicherung und Regulierung des natürlichen Wasserdargebots mit dem Zweck dessen Nutzung zu optimieren. Die möglichen Nutzungen des Wassers umfassen dabei im Allgemeinen die Stromerzeugung, die Zwischenspeicherung von Energie, den Hochwasserschutz, die Trinkwasserversorgung, die Bereitstellung von Wasser für Bewässerungszwecke sowie die Mindestwasseraufhöhung von Gewässern während der Trockenzeiten. Talsperren erbringen der Gesellschaft daher einen großen Nutzen bezüglich des vorhandenen Bedarfs an Energie- und Wasserversorgung. Über diese technischen Nutzungen hinaus können Talsperren auch in sozioökonomischen Bereichen einen Mehrwert schaffen. So lässt sich durch gezielte Einbindung der Stauseen in Freizeit- und Tourismuskonzepte auch eine strukturelle Aufwertung der beherbergenden Region erreichen.

Die mittlere Stauraumgröße der deutschen Talsperren beträgt ca. 23 Millionen Kubikmeter (Köngeter u. a. 2013). Bei Anlagen dieser Größenordnung und Bedeutung ist neben einer optimalen ökologischen Einbindung auch die Überwachung der hydraulischen und konstruktiven Sicherheit besonders im Fokus. Für einen verantwortungsvollen und störungsfreien Betrieb von Talsperren existiert in Deutschland ein Sicherheitskonzept, das sich in drei Bereiche unterteilt (DIN 19700). Neben der regelmäßigen messtechnischen und visuellen Überwachung sowie der Anfertigung jährlicher Sicherheitsberichte, ist für Talsperren im Intervall von etwa zehn Jahren eine vertiefte Überprüfung (VÜ) durchzuführen.

Einen zentralen Bestandteil dieser VÜ stellen die Nachweise der Standsicherheit, entsprechend der geltenden Normen, dar. Neben den einwirkenden hydrostatischen und hydrodynamischen Kräften sowie den Eigenlasten des Bauwerkes und Beanspruchungen aus Erdbeben, gehören bei Staumauern aus Beton auch Temperatureinwirkungen mit zu den maßgeblichen Belastungen. Beton erfährt bei Temperaturzunahme eine Ausdehnung und bei Temperaturabnahme eine Kontraktion. Ist der Beton dabei aufgrund äußerer oder innerer Randbedingungen teilweise oder vollständig dehnungsbehindert, setzt sich dieser dehnungsbehinderte Verformungsanteil in Spannungen um. Diese temperaturinduzierten Spannungen sind bei der Führung der Spannungsnachweise zu berücksichtigen. Im Vergleich zu schlanken Bauteilen existieren in

Gewichtsstaumauern, aufgrund der großen Bauteilabmessungen und des daraus resultierenden Temperaturgradienten über den Bauwerksquerschnitt, in der Regel immer anteilige innere Dehnungsbehinderungen des Betons und dementsprechend auch temperaturinduzierte Zwangsspannungen, die anschließend durch nichtlineares Tragverhalten wieder teilweise abgebaut werden können.

Temperaturinduzierte Zwangsspannungen können die Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit einer Staumauer maßgeblich negativ beeinflussen. Vor allem in oberflächennahen Bereichen, die den Temperatureinwirkungen unmittelbar ausgesetzt sind, können temperaturinduzierte Zwangsspannungen zu Rissbildungen führen. Die so entstandenen Risse gefährden im Allgemeinen nicht unmittelbar die globale Standsicherheit. Sie können jedoch durch anschließend eindringende Feuchtigkeit im Zusammenspiel mit weiteren chemischen und physikalischen Prozessen, wie beispielsweise der Frost-Tau Wechselwirkung, zu tiefergreifenden Schadensmechanismen führen. Dies erhöht nicht nur den Sanierungsbedarf und infolgedessen auch den monetären Aufwand zum Unterhalt des Bauwerks, sondern kann langfristig auch Auswirkungen auf die globale Standsicherheit der Staumauer haben. Die Größe der temperaturinduzierten Spannungen hat daher sowohl bereits in der Planungsphase, als auch während des Betriebs eine signifikante Bedeutung.

Während des Baus einer Talsperre ergeben sich die temperaturinduzierten Spannungen hauptsächlich aus der Erwärmung infolge Hydratation. Daher kann in der Planungsphase durch die Wahl des Bauablaufs, der Abmessungen der einzelnen Betonierabschnitte, der Kühlungsmaßnahmen während der Herstellung sowie der anschließenden Nachbehandlungsmethoden die Größe der temperaturinduzierten Spannungen beeinflusst und gegebenenfalls angepasst werden. Während des Betriebs resultieren die temperaturinduzierten Spannungen hingegen ausschließlich aus den klimatischen Einwirkungen. Eine Beeinflussung der temperaturinduzierten Spannungen ist daher während des Betriebs nicht mehr möglich. Anhand von FEM-Berechnungen können jedoch von nachteiligen Rissmechanismen gefährdete Bereiche identifiziert und anschließend gezielt überwacht werden. Dadurch kann die Entwicklung eines eventuellen Schadens schneller detektiert werden.

### **1.1 Problemstellung und Zielsetzung**

Während die Temperaturbeaufschlagung einer Staumauer anhand von meteorologischen Messdaten realitätsnah abgebildet werden kann, ist eine exakte Ermittlung der daraus resultierenden temperaturinduzierten Spannungen nach wie vor nur bedingt möglich. Für die Bestimmung der

absoluten Größe der temperaturinduzierten Spannungen ist die zugehörige Nullspannungstemperatur jedes Mauerbereiches zwingend notwendig. Die Nullspannungstemperatur, die häufig auch als Referenztemperatur bezeichnet wird, stellt die Temperatur dar, bei der der Beton im Bauwerk thermisch spannungsfrei ist. Spannungen aus Eigengewicht und externen Lasten werden dabei nicht berücksichtigt. Bei bereits bestehenden Staumauern ist die Nullspannungstemperatur in der Regel nicht bekannt.

Temperaturen größer als die Nullspannungstemperatur führen im Beton zu Druckspannungen und Temperaturen kleiner als die Nullspannungstemperatur zu Zugspannungen. Ob die einwirkenden Temperaturen zu Druck- oder zu Zugspannungen im Bauwerk führen ist folglich primär von der Nullspannungstemperatur abhängig. Beton weist eine bedeutend kleinere Zugfestigkeit als Druckfestigkeit auf und der an Gewichtsstaumauern verwendete Massenbeton besitzt in der Regel keine Bewehrung, die eine Aufnahme von Zugspannungen entsprechend übernehmen könnte. Die Kenntnis der Nullspannungstemperatur ist daher bei Gewichtsstaumauern essentiell für die Beurteilung der Standsicherheit und Dauerhaftigkeit.

Im Eurocode 1 (EC1-5 2010) wird als Nullspannungstemperatur für Bauwerke aus Beton im Bereich des Hochbaus die Aufstelltemperatur, ab der die Zwängung eintritt, definiert. Diese darf laut EC1-5 (2010) pauschal zu 10 °C angenommen werden, falls keine anderweitigen Informationen verfügbar sind. Der Hochbau befasst sich jedoch hauptsächlich mit schlanken Bauteilen. Diese besitzen in Bezug auf ihr Volumen eine größere Oberfläche als massive Bauteile. Dadurch ist der potentielle Wärmeabfluss in schlanken Bauteilen höher als in massiven Bauteilen. Die hydratationsbedingte Temperaturentwicklung beim Bau von massiven Betonbauwerken wie Staumauern weicht daher erheblich von der Temperaturentwicklung im Hochbau ab. Die Annahme des Eurocode 1 hinsichtlich der Nullspannungstemperatur ist daher nicht unmittelbar auf Staumauern anwendbar.

Die Temperaturentwicklung während des Aushärtens des Betons in der Bauphase hängt von der Wärmeentwicklung des verwendeten Zements, den einwirkenden thermischen Randbedingungen sowie von der durch die Abmessungen der Betonierblöcke und den Bauablauf bedingten Wärmeabfuhr ab. Für diese Wirkmechanismen existieren jeweils theoretische Ansätze, die von mehreren Autoren wie beispielsweise Springenschmid (1984), Emborg (1989), Breugel (1991), Rostásy u. a. (1994) und Jonasson (1994) bereits für die Berechnung von Temperatur- und Spannungsfeldern in jungem Beton angewendet wurden. Der Schwerpunkt der meisten Arbeiten liegt dabei jedoch auf den auftretenden Rissbildungen und deren Reduzierung. Einige Autoren führten die Berechnung von Temperatur- und Spannungsfeldern auch bereits für massige Betonbauteile durch.

Lopes Madaleno (2002) modellierte beispielsweise ein Hochofenfundament, wohingegen sich De Schutter (2002) mit Wellenbrechern und Kosmahl (2006) mit Schleussenwänden befassten.

Die sich speziell beim Bau von Betonstaumauern entwickelnden Temperatur- und Spannungsfelder wurden bisher von Stucky u. a. (1957), Marx (1987) und Qin (2005) detailliert untersucht. Stucky u. a. (1957) thematisierte bereits recht früh den Einfluss der Hydratationswärme auf den Bau von Staumauern. Marx (1987) behandelte dann erstmalig die numerische Umsetzung der Berechnungen zur Erfassung der Hydratationswärmeentwicklung und des daraus resultierenden Spannungsfelds während der Bauphase von Betonstaumauern. Qin (2005) erweiterte das numerische Modell um die äußeren meteorologischen Einwirkungen und wendete es auf den Bau einer RCC-Mauer (Roller-Compacted Concrete) an. Im Rahmen des zehnten ICOLD Benchmark Workshops für numerische Berechnung von Staumauern 2009 in Paris wurden die initialen temperaturinduzierten Spannungs- und Dehnungsfelder für eine Bogenstaumauer untersucht (Meghella 2009). Eine Betrachtung der zugehörigen Nullspannungstemperaturentwicklung war nicht Bestandteil dieser Arbeiten. Mangold (1994) hingegen beschäftigte sich gezielt experimentell und rechnerisch mit der Nullspannungstemperatur und deren Entwicklung an unbewehrten Betonbalken. In seiner Arbeit wird ebenfalls der Gradient der Nullspannungstemperatur berücksichtigt. Dieser ergibt sich aus einer unterschiedlichen Abkühlung an der Oberfläche und im Kern eines Bauteils.

Bei einer VÜ ist die Nullspannungstemperatur ein essentieller Parameter für die nachträgliche Berechnung von temperaturinduzierten Spannungsfeldern. Die Nullspannungstemperatur kann durch eine Kopplung aller relevanten Wirkmechanismen für eine bestimmte Betonrezeptur und einen bestimmten Bauablauf zurückgerechnet werden. In der Praxis wird diese Rückrechnung aufgrund der Komplexität und des damit verbundenen großen Modellierungsaufwands im Allgemeinen jedoch nicht durchgeführt. Des Weiteren ist noch nicht eindeutig geklärt, ob die Nullspannungstemperatur an Betonstaumauern nach der Aushärtung des Betons konstant bleibt oder ob sich diese über die Standzeit durch Kriech- und Schwindprozesse infolge der fortwährenden Beanspruchung verändert.

Ziel dieser Arbeit ist die Entwicklung eines praxisgerechten Ansatzes für die Nullspannungstemperatur an Gewichtsstaumauern aus Beton. In einem zweiten Schritt soll untersucht werden, ob sich die Nullspannungstemperatur über die Standzeit langfristig ändert. Dazu wird die Entwicklung der Nullspannungstemperatur auf Grundlage der theoretischen Ansätze realitätsnah über den Bauablauf und die anschließende Standzeit modelliert. Als Modell wird eine fiktive Gewichtsstaumauer verwendet, die repräsentativ für eine durchschnittliche deutsche Gewichtsstaumauer aus Beton ist.

## 1.2 Inhaltlicher Aufbau

Diese Arbeit beginnt mit einer Einführung in die Thematik der temperaturinduzierten Spannungen in Betonstaumauern und deren mathematischer Formulierung. Anschließend werden die zur Modellierung erforderlichen Grundlagen vorgestellt und diskutiert. Um die Entwicklung temperaturinduzierter Spannungen einer Staumauer über die Bauzeit modellieren zu können, ist sowohl eine thermische als auch eine strukturmechanische Berechnung erforderlich. Im dritten Kapitel werden daher die Grundlagen der zeitlichen und räumlichen Temperaturverteilung beschrieben, während im vierten Kapitel die Grundlagen der strukturmechanischen Berechnung dargelegt werden.

Damit die gewonnenen Modellierungsergebnisse auf den Großteil der deutschen Betonstaumauern übertragbar sind, werden im fünften Kapitel eine repräsentative Referenzstaumauer und ein zugehöriges Referenzklima eingeführt. Die Abmessungen der Referenzstaumauer werden aus den charakteristischen Abmessungen der einzelnen deutschen Betongewichtsstaumauern abgeleitet. Für die Ermittlung des Referenzklimas wird eine Auswertung der den Staumauern jeweils zuordenbaren Wetterstationen durchgeführt.

In Kapitel sechs werden die verwendeten Ansätze und der detaillierte Ablauf der Finite-Element-Berechnung dargelegt. Für die Berechnung der einzelnen thermischen Randbedingungen Lufttemperatur, Sonneneinstrahlung und Evaporation wird jeweils ein Modellierungsansatz entwickelt. Für die Modellierung der Hydratation wird das Hydratationsmodell von De Schutter u. a. (1995a) implementiert, da dieses die Wärmeentwicklungen des Portlandklinkers und des Hüttensands separat berücksichtigt. Dadurch kann die Wärmeerzeugung des angesetzten Hochofenzements besonders präzise abgebildet werden. Um die Auswirkungen des Kriechens und der Relaxation auf die Nullspannungstemperaturen zu untersuchen wird in der Strukturberechnung sowohl ein elastisches als auch ein viskoelastisches Materialgesetz implementiert.

In Kapitel sieben werden die Ergebnisse der durchgeführten Modellierung dargestellt und diskutiert, bevor sie anschließend in Kapitel acht für die Herleitung eines praxisgerechten Berechnungsansatzes für die Nullspannungstemperaturverteilung in Gewichtstaumauern analysiert werden. Kapitel neun schließt die Arbeit mit einer Zusammenfassung und dem Ausblick ab.



## 2 Temperaturinduzierte Spannungen in Betonstaumauern

Beim Bau von Betonstaumauern wird während des Erhärtungsvorgangs des Betons Wärme infolge des exothermen Hydratationsprozesses freigesetzt. Temperaturinduzierte Spannungen in Betonstaumauern resultieren daher nicht nur aus den klimatischen Einwirkungen über die Standzeit, sondern auch aus der Hydratation während des Bauprozesses.

Bei Staumauern, insbesondere bei Gewichtsstaumauern, fließt die im Beton erzeugte Hydratationswärme aufgrund der großen Bauteilabmessungen nur langsam ab. Dadurch erfolgt eine starke Erwärmung des Betons. Diese führt bei freier Verformbarkeit zu einer Ausdehnung des Betons. Bei Dehnungsbehinderung hingegen entstehen Druckspannungen gemäß der Betonsteifigkeit. Da sich Festigkeit und Steifigkeit über den Erhärtungsprozess erst entwickeln, erreicht der Beton nach der Abkühlung nicht mehr seinen ursprünglichen Spannungszustand. Der Staumauer wird somit eine vom Bauprozess abhängige temperaturinduzierte Spannungshistorie aufgeprägt.

Beim Einbringen des Betons ist dieser zunächst spannungsfrei. Solange der Beton noch keine Steifigkeit besitzt werden alle Dehnungen bei Verformungsbehinderung rein plastisch umgesetzt. Erst mit fortschreitender Entwicklung der Steifigkeit werden Dehnungen bei Verformungsbehinderung zunehmend in Spannungen umgesetzt. Da ein Großteil der Erwärmung bereits vor der Steifigkeitsentwicklung stattfindet und die Steifigkeit während der Erwärmungsphase noch kleiner ist als in der anschließenden Abkühlungsphase, resultieren daraus beim Wiedererreichen der ursprünglichen Frischbetontemperatur temperaturinduzierte Zugspannungen im Beton. Da die Zugfestigkeit des Betons weitaus geringer ist, als die Druckfestigkeit, sollten diese Zugspannungen begrenzt werden. Durch die Unterteilung der Mauer in einzelne Blöcke und Betonierabschnitte sowie durch die Verwendung von Hochofenzement und künstliche Kühlung wird versucht die resultierende Erwärmung des Betons so gering wie möglich zu halten. Die Kühlung kann im Mauerkörper bspw. durch den Einbau von Kühlleitungen oder die Zugabe von eisförmigem Anmachwasser bewirkt werden. An der Oberfläche kann die Kühlung durch das nachträgliche Aufbringen von Wasser erfolgen.

## 2.1 Mathematische Formulierung

Die Größe der temperaturinduzierten Dehnungsänderung  $\Delta\varepsilon_T$  zwischen zwei Temperaturzuständen  $T_1$  und  $T_2$  ergibt sich aus dem Temperatureausdehnungskoeffizienten  $\alpha_T$  des Betons und dem vorliegenden Temperaturgradienten  $\Delta T$  zu:

$$\Delta\varepsilon_T = \alpha_T \cdot \Delta T \quad \text{mit} \quad \Delta T = (T_2 - T_1) \quad (2.1)$$

Positive Temperaturgradienten (Erwärmung) bewirken eine Ausdehnung des Betons wohingegen negative Temperaturgradienten (Abkühlung) eine Kontraktion hervorrufen. Werden diese Verformungen durch äußere Kräfte oder innere Zwänge teilweise oder vollständig behindert entstehen temperaturinduzierte Spannungen. Dabei wird der verformungsbehinderte Dehnungsanteil  $\Delta\hat{\varepsilon}_T$  gemäß der vorliegenden Dehnsteifigkeit  $D$  in Spannungen umgesetzt. Die aus der Temperaturänderung  $\Delta T$  resultierende Spannungsänderung  $\Delta\sigma_T$  ergibt sich zu:

$$\{\Delta\sigma_T\} = [D] \cdot \{\Delta\hat{\varepsilon}_T\} \quad \text{mit} \quad \{\Delta\hat{\varepsilon}_T\} = \{\kappa\} \cdot \Delta\varepsilon_T \quad (2.2)$$

und die zugehörige verbleibende Dehnungsänderung  $\Delta\tilde{\varepsilon}_T$  zu:

$$\{\Delta\tilde{\varepsilon}_T\} = (1 - \{\kappa\}) \cdot \Delta\varepsilon_T \quad (2.3)$$

Die räumliche Dehnsteifigkeitsmatrix  $[D]$  für den isotropen Massenbeton ergibt sich aus der Querkontraktion  $\nu$  und dem Elastizitätsmodul  $E$  unter Berücksichtigung des Schubs wie folgt:

$$[D] = \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1 & \frac{\nu}{1-\nu} & \frac{\nu}{1-\nu} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{\nu}{1-\nu} & 1 & \frac{\nu}{1-\nu} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{\nu}{1-\nu} & \frac{\nu}{1-\nu} & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2(1-\nu)} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2(1-\nu)} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2(1-\nu)} \end{bmatrix} \quad (2.4)$$

Aufgrund des isotropen Temperatureausdehnungskoeffizienten  $\alpha_T$  von Massenbeton ist die thermische Dehnung  $\Delta\varepsilon_T$  in alle Richtungen identisch. Der Verformungsbehinderungsgrad  $\kappa$  und damit auch die resultierende Temperaturspannung kann hingegen in den verschiedenen Raumrichtungen unterschiedlich sein. Ein Verformungsbehinderungsgrad von  $\kappa = 1$  bedeutet

dabei eine vollständige Verformungsbehinderung wohingegen der Beton bei  $\kappa = 0$  vollständig frei verformbar ist.

Anhand (2.2) können nur Spannungsänderungen berechnet werden. Für die Berechnung der absoluten Größe der Temperaturspannung muss die zugehörige Nullspannungstemperatur bekannt sein. Die Nullspannungstemperatur  $T_N$  ist die Temperatur bei der der Beton thermisch vollkommen spannungsfrei ist. Der Temperaturgradient  $\Delta T$  zur Berechnung der Temperaturspannung  $\sigma_T$  entspricht dann der Differenz zwischen der aktuellen Systemtemperatur  $T_i$  und der Nullspannungstemperatur  $T_N$ ,

$$\{\sigma_T\} = [D] \cdot \{\kappa\} \cdot \alpha_T \cdot (T_i - T_N) \quad (2.5)$$

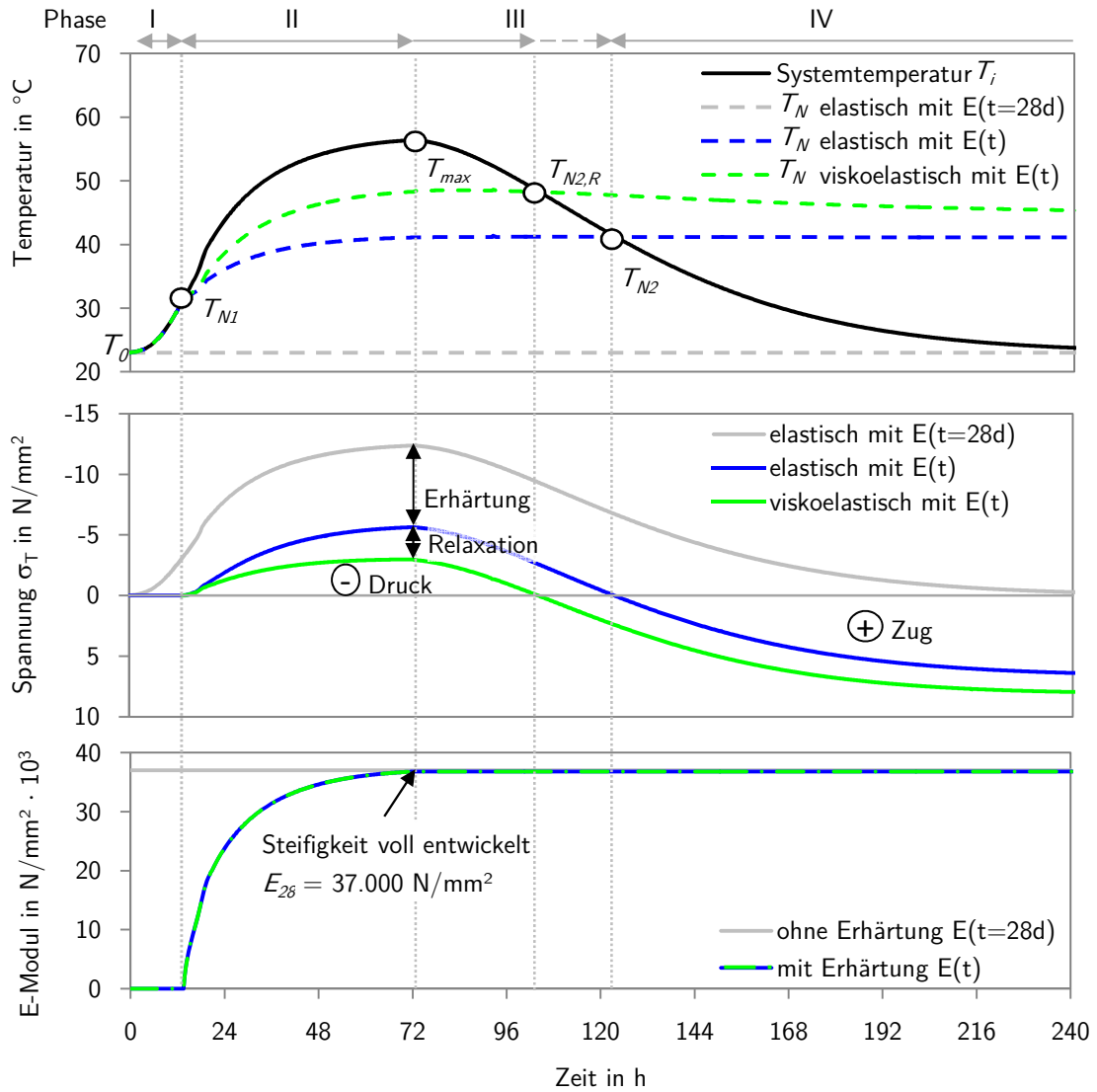
Im Beton ist die Nullspannungstemperatur aufgrund der Steifigkeitsentwicklung nicht identisch mit der Frischbetontemperatur  $T_0$ . Der Zusammenhang zwischen der Steifigkeitsentwicklung und dem Verlauf der Spannung und Nullspannungstemperatur wird im nächsten Kapitel beschrieben.

## 2.2 Spannungsentwicklung während des Bauprozesses

Abbildung 2.1 zeigt schematisch die Steifigkeits-, Temperatur- und daraus resultierende Temperaturspannungsentwicklung für drei unterschiedliche Materialmodelle während der ersten zehn Tage nach der Herstellung. In der gesamten vorliegenden Arbeit sind Zugspannungen positiv und Druckspannungen negativ definiert. Das elastische Materialmodell ohne Berücksichtigung der Erhärtung ist in grau, das elastische Materialmodell mit Berücksichtigung der Erhärtung in blau und das viskoelastische Materialmodell mit Berücksichtigung der Erhärtung in grün dargestellt.

### Elastisches Materialmodell ohne Berücksichtigung der Erhärtung

Unter Vernachlässigung der zeitlichen Steifigkeitsentwicklung des Betons bzw. unter der fiktiven Annahme, dass der Beton unmittelbar nach der Herstellung bereits die vollständige Steifigkeit besitzt, ist die Nullspannungstemperatur konstant und entspricht der Herstelltemperatur  $T_0$ . Demnach wird nach der Erwärmung und anschließender Abkühlung bei Erreichen der ursprünglichen Herstelltemperatur wieder ein spannungsfreier Zustand erreicht (graue Linien in Abb. 2.1).



**Abbildung 2.1:** Grafische Darstellung des Spannungsverlaufes in Abhängigkeit des Temperaturverlaufes und der Steifigkeitsentwicklung. Beispielhafte Berechnung anhand eines CEM III/B unter adiabatischen Bedingungen und abschließender Abkühlung mit  $T_0 = 23 \text{ °C}$  bei vollständiger Dehnungsbehinderung

### Elastisches Materialmodell mit Berücksichtigung der Erhärtung

Dieses Materialmodell berücksichtigt die in Kapitel 4.1 beschriebene zeitliche Entwicklung der Steifigkeit. Dadurch ändert sich auch die Nullspannungstemperatur  $T_N$  über die Zeit der Steifigkeitsentwicklung (blaue Linien in Abb. 2.1). Zu Beginn wird ein Großteil der temperaturinduzierten Betonausdehnung infolge Hydratationserwärmung in plastische Verformungen und nur ein kleiner Teil in Spannungen umgesetzt. Während der Abkühlung ist das E-Modul meist schon weit oder vollständig entwickelt, so dass die temperaturinduzierte Betonkontraktion bei Dehnungsbehinderung vollständig in Zugspannungen umgesetzt wird. Der erneute spannungsfreie Zustand erfolgt daher bereits weit vor dem Erreichen der ursprünglichen Frischbeton- bzw. Ausgangstemperatur. Die Spannungsentwicklung bei Berücksichtigung der Erhärtung lässt sich in die folgende vier Phasen unterteilen:

**Phase I:** Vor dem Beginn der Festigkeitsentwicklung verursachen temperaturinduzierte Dehnungen aufgrund der fehlenden Steifigkeit keine Spannungen sondern werden vollständig in plastische Verformungen umgesetzt (Mangold 1994). Folglich entspricht hier die Nullspannungstemperatur  $T_N$  der aktuellen Prozesstemperatur  $T_i$

**Phase II:** Beginnend mit der Entwicklung der Steifigkeit (erste Nullspannungstemperatur  $T_{N1}$  in Abb. 2.1) werden bei weiterer Temperaturzunahme infolge Hydratation die temperaturinduzierten Dehnungen zunehmend in Druckspannungen umgesetzt. Dadurch weicht die Nullspannungstemperatur von der Systemtemperatur  $T_i$  ab.

**Phase III:** Bei der anschließenden Abkühlung des Betons werden diese Druckspannungen wieder abgebaut, solange bis die Systemtemperatur  $T_i$  und die Nullspannungstemperatur  $T_N$  bei der zweiten Nullspannungstemperatur  $T_{N2}$  wieder identisch sind. Der Beton ist somit wieder spannungsfrei.

**Phase IV:** Bei weiterer Temperaturabnahme bauen sich anschließend Zugspannungen auf. Folglich besitzt der Beton beim Erreichen der gewöhnlichen Gebrauchstemperaturen durch den Hydratationsprozess bereits Zugspannungen, die sich langfristig durch Relaxation jedoch teilweise wieder abbauen können.

### Viskoelastisches Materialmodell mit Berücksichtigung der Erhärtung

Beton ist ein viskoelastischer Werkstoff. Zusätzlich zu den oben beschriebenen elastischen Verformungen bzw. Spannungen treten daher auch viskose, plastische Verformungen und Span-

nungen auf. Diese sind lastabhängig und erfolgen zeitverzögert. Die Spannungsabnahme über die Zeit bei konstanter Dehnung wird als Relaxation und die Verformungszunahme bei konstanter Spannung als Kriechen bezeichnet. Die Spannungsentwicklung lässt sich bei viskoelastischem Materialverhalten analog in die oben beschriebenen vier Phasen unterteilen. Die Druckspannungen (grüne Linie in Abb. 2.1 Mitte) fallen durch die Berücksichtigung der Relaxation hier geringer aus, als bei dem Modell mit Berücksichtigung der Erhärtung ohne Relaxation (blaue Linie in Abb. 2.1 Mitte). Dadurch wird auch die zweite Nullspannungstemperatur  $T_{N2,R}$  früher und auf einem höheren Temperturniveau erreicht. Folglich fallen die bei der Abkühlung hervorgerufenen Zugspannungen auch höher aus. Des Weiteren bleibt die Nullspannungstemperatur bei einer elastischen Betrachtung ab Erreichen der vollständigen Steifigkeit konstant, während diese bei viskoelastischer Betrachtung infolge der Relaxation weiter abnimmt. Abbildung 2.1 verdeutlicht den erheblichen Einfluss der Relaxation auf die Nullspannungstemperatur.

## 3 Modellierung der zeitlichen und räumlichen Temperaturverteilung

### 3.1 Wärmebilanzgleichung

Das instationäre Temperaturfeld innerhalb einer Gewichtsstauwand ergibt sich aus der Erwärmung infolge Zementhydratation und Sonneneinstrahlung, aus der Wärmespeicherung und dem Wärmetransport innerhalb des Bauwerks sowie aus dem Wärmeaustausch über die freien Bauwerksoberflächen infolge Konvektion und Verdunstung. Die Wärmebilanz setzt sich aus den folgenden drei Wärmeänderungstermen zusammen (Lauth u. a. 2015):

$$dQ_1 = q \cdot dV \cdot dt \quad (3.1)$$

$$dQ_2 = c_b \cdot \rho_b \cdot \left( \frac{\partial T}{\partial t} \right) \cdot dV \cdot dt \quad (3.2)$$

$$dQ_3 = -\lambda_b \cdot \left( \frac{\partial^2 T}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial z^2} \right) \cdot dV \cdot dt \quad (3.3)$$

mit:

$dQ_1$	Wärmeänderung infolge Wärmerzeugung	kJ
$dQ_2$	Wärmeänderung infolge Wärmespeicherung	kJ
$dQ_3$	Wärmeänderung infolge Wärmeaustausch	kJ
$T$	Temperatur zum Zeitpunkt $t$ am Ort $x, y, z$	K
$q$	Wärmeerzeugung (Wärmestromdichte)	kJ/(h m <sup>3</sup> )
$V$	Volumen des Bauteils	m <sup>3</sup>
$\rho_b$	Dichte des Betons	kg/m <sup>3</sup>
$c_b$	spezifische Wärmekapazität des Betons	kJ/(kg K)
$\lambda_b$	Wärmeleitfähigkeit des Betons	kJ/(h m K)

über die Energieerhaltungsgleichung

$$dQ_1 = dQ_2 + dQ_3 \quad (3.4)$$

ergibt sich die Wärmetransportgleichung:

$$\frac{\partial T}{\partial t} = \frac{\lambda_b}{c_b \cdot \rho_b} \left( \frac{q}{\lambda_b} + \frac{\partial^2 T}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial z^2} \right) \quad (3.5)$$

## 3.2 Wärmetransport im Bauteil und Wärmeübergang an den Grenzflächen

### 3.2.1 Konduktion

Konduktion beschreibt die Wärmeleitung innerhalb von Feststoffen. Bei Temperaturgradienten innerhalb eines Feststoffes kommt es aufgrund der damit verbundenen unterschiedlichen Energieniveaus zu einem Energieaustausch zwischen den einzelnen Molekülen (Lauth u. a. 2015). Dabei fließt Wärme, gemäß dem zweiten Gesetz der Thermodynamik, immer in Richtung der niedrigeren Temperatur ab (Polifke u. a. 2009). Die Wärmeleitfähigkeit  $\lambda$  ist materialspezifisch und kann sich in Abhängigkeit der Materialtemperatur ändern. Für den eindimensionalen Fall stellt sich die konduktive Wärmeleitung wie folgt dar (Groth u. a. 2009):

$$q_{KOND} = \lambda \cdot \frac{(T_1 - T_2)}{L} \quad (3.6)$$

mit:

$q_{KOND}$	Wärmestromrate infolge Konduktion	$\text{kJ}/(\text{m}^2 \text{ h})$
$\lambda$	Wärmeleitfähigkeit	$\text{kJ}/(\text{m h K})$
$L$	Distanz zwischen Temperaturen $T_1$ und $T_2$	$\text{m}$
$T_1, T_2$	Temperaturen an unterschiedlichen Orten	$^{\circ}\text{C}$

### 3.2.2 Konvektion

Konvektion bezeichnet im Allgemeinen die räumliche Wärmeübertragung durch die Energieaufnahme oder Energieabgabe von bewegten Gas- oder Flüssigkeitsteilchen (Groth u. a. 2009). Bei festen Bauteilen bedeutet dies die Wärmeabgabe oder -aufnahme infolge eines Umströmens der Bauteiloberflächen mit einem Fluid, wie beispielsweise Wasser oder Luft. Die Wärme wird dabei in einer oberflächennahen Grenzschicht ausgetauscht. Man unterscheidet die freie und die erzwungene Konvektion. Bei freier Konvektion resultiert die Bewegung des Fluides aus inneren Ursachen, wie beispielsweise Auftrieb infolge temperaturinduzierter Dichteänderungen. Bei erzwungener Konvektion wird die Bewegung hingegen von außen herbeigeführt, beispielsweise durch Wind (Groth u. a. 2009). Die Wärmestromrate infolge Konvektion berechnet sich aus

der Temperaturdifferenz zwischen der Bauteiloberflächentemperatur und der Fluidtemperatur außerhalb der Grenzschicht (Groth u. a. 2009; VDI 2013; Santillán u. a. 2014):

$$q_{KONV} = \alpha_W \cdot (T_F - T_O) \quad (3.7)$$

mit:

$q_{KONV}$	Wärmestromrate infolge Konvektion	$\text{kJ}/(\text{m}^2 \text{ h})$
$\alpha_W$	Wärmeübergangskoeffizient	$\text{kJ}/(\text{m}^2 \text{ h K})$
$T_F$	Temperatur des umgebenden Fluides	$^{\circ}\text{C}$
$T_O$	Oberflächentemperatur	$^{\circ}\text{C}$

Der Wärmeübergangskoeffizient  $\alpha_W$  ist von der Dichte des umgebenden Fluides und dessen Strömungsgeschwindigkeit abhängig. Er kann sowohl über Berechnungsverfahren auf Grundlage physikalischer Gesetze wie beispielsweise in VDI (2013) beschrieben, als auch durch empirische Ansätze ermittelt werden. Palyvos (2008) vergleicht die empirischen Ansätze verschiedener Autoren (Tab. 3.1) und entwickelt daraus einen eigenen Ansatz. Dieser beschreibt nicht nur die Abhängigkeit von der Windgeschwindigkeit  $v_W$ , sondern auch die Dichteänderung der Luft aufgrund variierender Außentemperaturen  $T_A$ :

$$\alpha_W = 5,678 \left\{ a + b \left[ \left( \frac{294,26}{273,16 + T_a} \right) \cdot v_W/0,3048 \right]^n \right\} \quad (3.8)$$

mit:

$\alpha_W$	Wärmeübergangskoeffizient	$\text{W}/(\text{m}^2 \text{ K})$
$a, b, n$	Regressionskoeffizienten	-
$T_a$	Außenlufttemperatur	$^{\circ}\text{C}$
$v_W$	Windgeschwindigkeit	$\text{m}/\text{s}$

### 3.2.3 Latente Wärme

Die Verdunstung von Wasser an der Bauwerksoberfläche stellt eine endotherme Reaktion dar und führt folglich zur Abkühlung (Polifke u. a. 2009). Die Verdunstungsmenge und -rate wird durch die an der Oberfläche vorhandene bzw. durch die infolge Kapillarwirkung aus tieferen Schichten an die Oberfläche nachgeführte Feuchtemenge limitiert (reale Verdunstung) (Terheiden 2007). Auch bei einer ausreichend vorhandenen Feuchtemenge erfolgt Evaporation nur solange die umgebende Luft noch nicht vollständig gesättigt ist (potentielle Verdunstung)(Kehlbeck 1975; Polifke u. a. 2009).

**Tabelle 3.1:** Wärmeübergangskoeffizienten  $\alpha_w$  in Abhängigkeit der Windgeschwindigkeit  $v_w$  nach Groth u. a. (2009), McAdams (1942), Davies (2004), Jürges (1924), Agullo u. a. (1996) und Santillán u. a. (2014)

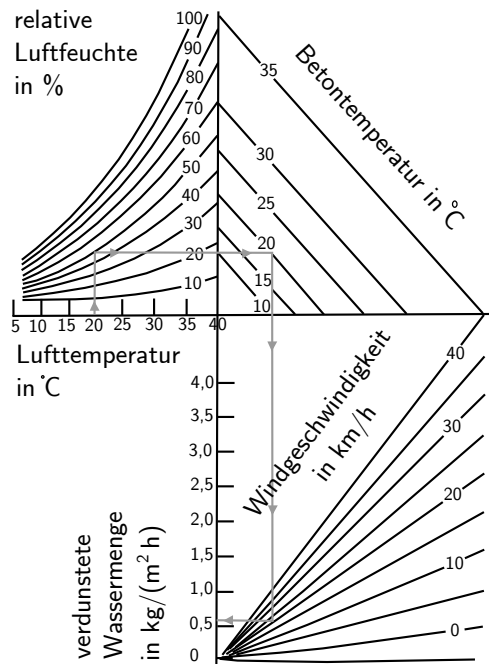
Autor	Wärmeübergangskoeffizient $\alpha_w$ von Luft in W/(m <sup>2</sup> K)			
	$v_w < 5$ m/s längs einer		$v_w > 5$ m/s längs einer	
	glatten Wand	rauen Wand	glatten Wand	rauen Wand
Groth und Müller (2009)	$5,7 + 4 v_w$	$6,2 + 4,2 v_w$	$7,1 v_w^{0,78}$	$7,5 v_w^{0,78}$
McAdams (1985)	$5,7 + 3,8 v_w$	-	-	-
Davies (2004)	$5,6 + 3,9 v_w$	$6,2 + 4,3 v_w$	$7,2 v_w^{0,78}$	$7,6 v_w^{0,78}$
Jürges (1924)	-	-	$7,11 v_w^{0,775}$	$7,52 v_w^{0,784}$
Agullo u. a. (1996)	$3,67 + 3,83 v_w$		-	-
Santillán u. a. (2014)	$4,67 + 3,83 v_w$		-	-

Sadeghi u. a. (1984) und Sartori (2000) vergleichen verschiedene Ansätze für die Ermittlung der potentiellen Verdunstung. Die meisten Ansätze gehen auf die ersten empirisch-statistischen Untersuchungen von Dalton (1802) und Brutsaert (1965) zurück und berücksichtigen jeweils die Einflussfaktoren Temperatur, Luftfeuchte, Windgeschwindigkeit, sowie gegebenenfalls Sonneneinstrahlung. Qin (2005) stellt für die Modellierung der Evaporation an RCC-Mauern beispielsweise das Penman-Brutsaert-Verfahren und die auf Dalton basierende Menzel'sche Formel vor. Während die Sonneneinstrahlung bei Penman (1956) explizit implementiert ist, wird diese in der Menzel'schen Formel durch die empirische Herleitung nur implizit berücksichtigt. Für begrenzte Zeitintervalle mit starker Sonneneinstrahlung unterschätzt die Menzel'sche Formel daher zwar die Evaporationsmenge, der langfristig stattfindende Gesamtenergieaustausch wird jedoch gut abgebildet (Qin 2005). Das Nomogramm des American Concrete Institut (ACI 2007) in Abbildung 3.1 basiert ebenfalls auf der Menzel'schen Formel. Diese lautet für metrische Einheiten (Qin 2005):

$$V_{pot} = 0,0313 \cdot (0,253 + 0,216 \cdot v_w) \cdot (p_{ws,BO} - r_L \cdot p_{ws,L}) \quad (3.9)$$

mit:

$V_{pot}$	potentielle Verdunstungsrate	kg/(m <sup>2</sup> h)
$v_w$	Windgeschwindigkeit	m/s
$r_L$	relative Luftfeuchtigkeit	%
$p_{ws,BO}$	Sättigungsdampfdruck an der Betonoberfläche	hPa
$p_{ws,L}$	Sättigungsdampfdruck der Luft	hPa



**Abbildung 3.1:** Nomogramm des American Concrete Institut zur Ermittlung der Evaporationsmenge auf Betonoberflächen (ACI 2007)

Der Sättigungsdampfdruck  $p_{ws}$  in Abhängigkeit der Temperatur  $T$  kann anhand der Magnus-Formel ermittelt werden (Sonntag u. a. 1982):

$$p_{ws} = 6,1115 \cdot e^{\frac{17,5043 \cdot T}{241,2 + T}} \quad \text{für } 30 \text{ °C} \leq T \leq 70 \text{ °C} \quad (3.10)$$

Auch Laube (1990) und Adam (2006) verweisen für die Modellierung der Evaporation auf Betonoberflächen auf den Ansatz des ACI (2007), wobei Adam (2006) die Kopplung von Wärme und Feuchte anschließend noch detaillierter untersucht.

Die latente Wärmestromrate infolge Verdunstung ergibt sich nach Vietinghoff (2000) zu:

$$q_{EVPO} = V^*(T) \cdot V_{EVPO} \quad \text{mit} \quad V^*(T) = 2500,84 - 2,34 \cdot T \quad (3.11)$$

mit:

$V_{EVPO}$	Verdunstungsrate	kg/(m <sup>2</sup> h)
$q_{EVPO}$	Wärmestromrate infolge Evaporation	kJ/(m <sup>2</sup> h)
$V^*(T)$	spezifische Verdampfungswärme in Abhängigkeit der Temperatur T in °C	kJ/kg

### 3.2.4 Wärmestrahlung

Jeder Körper emittiert über elektromagnetische Wellen Wärmestrahlung in seine Umgebung. Die Wechselwirkung dieser Wärmestrahlung mit anderen Körpern kann durch Reflektion, Absorption und Transmission erfolgen (Baehr u. a. 2010). Der Wärmestrom des Strahlungsaustausches zwischen zwei Körpern unterschiedlicher Temperatur wird gemäß dem Stefan-Boltzman-Gesetz wie folgt formuliert:

$$\dot{Q} = A_S \cdot \sigma \cdot (\varepsilon T_S^4 - a T_E^4) \quad (3.12)$$

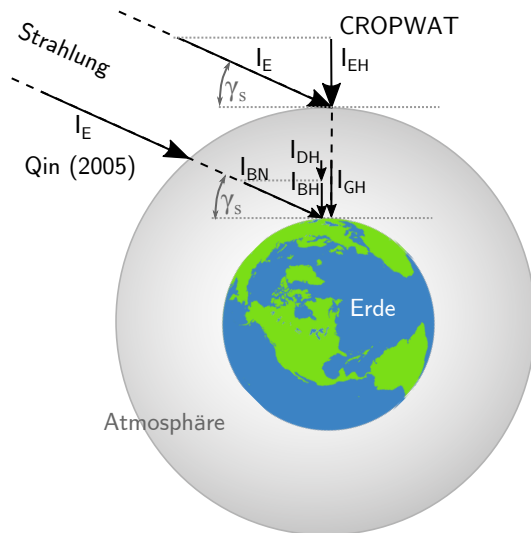
mit:

$\dot{Q}$	Wärmestrom infolge des Strahlungsaustausches	W
$T_S$	Temperatur der Strahleroberfläche (wärmerer Körper)	K
$T_E$	Temperatur der Empfängeroberfläche (kälterer Körper)	K
$A_S$	Oberfläche des Strahlers	m <sup>2</sup>
$\sigma$	Stefan-Boltzman-Konstante	W/(m <sup>2</sup> K <sup>4</sup> )
$\varepsilon$	Emissionsgrad der Strahleroberfläche	-
$a$	Absorptionsgrad der Strahleroberfläche	-

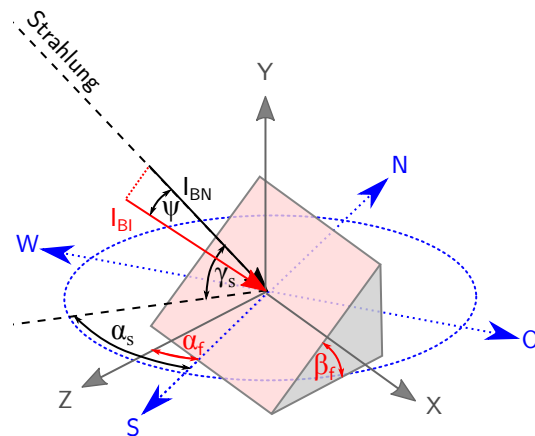
Im Gegensatz zur Konduktion und Konvektion erfolgt der Wärmetransport über Strahlung auch im materielosen Raum (Groth u. a. 2009). Der größte bekannte Wärmestrahler ist die Sonne. Bauwerke erfahren daher einen großen Wärmeeintrag infolge Sonneneinstrahlung. Vor allem Betonoberflächen können sich infolge Sonneneinstrahlung stark erwärmen.

#### Wärmestrahlung der Sonne

Die von der Sonne ausgesandte Strahlung, die auf den oberen Rand der Erdatmosphäre mit einem Wellenlängenbereich von etwa 0,29  $\mu\text{m}$  bis 4,0  $\mu\text{m}$  einwirkt, wird als extraterrestrische Sonnenstrahlung bezeichnet (LUBW 2016). Sie verändert sich aufgrund der elliptischen Erdumlaufbahn und der daraus resultierenden variierenden Entfernung zwischen Sonne und Erde über den Jahresverlauf hinweg (PG-Net 2006). Die extraterrestrische Strahlung besitzt vor dem Eintritt in die Erdatmosphäre eine Wärmestromdichte zwischen etwa 1321 W/m<sup>2</sup> (Anfang Juli, Aphel = weiteste Entfernung) und 1413 W/m<sup>2</sup> (Anfang Januar, Perihel = geringste Entfernung) (Page 1986). Die Berechnung und der Verlauf der extraterrestrischen Sonnenstrahlung können Anhang C.1 entnommen werden.



**Abbildung 3.2:** Schematische Darstellung der Umrechnung der extraterrestrischen Strahlung  $I_E$  auf die an der Erdoberfläche auf horizontale Flächen einwirkende Globalstrahlung  $I_{GH}$  nach den verschiedenen Ansätzen von Qin (2005) und Allen u. a. (1998)(CROPWAT der FAO)



**Abbildung 3.3:** Definition der unterschiedlichen Winkel zur Umrechnung des direkten Strahlungsanteils  $I_B$  auf geneigte Flächen in Abhängigkeit ihrer Ausrichtung

Beim Eintritt in die Atmosphäre wird die Sonnenstrahlung durch Streuung an den Luftmolekülen der Atmosphäre (Rayleigh-Streuung), Streuung und Absorption an natürlichen und anthropogenen Aerosolen, sowie durch Absorption an Wasserdampf (infrarote Strahlung), Ozon (ultraviolette Strahlung) und anderen Gasen (infrarote Strahlung) wie Stickstoff, Sauerstoff und Kohlendioxid reduziert (Page 1986). Die Stärke der Reduzierung bis zu einem bestimmten Ort der Erdoberfläche hängt auch vom Einfallswinkel der Sonnenstrahlung (Sonnenhöhenwinkel  $\gamma_s$ ) in die Atmosphäre ab. Dieser ergibt sich aus dem Breitengrad der jahreszeitlich bedingten Sonnendeklination und der Tageszeit (Sonnenazimut  $\alpha_s$ ) gemäß Anhang C.2.

Die auf die Erdoberfläche auftreffende Globalstrahlung  $I_G$  der Sonne setzt sich aus einem direkten Strahlungsanteil  $I_B$  und einem diffusen Strahlungsanteil  $I_D$  zusammen. Während der diffuse Strahlungsanteil annähernd isotrop ist, ist der einwirkende direkte Strahlungsanteil abhängig von der Ausrichtung der beschienenen Oberfläche. Die Ausrichtung definiert sich über die Flächenneigung  $\beta_f$  gegenüber der Horizontalen und der Flächenorientierung  $\alpha_f$  der auf die Horizontale projizierten Flächennormalen in Bezug auf die Himmelsrichtung Süden wie in Abbildung 3.3 gezeigt. Geneigte Flächen werden zusätzlich durch die von der umgebenden horizontalen Bodenoberfläche reflektierte Strahlung  $I_R$  beaufschlagt (Anhang C.3).

Die Globalstrahlung  $I_G$  setzt sich demnach je nach Ausrichtung wie folgt zusammen:

$$I_{GN} = I_{BN} + I_{DN} + I_{RN}(\beta_f) \quad (3.13)$$

$$I_{GH} = I_{BH} + I_{DH} \quad (3.14)$$

$$I_{GI} = I_{BI}(\alpha_f, \beta_f) + I_{DI} + I_{RI}(\beta_f) \quad (3.15)$$

mit den ersten Indizes für den Strahlungsanteil:

- $G$  Globalstrahlung (global irradiation)
- $B$  direkte Strahlung (beam irradiation)
- $D$  diffuse Strahlung (diffuse irradiation)
- $R$  reflektierte Strahlung (reflected irradiation)

und den zweiten Indizes für die Flächenorientierung:

- $N$  auf Flächen normal zur Strahlung (normal surface)
- $H$  auf horizontale Flächen (horizontal surface)
- $I$  auf beliebig geneigte Flächen (inclined surface)

Aufgrund der angenommenen Isotropie der diffusen Strahlung gilt:  $I_{DN} = I_{DH} = I_{DI}$ .

Die direkte Sonnenstrahlung auf horizontale Flächen  $I_{BH}$  kann anhand des Sonnenhöhenwinkels  $\gamma_s$  aus der direkten Sonneneinstrahlung auf Flächen normal zur Einstrahlungsrichtung  $I_{BN}$  (Abb. 3.2) ermittelt werden:

$$I_{BH} = I_{BN} \cdot \sin\gamma_s \quad (3.16)$$

Die direkte Sonnenstrahlung auf geneigte Flächen  $I_{BI}$  ergibt sich über den Winkel  $\psi$  zwischen Einstrahlungsrichtung und Flächennormalen aus der direkten Sonneneinstrahlung auf Flächen normal zur Einstrahlungsrichtung  $I_{BN}$  (Abb. 3.3):

$$I_{BI} = I_{BN} \cdot \cos\psi \quad (3.17)$$

Für die Ermittlung der Größe der einzelnen Strahlungsanteile existieren unterschiedliche Berechnungsmodelle, von denen im Folgenden zwei häufig verwendete vorgestellt werden. Qin (2005) hat sich mit der Berechnung der Sonneneinstrahlung bei RCC-Dämmen auseinandergesetzt und stellt anhand der Literatur verschiedener Autoren ein detailliertes Berechnungsverfahren vor, dessen Formeln in Anhang C.4 zusammengefasst sind. Die von der Food and Agriculture Organization of the United Nations (FAO) entwickelte Software CROPWAT verwendet hin-

gegen einen vereinfachten Ansatz zur Berechnung der Globalstrahlung auf der Erdoberfläche (Allen u. a. 1998). Das prinzipielle Vorgehen beider Ansätze wird in Abbildung 3.2 schematisch dargestellt und nachfolgend erläutert. In der vorliegende Arbeit wurde die Sonneneinstrahlung mit beiden Ansätzen berechnet und deren Ergebnisse miteinander verglichen. Aus den daraus gewonnen Erkenntnissen wird im Rahmen dieser Arbeit ein optimierter Ansatz auf Basis des CROPWAT-Ansatzes entwickelt (Kapitel 6.4.3).

**Berechnungsansatz gemäß Qin (2005):** Die direkte Sonneneinstrahlung  $I_{BN}$  auf die Erdoberfläche bei wolkenfreiem Himmel, bezogen auf Flächen normal zur Strahlungsrichtung, wird aus der extraterrestrischen Sonnenstrahlung  $I_E$  unter Einfluss der Atmosphäre berechnet. Dabei wird der vom Sonnenhöhenwinkel  $\gamma_s$  abhängige Linkesche Trübungsfaktor  $T_L$ , die relative optische Luftmasse  $m$  und die Rayleigh'sche optische Dicke  $\delta_R$  der reinen Atmosphäre berücksichtigt (Anhang C.4). Der Linkesche Trübungsfaktor enthält eine Höhenkorrektur, eine Luftfeuchtekorrektur, eine Aerosoleffektkorrektur und eine Sonnenhöhenkorrektur.

$$I_{BN} = I_E^{-T_L(\gamma_s)m\delta_R} \quad (3.18)$$

Anschließend lässt sich der direkte Strahlungsanteil mit (3.16) und (3.17) auf horizontale oder geneigte Flächen transformieren. Die diffuse Strahlung  $I_{DH}$  resultiert aus der extraterrestrischen Sonnenstrahlung  $I_E$  abzüglich der direkten Sonneneinstrahlung  $I_{BN}$  und der von der Atmosphäre absorbierten Strahlung  $I_{abs}$ .

$$I_{DH} = 0,5 \cdot (I_E - I_{BN} - I_{abs}) \cdot \sin \gamma_s \quad (3.19)$$

Die Summe der direkten und diffusen Strahlung ergibt gemäß (3.13) bis (3.15) zusammen die Globalstrahlung an der Erdoberfläche. Die Abschirmung des direkten Strahlungsanteils durch zeitweise auftretende Wolken wird pauschal auf den gesamten Tag umgelegt (Qin 2005):

$$\tilde{I}_{BN} = \frac{n}{N} \cdot I_{BN} \quad (3.20)$$

mit:

$\tilde{I}_{BN}$	direkte Strahlung bei bewölktem Himmel	W/m <sup>2</sup>
$I_{BN}$	direkte Strahlung bei wolkenlosem Himmel	W/m <sup>2</sup>
$n$	ungestörte Sonnenscheindauer pro Tag	h/24h
$N$	Tageslichtdauer (Sonnenaufgang bis -untergang)	h/24h

Die Berechnung der diffusen Strahlung bei bewölktem Himmel  $\tilde{I}_D$  wird beim Meteorological Radiation Model (MRM) über den empirischen Beam-Clearness-Index abgeschätzt (Gul u. a. 1998) (Anhang C.4.4). Die Globalstrahlung bei Bewölkung berechnet sich analog zu (3.14) aus der Summe der direkten und diffusen Strahlung bei Bewölkung.

$$\tilde{I}_{GH} = \tilde{I}_{BH} + \tilde{I}_{DH} \quad (3.21)$$

**Berechnungsansatz gemäß CROPWAT:** Die von der Food and Agriculture Organization of the United Nations (FAO) entwickelte Software CROPWAT basiert hingegen auf einem vereinfachten Ansatz zur Berechnung der Globalstrahlung auf der Erdoberfläche bei bewölktem Himmel. Die Globalstrahlung wird dabei nicht über ihre direkten und diffusen Anteile ermittelt sondern direkt aus der extraterrestrischen Strahlung berechnet nach (Allen u. a. 1998)(Abb. 3.2):

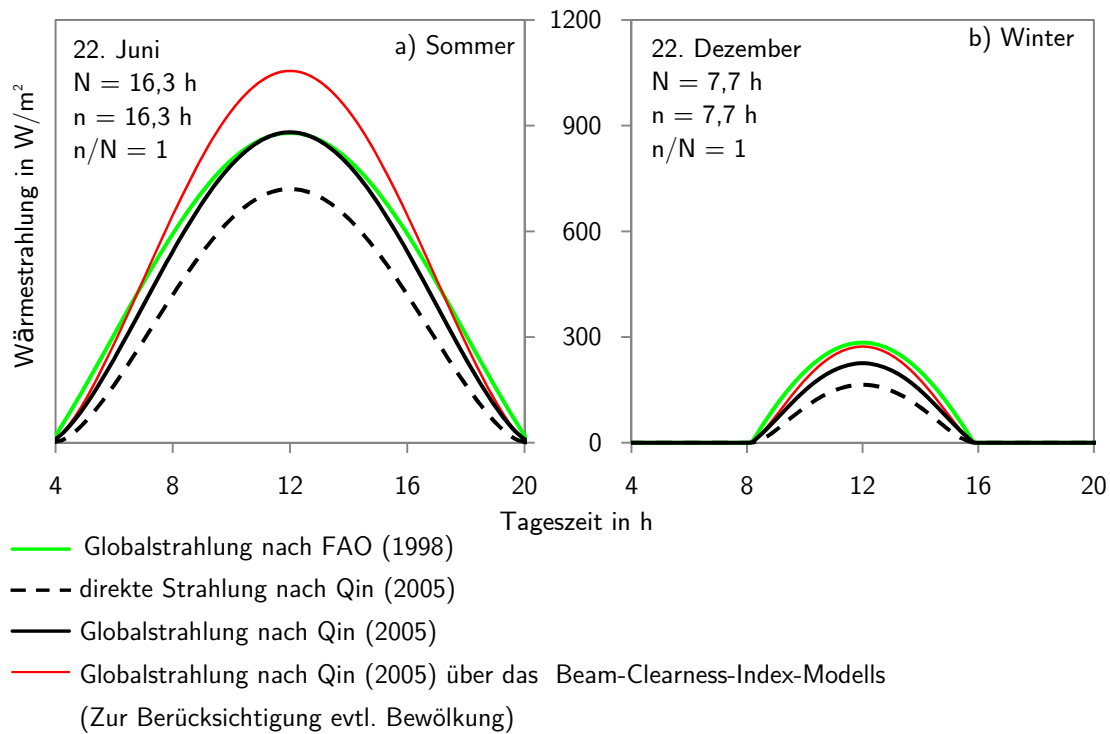
$$\tilde{I}_{GH} = \left(0,25 + 0,5 \frac{n}{N}\right) \cdot I_{EH} \quad \text{und} \quad I_{EH} = I_E \cdot \sin \gamma_s \quad (3.22)$$

mit:

$\gamma_s$	Einstrahlwinkel der Sonne	°
$I_{GH}$	Globalstrahlung auf horizontale Flächen an der Erdoberfläche	W/m <sup>2</sup>
$I_E$	extraterrestrischen Strahlung	W/m <sup>2</sup>
$I_{EH}$	extraterrestrischen Strahlung normal zur Atmosphärenoberfläche senkrecht über dem zu untersuchenden Ort an der Erdoberfläche	W/m <sup>2</sup>
$n$	ungestörte Sonnenscheindauer pro Tag	h/24 h
$N$	Tageslichtdauer (Sonnenaufgang bis -untergang)	h/24 h

Die stärkere Strahlungsreduktion infolge eines flacheren Einfallwinkels beim Durchdringen der Atmosphäre während der Morgen- und Abendstunden bzw. der Wintermonate bleibt dabei unberücksichtigt. Bei wolkenlosem Himmel ( $n/N = 1$ ) gelangen demnach konstant 75 % des extraterrestrischen, normal zur Atmosphäre gerichteten Strahlungsanteils auf die Erdoberfläche und bei vollständig bedecktem Himmel ( $n/N = 0$ ) 25 %.

**Vergleich der Ansätze:** Die resultierenden Wärmestromraten beider Modelle sind in Abbildung 3.4 jeweils über den Tagesverlauf zur Sommer- und Wintersonnenwende gegenübergestellt. Ein Vergleich der Ergebnisse nach FAO (1998) (grüne Linie) mit den Ergebnissen nach Qin (2005)(schwarze Linie) zeigt, dass im Sommer die Globalstrahlung auf horizontale Flächen bei wolkenlosem Himmel auch durch den vereinfachten Ansatz der FAO (1998) prinzipiell gut abgebildet werden kann. Lediglich in den Morgen- und Abendstunden wird die Globalstrahlung



**Abbildung 3.4:** Vergleich verschiedener Berechnungsansätze für die Ermittlung der Wärmestromdichte infolge Sonneneinstrahlung für den 51. Breitengrad auf horizontale Flächen bei wolkenlosem Himmel ( $n/N = 1$ ) zur Sommer- und Wintersonnenwende

aufgrund der fehlenden Abhängigkeit der Atmosphärenreduktion vom Einfallswinkel geringfügig überschätzt. Im Winter wird die Globalstrahlung aus demselben Grund jedoch über den gesamten Tagesverlauf deutlich überschätzt, da auf den mitteleuropäischen Breitengraden die Sonne im Winter auch mittags relativ niedrig über dem Horizont steht. Ein weiterer Nachteil des CROPWAT-Ansatz der FAO (Allen u. a. 1998) besteht in der fehlenden Aufteilung in direkte und diffuse Strahlungsanteile. Dadurch lässt sich die Sonneneinstrahlung auf geneigte Flächen nicht unmittelbar ermittelt. Denn während der Anteil der direkten Sonneneinstrahlung, je nach Ausrichtung der geneigten Oberfläche, eine unterschiedliche Intensität und Wirkungsdauer besitzt, ist der diffuse Strahlungsanteil annähernd isotrop und daher für alle Oberflächenorientierungen gleich.

Der Berechnungsansatz nach Qin (2005) ist hingegen wesentlich komplexer und setzt die Kenntnis umfangreicher Daten wie beispielsweise Lufttemperatur und Luftfeuchtigkeit für die Berechnung der Atmosphärenreduktion voraus. Ein wesentlicher Nachteil besteht in der Ermittlung der diffusen Strahlung bei bewölktem Himmel. Qin (2005) verwendet dafür das empirische Beam-Clearness-Index-Modell. Abbildung 3.4 zeigt die resultierenden Wärmestromraten bei

Verwendung dieses empirischen Modells (rote Linie) für den Grenzfall, dass die Bewölkung gegen Null geht ( $n/N = 1$ ). Sowohl im Sommer, als auch im Winter wird die Globalstrahlung durch Verwendung des Beam-Clearness-Index-Modells (rote Linie) für  $n/N = 1$  gegenüber der wolkenlosen Berechnung ohne Beam-Clearness-Index-Modell (schwarze Linie) überschätzt. Der direkte Strahlungsanteil (schwarz gestrichelte Linie) ist dabei jeweils identisch, aber der diffuse Strahlungsanteil (Differenz zwischen roter und schwarz gestrichelter Linie) wird überschätzt.

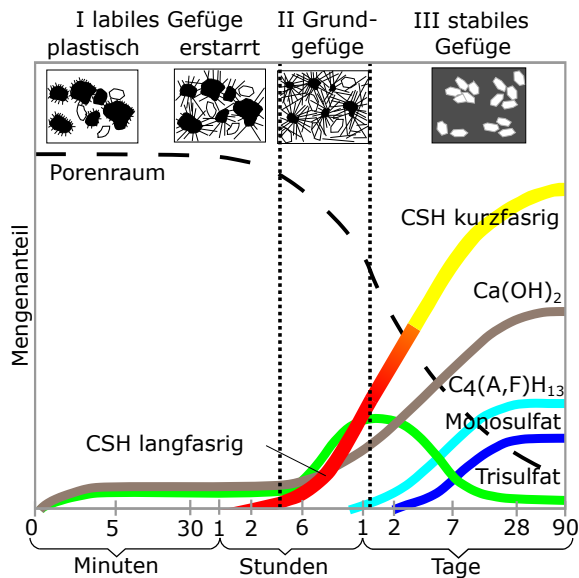
### 3.3 Wärmeerzeugung infolge Hydratation

Der Begriff Zementhydratation bezeichnet den Reaktionsverlauf eines Zements mit Wasser. Die einzelnen chemischen Prozesse und deren Abläufe werden z.B. von Czernin (1977), Schlüßler u. a. (1990), Breugel (1991), Stark u. a. (2000), Hesse (2009) und Henning u. a. (2014) ausführlich dargestellt. Die folgenden Ausführungen fassen lediglich die wesentlichen Schritte als Grundlage für die nachfolgenden Untersuchungen zusammen. Portlandzement besteht hauptsächlich aus den in Tabelle 3.2 aufgeführten Klinkerphasen. Bei der Abbindereaktion der Klinkerphasen wird ein Teil der zuvor beim Sinterprozess zugeführten Energie, in Form von Wärme, wieder freigesetzt.

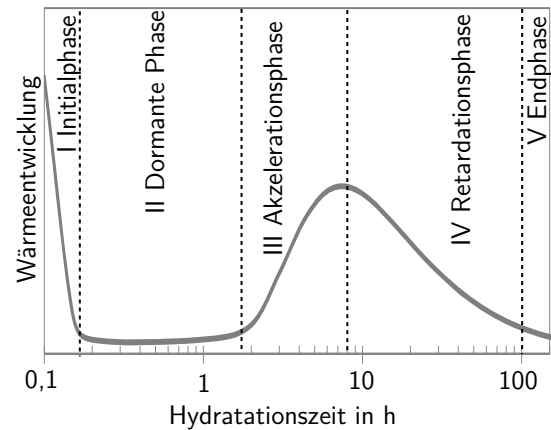
In der Literatur wird die Hydratation meist in drei oder fünf Phasen unterteilt. Die Anzahl der Phasen ist dabei vom betrachteten Bezug abhängig. Locher u. a. (1976) beschreiben die Gefügebildung und unterteilen diese in drei Phasen (Abb. 3.5). Beispielsweise Lopes Madaleno (2002) oder Adam (2006) beschreiben hingegen die Wärmeentwicklung und unterscheiden dabei fünf Phasen (Abb. 3.6). Die zeitliche Abgrenzung der einzelnen Phasen unterliegt einer

**Tabelle 3.2:** Hauptphasen des Portlandzementklinkers und deren Massenanteile nach Stark u. a. (2000)/Henning u. a. (2014)

Bezeichnung der Klinkerphase	chemische Formel	Kurz-schreibweise	Anteil in M.-%		
			min.	Ø	max.
Tricalciumsilikat (Alit)	$3 \text{ CaO} \cdot \text{SiO}_2$	$\text{C}_3\text{S}$	40/52	60/65	80/85
Dicalciumsilikat (Belit)	$2 \text{ CaO} \cdot \text{SiO}_2$	$\text{C}_2\text{S}$	0/0,2	15/13	30/27
Tricalciumaluminat (Aluminat)	$3 \text{ CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3$	$\text{C}_3\text{A}$	3/7	7/11	15/16
Calciumaluminatferrit (Ferrit)	$2 \text{ CaO} \cdot (\text{Al}_2\text{O}_3, \text{Fe}_2\text{O}_3)$	$\text{C}_2(\text{A}, \text{F})$	4/4	8/8	15/18



**Abbildung 3.5:** Schematische Darstellung der Bildung der Hydratphasen nach Locher u. a. (1976) in drei Phasen unterteilt

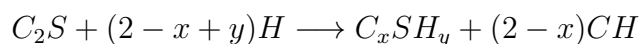
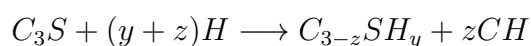


**Abbildung 3.6:** Schematische Darstellung der Wärmeentwicklung während der Hydratation und deren Einteilung in fünf Phasen nach Kondo u. a. (1968) und Stark u. a. (2000)

großen Streubreite. Die dafür verantwortlichen Einflussfaktoren werden in den Kapiteln 3.3.2 und 3.3.3 beschrieben.

### 3.3.1 Reaktionsmechanismen

Die Klinkerphasen Alit ( $C_3S$ ) und Belit ( $C_2S$ ) des Zements reagieren mit dem zugegebenen Anmachwasser ( $H_2O$  kurz  $H$ ) zu Calciumsilikathydraten ( $CSH$ -Phasen) variabler Zusammensetzung und Calciumhydroxid ( $Ca(OH)_2$  kurz  $CH$ ) (Stark u. a. 2000; Hesse 2009).



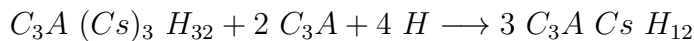
Die Zusammensetzung der  $CSH$ -Phasen wird von der Temperatur, dem Wasser/Zement-Wert und der Zementzusammensetzung beeinflusst (Hesse 2009). Je nach Zusammensetzung bilden sich plättchen- oder nadelförmige Strukturen aus, deren Ausbildung wiederum die Festigkeit beeinflusst (Stark u. a. 2000). Die Aluminatphase ( $C_3A$ ) reagiert mit dem Anmachwasser und

dem darin gelösten Calciumsulfat ( $C_sH_2$ , Anhydrit, Gips) zu Trisulfat (Ettringit).

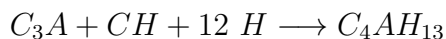


Die Reaktionen zu  $CSH$ -Phasen läuft unmittelbar nach Zugabe des Wassers (Initialphase) als schnelle Oberflächenreaktion ab, wird jedoch durch eine dünne Schicht aus bereits gebildeten  $CSH$ -Phasen und das um das restliche Alit und Belit entstehende Ettringit nach rund 5 bis 15 Minuten wieder stark verzögert. Die Wärmeentwicklungsrate ist dabei relativ hoch, liefert aufgrund der kurzen Wirkungsdauer jedoch nur einen vernachlässigbaren kleinen Anteil der insgesamt während der Hydratation freigesetzten Wärmemenge.

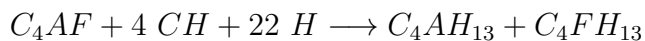
Es folgt die dormante Phase, solange bis nach rund ein bis drei Stunden sämtliches Calciumsulfat für die Bildung von weiterem Ettringit aufgebraucht ist. Die abbindeverzögernde Wirkung des Gipses ist damit beendet. Anschließend wird das bereits gebildete Trisulfat (Ettringit) durch Reaktion mit der noch verbleibenden Aluminatphase zu Monosulfat reduziert (Stark u. a. 2000).



Es kommt zum Aufbrechen der reaktionshemmenden Schicht, so dass Alit und Belit wieder zu  $CSH$ -Phasen umgesetzt werden (Akzelerationsphase). Des Weiteren wird nach dem Aufbrauchen der Sulfate aus der noch vorhandenen Aluminatphase und dem aus der  $CSH$ -Reaktion anfallendem Calciumhydroxid zusammen mit Wasser Calciumaluminathydrat gebildet.



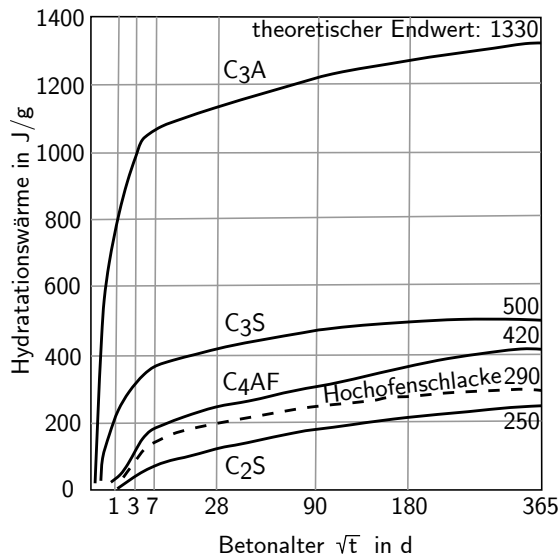
Aus der Ferritphase wird mit Calciumhydroxid und Wasser Calciumaluminatferrathydrat gebildet.



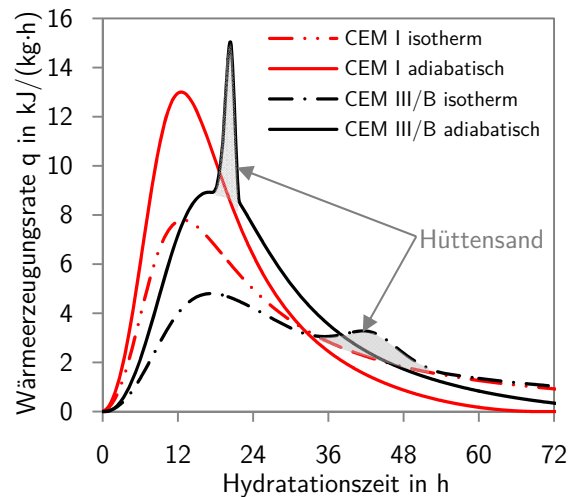
Die Reaktionsgeschwindigkeit nimmt durch die um das Zementkorn wachsenden Hydratationsprodukte zunehmend ab, da die Diffusionswege in das noch unhydratisierte Zementkorn immer länger werden (Retardationsphase). Ist eine vollständige Hydratation erreicht, das Anmachwasser verbraucht oder der Porenraum ausgefüllt, kommt die Zementhydratation zum Erliegen (Endphase). Der maximale Hydratationsgrad liegt in der Regel bei 70-80 % (Breugel 1994).

### 3.3.2 Einfluss der Baustoffeigenschaften und -zusammensetzung

Die Wärmeentwicklung infolge Hydratation wird von einer Vielzahl von Faktoren beeinflusst, die nachstehend erläutert werden.



**Abbildung 3.7:** Wärmeentwicklung der einzelnen Klinkerphasen und von Hochofenschlacke (Locher 1973; Wischers 1984)



**Abbildung 3.8:** Verlauf der Wärmeezeugungsrate von CEM I und CEM III/B jeweils unter isothermen ( $T_{iso} = 20\text{ °C}$ ) und adiabatischen ( $T_0 = 23\text{ °C}$ ) Randbedingungen

**Zusammensetzung des Zements:** Die in Tabelle 3.2 aufgeführten Hauptklinkerphasen besitzen unterschiedliche Reaktionsenthalpien (Abb. 3.7). Die Wärmeentwicklung in der Aluminatphase ( $1330\text{ J/g}$ ) ist dabei wesentlich größer als die der restlichen Hauptklinkerphasen. Der Hüttensand (granulierte Hochofenschlacke) besitzt mit  $290\text{ J/g}$  eine niedrigere Wärmeentwicklung als die meisten Klinkerphasen. Durch den teilweisen Ersatz von Klinkerphasen durch puzzolanische Stoffen (natürliche Puzzolane oder Flugasche) oder latent hydraulische Stoffe (Hüttensand) lässt sich daher die Hydrationswärme des Zementes reduzieren (Henning u. a. 2014; Lopes Madaleno 2002; DBV 1995).

Abbildung 3.8 zeigt die unterschiedliche Entwicklung der Wärmeezeugungsrate eines Portlandzementes (CEM I) und eines Hochofenzementes (CEM III). Der verminderte Anteil an Portlandzementklinkern im CEM III bewirkt eine sichtbare Reduzierung der Wärmeezeugungsrate gegenüber dem CEM I. Der im CEM III für den teilweisen Ersatz des Klinkers verwendete und verzögert einsetzende Hüttensand bewirkt nur eine vergleichsweise geringere Wärmeezeugungsrate als die äquivalente Menge an Klinkern im CEM I. Die gesamte Wärmefreisetzung

des Zementes ergibt sich aus der Summe der Wärmefreisetzung seiner einzelnen Komponenten (Plannerer 1998; Eierle 2000a; Lopes Madaleno 2002).

**Mahlfeinheit des Zements:** Eine größere Mahlfeinheit des Zementkorns führt zu einer größeren Oberfläche und damit zu einer größeren Angriffsfläche für das Anmachwasser, wodurch die Hydratation schneller abläuft und der Beton eine stärkere Erwärmung erfährt (Czernin 1977; Mangold 1994; Lopes Madaleno 2002).

**Zementanteil des Betons:** Die Zuschlagstoffe des Betons bestimmen wesentlich dessen Temperaturleitfähigkeit und Wärmekapazität, setzen jedoch keine Wärme frei. Die Wärmeentwicklung im Beton resultiert folglich ausschließlich aus der Zementhydratation. Daher ist die Menge der insgesamt freigesetzten Wärme und der damit verbundene zeitliche Ablauf der Wärmeentwicklung im Beton unmittelbar vom vorhanden Zementanteil  $z$  abhängig.

$$q_b(t) = z \cdot q_z(t) \quad \text{mit: } z = \frac{m_z}{\rho_B} \quad (3.23)$$

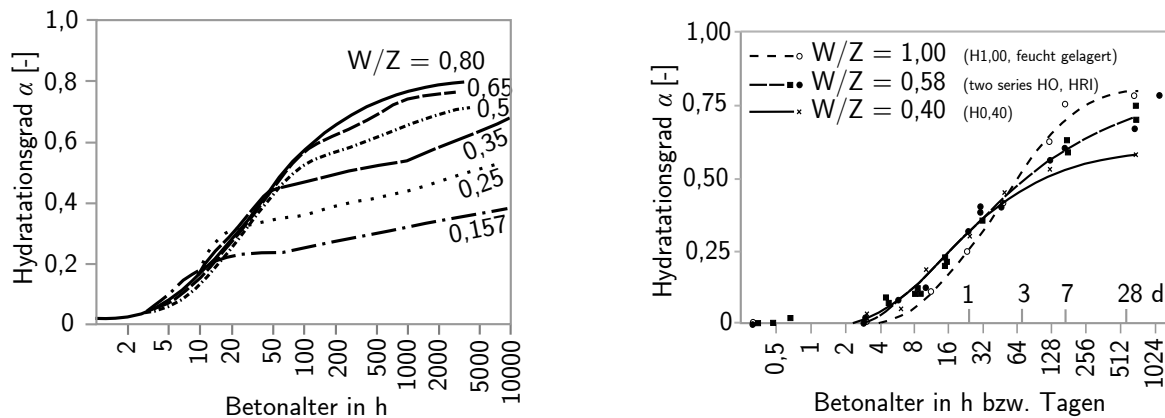
mit:

$q_b(t)$	Wärmeerzeugungsrate des Betons zum Zeitpunkt t	kJ/(kg h)
$q_z(t)$	Wärmeerzeugungsrate des Zements zum Zeitpunkt t	kJ/(kg h)
$z$	Zementanteil des Betons	-
$m_z$	Massenanteil Zement pro m <sup>3</sup> Beton	kg/m <sup>3</sup>
$\rho_B$	Dichte des Betons	kg/m <sup>3</sup>

Bei isothermen Randbedingungen besteht folglich ein linearer Zusammenhang zwischen der maximalen Wärmerate und dem Zementgehalt des Betons. Bei adiabatischen oder teiladiabatischen Randbedingungen ist der Zusammenhang, aufgrund des sich durch steigende Temperaturen selbst beschleunigenden Prozesses, hingegen nicht mehr linear.

**Wasserzementwert des Betons (W/Z-Wert):** Nach Rostásy u. a. (2002a) ist eine vollständige Erhärtung des Betons ab einem W/Z-Wert kleiner als 0,45 aufgrund von Selbstaus-trocknung nicht mehr möglich. Auch Powers u. a. (1948) und Byfors (1980) nennen einen minimal erforderlichen W/Z-Wert von 0,4 für eine vollständige Hydratation. Taplin (1959) und Byfors (1980) haben den Einfluss verschiedener W/Z-Werte auf den Hydratationsprozess untersucht (Abb. 3.9). Demnach besitzt der W/Z-Wert innerhalb der üblichen Grenzen (0,4 bis 1,0) keinen wesentlichen Einfluss auf den Verlauf der Hydratation innerhalb der ersten 48 Stunden. Anschließend wirkt sich die Größe des W/Z-Werts auf den maximal erreichbaren

Hydratationsgrad aus. Je höher der W/Z-Wert ist, desto weiter kann die Hydratation fortschreiten, bevor sie zum Erliegen kommt. Als Ursache gilt eine dichtere Zementpaste bei geringeren W/Z-Werten, die die Diffusion des Wassers zum Reaktionsort erschwert (Byfors 1980). Da der Hauptanteil der Wärme innerhalb der ersten 48 Stunden erzeugt wird, hat der W/Z-Wert insgesamt einen vergleichsweise geringen Einfluss auf die Wärmeentwicklung (Plannerer 1998).



**Abbildung 3.9:** Einfluss des W/Z-Wertes auf die Entwicklung des Hydratationsgrades. Ergebnisse von Taplin (1959)(links) und Byfors (1980)(rechts)

**Zusatzmittel:** Für eine Modifizierung der Eigenschaften des Frischbetons und/oder des erhärteten Betons existieren verschiedene Zusatzmittel. So können beispielsweise die Erstarrungs- und Erhärtungsprozesse beschleunigt oder verzögert werden. Ebenso können die Konsistenz des Frischbetons zur besseren Verarbeitung verändert, der Frostwiderstand erhöht oder das Betongefüge durch Luftporenbildner beeinflusst werden (Kampen 2014; Henning u. a. 2014). Trotz des geringen Massenanteils der Zusatzmittel am Zement (in der Regel  $< 5$  M.-% (Kampen 2014)) können Zusatzmittel neben ihren gewünschten Einflüssen auf die Festigkeit und das Dehnungsverhalten auch einen Einfluss auf den Hydratationsablauf und damit auch auf die Wärmeentwicklung haben (Laube 1990). Dieser hängt jedoch spezifisch von den einzelnen unterschiedlichen Zusatzmitteln in Kombination mit weiteren Einflussfaktoren ab. Aufgrund des daraus resultierenden Umfangs werden in dieser Arbeit die Einflüsse von Zusatzmitteln nicht weiter diskutiert. Untersuchungen zu Zusatzmitteln im Zusammenhang mit jungem Beton wurden unter anderem von Manns u. a. (1979) oder Schäffel (2009) durchgeführt.

### 3.3.3 Einfluss der Betontemperatur

Neben den im vorherigen Kapitel erläuterten Baustoffeigenschaften und -zusammensetzungen ist der Verlauf der Wärmeezeugung auch von der sich im Beton einstellenden Tempera-

tur  $T_i$  abhängig. Diese wird häufig auch als „System- oder Prozesstemperatur“ bezeichnet. Die Kopplung von Wärmeentwicklung und Prozesstemperatur spielt bei massiven Bauteilen, wie sie im Wasserbau allgemein üblich sind, insbesondere bei Gewichtsstaumauern, eine ausschlaggebende Rolle. Dies ergibt sich aus dem geringeren Verhältnis zwischen Bauteiloberfläche und Bauteilvolumen als bei schlanken Bauteilen. Dadurch fließt die produzierte Wärme langsamer ab und der Anstieg der Prozesstemperatur fällt höher aus als bei schlanken Bauteilen.

Liegen adiabatische oder teiladiabatische Randbedingungen vor, d.h. die infolge Hydratation produzierte Wärme kann nicht bzw. nicht vollständig abgeführt werden, kommt es zu einer Erwärmung des aushärtenden Betons. Der Temperaturanstieg  $\Delta T$  ist dabei proportional zu der im Beton verbleibenden Wärme  $Q$  (Kosmahl 2006):

$$\Delta T = \frac{Q}{V \cdot \rho_B \cdot c} \quad (3.24)$$

mit:

$\Delta T$	Temperaturanstieg	K
$Q$	Wärme im Bauteil	kJ
$V$	Volumen des Bauteils	m <sup>3</sup>
$\rho_B$	Dichte des Betons	kg/m <sup>3</sup>
$c$	spezifische Wärmekapazität	kJ/(kg K)

Infolge dieser Erwärmung beschleunigt sich der Hydratationsprozess gegenüber dem Ablauf bei isothermen Randbedingungen (Abb. 3.8 und 3.12). Gleichzeitig erhöht sich dabei auch die Wärmeerzeugungsrate  $q$ , wodurch die Betontemperatur wiederum weiter steigt. Der Prozess beschleunigt sich somit selbst, wodurch der Beton zunehmend schneller und stärker erwärmt wird. Allerdings kommt der beschleunigte Hydratationsprozess früher zum Erliegen, da die insgesamt maximal freisetzbare Wärme identisch bleibt (3.31). Um diesen sich selbst beschleunigenden Prozess mathematisch beschreiben zu können, wurde die in Kapitel 3.3.4 beschriebene Reifefunktion entwickelt.

### 3.3.4 Beschreibung des Hydratationsfortschrittes

**Hydratationsgrad und Reaktionsgrad** Sowohl der Hydratationsgrad als auch der Reaktionsgrad bilden ein Verhältnis zur Quantifizierung des aktuellen bisher erreichten Fortschrittes des Hydratationsprozesses. Sie besitzen jedoch unterschiedliche physikalische Bezugsgrößen. Der Hydratationsgrad  $\alpha(t)$  beschreibt den zum Zeitpunkt  $t$  bereits hydratisierten Massenanteil

der insgesamt vorhandenen Zementmenge (Kosmahl 2006).

$$\alpha(t) = \frac{m_{z,hyd}(t)}{m_z} \quad (3.25)$$

mit:

$\alpha(t)$	Hydratationsgrad	-
$m_{z,hyd}(t)$	bis zum Zeitpunkt $t$ bereits hydratisierter Zementanteil	kg/m <sup>3</sup>
$m_z$	vorhandener Massenanteil Zement pro m <sup>3</sup> Beton	kg/m <sup>3</sup>

Der Reaktionsgrad  $r(t)$  definiert hingegen welcher Anteil der insgesamt potentiell vorhandenen maximalen Wärmemenge zum Zeitpunkt  $t$  bereits freigesetzt wurde (De Schutter u. a. 1995a).

$$r(t) = \frac{Q(t)}{Q_{max}} = \frac{1}{Q_{max}} \cdot \int q(t) \, dt \quad (3.26)$$

mit:

$r(t)$	Reaktionsgrad	-
$Q(t)$	bis zum Zeitpunkt $t$ bereits freigesetzt Wärmemenge	kJ/kg
$Q_{max}$	maximal freisetzbare Wärmemenge	kJ/kg
$q(t)$	Wärmeerzeugungsrate zum Zeitpunkt $t$	kJ/(kg h)

Der Hydratationsgrad ist dabei eine rein theoretische Größe, da sich die hydratisierte Zementmenge nicht experimentell messen lässt (Kosmahl 2006). Die freigesetzte Wärmemenge ist jedoch unmittelbar an die hydratisierte Zementmenge gekoppelt, so dass der Hydratationsgrad vereinfachend häufig mit dem Reaktionsgrad gleichgesetzt wird (De Schutter u. a. 1995a; Eierle 2000a; Kosmahl 2006):

$$\alpha(t) = r(t) = \frac{1}{Q_{max}} \cdot \int q(t) \, dt \quad (3.27)$$

**Die Reifefunktion** Anhand der Reifefunktion  $F(T_i)$  lässt sich der Verlauf der isothermen Wärmeentwicklung in den Verlauf der adiabatischen oder teiladiabatischen Wärmeentwicklung überführen und umgekehrt (Lopes Madaleno 2002). Die Reifefunktion ist von der Systemtemperatur  $T_i$  abhängig und auf eine Standardtemperatur  $T_s$  bezogen, die der konstanten Temperatur des vorliegenden bzw. umzurechnenden isothermen Zustandes entspricht. Für die Reifefunktion existieren mehrere Ansätze verschiedener Autoren (Tab. 3.3), die von Byfors (1980) und Laube (1990) ausführlich beschrieben und bewertet werden. Abbildung 3.10 zeigt den Verlauf der

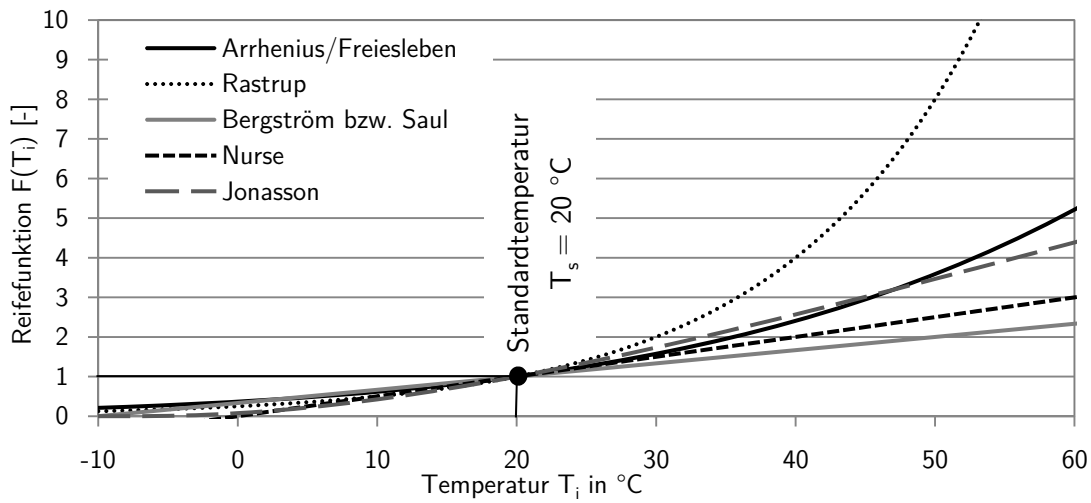
**Tabelle 3.3:** Ansätze zur Beschreibung der Reifefunktion

Ansatz nach	Reifefunktion F
Nurse	$F(T_i) = k \cdot T_i$
Saul (1951)	$F(T_i) = \frac{T_i + 10}{30}$
Bergström (1953)	$F(T_i) = k \cdot (T_i + 10)$
Freiesleben u.a. (1977)	$F(T_i) = \exp\left(\frac{E_A}{R} \cdot \left(\frac{1}{273 + T_s} - \frac{1}{273 + T_i}\right)\right)$ R = universelle Gaskonstante 8,315 J/(mol · K) E <sub>A</sub> = Aktivierungsenergie abhängig vom verwendeten Zement
Jonasson (1994)	$F(T_i) = \exp\left(\Theta \cdot \left(\frac{1}{293} - \frac{1}{T_i + 273}\right)\right)$ mit der Aktivierungstemperatur $\Theta = 5700 \left(\frac{30}{T_i + 10}\right)^{0,54}$
Rastrup (1954)	$F(T_i) = 2^{\left(\frac{T_i - 20}{10}\right)}$

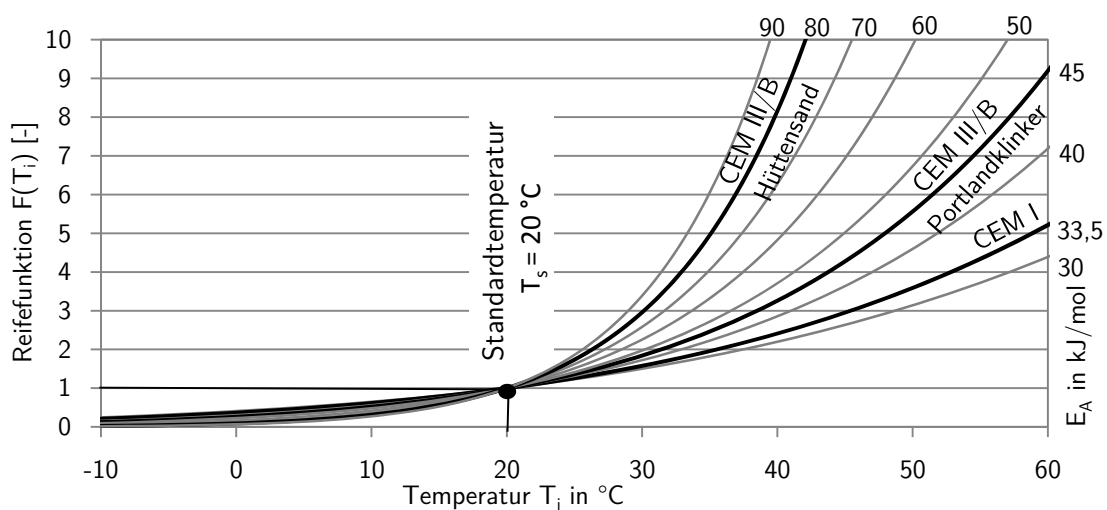
$T_i$  = Systemtemperatur,  $T_s$  = Standardtemperatur

Reifefunktion für verschiedene Ansätze bei  $T_s = 20$  °C. Alle Verläufe nehmen für  $T_i = T_s$  den Wert eins an. Häufig verwendete Ansätze stellen die Ansätze nach Saul (1951) und Freiesleben u. a. (1977) dar laut (Eierle 2000a). Der vereinfachte Ansatz von Saul (1951) bildet aufgrund seiner Linearität die tatsächlichen Vorgänge im Beton bei höheren Temperaturen nicht gut ab und eignet sich daher nur für Bereiche, in denen die Koppelung zwischen Hydratationsfortschritt und Temperaturfeld lediglich eine untergeordnete Rolle spielen (Laube 1990). Freiesleben u. a. (1977) verwenden hingegen den Arrheniusansatz und beziehen somit auch die chemische Aktivierungsenergie  $E_A$  mit ein. Damit erzielen sie über einen weiten Temperaturbereich von -10 °C bis 80 °C gute Übereinstimmungen mit vorliegenden Versuchsergebnissen (Byfors 1980). In der vorliegenden Arbeit wird daher ebenfalls der Ansatz nach Freiesleben u. a. (1977) verwendet.

Abbildung 3.11 zeigt den Ansatz nach Freiesleben u. a. (1977) unter Variation der Aktivierungsenergie  $E_A$ . Die Aktivierungsenergie ist, wie in Tabelle 3.4 gezeigt, von der Zementart abhängig. Carino u. a. (1992) haben weitere Versuche zur Reifefunktion durchgeführt. Die Ergebnisse zeigen, dass auch innerhalb einer Zementart die Aktivierungsenergie deutlich variieren kann. So beträgt die Aktivierungsenergie von CEM I in Abhängigkeit vom Wassergehalt und unterschiedlichen Zusatzmitteln zwischen etwa 30 kJ/mol und 64 kJ/mol.



**Abbildung 3.10:** Verschiedene Ansätze der Reifefunktion nach Tabelle 3.3 bei einer Standardtemperatur  $T_S = 20\text{ °C}$  für einen CEM 1



**Abbildung 3.11:** Reifefunktion nach Arrhenius/Freiesleben unter Variation der Aktivierungsenergie  $E_A$  bei einer Standardtemperatur  $T_S = 20\text{ °C}$

**Tabelle 3.4:** Zusammenstellung der Aktivierungsenergien  $E_A$  in kJ/mol für verschiedene Zemente

Freiesleben u. a. (1977)			Rostásy u. a. (2002)	De Schutter und Taerwe (1995)	
Temp.	CEM I	Phase	CEM III/A	CEM III/B	CEM III/C
$\geq 20\text{ °C}$	33,5	K (Klinker)	45	45	55
$< 20\text{ °C}$	$33,5 + 1,47 (20 - T_i)$	S (Hüttensand)	-	80	45

Abbildung 3.12 stellt den Zusammenhang zwischen isothermer und adiabatischer Wärmeentwicklung anhand der Verläufe der produzierten Wärme und der Wärmeerzeugungsrate grafisch dar. Die insgesamt freigesetzte Wärmemenge nimmt unabhängig von den thermischen Randbedingungen (isothermen, adiabatisch bzw. teiladiabatisch) denselben Endwert an, wie durch (3.31) beschrieben. Der Endwert wird aufgrund der unterschiedlichen Verläufe allerdings jeweils zu einem anderen Zeitpunkt erreicht.

Die gegenseitige Umrechnung der isothermen und adiabatischen bzw. teiladiabatischen Verläufe erfolgt dabei durch eine gleichzeitige Transformation von sowohl der Zeit als auch der Wärmeerzeugungsrate anhand der Reifefunktion  $Ft(T_i)$  (Kosmahl 2006):

$$t = \int \frac{dt_w}{F(T_i)} \quad \text{bzw.} \quad t_w = \int F(T_i) \cdot dt \quad (3.28)$$

$$q(t) = q_{iso}(t_w) \cdot F(T_i) \quad (3.29)$$

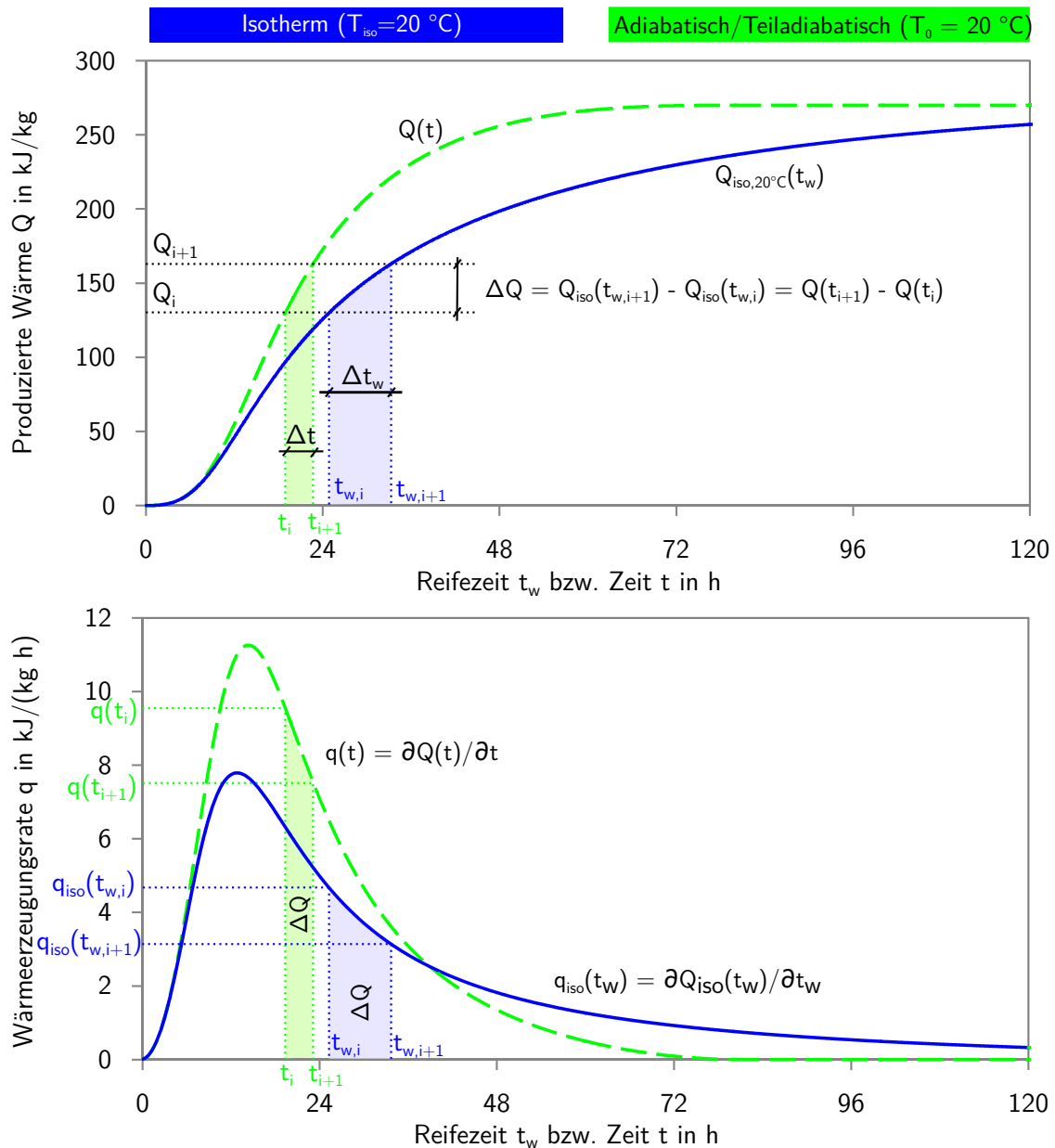
$$Q(t) = Q_{iso}(t_w) \quad (3.30)$$

$$Q_{max} = Q_{iso,max} \quad (3.31)$$

Anhand (3.28) kann für jede produzierte Wärmemenge  $Q$  die zugehörige Realzeit  $t$  des adiabatischen oder teiladiabatischen Zustandes in die äquivalente Reifezeit  $t_w$  des isothermen Zustandes transformiert werden. Folglich entsprechen sich die erzeugte Wärmemenge des adiabatischen bzw. teiladiabatischen Hydratationsprozesses  $Q(t)$  zur Realzeit  $t$  und die erzeugte Wärmemenge des isothermen Hydratationsprozesses  $Q_{iso}(t_w)$  zur äquivalenten Reifezeit  $t_w$  wie in (3.30) beschrieben und in Abbildung 3.12 (oben) gezeigt.

Durch die Zeittransformation wird die in Kapitel 3.3.3 beschriebene zeitliche Beschleunigung des adiabatischen Hydratationsprozesses gegenüber dem Ablauf bei isothermen Randbedingungen abgebildet. Die Reifezeit wird von beispielsweise Eierle (2000b), Gutsch (1998) oder Huckfeldt (1993) auch als „wirksames Betonalter“ bezeichnet.

(3.29) ermittelt aus der isothermen Wärmeerzeugungsrate  $q_{iso}(t_w)$  zur äquivalenten Reifezeit  $t_w$  dann die entsprechende adiabatische bzw. teiladiabatische Wärmeerzeugungsrate  $q(t)$  zur Realzeit  $t$  des adiabatischen bzw. teiladiabatischen Hydratationsprozesses (Abb. 3.12 unten). Die Transformation der Wärmeerzeugungsrate gibt dabei die Zunahme der Wärmeerzeugungsrate mit steigender Systemtemperatur, wie sie sich unter adiabatischen bzw. teiladiabatischen Randbedingungen einstellt, wieder (Kapitel 3.3.3).



**Abbildung 3.12:** Grafische Darstellung des Zusammenhangs zwischen isothermer und adiabatischer bzw. teiladiabatischer Wärmeentwicklung über die Reifefunktion am Beispiel eines CEM I 52,5 nach Kosmahl (2006)

### 3.3.5 Experimentelle Bestimmung der Wärmeerzeugungsrate

Für die Messung der Wärmeentwicklung infolge Hydratation stehen verschiedene Messverfahren zur Verfügung (Grube u. a. 1993; Lopes Madaleno u. a. 1998). In der Literatur sind zahlreiche Untersuchungen mit zugehörigen Ergebnissen beschrieben. Daher wird in dieser Arbeit auf in der Literatur dokumentierte Ergebnisse zur Bestimmung der Wärmeentwicklungsrate zurückgegriffen.

Im Folgenden werden die gängigsten Verfahren kurz beschrieben.

**Adiabatische Betonkalometrie:** Durch Isolierung der hydratisierenden Betonprobe kann keine Wärme abgeführt werden. Der Verlauf der Wärmeentwicklung kann somit über den resultierenden Temperaturanstieg der Probe zurückgerechnet werden. Zur Isolierung dient in der Regel Polystyrolschaum oder ein die Probe umgebender Wasserring, der identisch zur Temperaturerhöhung der Probe aufgewärmt wird (De Schutter u. a. 1995b).

**Isotherme Zementkalometrie:** Die Messung erfolgt anhand einer Zementleimprobe, deren Temperatur über den gesamten Versuchsablauf konstant gehalten wird. Der Probenträger ist temperaturgeregelt und hält die, sich infolge Hydratation erhitzende, Zementleimprobe durch sukzessive Kühlung isotherm. Der Probenträger besitzt eine wesentlich höhere Temperaturleitfähigkeit als die Probenumgebung, so dass der Wärmeaustausch weitestgehend über den Probenträger erfolgt. Durch die erforderliche Kühlleistung am Probenträger wird der insgesamt aus der Zementleimprobe abgeführte Wärmefluss ermittelt. Dieser entspricht der Wärmeerzeugungsrate  $q_{iso}$  des hydratisierenden Zementleims.

**Isotherme Lösungskalometrie:** Die DIN EN 196-8 beschreibt die Versuchsbedingungen der isothermen Lösungskalorimetrie. Es wird die Lösungswärme einer hydratisierenden Zementleimprobe und einer trockenen nicht hydratisierenden Zementleimprobe in einer Säuremischung bestimmt. Aus der Differenz lässt sich die Hydratationswärme ermitteln.

**Teiladiabatische Kalorimetrie** Die DIN EN 196-9 beschreibt die Versuchsbedingungen der teiladiabatischen Kalorimetrie. Sie stellt eine Kombination aus der isothermen und adiabatischen Kalorimetrie dar. Es wird sowohl die Temperaturerhöhung als auch der abgeführte Wärmefluss während der Hydratation gemessen. Die entwickelte Hydratationswärme  $Q(t)$  der Zementprobe zum Zeitpunkt  $t$  entspricht dann der Summe aus der im Kalorimeter aus dem Temperaturanstieg rückrechenbaren gespeicherten Wärme und der bis dahin an die Umgebung absorbierten Wärme. Der Vorteil dieser Methode liegt darin, dass für die Messung von Wärmeverlusten hier keine Temperaturregelung der Probe erforderlich ist und der sich infolge steigender Systemtemperatur selbst beschleunigende Hydratationsprozess unter einbaunahen Bedingungen nachempfunden wird (Grube u. a. 1993).

### 3.3.6 Modellierungsansätze der Wärmeezeugungsrate

Zur Bestimmung des zeitlichen Verlaufs der Wärmeezeugungsrate  $q(t)$  existieren prinzipiell zwei unterschiedliche Herangehensweisen (Kosmahl 2006). Diese unterscheiden sich in der jeweils gewählten Ausgangsgröße. Während bei der einen Methode die Berechnung der Wärmeezeugungsrate auf der Vorgabe der Reifezeit basiert, wird bei der anderen Methode hingegen der Hydratationsgrad vorgegeben. Beide Herangehensweisen werden im Folgenden näher erläutert.

#### Berechnung der Wärmeezeugungsrate anhand der Reifezeit über empirische Ansätze des Hydratationsgrades

Die Wärmeezeugungsrate  $q(t)$  zum Zeitpunkt  $t$  wird bei dieser Methode aus der zeitlichen Ableitung der bisher erzeugten Wärme  $Q(t)$  ermittelt:

$$q(t) = Q(t) \frac{d}{dt} \quad (3.32)$$

Die bis zum Zeitpunkt  $t$  infolge Hydratation entwickelte Wärme  $Q(t)$  ermittelt sich dabei aus dem Hydratationsgrad  $\alpha(t)$  und der maximal freisetzbaren Wärme  $Q_{max}$  zu:

$$Q(t) = \alpha(t) \cdot Q_{max} \quad (3.33)$$

Die maximal freisetzbare Wärme des Zements  $Q_{max}$  lässt sich aus der Zusammensetzung der einzelnen Klinkerphasen und deren jeweiligen Endwerten der Reaktionsenthalpien nach Abbildung 3.7 bestimmen. Durch einsetzen von (3.33) in (3.32) erhält man:

$$q(t) = \alpha(t) \frac{d}{dt} \cdot Q_{max} \quad (3.34)$$

Für die erforderliche Differenzierbarkeit des Hydratationsgrades  $\alpha(t)$  wird dieser durch empirische Ansatzfunktionen formuliert, von denen eine gängige Auswahl in Tabelle 3.5 zusammengestellt ist. Die Ansätze von Jonasson (1994), Rastrup (1954) und Wesche (1982) basieren auf dem ursprünglichen Ansatz von Byfors 1980. Daher liefern diese recht ähnliche Ergebnisse (Abb. 3.13). Der Ansatz nach Marx 1987 hingegen bildet den S-förmigen Verlauf zu Beginn der Hydratation nicht ab (Eierle 2000a). Die jeweils erforderlichen Modellparameter werden durch Regressionsanalysen bestimmt. Um die Ansätze auf jeden beliebigen Temperaturverlauf anwenden zu können, werden die für die Regressionsanalysen erforderlichen Messdaten anhand von isothermen Versuchen gewonnen (Kapitel 3.3.5) und die Ansätze in Abhängigkeit der

**Tabelle 3.5:** Empirische Ansätze zur Beschreibung des Hydratationsgrades

Ansatz nach	Hydratationsgrad $\alpha(t_w)$ bzw. $\alpha(t)$
Byfors (1980)	$\alpha(t_w) = \exp(-a(\ln(t_w))^{-b})$
Wesche (1982)	$\alpha(t_w) = \exp(-a \cdot t_w^{-b})$
Jonasson (1994)	$\alpha(t_w) = \exp\left(a \cdot \left[\ln\left(1 + \frac{t_w}{t_k}\right)\right]^b\right)$ $t_k = \text{Zeitkonstante (gleiche Einheit wie } t_w)$
Rastrup (1954)	$\alpha(t_w) = c + n \cdot \exp(-a \cdot t_w^{-b})$
Marx (1987)	$\alpha(t_w) = 1 - \exp\left(-\left(\frac{t_w}{t_b}\right)^b\right)$ $t_b = \text{Geschwindigkeitsfaktor } 20 \leq t_b \leq 80 \text{ [h] (gleiche Einheit wie } t_w)$

$t_w$  = Reifezeit,  $t$  = Realzeit

$a, b, c, n$  = nichtlineare Modellparameter (Bestimmung aus Regression)

Reifezeit  $t_w$  formuliert. Dadurch ergibt sich:

$$q(t_w) = \alpha(t_w) \frac{d}{dt} \cdot Q_{max} \quad (3.35)$$

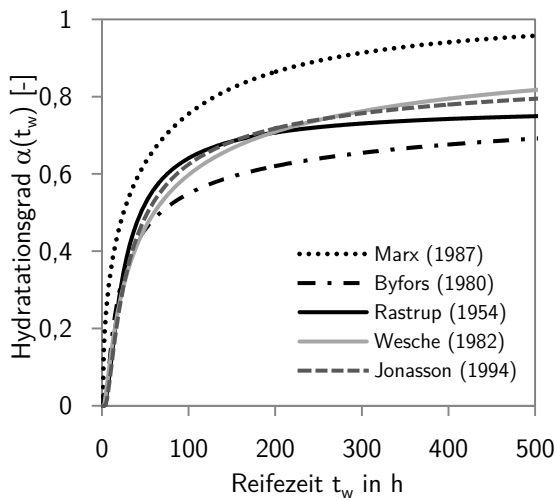
Die zur aktuellen Realzeit  $t$  zugehörige Reifezeit  $t_w$  ergibt sich dabei unter Verwendung der Reifefunktion  $F(T_i)$  gemäß (3.28). Anhand von (3.29) und (3.34) erhält man die Wärmeerzeugungsgeschwindigkeit  $q(t)$  zum Zeitpunkt  $t$  in Abhängigkeit der Reifezeit  $t_w$  zu:

$$q(t) = q(t_w) \cdot F(T_i) = \alpha(t_w) \frac{d}{dt} \cdot Q_{max} \cdot F(T_i) \quad (3.36)$$

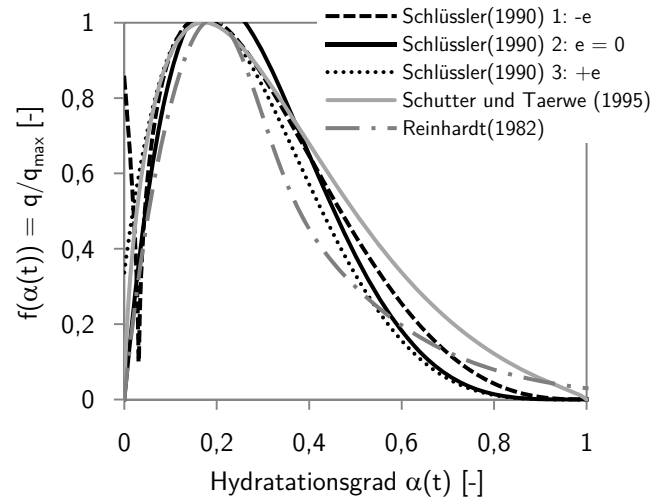
Da diese Herangehensweise in der vorliegenden Arbeit nicht weiter verfolgt wird, wird für eine ausführliche Darstellung der verschiedenen Ansätze des Hydratationsgrades und deren Regressionsparameter auf Eierle (2000a) und Lopes Madaleno (2002) verwiesen.

### **Berechnung der Wärmeerzeugungsgeschwindigkeit anhand des Hydratationsgrades über empirische Formfunktionen**

Bei dieser Methode wird zunächst der zum Zeitpunkt  $t$  zugehörige Hydratationsgrad  $\alpha(t)$  bestimmt. Dieser ergibt sich gemäß (3.27) aus dem Verhältnis der bereits erzeugten Wärmemenge  $Q(t)$  zur maximal freisetzbaren Wärmemenge  $Q_{max}$ . Der Hydratationsgrad dient anschließend als Eingangsparameter für die empirische Formfunktion  $f(\alpha(t))$ . Diese lässt sich durch isotherme



**Abbildung 3.13:** Verschiedene Ansätze des Hydratationsgrades für CEM III/B 32,5



**Abbildung 3.14:** Verschiedene Ansätze der Formfunktion für CEM I

Differential-Kalometrie-Versuche bei konstanter Standarttemperatur  $T_s$  bestimmen. Dabei wird die gemessene Wärmeezeugungsrates  $q_{iso}(t)$  ins Verhältnis zur maximal gemessenen Wärmeezeugungsrates  $q_{iso,max}$  gesetzt und über den Hydratationsgrad  $\alpha$  aufgebracht (Abb. 3.15).

Durch die Bildung der relativen Wärmeezeugungsrates  $q_{iso}(t)/q_{iso,max}$  ist die Formfunktion unabhängig von der Temperatur  $T_s$  (De Schutter u. a. 1995b) und lässt sich damit für die Bestimmung der adiabatischen und teiladiabatischen Wärmeentwicklung heranziehen. In Kombination mit der Reifefunktion  $F(T_i)$  lässt sich die Wärmeezeugungsrates  $q(t)$  zum Zeitpunkt  $t$  in Abhängigkeit des Hydratationsgrades und der aktuellen Systemtemperatur  $T_i$  wie folgt formulieren:

$$q(\alpha(t)) = q_{iso,max} \cdot f(\alpha(t)) \cdot F(T_i) \quad (3.37)$$

Verschiedene Autoren wie beispielsweise Reinhardt u. a. (1982) Schlüssler u. a. (1990) und De Schutter u. a. (1995b) haben verschiedene Funktionen zur mathematischen Beschreibung der Formfunktion  $f(\alpha(t))$  entwickelt (Tab. 3.6). Da in der vorliegenden Arbeit der Ansatz von De Schutter u. a. (1995b) weiter verfolgt wird, wird dieser im nächsten Kapitel 3.3.7 ausführlicher erläutert.

**Tabelle 3.6:** Ansätze normierter empirischer Formfunktionen von Portlandzement

Ansatz nach	Formfunktion $f(\alpha)=q_{iso}(\alpha)/q_{iso,max}$
Schlüßler (1990) 1: $-\epsilon$ 2: $\epsilon=0$ 3: $+\epsilon$	$f_1(\alpha) = \left( \frac{ \alpha(t) \pm \epsilon }{\alpha_w \pm \epsilon} \right)^m \cdot \left( \frac{1 - \alpha(t)}{1 - \alpha_w} \right)^n$ <p><math>\alpha_w</math> = Hydratationsgrad bei <math>q_{iso,max}</math>  <math>\epsilon</math> = Hydratationsgrad am Ende der Initialphase I</p>
Schutter und Taerwe (1995)	$f_1(\alpha) = c \cdot \{\sin[\alpha(t) \cdot \pi]\}^a \cdot \exp(-b \cdot \alpha(t))$
Reinhardt(1982)	$f_1(\alpha) = a \cdot \alpha(t)^2 \cdot \exp(-b \cdot \alpha(t)^3) + c \cdot \alpha(t) \cdot \exp(-d \cdot \alpha(t))$

a, b, c, d, n, m Modellparameter (Bestimmung aus Regression)

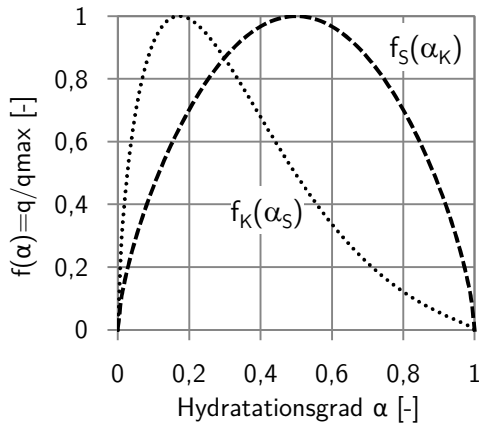
### 3.3.7 Das Hydratationsmodell von Schutter und Taerwe

De Schutter u. a. (1995b) haben sowohl isotherme als auch adiabatische Versuche zur Untersuchung der Wärmeentwicklung für verschiedene Zemente durchgeführt. Anhand der Versuche unter isothermen Randbedingungen entwickelten sie die zugehörigen Formfunktionen und verifizierten diese anschließend anhand der Versuche unter adiabatischen Randbedingungen. Demnach kann die isotherme Wärmeentwicklung von Portlandzement (CEM I 52,5) über die in Tabelle 3.6 gegebene Formfunktion sehr gut abgebildet werden. Die adiabatische Wärmeentwicklung hingegen wird mit dem gewonnenen Ansatz unterschätzt. Als mögliche Ursache diskutieren De Schutter u. a. (1995b) zusätzliche Effekte, die sich erst bei der höheren Temperaturentwicklung unter adiabatischen Randbedingungen einstellen, wie beispielsweise eine zusätzliche Transformation von Ettringit in Monosulfat.

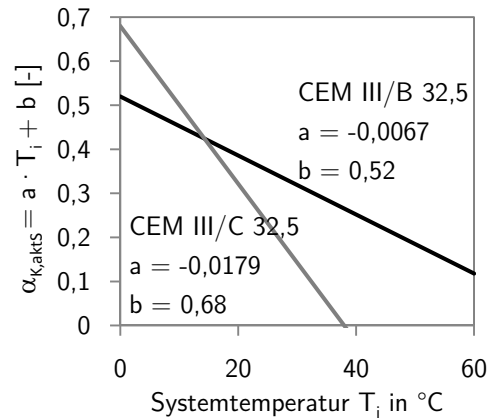
Für den Hochofenzement (CEM III/B 32,5 und CEM III/C 32,5) war die Ermittlung einer einzelnen Formfunktion, die für den gesamten relevanten Temperaturbereich Gültigkeit besitzt, nicht möglich. Als Ursache nennen De Schutter u. a. (1995b) den temperaturabhängigen, unterschiedlichen Reaktionsbeginn und die damit einhergehende unterschiedliche anschließende Wärmeentwicklung der Hüttensandphase. Daher werden für die Portlandklinkerphase (K-Phase) und die Hüttensandphase (S-Phase) zwei getrennte Formfunktionen vorgeschlagen (Abb. 3.15).

$$f_K(\alpha_K) = c_K \cdot [\sin(\alpha_K \cdot \pi)]^{a_K} \cdot \exp(-b_K \cdot \alpha_K) \quad (3.38)$$

$$f_S(\alpha_S) = [\sin(\alpha_S \pi)]^{a_S} \quad (3.39)$$



**Abbildung 3.15:** Formfunktion der K-Phase und der S-Phase (De Schutter u. a. 1995b)



**Abbildung 3.16:** Grenzwertfunktion für den Einsatzzeitpunkt der S-Phase (De Schutter u. a. 1995b)

Die Hydratationsgrade  $\alpha_K$  und  $\alpha_S$  werden dabei analog zu (3.27) berechnet:

$$\alpha_K = \frac{Q_K(t)}{Q_{Kmax}} = \frac{1}{Q_{Kmax}} \cdot \int q_K(t) dt \quad (3.40)$$

$$\alpha_S = \frac{Q_S(t)}{Q_{Smax}} = \frac{1}{Q_{Smax}} \cdot \int q_S(t) dt \quad (3.41)$$

Die Wärmeentwicklung beider Phasen wird separat gemäß (3.37) berechnet und anschließend superponiert (Abb. 3.17):

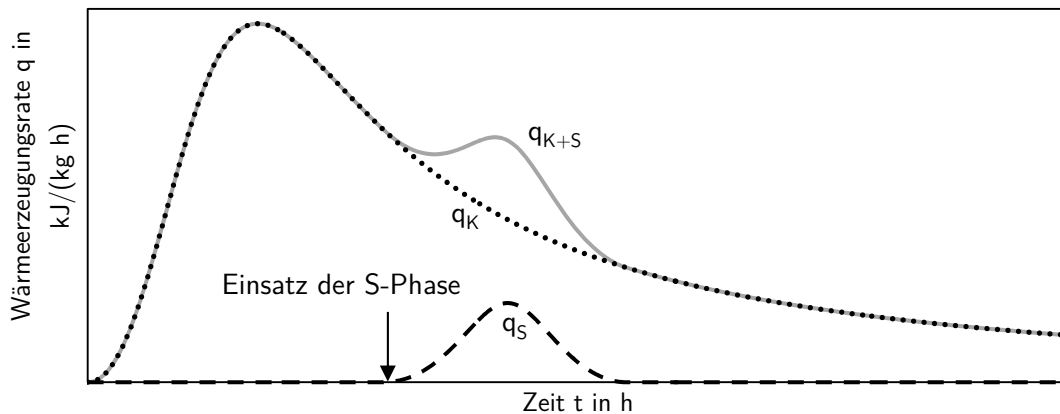
$$q_K = q_{K,max,T_s} \cdot f_K(\alpha_K) \cdot F_{T_s}(T_i) \quad (3.42)$$

$$q_S = q_{S,max,T_s} \cdot f_S(\alpha_S) \cdot F_{T_s}(T_i) \quad (3.43)$$

$$q = q_K + q_S \quad (3.44)$$

Den Reaktionsbeginn der Hüttzementphase für die beiden untersuchten Hochofenzemente beschreiben De Schutter u. a. (1995b) über die beiden in Abbildung 3.16 gezeigten Schwellenwertfunktionen. Diese definieren in Abhängigkeit der Systemtemperatur  $T_i$  die jeweiligen Hydratationsgrade  $\alpha_{K,aktS}$ , bei deren Überschreitung die Hüttensandphase aktiviert wird.

Abbildungen 3.18 und 3.19 zeigen den Vergleich der Ergebnisse des Hydratationsmodells von De Schutter u. a. (1995b) mit den Versuchsergebnissen anderer Autoren. Für die isothermen Versuche ergibt sich der erforderliche Parameter der maximalen isothermen Wärmeerzeugungsraten  $q_{max,T_{iso}}$  jeweils direkt aus den Versuchsergebnissen. Wurden keine isothermen Versuche



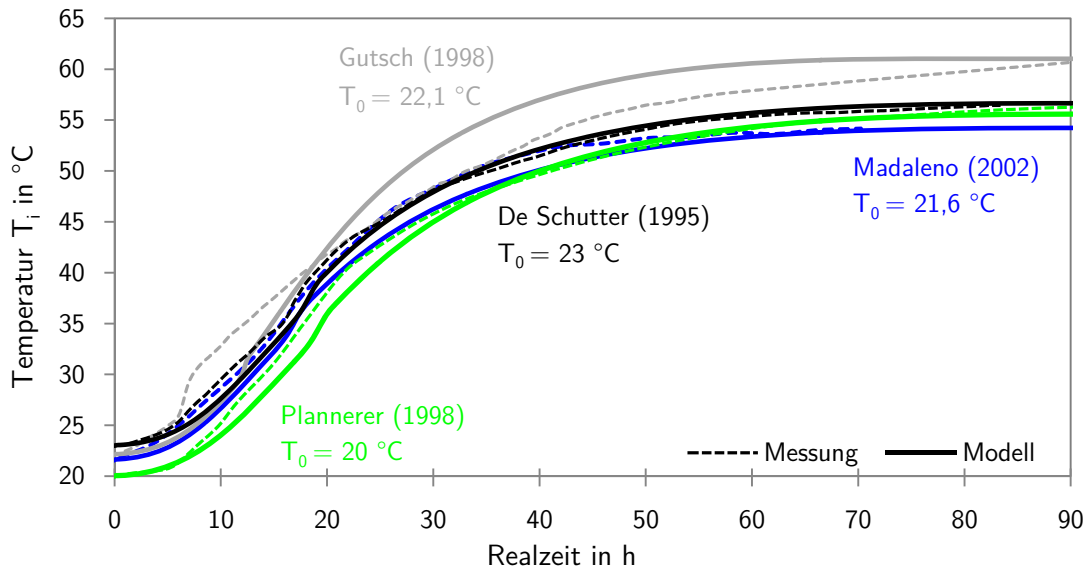
**Abbildung 3.17:** Superpositionsprinzip der Portlandklinkerphase (K-Phase) und der Hütten-sandphase (S-Phase) nach De Schutter u. a. (1995b)

durchgeführt, muss dieser Parameter über die Reifefunktion aus den adiabatischen Versuchsergebnissen abgeleitet werden.

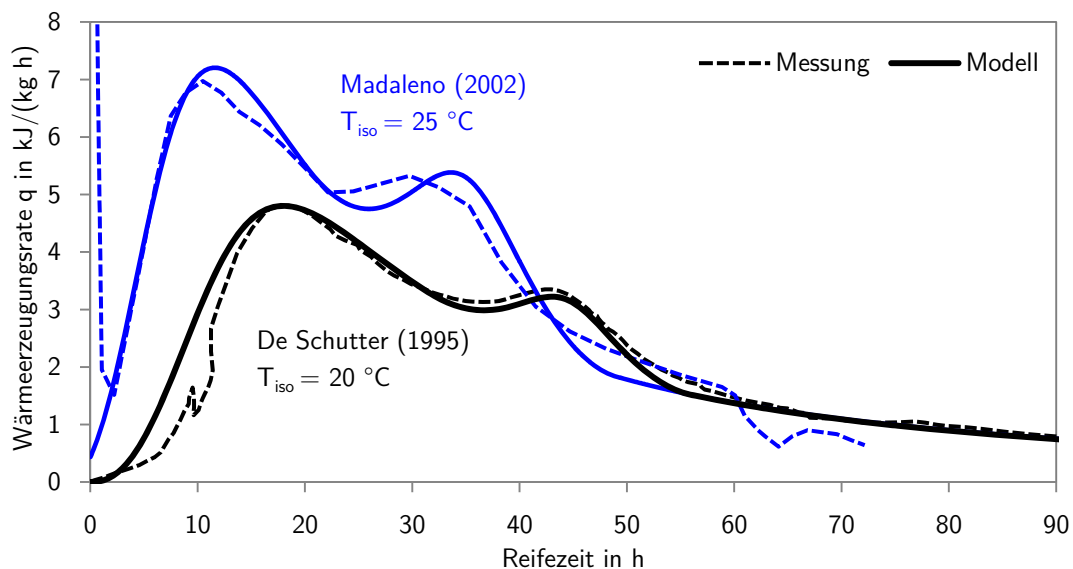
Abbildung 3.18 zeigt, dass die Versuchsergebnisse von Gutsch (1998) nur bedingt durch das Modell von De Schutter u. a. (1995b) abgebildet werden. Die Versuchsergebnisse zeigen einen deutlich frühere und stärkere Reaktion der Hütten-sandphase (S-Phase) sowohl gegenüber der an-gesetzten Modellierung, als auch gegenüber den Messergebnissen der anderen Autoren. Gutsch (1998) verwendet für die Versuche einen Beton mit einem ca. 30 Prozent höheren Zementanteil als De Schutter u. a. (1995b). Dies scheint sich maßgeblich auf die zeitliche Kopplung der K- und S-Phase auszuwirken. Die Auswertung der weiteren adiabatischen Versuche zeigt bei allen Versuchen eine gewisse Zeitverzögerung der modellierten Temperaturerhöhung gegenüber den Versuchsergebnissen. Die Abweichungen liegen jedoch noch innerhalb der Streubreite der Messergebnisse der adiabatischen Versuchsreihen.

De Schutter u. a. (1995b) hat die Übereinstimmung seines Hydratationsmodells mit den eigenen durchgeführten Versuchen bereits nachgewiesen. Auch für die bei anderen Temperaturen durchgeführten Versuche von Lopes Madaleno u. a. (1998) ergibt sich eine gute Übereinstimmung zwischen Messung und Modellierung anhand des Hydratationsmodells von De Schutter u. a. (1995b). Dies wird vor allem bei der isothermen Betrachtung in Abbildung 3.19 deutlich. Somit wird mit dem Hydratationsmodell von De Schutter und Taerwe insgesamt eine gute Qualität bei der Abbildung der Ergebnisse für Betone mit einem CEM III/B erzielt. Der tatsächliche Verlauf der Wärmeentwicklung infolge Hydratation lässt sich vor allem dadurch besonders gut abbilden, dass die unterschiedlichen chemischen Reaktionsabläufe der K-Phase und der

S-Phase auch im Modell separat berücksichtigt und modelliert werden. Hydratationsmodelle ohne diese Differenzierung eignen sich zwar gut zur Beschreibung von Portlandzement, können bei Hochofenzement den Prozess der einsetzenden Hüttensandphase aber nicht detailliert abbilden. Da in der vorliegenden Arbeit ein Hochofenzement angesetzt wird, kommt für die in Kapitel 6 durchgeführte Modellierung das Hydratationsmodell von Schutter und Taerwe zur Anwendung.



**Abbildung 3.18:** Adiabatische Messungen von De Schutter u. a. (1995b), Gutsch (1998), Plannerer (1998) und Lopes Madaleno (2002), sowie jeweilige Modellierung unter Verwendung des Hydratationsmodells nach De Schutter u. a. (1995b).



**Abbildung 3.19:** Isotherme Messungen von De Schutter u. a. (1995b) und Lopes Madaleno (2002), sowie Modellierung anhand des Hydratationsmodells nach De Schutter u. a. (1995b)

## 4 Materialmodell für Staumauern aus Massenbeton

### 4.1 Entwicklung der Materialparameter während des Erhärtungsprozesses

Während des Hydratationsprozesses unterliegen die thermischen und strukturmechanischen Materialeigenschaften des jungen Betons einer zeitlichen Variation. Diese Entwicklung der Materialeigenschaften während des Erhärtungsvorgangs besitzt dabei einen jeweils spezifischen Einfluss auf die resultierende Wärme- und Spannungsverteilung. In den nachfolgenden Kapiteln werden die Materialeigenschaften, deren Größe und Verlauf ausführlicher beschrieben.

#### 4.1.1 Spezifische Wärmekapazität

Nach Untersuchungen von Mandry (1961), Breugel (1994) und Neville (1997) liegt die spezifische Wärmekapazität  $c_B$  des ausgehärteten Normalbetons im Bereich von 0,85 bis 1,15 kJ/(kg K). Sie kann nach USBR (1949) aus den jeweiligen Wärmekapazitäten der einzelnen Bestandteile ermittelt werden. Mit der Erweiterung um den Flugaschenanteil durch Rostásy u. a. (2002b) ergibt sich:

$$c_B = \frac{1}{\rho_B} (m_Z \cdot c_Z + m_W \cdot c_W + m_{FA} \cdot c_{FA} + m_A \cdot c_A) \quad (4.1)$$

mit:

$c_B$	spezifische Wärmekapazität des Betons	kJ/(kg K)
$c_i$	spezifische Wärmekapazität des jeweiligen Bestandteils $i$ nach Tabelle 4.1	kJ/(kg K)
$m_i$	Massenanteile des jeweiligen Bestandteils $i$ des Betons	kg/m <sup>3</sup>
$\rho_B$	Dichte des Betons	kg/m <sup>3</sup>

Für Frischbeton liegt die Untergrenze für die spezifische Wärmekapazität etwas höher bei ca. 1,0 kJ/(kg K) (Gutsch 1998; Plannerer u. a. 2000; Kosmahl 2006). Demnach nimmt die spezifische Wärmekapazität mit zunehmender Aushärtung während der Hydratation geringfügig

ab. Breugel (1980) und Rostásy u. a. (1994) geben die Abnahme mit ca. 5 % bis 8 % an. Die Abnahme wird von Breugel (1980) durch die geringere Wärmekapazität des gebundenen Wassers gegenüber ungebundenem Wasser begründet. Basierend auf (4.1) formuliert Breugel (1980) die Wärmekapazität von Beton  $c_B$  in Abhängigkeit des Hydratationsgrades  $\alpha(t)$ .

$$c_B = \frac{1}{\rho_B} (m_Z \cdot c_Z + m_{FA} \cdot c_{FA} + m_A \cdot c_A - 0,2 \cdot m_Z \cdot \alpha(t) \cdot c_W) \quad (4.2)$$

Die Untersuchungen von Hamfler (1988) zeigen hingegen nur einen untergeordneten Einfluss der, durch die zeitliche Entwicklung beschriebenen, Variation der spezifischen Wärmekapazität auf die Temperaturentwicklung. Vereinfachend kann daher auch auf (4.1) zurückgegriffen werden.

#### 4.1.2 Wärmeleitfähigkeit

Nach Eibl u. a. (1974) liegt die Wärmeleitfähigkeit  $\lambda_B$  von erhärtetem Normalbeton in Abhängigkeit von der Zuschlagsart zwischen 1, 2 und 4 W/(mK). Breugel (1994) grenzt diesen Bereich etwas stärker auf 1,9 bis 3,5 W/(mK) ein. Die Wärmeleitfähigkeit ist abhängig von der Temperatur sowie dem Feuchte- und Luftporengehalt des Betons und der Art und Menge der Zuschläge (Plannerer u. a. 2000; Lopes Madaleno 2002; Kosmahl 2006). Da die Temperatur und der Feuchtegehalt während des Hydratationsprozesses variieren, ändert sich auch die Wärmeleitfähigkeit im Laufe der Erhärtung. Diese Abhängigkeit wurde von mehreren Autoren mit stark abweichenden Ergebnissen untersucht. Während beispielsweise Brown u. a. (1970) und Reinhardt u. a. (1982) eine leichte Abnahme der Wärmeleitfähigkeit mit fortschreitender Hydratation angeben und die Versuche von Staffa (1994) so gut wie keine Veränderungen zeigen, beschreibt Breugel (1980) hingegen einen leichten Anstieg von 5-10 % und Marechal (1972) sogar einen starken Anstieg von bis zu 50 % nach 2-4 Tagen.

Anhand einer Sensitivitätsanalyse zeigt Hamfler (1988) jedoch, dass die Variation der Wärmeleitfähigkeit, ebenso wie die Wärmekapazität, nur einen untergeordneten Einfluss auf die Temperaturentwicklung besitzt. Daher wird in der vorliegenden Arbeit vereinfachend eine konstante Wärmeleitfähigkeit angesetzt. Diese setzt sich analog zur spezifischen Wärmekapazität aus den Wärmeleitfähigkeiten  $\lambda_i$  der einzelnen Bestandteile (Tab. 4.1) zusammen (Mandry 1961; Breugel 1980):

$$\lambda_B = \frac{1}{\rho_B} (m_Z \cdot \lambda_Z + m_W \cdot \lambda_W + m_{FA} \cdot \lambda_{FA} + m_A \cdot \lambda_A) \quad (4.3)$$

**Tabelle 4.1:** Anhaltswerte für die Wärmeleitfähigkeit  $\lambda$  und die spezifische Wärmekapazität  $c$  der einzelnen Betonbestandteile nach Rostásy u. a. (2002b) und Mandry (1961)

Bestandteil		Rostásy u. a. (2002b)		Rostásy u. a. (2002b)		Mandry (1961)
		c-Werte		λ-Werte		
		Bez.	kJ/(kg·K)	Bez.	W/(m·K)	W/(m·K)
Wasser		$c_W$	4,18	$\lambda_W$	0,6	0,6
Zement	Zementklinker	$c_Z$	0,84	$\lambda_Z$	1,3	1,23
	Flugasche	$c_{FA}$	0,84	$\lambda_{FA}$	1,3	-
Zuschläge	Kies/-sand	$c_A$	0,84	$\lambda_A$	3,0 - 4,0	-
	Granit		0,75		2,6 - 3,0	2,6 - 2,9
	Basalt		0,80		2,0 - 2,5	1,9 - 2,2
	Kalkstein		0,75		2,0 - 3,0	2,6 - 4,0
	Dolomit		0,80		3,0 - 3,5	-

### 4.1.3 Temperatureausdehnungskoeffizient

Der Temperatureausdehnungskoeffizient beeinflusst die Größe der temperaturinduzierten Dehnungen und Spannungen signifikant, da er gemäß (2.1) linear in das Temperatur-Dehnungs-Gesetz eingeht (Rucker u. a. 2003; Qin 2005; Kosmahl 2006). Er setzt sich aus den jeweiligen Temperatureausdehnungskoeffizienten der einzelnen Bestandteile des Betons zusammen (Tab. 4.2). In Abhängigkeit der Zuschlagsart und des Zementgehaltes ergeben sich für trockenen Beton so Temperatureausdehnungskoeffizienten zwischen  $6,6 \cdot 10^{-6}$  und  $13,4 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$  (Tab. A.1). Ziegeldorf u. a. (1979) haben die Auswirkungen der Temperatur und des Feuchtegehalts auf den Temperatureausdehnungskoeffizienten untersucht. Demnach fällt der Temperatureausdehnungskoeffizient bei  $150 \text{ °C}$  ca. 10 % höher aus als bei  $30 \text{ °C}$ . Der Wärmeausdehnungskoeffizient steigt mit zunehmendem Feuchtegehalt zunächst an, bevor er ab einem Sättigungsgrad von ca. 80 % wieder abnimmt (Ziegeldorf u. a. 1979). Daher ist der Wärmeausdehnungskoeffizient bei feuchtem Beton um 17 bis 37 Prozent höher als bei trockenem Beton (Ziegeldorf u. a. 1979), wohingegen vollständig gesättigter Beton einen um 8 % bis 24 % niedrigeren Wärmeausdehnungskoeffizienten besitzt (Dettling 1962).

Ungebundenes Wasser besitzt einen hohen Wärmeausdehnungskoeffizienten (Tab. 4.2) (Weigler u. a. 1974). Daher fällt der Temperatureausdehnungskoeffizient in den ersten Stunden, in denen das Anmachwasser noch nicht vollständig chemisch gebunden ist, höher aus (Mangold 1994, Rostásy u. a. 2002b). Dies deckt sich mit den Versuchsergebnissen von Alexander (1972), Weigler u. a. (1974), Nolting (1988) und Emborg (1989). Eine präzise Quantifizierung des zeitlichen Verlaufs des Wärmeausdehnungskoeffizienten von jungem Beton ist allerdings noch nicht gelungen (Lopes Madaleno 2002).

**Tabelle 4.2:** Wärmeausdehnkoeffizienten  $\alpha_T$  in  $1 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$  der einzelnen Betonbestandteile (Dettling 1962; Ziegeldorf u. a. 1979; Rostásy u. a. 2002b)

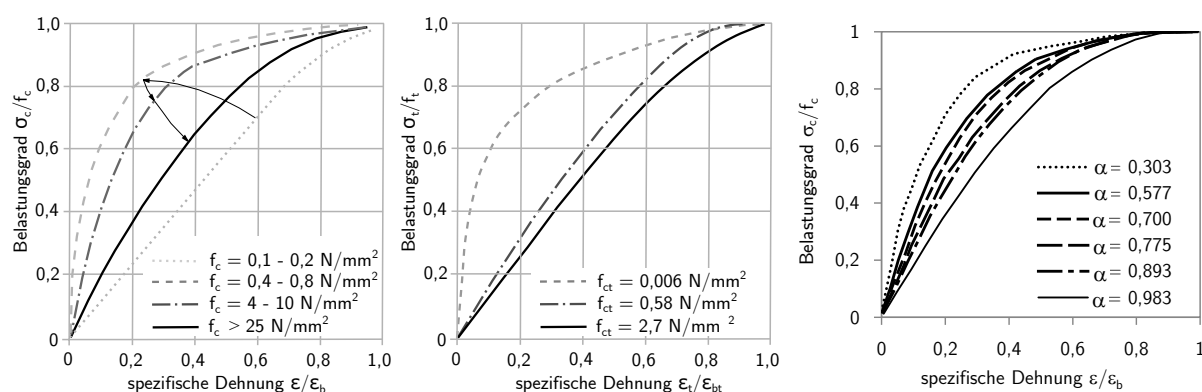
Zement			Zuschläge						Wasser
Klinker- phasen	Zementstein	Flugasche	Quarzit	Granit	Basalt	Dolomit	Kalkstein	Rheinkies	
C <sub>3</sub> S 9	9 - 12	5 - 7,5	9 - 13	6 - 12	6 - 10	5 - 9	4 - 8	10 - 12	60
C <sub>2</sub> S 10									
C <sub>2</sub> (A,F) 13									
C <sub>3</sub> A 11,5									

Für die Modellierung der vorliegenden Arbeit ist der Temperatureausdehnungskoeffizient erst ab dem Beginn der Steifigkeitsentwicklung relevant, da vorher Verformungen rein plastisch umgesetzt werden (Kapitel 4.1.5). Die Steifigkeitsentwicklung beginnt in den hier untersuchten Varianten erst nach etwa 12 bis 24 Stunden (Anhang E.2). Daher ist der erhöhte Temperatureausdehnungskoeffizienten innerhalb der ersten Stunden in dieser Arbeit vernachlässigbar. Der Temperatureausdehnungskoeffizient wird für die durchgeführte Modellierung vereinfachend konstant zu  $\alpha_T = 10 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$  angesetzt.

#### 4.1.4 Spannungs-Dehnungs-Beziehung

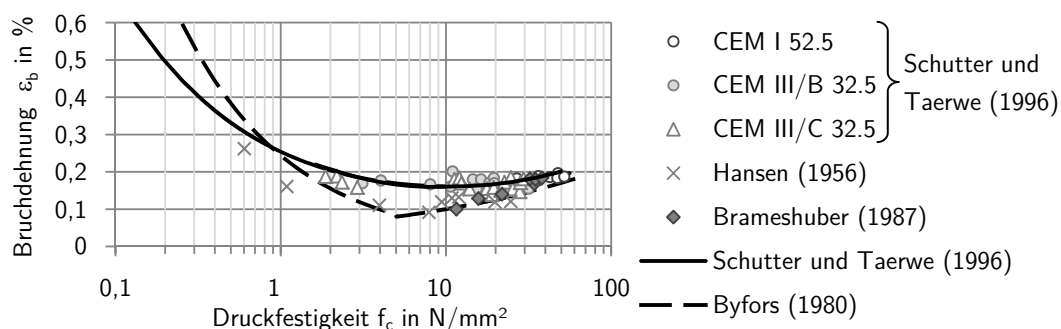
Das Hook'sche Gesetz stellt eine vereinfachte Spannungs-Dehnungs-Beziehung dar, die die Spannungen und Dehnungen linear über den E-Modul koppelt. Bei höheren Belastungsgraden nehmen jedoch die Dehnungen des Betons aufgrund von Mikrorissen im Verhältnis zu den Spannungen überproportional zu, so dass ein nicht-lineares Materialverhalten vorliegt (Rostásy u. a. 1993; Mangold 1994; Neville 1997). Bei jungem Beton ändert sich der Verlauf der Spannungs-Dehnungs-Linie zusätzlich über den Hydratationsprozess in Abhängigkeit der Festigkeitsentwicklung (Abb. 4.1). Nicht lineare Spannungs-Dehnungs-Beziehungen werden durch die maximal aufnehmbare Spannung (Druckfestigkeit  $f_c$ , Zugfestigkeit  $f_{ct}$ ), die daraus resultierende maximale Dehnung (Bruchdehnung  $\varepsilon_b$ , Bruchzugdehnung  $\varepsilon_{bt}$ ) und den Völligkeitsgrad charakterisiert (Byfors 1980; Wierig u. a. 1982). Der Völligkeitsgrad entspricht dabei der Fläche unterhalb der spezifischen Spannungs-Dehnungs-Linie (Byfors 1980).

Die Bruchdehnung ist die Dehnung, die infolge maximaler Spannung bei Erreichen der Festigkeit auftritt. Wird die Festigkeit überschritten, kommt es zur Rissbildung, wodurch die



**Abbildung 4.1:** Veränderung des Verlaufs der Spannungs-Dehnungs-Linie mit zunehmender Festigkeit für Druckbeanspruchung nach Wierig u. a. (1982) (links) und Zugbeanspruchung nach Byfors (1980) (Mitte), sowie die von De Schutter u. a. (1996) gemessene Spannungs-Dehnungs-Linien in Abhängigkeit des Hydratationsgrades (rechts)

noch ungerissenen Bereiche entlastet werden. Die Bruchdehnung ist für jungen Beton über die Erhärtungsdauer nicht konstant, da sie von der sich entwickelnden Festigkeit abhängig ist. Abbildung 4.2 zeigt die Messwerte der Bruchdehnung unter Druckbeanspruchung von De Schutter u. a. (1996), Wierig u. a. (1982), Brameshuber u. a. (1989) und Hansen (1956). Zusätzlich sind die zugehörigen Modellierungsansätze von Byfors (1980) und De Schutter u. a. (1996) dargestellt (Tab. 4.3). Beide Ansätze bilden die Messwerte adäquat ab. Bei kleineren Festigkeiten, bei denen sich der Beton noch ausgeprägt viskos verhält, ist die Bruchdehnung hoch. Mit zunehmender Festigkeit bis in den Bereich von ca. 5-10  $\text{N/mm}^2$  nimmt sie jedoch schnell ab, um anschließend wieder leicht anzusteigen. Die Bruchdehnung unter Zugbeanspruchung weist eine ähnliche Charakteristik wie die unter Druckbeanspruchung auf.



**Abbildung 4.2:** Bruchdehnung unter Druckbeanspruchung in Abhängigkeit der Druckfestigkeit nach De Schutter u. a. (1996). Vergleich von Messwerten und Modellansätze gemäß Tabelle 4.3.

**Tabelle 4.3:** Modellierungsansätze für die Bruchdehnung unter Druckbeanspruchung

Ansatz nach	Druckbruchdehnung $\varepsilon_b$
Byfors (1980)	$\varepsilon_b = a \cdot f_c^b$ $f_c > 5 \text{ N/mm}^2: a = 0,244, b = -0,652$ $f_c < 5 \text{ N/mm}^2: a = 0,0467, b = 0,331$
Schutter und Taerwe (1996)	$\varepsilon_b = 0,44 \cdot \sqrt[3]{f_c} + \frac{2,1}{\sqrt{f_c}}$

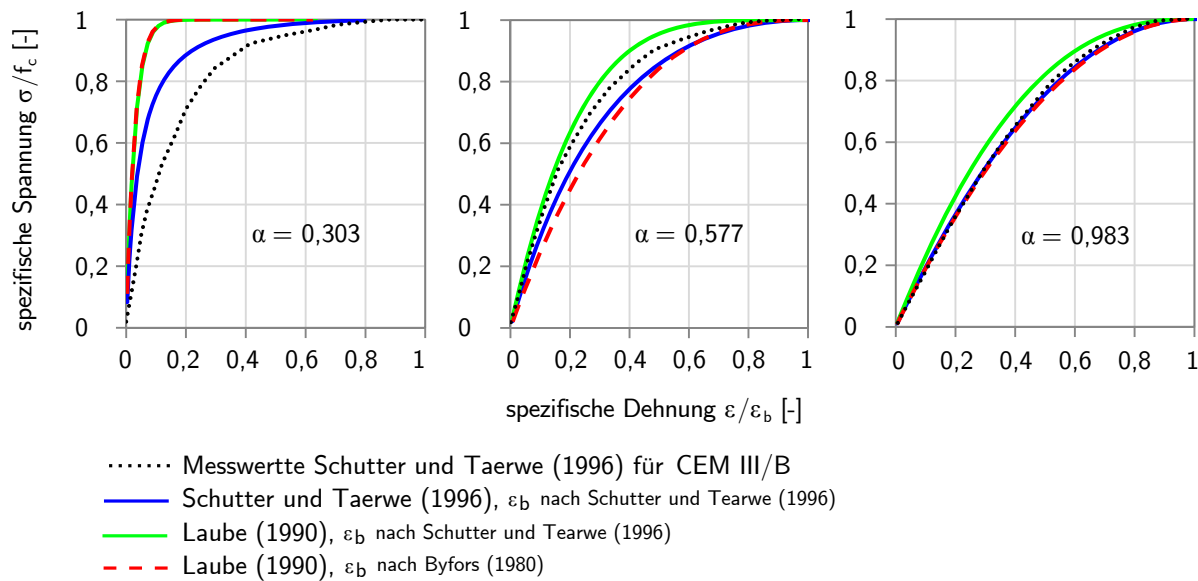
$f_c$  = Druckfestigkeit

**Tabelle 4.4:** Ansätze zur Beschreibung der Spannungs-Dehnungs-Beziehung

	Ansatz nach	Modell	
nicht-linear	altersunabhängig	Bach	$\frac{\sigma}{f_c} = \eta^{0,8}$
		Saez	$\frac{\sigma}{f_c} = \eta \cdot \frac{2 - \varepsilon}{\varepsilon_b}$
		Desay und Krishnan	$\frac{\sigma}{f_c} = \eta \cdot \frac{2}{1 + \eta^2}$
		Tulin und Gerstle	$\frac{\sigma}{f_c} = \eta \cdot \frac{3}{2 + \eta^3}$
		Smith und Young	$\frac{\sigma}{f_c} = \eta \cdot e^{(1-\eta)}$
	altersabhängig	Laube (1990)	$\frac{\sigma}{f_c} = 1 - [1 - \eta]^{B(\alpha)}$ mit $B(\alpha) = \frac{\ln 0,5}{\ln \left( 1 - \frac{f_c(\alpha)}{2 \cdot \varepsilon_b(f_c(\alpha)) \cdot E(\alpha)} \right)}$
		Schutter und Taerwe (1996)	$\frac{\sigma}{f_c} = \frac{A(\alpha) \cdot \eta - \eta^2}{1 + [A(\alpha) - 2] \cdot \eta}$ mit $A(\alpha) = \frac{E(\alpha) \cdot \varepsilon_b(f_c(\alpha))}{f_c(\alpha)}$
	linear	Hooke	$\sigma = \varepsilon \cdot E(\alpha)$

$\varepsilon$  = Dehnung,  $\varepsilon_b$  = Bruchdehnung,  $\eta$  = spezifische Dehnung  $\varepsilon/\varepsilon_b$

$\sigma$  = Spannung,  $f_c$  = Festigkeit, E = E-Modul,  $\alpha$  = Hydratationsgrad



**Abbildung 4.3:** Entwicklung der Spannungs-Dehnungs-Linie für CEM III/B während der Erhärtung des Betons in Abhängigkeit des Hydratationsgrades  $\alpha$ . Vergleich der altersabhängigen Modelle aus Tabelle 4.4 in Kombination mit den Bruchdehnungsansätzen nach Tabelle 4.3 mit Messdaten von De Schutter u. a. (1996).

Popovics (1970) gibt eine Übersicht über bestehende nicht-lineare Spannungs-Dehnungs-Linien (Tab. 4.4). Diese sind jedoch alle unabhängig vom Betonalter. Laube (1990) und De Schutter u. a. (1996) hingegen geben jeweils altersabhängige Spannungs-Dehnungs-Beziehung an. Beide Ansätze sind in Abhängigkeit des Hydratationsgrades  $\alpha$  sowie der zugehörigen Festigkeit  $f_c(\alpha)$  und Bruchdehnung  $\varepsilon(\alpha)$  formuliert (Tab. 4.4). Abbildung 4.3 links zeigt, dass beide altersabhängigen Ansätze die tatsächlichen Dehnungen in sehr jungem Beton ( $\alpha=0,303$ ) unterschätzen. Für die restlichen Darstellungen ( $\alpha \geq 0,577$ ) in Abbildung 4.3 ist ersichtlich, dass die Ansätze von Laube (1990) mit einer Bruchdehnung nach Byfors (1980) (rot gestrichelt) und von De Schutter u. a. (1996) (blau) annähernd identische Ergebnisse liefern und die Spannungs-Dehnungsbeziehung für den ausgehärteten Beton ( $\alpha=0,983$ ) am exaktesten abbilden. Für die Hydratationsgrade  $0,577 \leq \alpha \leq 0,893$  werden die Dehnungen mit diesen Ansätzen allerdings überschätzt.

#### 4.1.5 Elastizitätsmodul

Beton besitzt ein viskoelastisches Materialverhalten. Der Elastizitätsmodul (E-Modul) beschreibt dabei den linear elastischen Anteil. Über das Hooke'sche Gesetz definiert der E-Modul den Zusammenhang zwischen Spannungen und Dehnungen. Die Steifigkeit des ausgehärteten

Betons hängt primär von den Eigenschaften des Zements und der Zuschlagstoffe ab (Manns 1970; Wierig u. a. 1982; Grübl u. a. 2002). Des Weiteren hat der Wasserzementgehalt (W/Z-Wert) einen starken Einfluss, wobei ein höherer Feuchtegehalt im Beton aufgrund der geringen Kompressibilität von Wasser zu einer höheren Steifigkeit führt (Weigler u. a. 1974; Grübl u. a. 2002). Die zeitliche Entwicklung der Steifigkeit von Beton ist hingegen unabhängig von der Zuschlagsart. Sie richtet sich ausschließlich nach der Frischbetontemperatur und dem Verlauf der hydrationsbedingten Wärmeentwicklung (Weber u. a. 2013). Die Wärmeentwicklung wird von der Zementrezeptur und den vorliegenden thermischen Randbedingungen gesteuert. Der E-Modul kann bei Druck- und Zugbeanspruchung jeweils unterschiedliche Werte besitzen. Das ist allerdings nur bei sehr geringen Festigkeiten kleiner  $0,5 \text{ N/mm}^2$  ausschlaggebend (Byfors 1980) und wird daher in dieser Arbeit nicht berücksichtigt.

Für die Beschreibung der zeitlichen Entwicklung des E-Moduls existieren verschiedene Ansätze, die unter anderem von Rostásy u. a. (2002b), Kosmahl (2006), Lopes Madaleno (2002) und Plannerer (1998) zusammengefasst und erläutert werden. Die wesentlichen Ansätze sind in Tabelle 4.5 und 4.6 aufgeführt. Die experimentelle Bestimmung des E-Moduls in jungem Beton ist sehr aufwändig. Deshalb beschreiben einige Modelle, wie z.B. das von Breitenbücher (1989) und der Modell Code 90 des Comité euro-interantional du béton (CEB 1993) den E-Modul indirekt über die Entwicklung der Druckfestigkeit. Bei Verwendung dieser indirekten Methode wird die Entwicklung des E-Moduls in der Anfangsphase, die für die Untersuchung der Spannungsentwicklung infolge Hydratation besonders relevant ist, aber nur näherungsweise abgebildet (Plannerer 1998). Andere Modelle, wie die von Rostásy u. a. (1994), Gutsch (1998), De Schutter u. a. (1996) und Plannerer (1998) sowie das Skandinavische Modell formulieren daher den E-Modul direkt in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad oder der Reifezeit.

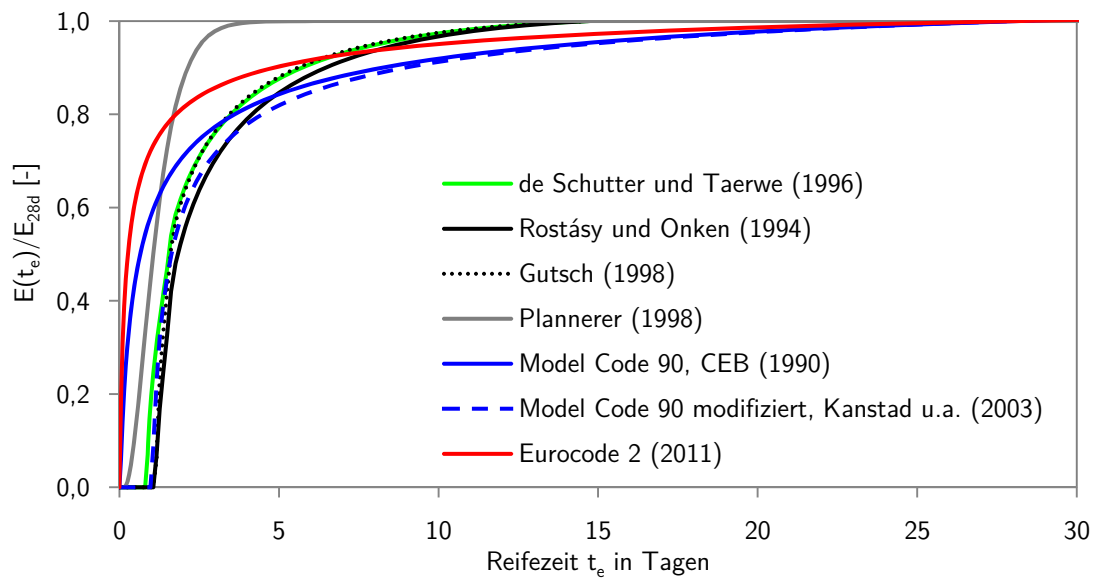
**Tabelle 4.5:** Ansätze für die Entwicklung des E-Moduls

Ansatz nach	$E_c(\alpha)$ in Abhängigkeit des Hydratationsgrades $\alpha$
Rostasy und Onken (1994), Gutsch (2000)	$E_{ct}(\alpha) = E_{ct}(\alpha = 1) \cdot \left( \frac{\alpha - \alpha_0}{1 - \alpha_0} \right)^b$ $\alpha_0=0,35; b=2/3$ für CEM III/B $(m_z=390 \text{ kg/m}^3; m_w=183 \text{ kg/m}^3)$
de Schutter und Taerwe (1996)	$E_c(\alpha) = E_c(\alpha = 1) \cdot \left( \frac{\alpha - \alpha_0}{1 - \alpha_0} \right)^b$ $\alpha_0=0,25; b=0,621$ für CEM III/B $(m_z=300 \text{ kg/m}^3; m_w=150 \text{ kg/m}^3)$

$m_z$  = Masse Zement,  $m_w$  = Masse Wasser

**Tabelle 4.6:** Ansätze für die Entwicklung des E-Moduls (Fortsetzung)

Ansatz nach	$E_c(f_c)$ in Abhängigkeit der Druckfestigkeitsentwicklung
Wesche (1993)	$E_c(t_w) = E_c(28) \cdot (\hat{f}_c(t_w))^{1/3}$ $E_c(t_w) = E_c(28) \cdot \left\{ \exp \left[ -a \cdot \frac{w}{z} \cdot (t_w^{-b} - 28^{-b}) \right] \right\}^{1/3}$ <p>a, b = dimensionslose Beiwerte zur Festigkeitsentwicklung w/z = Wasserzementwert</p>
Modell Code 90 (1993)	$E_c(t) = E_c(28) \cdot (\hat{f}_c(t))^{1/2}$ $E_c(t) = E_c(28) \cdot \left\{ \exp \left[ s \cdot \left( 1 - \sqrt{\frac{28}{t/t_1}} \right) \right] \right\}^{0,5}$ <p>s = 0,2 schnell erhärtende Betone s = 0,25 normal erhärtende Betone s = 0,38 langsam erhärtende Betone t<sub>1</sub> = 1 Tag</p>
Modell Code 90 modifiziert durch Kanstad (1999)	$E_c(t) = E_c(28) \cdot (\hat{f}_c(t))^{1/2}$ $E_c(t) = E_c(28) \cdot \left\{ \exp \left[ s \cdot \left( 1 - \sqrt{\frac{672 - t_{e0}}{t_e - t_{e0}}} \right) \right] \right\}^{m_i}$
Byfors (1980)	$E_c(t) = \frac{9,93 \cdot 10^3 \cdot (f_c(t))^{2,657}}{1 + 1,37 \cdot (f_c(t))^{2,204}}$
Umehara u. a. (1994)	$E_c(t) = a(t) \cdot 4,79 \cdot 10^3 \cdot (f_c(t))^{0,5}$ <p>a(t)=0,73 für t ≤ 3d a(t)=0,87 für 3d &lt; t ≤ 4d a(t)=1 für t &gt; 4d</p>
Ansatz nach	$E_c(f_{ct})$ in Abhängigkeit der Zugfestigkeitsentwicklung $f_{ct}$
Laube (1990)	$E_{ct}(\alpha) = E_{ct}(\alpha = 1) \cdot \frac{\left( 1 + [f_{ct}(\alpha = 1)]^b + [\hat{f}_{ct}]^a \right)}{1 + \left( f_{ct}(\alpha = 1) \cdot \hat{f}_{ct} \right)^b}$ <p>mit <math>\hat{f}_{ct} = f_{ct}(\alpha) / f_{ct}(\alpha = 1)</math></p>
Ansatz nach	$E_c(t_w)$ in Abhängigkeit der Reifezeit $t_w$
Plannerer (1998)	$E_c(t_w) = (\tanh(1,2 \cdot t_w) \cdot \tanh(a \cdot t_w)) \cdot E_c(t_w, 7d)$ <p>a = 3,0 schnell erhärtende Betone a = 1,0 normal erhärtende Betone a = 0,7 langsam erhärtende Betone</p>
Scandinavian Models, siehe Pederson (1997)	$E_c(t_w) = c \cdot \exp \left( - \left( \frac{t_w}{a} \right)^b \right)$ <p>a, b = Regressionsparameter</p>



**Abbildung 4.4:** Zeitlicher Verlauf der Entwicklung des E-Moduls nach unterschiedlichen Modellen im Vergleich

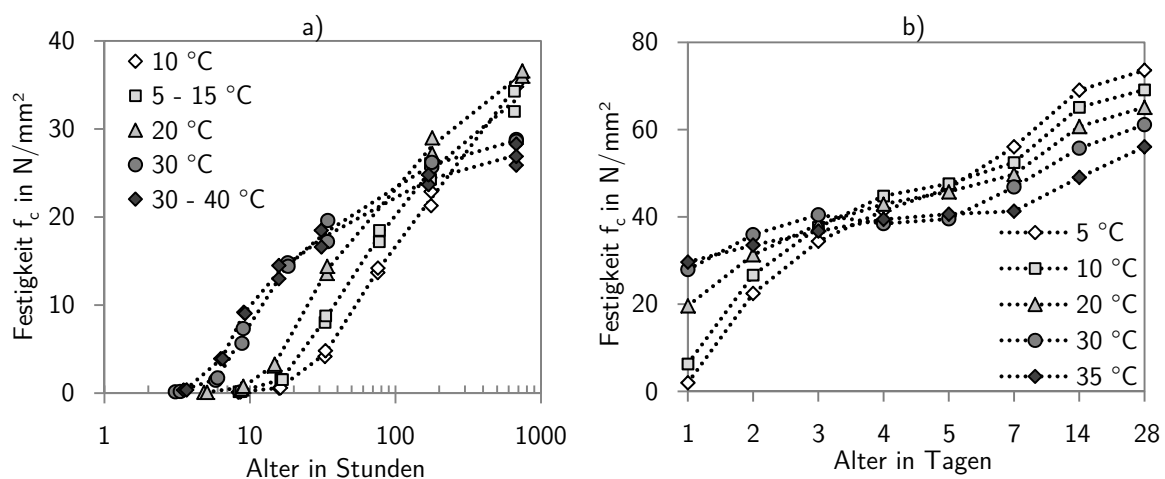
Abbildung 4.4 vergleicht die zeitliche Entwicklung einiger ausgewählter Modelle basierend auf dem in dieser Arbeit modellierten Beton mit einem CEMIII-B und einer Frischbetontemperatur von 23 °C. Der Modell Code 90 berücksichtigt das anfänglich rein plastische Materialverhalten des jungen Betons bis zum Erhärtungsbeginn nicht, weshalb dieser von Kanstad u. a. (2003) diesbezüglich modifiziert wurde. Auch bei Plannerer (1998) wird diese rein plastische Anfangsphase nur ansatzweise durch den Funktionsverlauf angedeutet.

Der Endwert des E-Moduls wird bei Plannerer (1998) deutlich früher und im Modell Code 90 erst deutlich später erreicht, als in den restlichen Ansätzen. Dabei handelt es sich bei Gutsch (1998) um eine Fortführung der Arbeiten von Rostásy u. a. (1994). Auch De Schutter u. a. (1996) bedienen sich derselben Ansatzfunktion wie Rostásy u. a. (1994). Alle Autoren haben jedoch eigene Versuche zur Bestimmung des Startwertes  $\alpha_0$  und des Exponenten  $b$  durchgeführt. Da mit De Schutter u. a. (1996) und Gutsch (1998) zwei unabhängige Forschungsgruppen annähernd identische Ergebnisse erzielen und das Hydratationsmodell bereits nach De Schutter u. a. (1995a) modelliert wird, wird in der vorliegenden Arbeit für die Entwicklung des E-Moduls der Ansatz von De Schutter u. a. (1996) gewählt.

### 4.1.6 Festigkeit

Die Festigkeit des erhärteten Betons hängt bei den für den Stauwandbau üblichen Zuschlägen hauptsächlich von der Zementart und dem Zementanteil ab. Im Gegensatz zur Steifigkeit haben die Zuschläge hier keinen nennenswerten Einfluss auf die Gesamtfestigkeit des Betons. Die Festigkeitsentwicklung ist abhängig von der durch die Temperatur gesteuerten Hydratationsgeschwindigkeit. Höhere Temperaturen während der Hydratation bewirken zwar einen schnelleren Hydratationsablauf und damit auch eine schnellere Entwicklung der Festigkeit (Gutsch 1998; Anders u. a. 2013), allerdings fällt die Endfestigkeit hingegen geringer aus (Abb. 4.5). Dies wird mit den unterschiedlichen Längen der sich ausbildenden CSH-Phasen begründet. Während sich bei einem schnellen Hydratationsablauf vorwiegend kurzfasrige CSH-Phasen bilden, entstehen bei einem langsameren Ablauf mehr langfasrige CSH-Phasen. Diese stellen einen besseren Verbund her als kurzfasrige CSH-Phasen (Breugel 1991; Odler 1991). Mit zunehmendem Zementgehalt hingegen sind sowohl die Festigkeiten bei gleichem Hydratationsgrad, als auch die Endfestigkeiten höher, als bei Betonen mit niedrigerem Zementgehalt (Gutsch 1998).

In der Literatur existieren verschiedene Modellansätze für die Bestimmung der zeitlichen Entwicklung der Druck- und Zugfestigkeit. Die meisten Ansätze sind entweder in Abhängigkeit der Reifezeit  $t_w$  oder des Hydratationsgrades  $\alpha$  formuliert. In Tabelle 4.7 sind die wesentlichen Ansätze für die Druckfestigkeit  $f_c$  und in Tabelle 4.8 die wesentlichen Ansätze für die Zugfestigkeit  $f_{ct}$  zusammengefasst. Je nach Ansatz werden die Zugfestigkeiten entweder durch eine Korrelation mit der Druckfestigkeit oder anhand von separaten Parametern aus Zugversuchen formuliert.



**Abbildung 4.5:** Veränderung des Verlaufs der Druckfestigkeit in Abhängigkeit der Erhärtungstemperatur nach Untersuchungen von a) Byfors (1980) und b) Wihler (2003)

**Tabelle 4.7:** Ansätze für die zeitliche Entwicklung der Druckfestigkeit  $f_c$

Ansatz nach	$f_c(t_w)$ in Abhängigkeit der Reifezeit $t_w$ in Tagen
CEB (1990) EC2-1 (2011)	$f_c(t_w) = f_c(28) \cdot \exp\left(s \cdot \left(1 - \left(\frac{28}{t_w}\right)^{0,5}\right)\right)$ <p><math>s = 0,20</math> schnell erhärtende Betone  <math>s = 0,25</math> normal erhärtende Betone  <math>s = 0,38</math> langsam erhärtende Betone</p>
Wesche (1993)	$f_c(t_w) = f_c(28) \cdot a \cdot \exp\left[c \cdot \frac{w}{z} \cdot t_w^{-0,55}\right]$ <p><math>w/z =</math> Wasser-Zementgehalt  <math>a, c =</math> Parameter</p>
Carino (2001)	$f_c(t_w) = \beta \cdot f_c(28) \frac{k_r(t_w - t_{w0})}{1 + k_r(t_w - t_{w0})}$ <p><math>\beta = f_c(t_w = \infty)/f_c(28)</math>, <math>k_r =</math> Parameter  <math>t_{w0} =</math> Reifezeit bei Festigkeitsbeginn</p>
Skandinavian Models, siehe Pederson (1997)	$f_c(t_w) = c \cdot \exp\left(-\left(\frac{t_w}{a}\right)^b\right)$ <p><math>a, b, c =</math> Parameter</p>
Ansatz nach	$f_c(\alpha)$ in Abhängigkeit des Hydratationsgrades $\alpha$
Rostásy und Onken (1994) De Schutter und Taerwe (1996) Gutsch (1998)	$f_c(\alpha) = f_c(\alpha = 1) \cdot \left(\frac{\alpha - \alpha_0}{1 - \alpha_0}\right)^a$ <p><math>\alpha_0 =</math> Hydratationsgrad bei Festigkeitsbeginn  <math>a =</math> Parameter</p>
Ansatz nach	$f_c(f_{ct})$ in Abhängigkeit der Zugfestigkeit $f_{ct}$
Laube (1990)	$f_c(\alpha) = 0,85 \cdot f_c(\alpha = 1) \cdot \left(\frac{\hat{f}_{ct}}{c \cdot f_{ct}(\alpha=1)}\right)^{3/2}$ <p><math>\hat{f}_{ct} =</math> spezifische Zugfestigekeit <math>= f_{ct}(\alpha)/f_{ct}(\alpha=1)</math></p>

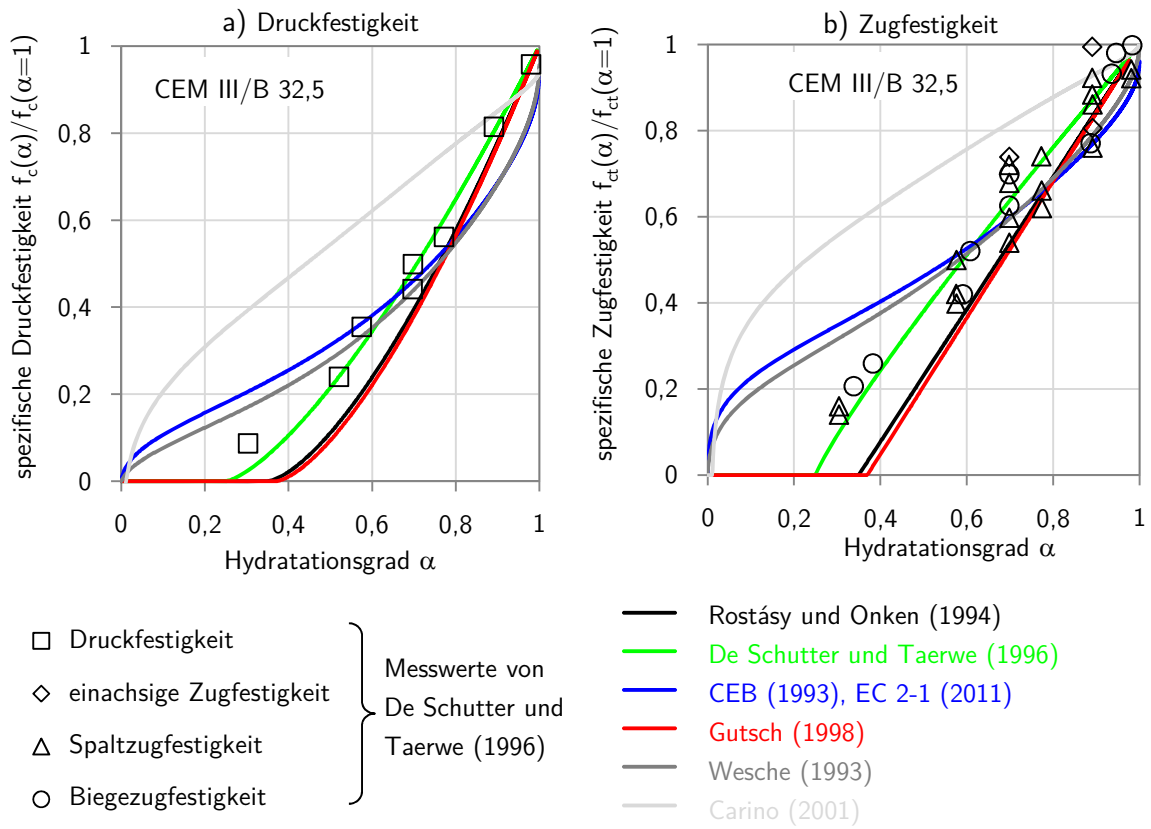
$f_c(28) =$  Druckfestigkeit nach 28 Tagen

**Tabelle 4.8:** Ansätze für die zeitliche Entwicklung der Zugfestigkeit  $f_{ct}$ 

Ansatz nach	$f_{ct}(\alpha)$ in Abhängigkeit des Hydratationsgrades $\alpha$
Laube (1990) Rostásy und Onken (1994) Gutsch (1998) De Schutter und Taerwe (1996)	$f_{ct}(\alpha) = f_{ct}(\alpha = 1) \cdot \left( \frac{\alpha - \alpha_0}{1 - \alpha_0} \right)^b$ $\alpha_0 = \text{Hydratationsgrad bei Festigkeitsbeginn}$ $b = \text{Parameter}$
Ansatz nach	$f_{ct}(f_c)$ in Abhängigkeit der Druckfestigkeit $f_c$
Wesche (1993) CEB (1990) Carino (2001) Skandinavian Models	$f_{ct}(t_w) = 0,3 \cdot f_c(t_w)^{2/3}$
EC2-1(2011)	$f_{ct}(t_w) = f_{ct}(28) \cdot \exp \left( s \cdot \left( 1 - \left( \frac{28}{t_w} \right)^{0,5} \right) \right)^\alpha$ mit $f_{ct}(28) = 0,3 \cdot f_c(28)^{(2/3)}$ $\alpha = 2/3$ für $t_w < 28$ Tage $\alpha = 1$ für $t_w \geq 28$ Tage

In Abbildung 4.6 ist die Entwicklung der spezifischen Druck- und Zugfestigkeiten über den Hydratationsgrad grafisch aufgetragen. Für die Modelle in Abhängigkeit der Reifezeit  $t_w$  werden die Festigkeiten über das Hydratationsmodells nach De Schutter u. a. (1995b) bei isothermen Randbedingungen von 20 °C den jeweils zugehörigen Hydratationsgraden  $\alpha$  zugeordnet. Die Zugfestigkeit entwickelt sich im Allgemeinen schneller als die Druckfestigkeit (De Schutter u. a. 1996). Dies wird in allen gezeigten Modellen abgebildet.

Während die Festigkeitsentwicklung in den Modellen nach CEB (1993), Wesche (1993) und EC2-1 (2011) direkt nach dem Beginn der Hydratation einsetzt, beginnt sie in den Modellen nach Rostásy u. a. (1994), De Schutter u. a. (1996) und Gutsch (1998) erst verzögert. Die unterschiedlichen Verzögerungen des Festigkeitsbeginns lassen sich auf die unterschiedlichen Betonrezepturen (Tab. A.3) zurückführen. De Schutter u. a. (1996) verwenden den höchsten Zementgehalt und verzeichnen dadurch einen früheren Festigkeitsbeginn als Gutsch (1998) und Rostásy u. a. (1994).



**Abbildung 4.6:** Verlauf der Festigkeitsentwicklung anhand der unterschiedlichen Modelle aus den Tabellen 4.7 und 4.8 für einen CEM III/B 32,5.

## 4.2 Kriechen und Relaxation von Beton

Beton besitzt ein viskoelastisches Materialverhalten. Die Viskoelastizität wird durch die Vorgänge des Kriechens und der Relaxation beschrieben. Kriechen beschreibt die Verformungszunahme unter konstanter Belastung über die Zeit, während Relaxation die Spannungsabnahme bei konstanter Verformung über die Zeit darstellt. Kriechen und Relaxation resultieren aus denselben mechanisch-physikalischen Vorgängen (Plannerer 1998; Eierle 2000a). Die aus einer Belastung resultierende Feuchteumlagerung im Zement wird als Hauptursache für das Kriechen und die Relaxation angeführt (Neville u. a. 1983; Tanabe u. a. 1993; Mangold 1994). Darüber hinaus werden weitere mögliche Ursachen diskutiert, wie beispielsweise ein interkristalines Gleiten (Neville u. a. 1983; Müller 1986). Eine ausführliche Beschreibung der möglichen Ursachen ist in Anders u. a. (2013) zu finden.

Vor allem bei jungem Beton ist das viskoelastische Materialverhalten besonders ausgeprägt und besitzt somit einen großen Einfluss auf die Spannungsentwicklung (De Schutter u. a. 2000). Folglich ist die Berücksichtigung von Kriechen und Relaxation für die in dieser Arbeit untersuchte Fragestellung relevant.

### 4.2.1 Einflussfaktoren auf das Kriechen

Die Einflussfaktoren werden häufig in innere, materialabhängige, und äußere Faktoren unterteilt (Gutsch 1998; Plannerer 1998). Diese werden im Folgenden näher beschrieben.

**Innere Einflussfaktoren** Zu den inneren Einflussfaktoren zählen die verwendete Zementart, die Betonfestigkeit, der W/Z-Wert sowie die Steifigkeit und Korngröße des Zuschlags. Kriechen tritt ausschließlich im Zementstein auf, während der Zuschlag durch seine Steifigkeit dem entgegen wirkt (Hummel u. a. 1962; Plannerer 1998; Lopes Madaleno 2002). Folglich sind die Kriechverformungen umso größer, je höher der Zementgehalt ist. Bei einem höheren Anteil und/oder E-Modul des Zuschlags fallen die Kriechverformungen dagegen geringer aus (Hummel u. a. 1962). Ein höherer W/Z-Wert führt laut Troxell u. a. (1958), Huckfeldt (1993) und Gutsch (1998) zu einer Kriechbeschleunigung.

In jungem Beton besitzt hauptsächlich die Zementart und die Festigkeitsklasse einen Einfluss auf das Kriechverhalten, da diese die Hydratationsgeschwindigkeit steuern (Weigler u. a. 1981). Je höher die Festigkeit desto kleiner fällt aufgrund der reduzierten Porosität und des geringeren W/Z-Wertes das Kriechvermögen aus (Zilch u. a. 2006). Allgemein weisen Betone mit langsam

erhärtenden Zementen (z.B. CEM III/B) ein höheres Relaxationsvermögen auf, als Betone mit normal oder schnell erhärtenden Zementen (Troxell u. a. 1958, Mangold 1994).

**Äußere Einflussfaktoren** Die äußeren Faktoren umfassen das Alter bei Belastungsbeginn, die Belastungsdauer, den Belastungsgrad, die Belastungsart (Druck oder Zug) sowie die Temperatur und die Luftfeuchtigkeit (Byfors 1980). Mit zunehmendem Betonalter bei Belastungsbeginn nimmt das Kriechvermögen überproportional ab (Abb. 4.13). Mit anhaltender Belastungsdauer wird die Zunahme der Kriechdehnung zunehmend verzögert, bis sie einen Endwert erreicht hat. Während sich bei niedrigen Belastungsgraden die resultierende Kriechverformung linear zur angreifenden Spannung verhält, wächst bei hohen Belastungsgraden die Kriechdehnung überproportional zur angreifenden Spannung (Kapitel 4.2.6). Huckfeldt (1993) beschreibt eine Beschleunigung des Kriechprozesses bei hohen Temperatur und/oder, einer hohen Feuchte. Troxell u. a. (1958) hingegen weisen anhand ihrer Versuche nach, dass das Kriechen sich mit zunehmender Feuchte reduziert und auch Domone (1974) zeigt, dass Zugkriechdehnungen von versiegelten Proben kleiner sind als von austrocknenden Proben. Für den Einfluss des Belastungsgrades siehe Kapitel 4.2.6.

### 4.2.2 Einflussfaktoren auf die Relaxation

Da die Relaxation auf denselben physikalisch-mechanischen Prozessen basiert wie das Kriechen, sind auch die Einflussfaktoren äquivalent zu den in Kapitel 4.2.1 diskutierten inneren und äußeren Einflussfaktoren des Kriechens. Im Gegensatz zum Kriechen, ist die Relaxation jedoch nicht vom Belastungsgrad abhängig. Dies lässt sich durch die Zugrelaxationsversuche von Rostásy u. a. (1994) mit unterschiedlichen Beanspruchungsgraden von 50 % und 70 % belegen. Auch Morimoto u. a. (1995) stellen durch Druckrelaxationsversuchen bei den Belastungsgraden 30 %, 60 % und 80 % keine Abhängigkeit zum Belastungsgrad fest. Allerdings besitzt die Belastungsart (Druck oder Zug) bei der Relaxation einen größeren Einfluss als beim Kriechen (Morimoto u. a. 1995). Demnach ist die Relaxation unter Zugbelastung kleiner und erreicht früher ihren Endwert als bei Druckbeanspruchung. Allgemein weisen Betone mit langsam erhärtenden Zementen (z.B. CEM III/B) ein höheres Relaxationsvermögen auf als Betone mit normal oder schnell erhärtenden Zementen (Rostásy u. a. 1994). Dies wird auch durch die Versuche von Gutsch (1998) belegt, bei denen er sowohl Beton mit Portlandzement als auch Beton mit Hochofenzement untersucht.

### 4.2.3 Zusammenhang zwischen Kriechen und Relaxation

Zwischen Kriechen und Relaxation besteht ein eindeutiger Zusammenhang für dessen Ermittlung Bažant u. a. (1974) ein analytisches Verfahren entwickelt haben. Wie von Kosmahl (2006) erläutert, ist dieses Verfahren jedoch sehr aufwändig, weshalb unterschiedliche analytische Näherungsansätze für die gegenseitige Überführung von Kriechzahl  $\varphi$  und Relaxationszahl  $\Psi$  entwickelt wurden. Weit verbreitet sind die Ansätze nach Dischinger und Trost.

Dischinger (1937) stellt den Bezug über eine Exponentialfunktion her,

$$\Psi(t, t_0) = e^{\varphi(t, t_0)} \quad (4.4)$$

während Trost (1966) eine Hyperbelfunktion verwendet.

$$\Psi(t, t_0) = \frac{1}{1 + \varphi(t, t_0)} \quad (4.5)$$

Rostásy u. a. (1972) und Gutsch (1998) vergleichen beide Ansätze mit eigenen Messdaten. Demnach überschätzt der Dischinger-Ansatz nach (4.4) die Relaxation deutlich, während der Ansatz nach Trost (1966) in (4.4) die Relaxation leicht unterschätzt. Für eine bessere Anpassung erweitert Trost (1967) seinen Ansatz um den vom Betonalter abhängigen Relaxationskennwert  $\rho$ :

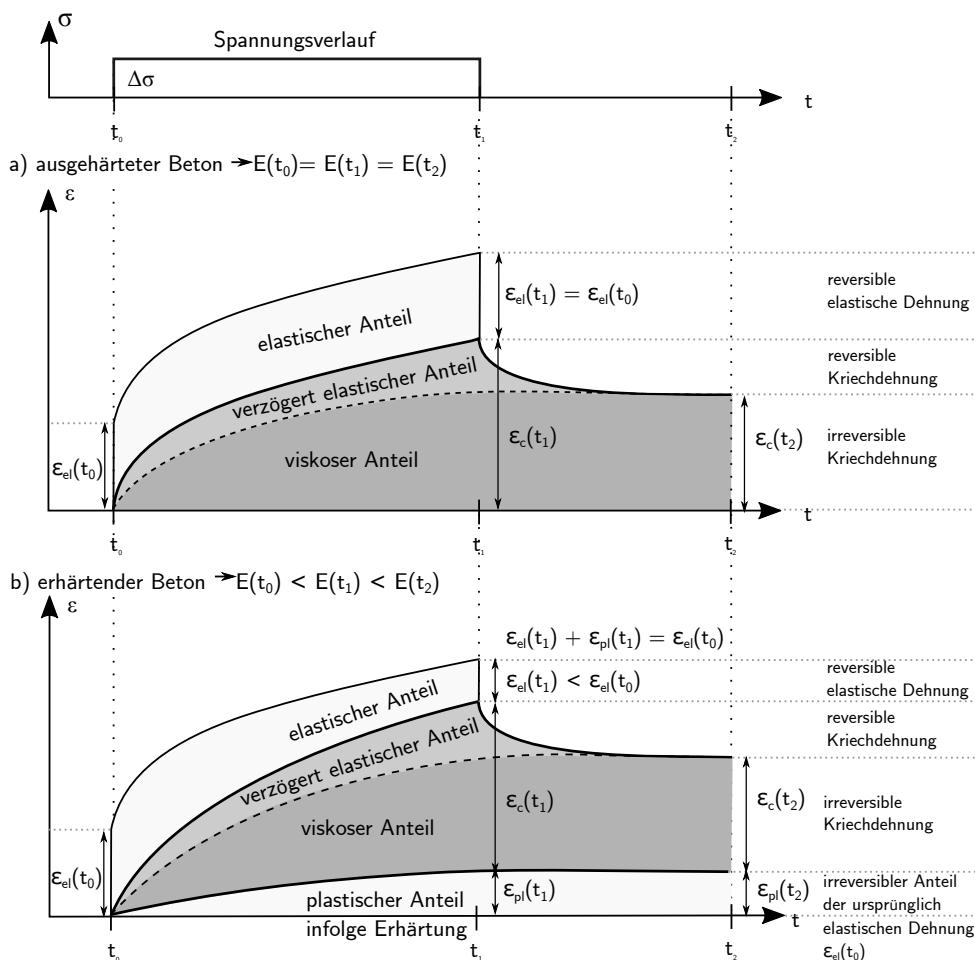
$$\Psi(t, t_0) = 1 - \frac{\varphi(t, t_0)}{1 + \rho \cdot \varphi(t, t_0)} \quad \text{mit: } \rho \leq 1 \quad (4.6)$$

Gutsch (1998) entwickelte zur Bestimmung des Relaxationskennwerts  $\rho$  eine bilineare Funktion in Abhängigkeit des Hydratationsgrades. Aufgrund des direkten Zusammenhangs zwischen Kriechen und Relaxation wird im weiteren Verlauf des Kapitels 4.2 ausschließlich das Kriechen beschrieben.

### 4.2.4 Kriechen bei Be- und Entlastung

Das Kriechvermögen ist vom Betonalter zum Zeitpunkt des Belastungsbeginns abhängig und nimmt mit dem Alter ab. Die Gesamtdehnung  $\varepsilon$  setzt sich aus der sofort auftretenden elastischen Dehnung  $\varepsilon_{el}$  und der von der Belastungsdauer abhängigen Kriechdehnung  $\varepsilon_c$  zusammen wie in Abbildung 4.7 a dargestellt (Gutsch 1998). Die Kriechverformung verursacht während der ersten Stunden der Hydratation einen Großteil der Gesamtverformung (Plannerer 1998). Daher hat das Kriechen einen entscheidenden Einfluss auf die Zwangsspannungen infolge Hydratation.

Eine Entlastung kann als Spannungssprung mit negativem Vorzeichen zusätzlich zur fiktiv weiter wirkenden vorangegangene Belastung betrachtet werden (Gutsch 1998; Zilch u. a. 2006). Es erfolgt ein sogenanntes partielles „Rückkriechen“ mit dem zum Entlastungszeitpunkt vorhandenen Kriechvermögen (Abb. 4.7). Da das Kriechvermögen zum Entlastungszeitpunkt  $t_1$  kleiner ist als zum Belastungszeitpunkt  $t_0$ , verbleibt auch nach einer vollständigen Entlastung eine irreversible Kriechdehnung. Die Kriechverformung setzt sich folglich aus einem reversiblen, verzögert elastischen Anteil und einem irreversiblen viskosem Anteil zusammen (Lopes Madaleno 2002). In jungem Beton verbleibt zusätzlich ein irreversibler Anteil aus der elastischen Verformung, da die Steifigkeit zum Zeitpunkt der Entlastung  $t_1$  höher ist als zum Zeitpunkt der Belastung  $t_0$  (Abb. 4.7 b).



**Abbildung 4.7:** Viskoelastische Verformung des Betons infolge Be- und Entlastung a) mit und b) ohne Berücksichtigung der Erhärtung in Anlehnung an Plannerer (1998), Eierle (2000a) und Kosmahl (2006)

### 4.2.5 Grund- und Trocknungskriechen

Wie in Kapitel 4.2.1 beschrieben ist das Kriechen vom Feuchtegehalt abhängig. Es wird daher häufig in ein sogenanntes Grundkriechen und in Trocknungskriechen aufgeteilt (Plannerer 1998; Kosmahl 2006). Das Grundkriechen definiert dabei den Kriechanteil unter konstantem Feuchtegehalt, während das Trocknungskriechen den Kriechanteil bei Feuchtereduktion infolge Evaporation darstellt (Kosmahl 2006). Diese Unterteilung ist bei großen Bauteilabmessungen und/oder hoher Umgebungsfeuchte jedoch vernachlässigbar (Grünberg u. a. 1994). Bei hoher Umgebungsfeuchte ist die Evaporationsrate gering und bei massiven Bauwerken sind die Transportwege zu den Bauteiloberflächen an denen die Verdunstung erfolgen kann relativ weit. Während der Bauphase einer Gewichtsstaumauer ist somit hauptsächlich das Grundkriechen von Bedeutung, während das Trocknungskriechen nur eine untergeordnete Bedeutung besitzt (Gutsch 1998; De Schutter u. a. 2000). Bei erhärtetem Beton verursacht ein poröserer Zementstein grundsätzlich ein größeres Trocknungskriechen als ein kompakter Zementstein, da er in seinem Porenraum mehr Feuchtigkeit speichern kann, die nach und nach über die Bauteiloberfläche verdunstet.

### 4.2.6 Abhängigkeit von der Belastungsart und dem Belastungsgrad

ACI (1971) stellt keinen eindeutigen Einfluss der Belastungsart (Zug oder Druck) auf das Kriechen von erhärtetem Beton fest. Henning (1987) beobachtet bei Zugbeanspruchung geringeres Kriechen und Rostásy u. a. (1976) beschreiben hingegen ausgeprägteres Kriechen als bei Druckbeanspruchung. Plannerer (1998) führt diese Unterschiede auf eine Mikrorissbildung zurück. Lopes Madaleno (2002) wertet sowohl Kriechansätze, die auf Zugversuchen basieren, als auch Kriechansätze, denen Druckversuchen zu Grunde liegen, aus. Er schlussfolgert daraus, dass die Belastungsart bei jungem Beton keinen wesentlichen Einfluss auf die Kriechprozesse hat.

Für niedrige Belastungsgrade wird im Allgemeinen ein linearer Zusammenhang zwischen Spannung und Dehnung angenommen, so dass für die Überlagerung von elastischen Dehnungen und Kriechdehnungen das Superpositionsgesetz von Boltzmann angewendet werden kann. Als Obergrenze dieses linearen Bereichs wird für erhärteten Beton je nach Autor ein maximaler Belastungsgrad zwischen 25 % und 50 % angegeben (Tab. A.2). Im Eurocode 2 (EC2-1 2011) wird das Kriechen ab einem Druckbelastungsgrad  $\eta = \sigma/f_c = 0,45$  zum Belastungsbeginn als nicht linear behandelt.

### 4.2.7 Mathematische Beschreibung des viskoelastischen Materialverhaltens

In der Literatur existieren unterschiedliche mathematische Formulierungen zur Beschreibung des viskoelastischen Materialverhaltens. Im Folgenden werden die drei gebräuchlichsten Arten beschrieben:

**Analytische Modelle** Die Charakteristik der viskoelastischen Verformung wird mittels analytischer Funktionen abgebildet. Meist werden dafür logarithmische Funktionen oder Hyperbelfunktionen verwendet. Diese bilden die Kriechzahl  $\varphi$  und die Relaxationszahl  $\Psi$  ab. Die Kriechzahl  $\varphi$  beschreibt dabei das Verhältnis zwischen der Kriechdehnung  $\varepsilon_c$  und der sofortigen elastischen Dehnung  $\varepsilon_0$ . Die Relaxationszahl  $\Psi$  hingegen bildet das Verhältnis zwischen verbleibender Spannung  $\sigma_r$  und ursprünglicher Spannung  $\sigma_0$  ab (Kosmahl 2006).

$$\varphi(t) = \frac{\varepsilon_c(t)}{\varepsilon_0} \quad \text{und} \quad \Psi(t) = \frac{\sigma_r(t)}{\sigma_0} \quad (4.7)$$

Wird die Kriechzahl  $\varphi$  oder die Relaxationszahl  $\Psi$  mit dem E-Modul  $E$  zusammengefasst, spricht man von der Kriechfunktion  $C$  bzw. Relaxationsfunktion  $R$ . Diese werden von einigen Autoren wie z.B. Bažant u. a. (1997), Shen (1992) und Qin (2005) auch als Komplianzfunktionen bezeichnet. Damit ergeben sich die Kriechdehnung  $\varepsilon_c$  und die relaxierte Spannung  $\sigma_r$  wie folgt:

$$\varepsilon_c(t) = \varepsilon_0 \cdot \varphi(t) = \frac{\sigma_0}{E} \cdot \varphi(t) = \sigma_0 \cdot C(t) \quad (4.8)$$

$$\sigma_r(t) = \sigma_0 \cdot \Psi(t) = \varepsilon_0 \cdot E \cdot \Psi(t) = \varepsilon_0 \cdot R(t) \quad (4.9)$$

Darüber hinaus existiert auch die Formulierung über eine Nachgiebigkeitsfunktion  $N$ , bei der unmittelbar die Gesamtdehnung  $\varepsilon$  dargestellt wird (Kosmahl 2006).

$$\varepsilon(t) = \varepsilon_0 + \varepsilon_c(t) = \frac{\sigma_0}{E} + \frac{\sigma_0}{E} \cdot \varphi(t) = \sigma_0 \cdot \frac{1 + \varphi(t)}{E} = \sigma_0 \cdot N(t) \quad (4.10)$$

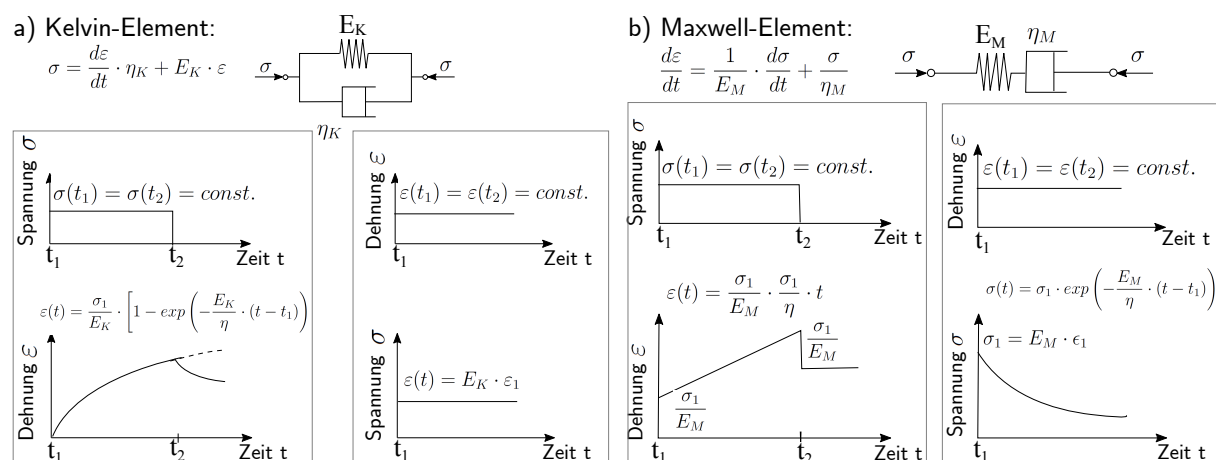
Die Funktionsparameter werden anhand von Messwerten aus Kriech- und Relaxationsversuchen kalibriert (Zilch u. a. 2006). Es werden Summenansätze und Produktansätze unterschieden. Bei den Summenansätzen werden die reversiblen (verzögert elastisch) und nichtreversiblen (Fließen) Verformungsanteile getrennt ermittelt und anschließend superponiert. Bei den Produktansätzen hingegen werden beide Anteile gemeinsam ermittelt. Aufgrund der Formulierung über die Zeit  $t$ , wird die analytische Lösung auch als Integrallösung bezeichnet.

**Rheologische Modelle** Eine Beschreibung des viskoelastischen Materialverhaltens kann auch durch rheologische Modelle erfolgen. Diese Formulierung wird häufig auch als Differentiallösung bezeichnet (Lopes Madaleno 2002; Kosmahl (2006)). Die wichtigsten Grundkörper zur Beschreibung des viskoelastischen Materialverhaltens von Beton sind das Maxwell-Element und das Kelvin-Element. Das Verformungs- bzw. Spannungsverhalten dieser beiden Elemente ist in Abbildung 4.8 dargestellt.

Das Kelvin-Element weist bei Belastung eine zeitabhängige Verformung auf, die zunehmend verzögert wird und so gegen einen Endwert konvergiert. Die Verformung ist nach Entlastung vollständig reversibel. Bei konstanter Dehnung stellt sich eine konstante Spannung ein. Es beschreibt somit verzögerte Elastizität und eignet sich damit zur Beschreibung reversibler Kriechverformungen (Kosmahl 2006).

Das Maxwell-Element weist bei Belastung eine spontane, elastisch reversible Verformung auf, gefolgt von einer zeitabhängigen irreversiblen Verformung, die bis zum Erreichen des Endwertes linear verläuft. Bei konstanter Dehnung stellt sich eine zeitabhängige Spannungsentlastung ein, die mit zunehmendem Spannungsabbau verzögert wird. Das Maxwell-Element eignet sich somit zur Beschreibung der Relaxation (Kosmahl 2006).

Linear viskoelastisches Materialverhalten des alternden Betons lässt sich durch parallel geschaltete Maxwell-Elemente und in Reihe geschaltete Kelvin-Modelle abbilden (Bažant 1986). Für eine detaillierte Beschreibung rheologischer Modelle wird auf Wesche (1973) und Huckfeldt (1993) verwiesen.



**Abbildung 4.8:** Grundkörper der rheologischen Modelle zur Beschreibung des viskoelastischen Materialverhaltens a) Kriechen und b) Relaxation nach Kosmahl (2006)

**Erhärtungstheorie** Bažant u. a. (1989) bemängeln verschiedene Aspekte der rein integralen und differentialen Kriechformulierungen für erhärtenden Beton. Hierzu zählen unter anderem der Ansatz der linearen Superposition und die mögliche Divergenz von Kriechkurven unterschiedlicher Belastungszeitpunkte (Kapitel 4.2.8). Daher stellen Bažant u. a. (1989) die Erhärtungstheorie (Solidification Theory) auf, bei der der erhärtende Beton in eine vollständig erhärtete Phase und eine nicht erhärtete Phase (quasi plastisch) aufgeteilt wird. Dazu wird der Beton fiktiv in einzelne Streifen unterteilt (Kosmahl 2006). Der Erhärtungsprozess wird hier durch den zeitlichen Übergang des nicht erhärteten Phasenvolumens bzw. der nicht erhärteten Streifen in das erhärtete Phasenvolumen bzw. die erhärteten Streifen beschrieben. Dies ermöglicht die jeweils zeitunabhängige Formulierung der Steifigkeit der beiden Phasen. So können für die einzelnen Streifen Kriechansätze verwendet werden, die nur noch von der Belastungsdauer abhängig sind (Eierle 2000a). Zusätzlich entwickeln Bažant u. a. (1997) auch die Microprestress-Solidification Theory, die auch Langzeitalterung beschreibt.

#### 4.2.8 Grundlegende Ansätze zur Formulierung der Kriechzahl

Das Kriechen zum Zeitpunkt  $t$  ist sowohl vom Beginn der Belastung zum Zeitpunkt  $t_0$  als auch von der Belastungsdauer  $t - t_0$  abhängig. Es existieren unterschiedliche Formulierungen auf denen die verschiedenen Modellansätze, die nachfolgend in Kapitel 4.2.10 beschrieben werden, basieren. Es können die folgenden drei Arten der Formulierung unterschieden werden (Gutsch (1998); Kosmahl (2006)):

**Fließen mit Alterung** Dischinger (1937) entwickelte erstmals eine mathematische Formulierung zur Beschreibung des Kriechens (Eierle 2000b). Er berücksichtigt die Abnahme des Kriechvermögens mit zunehmender Alterung bei Belastungsbeginn. Der Verlauf der Kriechverformung über die Zeit zu unterschiedlichen Belastungszeitpunkten wird durch eine vertikale Transformation aufeinander abgebildet (Abb. 4.9 a).

$$\varphi(t, t_1) = \varphi(t, t_0) - \varphi(t_1 - t_0) \tag{4.11}$$

mit:

$\varphi(t, t_1)$	Kriechzahl für verzögert-elastisches Kriechen	-
$\varphi(t, t_0)$	Grundkriechzahl für verzögert-elastische Kriechen	-
$\varphi(t_1 - t_0)$	Funktion für den zeitlichen Ablauf des Kriechens	-

Der Ansatz erfasst dadurch nur irreversible Kriechverformungen. Reversible Kriechverformungen können hingegen nicht abgebildet werden (Abb. 4.9 a rechts). Daher beschreibt diese Formulierung alleine die Kriechprozesse, nach dem heutigen Stand, nicht realitätsnah.

**Verzögert-elastisches Kriechen** Die Kriechzahl  $\varphi_V$  setzt sich hier aus einer konstanten Grundkriechzahl und einer Funktion in Abhängigkeit der Belastungsdauer zusammen:

$$\varphi_V(t, t_0) = \varphi_{V0} \cdot f_{kV}(t - t_0) \quad (4.12)$$

mit:

$\varphi_V(t, t_0)$	Kriechzahl bei verzögert-elastisches Kriechen	-
$\varphi_{V0}$	Grundkriechzahl für das verzögert-elastische Kriechen	-
$f_{kV}(t - t_0)$	Funktion für den zeitlichen Ablauf des Kriechens	-

Der Verlauf der Kriechverformung über die Zeit zu unterschiedlichen Belastungszeitpunkten wird durch eine horizontale Transformation aufeinander abgebildet (Abb. 4.9 b). Dadurch kann zwar die reversible Kriechverformung abgebildet werden, aber nicht die Abhängigkeit des Kriechvermögens vom Betonalter bei Belastungsbeginn. Eine Beschreibung des Kriechverhaltens allein durch das verzögert-elastische Kriechen ist somit ebenfalls nicht ausreichend.

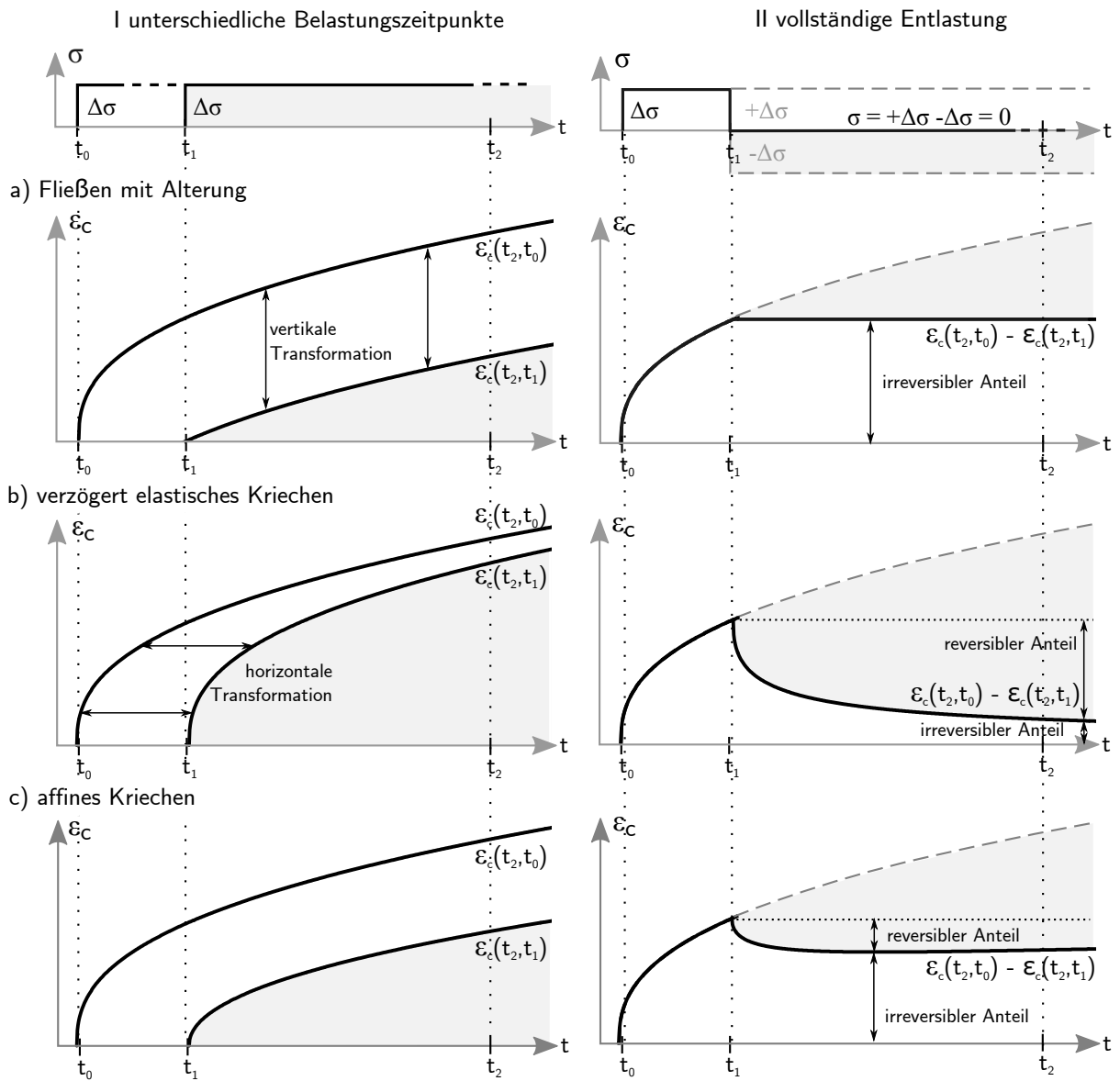
**Affines Kriechen** Analog zum verzögert-elastischen Kriechen besteht auch das affine Kriechen aus einer Grundkriechzahl und einer Zeitfunktion. Allerdings ist hier die Grundkriechzahl nicht konstant, sondern vom Zeitpunkt des Belastungsbeginns  $t_0$  abhängig:

$$\varphi_A(t, t_0) = \varphi_{A0}(t_0) \cdot f_{kA}(t - t_0) \quad (4.13)$$

mit:

$\varphi_A(t, t_0)$	Kriechzahl bei affinem Kriechen	-
$\varphi_{A0}(t_0)$	Grundkriechzahl in Abhängigkeit des Belastungsbeginns $t_0$	-
$f_{kA}(t - t_0)$	Funktion für den zeitlichen Ablauf des Kriechens	-

Somit bildet die affine Kriechformulierung sowohl die reversiblen Anteile, als auch die Abhängigkeit vom Betonalter zum Belastungsbeginn ab. Nachteilig ist jedoch die potentielle Divergenz einzelner Kriechkurven. Dies würde im Fall der vollständigen Entlastung zu einer Dehnungsumkehr führen (Anders u. a. 2013). Folglich würde die modellierte Kriechdehnung dann entgegen den physikalischen Gesetzen im Anschluss an die vollständige Entlastung auch ohne erneute Belastung wieder zunehmen.



**Abbildung 4.9:** Kriechverlauf bei identischer Spannung zu den unterschiedlichen Belastungszeitpunkten  $t_0$  und  $t_1$  (links) und Kriechverlauf bei Belastung zum Zeitpunkt  $t_0$  und vollständiger Entlastung zum Zeitpunkt  $t_1$  (rechts) für die unterschiedlichen Kriechtheorien a) bis c) in Anlehnung an Kosmahl (2006) und Gutsch (1998)

### 4.2.9 Kriechen in jungem Beton

Das Kriechen, speziell in jungem Beton, wurde unter anderen von Laube (1990), Westman (1994), Umehara u. a. (1994), De Schutter u. a. (2000), Gutsch u. a. (2001), Østergaard u. a. (2001), Altoubat u. a. (2001), Atrushi (2003) und Anders (2013) untersucht. Für die mathematische Beschreibung des Kriechverlaufs werden hauptsächlich hyperbolische oder logarithmische Funktionen zu Grunde gelegt (Anders u. a. 2013). Hyperbolische Funktionen besitzen einen Endwert und bilden damit die Annahme ab, dass Kriechvorgänge nach einer bestimmten Belastungsdauer vollständig abklingen. Logarithmische Funktionen hingegen besitzen keinen Endwert und setzen damit voraus, dass Kriechvorgänge zwar abnehmen aber nie ganz abklingen. Kriechprozessen wird im Allgemeinen jedoch ein Endkriechwert zugeordnet (Müller u. a. 2002; Breitenbücher 1989).

Die noch nicht vollständig entwickelten Festigkeiten des jungen Betons können von den temperaturinduzierten Zwangsspannungen infolge der Hydratation durchaus erreicht oder überschritten werden, so dass der Belastungsgrad den linearen Bereich übersteigt. Dies trifft vor allem auf die weitaus niedrigere Zugfestigkeit von Beton zu. Emborg (1989) geht bei jungem Beton hingegen schon bei kleineren Belastungsgraden von einer Nichtlinearität aus. Auch De Schutter u. a. (1997) zeigen die überproportionale Zunahme der Kriechverformungen mit steigendem Belastungsgrad anhand von Kriechversuchen mit den Belastungsgraden  $\eta = 20\%$  und  $40\%$ . Wie aus Abbildung 4.10 ersichtlich, ist die Kriechverformung für  $\eta = 40\%$  mehr als doppelt so groß wie für  $\eta = 20\%$ . Folglich sind bei jungem Beton Spannungen und Dehnungen über weite Bereichen nicht linear zueinander, so dass das Superpositionsgesetz laut Tschoegl (1989) und Shen (1992) seine Gültigkeit verliert. Bažant u. a. (1994) widerlegen dies jedoch. Als Alternative zum Superpositionsgesetz entwickelten Acker u. a. (1989) die äquivalente Zeitmethode (Kapitel 4.2.12). Rottler (1998) erweitert in Anlehnung an CEB (1993) die Superposition um einen Nichtlinearitätsindex.

Die Steifigkeit in jungem Beton entwickelt sich erst über die Dauer des Hydratationsprozesses, wie in Kapitel 4.1.5 beschrieben. Dadurch ist die Steifigkeit zum Zeitpunkt einer Entlastung größer als bei der vorangegangenen Belastung. Dies hat zur Folge, dass elastische Verformungen in jungem Beton nicht vollständig reversibel sind, wodurch sich der irreversible Verformungsanteil gegenüber dem erhärteten Beton erhöht (Abb. 4.7 b).

Die Kriechprozesse in jungem Beton werden nicht nur von der Temperatur zum Belastungsbeginn, sondern auch vom Temperaturverlauf während der Belastungsdauer beeinflusst. Während höhere

Temperaturen vor dem Belastungsbeginn zu einer fortgeschritteneren Hydratation und somit zu einem geringeren Kriechvermögen führen, bedingen höhere Temperaturen während der Belastung eine Zunahme der Kriechverformungen (Hilsdorf u. a. 1987). Gutsch (1998) belegt dies anhand isothermer Versuche bei 20 °C und 40 °C. Er stellt fest, dass durch höhere Temperaturen während der Belastung nicht das Endkriechmaß zunimmt, sondern dass sich aufgrund einer temperaturbedingten erhöhten Viskosität die Kriechgeschwindigkeit erhöht (Kapitel 4.2.11).

### 4.2.10 Modellansätze zur Beschreibung des Kriechens in jungem Beton

In der Literatur existiert eine Vielzahl von Kriechmodellen wie beispielsweise das fundamentale Double-Power oder Triple-Power Law von Bazant (Bažant u. a. 1978; Bažant u. a. 1985). Die Diskussion aller Ansätze würde den Rahmen dieser Arbeit übersteigen, weshalb hier nur ausgewählte Kriechansätze, die speziell für junge Betone entwickelt wurden, erläutert und diskutiert werden. Für weitere Kriechmodelle wird auf die Zusammenstellungen von Lopes Madaleno (2002), Kosmahl (2006) und Anders u. a. (2013) verwiesen.

Die Betoneigenschaften während der Erhärtung hängen nicht nur von der Zeit ab, sondern auch vom temperaturgesteuerten Hydratationsfortschritt. Daher sind Kriechansätze, die ausschließlich in Abhängigkeit von der Zeit formuliert sind, nicht ausreichend, um das Kriechverhalten von jungem Beton abzubilden (Ross 1959). Deshalb wurden unter anderen in Braunschweig (Rostásy, Laube und Gutsch) und Ghent (De Schutter und Taerwe) empirisch ermittelte Produktansätze in Abhängigkeit des Hydratationsgrades entwickelt (Tab. 4.9). Weitere empirische Modelle für die Modellierung jungen Betons sind die beiden Ansätze von Emborg (1989) und Westman (1999) aus Lulea, Schweden (Anders u. a. 2013). Sowohl Emborg (1989) als auch Westman (1999) bauen auf dem Triple Power Law von Bažant u. a. 1985) auf und erweitern dieses durch zwei zusätzliche Funktionen. Diese Funktionen berücksichtigen das hohe elastische Verformungsvermögen und das ausgeprägte Kriechvermögen junger Betone. Dies führt jedoch zu einem umfangreichen Materialgesetz mit vielen Materialparametern, das weiterhin nicht direkt in Abhängigkeit des Hydratationsfortschritts formuliert ist (Kosmahl 2006). Des Weiteren liegt der Fokus von Westman (1999) auf hochfestem Beton. Daher werden die Modelle aus Lulea in der vorliegende Arbeit nicht weiter verfolgt.

Das Modell nach De Schutter u. a. (1997) bezieht sich direkt auf die einwirkende Spannung  $\sigma_0$  zum Belastungszeitpunkt und überführt diese anhand des E-Modul des bereits ausgehärteten

Betons  $E_{28}$  in die Verformungsbetrachtung. Die Nichtlinearität des Kriechens wird dabei über den vom Belastungsgrad bei Belastungsbeginn  $\eta$  abhängigen Parameter  $c_1$  abgebildet. Die Parameter  $P_1$  und  $P_2$  sind von der Betonrezeptur abhängig und in Tabelle 4.10 formuliert. Das Modell nach De Schutter u. a. (2000) und die Braunschweiger Modelle hingegen beziehen sich auf die elastische Anfangsdehnung  $\epsilon_0$ . Die Überführung der einwirkenden Spannung in die zugehörige resultierende elastische Anfangsdehnung erfolgt hier separat anhand von Steifigkeitsmodellen wie sie in Kapitel 4.1.4 beschrieben sind. Die Nichtlinearität des Kriechens kann dabei durch die Wahl einer nicht-linearen Spannungs-Dehnungs-Beziehung abgebildet werden. Die Regressionsparameter  $a_1, a_2, a_3, b_1$  und  $b_2$  sind von der Zementart und -rezeptur abhängig (Tab. A.4). Bei den Braunschweiger Kriechmodellen sind die Parameter  $c_1$  und  $c_2$  vom Hydratationsgrad bei Belastungsbeginn  $\alpha_0$  abhängig. Der Parameter  $c_1$  beschreibt dabei den Einfluss des Erstbelastungsalters und  $c_2$  den Zeitverlauf des Kriechens (Rostásy u. a. 2002b). Bei De Schutter u. a. (2000) wird zusätzlich auch die Zeit  $t$  der Entwicklungsfunktion durch den Hydratationsgrad  $\alpha$  substituiert.

### **Bewertung der betrachteten Kriechmodelle**

Abbildung 4.10 zeigt die von De Schutter u. a. (1997) gemessenen Kriechdehnungen für den in dieser Arbeit verwendeten CEM III/B 32,5. Dargestellt sind die Messungen für die beiden Druckbelastungsgrade  $\eta$  von 20 % (Rauten) und 40 % (Dreiecke) der bereits entwickelten Druckfestigkeit  $f_c$  zu den jeweils unterschiedlichen Belastungsbeginn von 1, 2, 3, 7 und 14 Tagen (Abb. 4.10 a - e).

Für dieselben Belastungsbeginne und -grade wurden die in Tabelle 4.9 aufgeführten Kriechansätze modelliert und ebenfalls in Abbildung 4.10 dargestellt. Für deren Modellierung werden dieselben thermischen Randbedingungen wie bei der Durchführung der Laborversuche angesetzt (isotherm bei 20 °C). Dabei wird sowohl die lineare Hook'sche Dehnungsbeziehung (gestrichelte Linien), als auch die nichtlineare Dehnungsbeziehung nach De Schutter u. a. (1996) aus Tabelle 4.4 (durchgezogene Linien) berücksichtigt. Den Regressionskoeffizienten von Gutsch (1998) liegt eine andere Betonrezeptur zu Grunde als den Messwerten von De Schutter u. a. (1997). Daher werden aus den Messergebnissen die Regressionsparameter mittels der Methode der kleinsten Fehlerquadrate in dieser Arbeit neu bestimmt (Tab. A.5).

Bei einem Belastungsgrad von  $\eta = 40\%$  werden die Kriechdehnungen von den linearen Modellen weitestgehend unterschätzt. Besonders deutlich wird dies für den jungen Beton ( $\alpha = 0,303$ , Abbildung 4.10 a). Die Abbildung der Kriechvorgänge ist daher nicht nur maßgeblich vom

**Tabelle 4.9:** Kriechmodelle speziell für jungen Beton aus Anders u. a. (2013)

Ansatz nach	Modell
De Schutter und Taerwe (1997)	Kriechdehnung: $\varepsilon_c = \sigma_0 \cdot C(t, t_0, \alpha_0, \eta)$ spezifische Kriechfunktion: $C(t, t_0, \alpha_0, \eta) = c_1(\alpha_0, \eta) \cdot \left( \frac{t - t_0}{c_2(\alpha_0) + t - t_0} \right)^{0,35}$ mit $c_1(\alpha_0, \eta) = \frac{1}{E_{28}} P_1(\alpha_0) \cdot [1 + P_2(\alpha_0) \cdot \eta^2]$ $c_2(\alpha_0) = 600 \cdot \alpha_0^3$
De Schutter und Taerwe (2000)	Kriechdehnung: $\varepsilon_c = \varepsilon_0 \cdot \varphi(\alpha, \alpha_0)$ Kriechzahl: $\varphi(\alpha, \alpha_0) = c_1(\alpha_0) \cdot \left( \frac{\alpha - \alpha_0}{1 - \alpha_0} \right)^{c_2(\alpha_0)}$ mit $c_1(\alpha_0) = a_1 + a_2 \cdot \alpha_0 + a_3$ $c_2(\alpha_0) = b_1 + b_2 \cdot \alpha_0$
Laube (1990) Gutsch (1998)	Kriechdehnung: $\varepsilon_c = \varepsilon_0 \cdot \varphi(t, t_0, \alpha_0)$ Kriechzahl: $\varphi(t, t_0, \alpha_0) = c_1(\alpha_0) \cdot \left( \frac{t - t_0}{t_k} \right)^{c_2(\alpha_0)}$ mit $c_1(\alpha_0) = a_1 + a_2 \cdot \alpha_0$ $c_2(\alpha_0) = b_1 + b_2 \cdot \alpha_0$

$t$  = Zeit,  $t_0$  = Zeitpunkt des Belastungsbeginns,  $t_k$  = Bezugszeit = 1 h,  
 $\sigma_0, \varepsilon_0$  = elastische Spannung bzw. Dehnung bei Belastungsbeginn,  
 $\alpha$  = Hydratationsgrad,  $\alpha_0$  = Hydratationsgrad zu Belastungsbeginn,  
 $\eta$  = Belastungsgrad.

verwendeten Kriechmodell, sondern auch von der verwendeten Spannungs-Dehnungsbeziehung abhängig. Mit zunehmender Erhärtung reduzieren sich jedoch die Differenzen zwischen linearen und nicht-linearen Modellen, so dass auch die linearen Modelle die Messwerte zunehmend besser abbilden (Abb. 4.10 d und e).

Das Modell von Gutsch (1998) bildet die im dargestellten logarithmischen Maßstab beschriebene S-Kurve der Messdaten nicht ab. Es gibt die Kriechprozesse im betrachteten Zeitraum jedoch insgesamt gut wieder. Lediglich bei einem geringem Hydratationsgrad ( $\alpha = 0,303$ ) werden die Kriechdehnungen von Gutsch (1998) deutlich unterschätzt. Bessere Ergebnisse lassen sich durch die Substitution der linearen Funktionen zur Bestimmung der Parameter  $c_1$  und  $c_2$  durch polynome Funktionen erreichen.

**Tabelle 4.10:** Parameter für das Modell von De Schutter u. a. (1997)

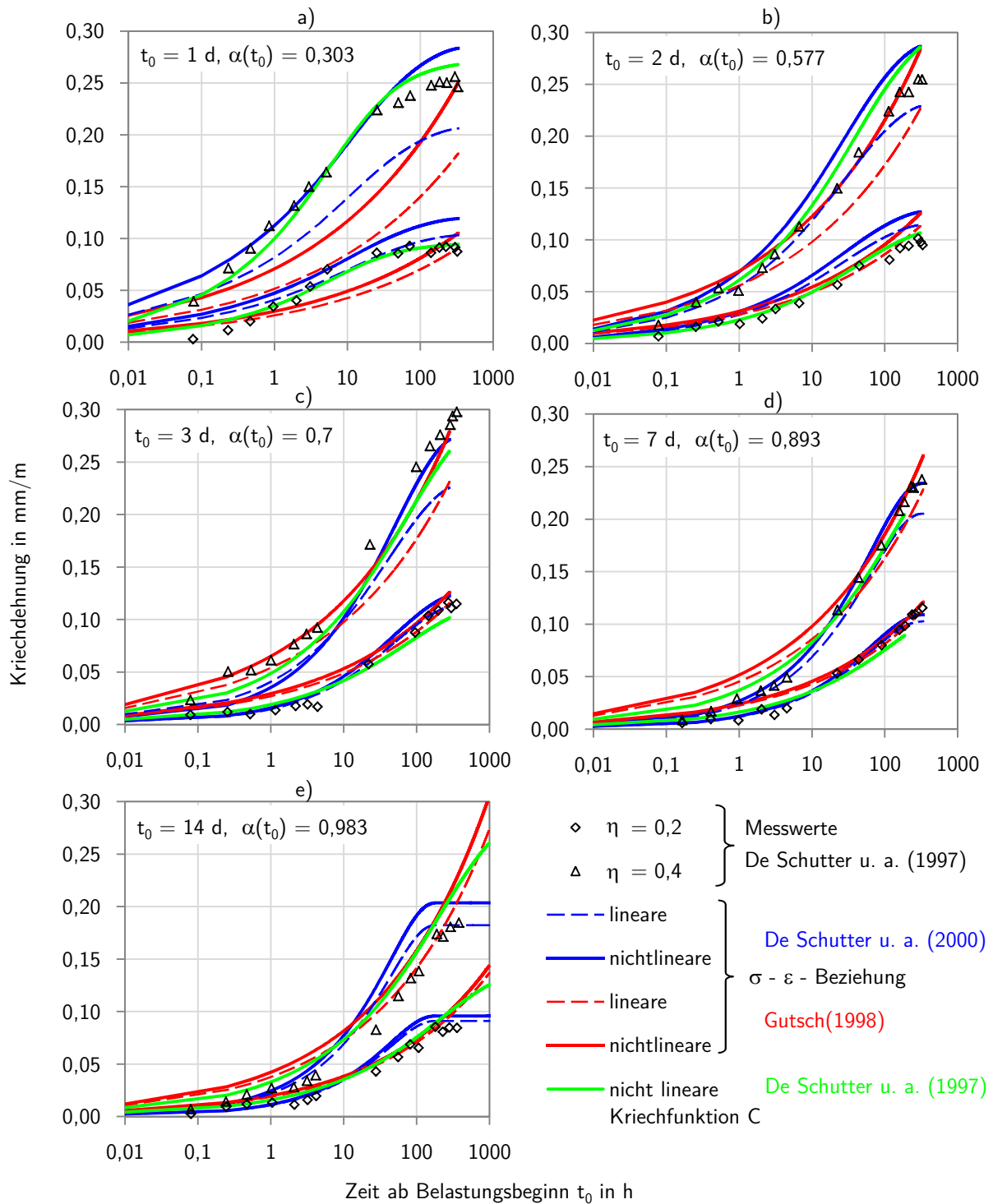
Ansatz	Betonrezeptur	Parameter
De Schutter und Taerwe (1997)	CEM I 52,5R $m_z = 300 \text{ kg/m}^3$ $m_w = 150 \text{ kg/m}^3$	$P_1(\alpha_0) = 8,695 \cdot 10^{-11} \cdot \alpha_0^{-17,87} - 1,295\alpha_0 + 2.183$ $P_2(\alpha_0) = 0$
	CEM III\B 32,5 $m_z = 300 \text{ kg/m}^3$ $m_w = 150 \text{ kg/m}^3$	$P_1(\alpha_0) = 0,814\alpha_0^{-1,38}$ $P_2(\alpha_0) = 4,41 \left[ \cos \left( \alpha_0 \frac{\pi}{2} \right) \right]^{(2/3)}$
	CEM III\C 32,5 $m_z = 300 \text{ kg/m}^3$ $m_w = 150 \text{ kg/m}^3$	$P_1(\alpha_0) = 0,01295\alpha_0^{-4,99} + 0,518\alpha_0$ $P_2(\alpha_0) = 4,41 \left[ \cos \left( \alpha_0 \frac{\pi}{2} \right) \right]^{(2/3)}$

$\alpha_0$  = Hydratationsgrad zu Belastungsbeginn

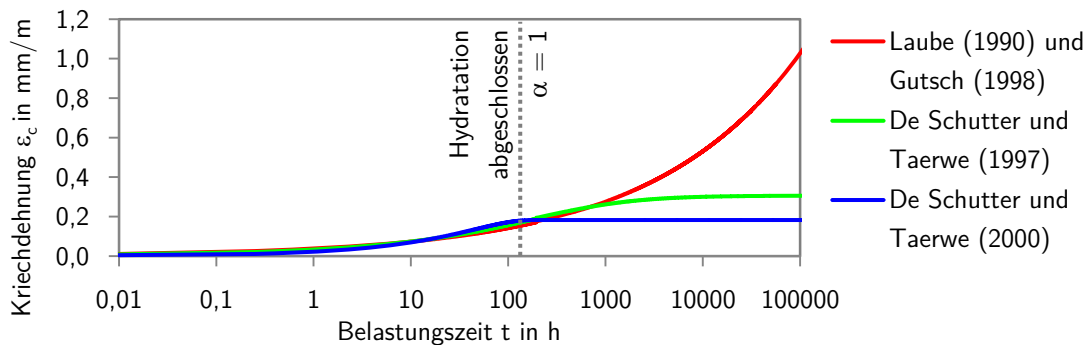
Die Modelle von De Schutter u. a. (1997) und De Schutter u. a. (2000) bilden beide die Ergebnisse der zugehörigen Kriechversuche sehr gut ab. Allerdings sind diese für Belastungsgrade größer 40 % noch nicht verifiziert. Auch die Gültigkeit für Zugbelastungen ist noch nicht belegt. Beim Ansatz von De Schutter u. a. (2000) endet die Entwicklung der Kriechdehnung, sobald der Hydratationsprozess abgeschlossen ist (Abb. 4.10 e). Dies wird im Folgenden weiter bewertet.

### Bewertung hinsichtlich Langzeitkriechen

Abbildung 4.11 zeigt den langfristigen Verlauf der aus den in Tabelle 4.9 vorgestellten Modellen resultierenden Kriechdehnungen ( $t_0 = 1 \text{ d}$  und  $\eta = 0,2$ ). Aufgrund der polynomen Formulierung der Braunschweiger Ansätze reduziert sich der Kriechdehnungszuwachs über den Belastungszeitraum zwar, besitzt jedoch keinen Endwert. Kriechprozessen wird im Allgemeinen jedoch ein Endkriechwert zugeordnet (Müller u. a. 2002; Breitenbücher 1989). De Schutter u. a. (1997) verwenden daher einen hyperbolischen Ansatz der einen sowohl vom Belastungszeitpunkt, als auch vom Belastungsgrad abhängigen Endwert liefert. Die beiden Modelle liefern bis ca. 1000 Stunden vergleichbare Ergebnisse, unterscheiden sich anschließend jedoch signifikant. Die Ansätze nach Laube (1990) und Gutsch (1998) sind daher zwar für die zeitlich begrenzte Betrachtung der Kriechverformung geeignet, überschätzen jedoch bei einer Langzeitbetrachtung gegenüber dem Ansatz von De Schutter u. a. (1997) die Kriechverformung zunehmend. Der Ansatz von De Schutter u. a. (1997) kann Kriechdehnungen aufgrund der vollständigen Eliminierung der Zeitvariablen nur über den Zeitraum des Hydratationsprozesses abbilden (Abb. 4.11). Eine Abbildung des Kriechprozesses über den Hydratationsprozess hinaus ist für den in dieser Arbeit betrachteten Zeitraum jedoch notwendig.



**Abbildung 4.10:** Vergleich der Messungen von De Schutter u. a. (1997) mit den Modellierungsergebnissen der unterschiedlichen Kriechmodellen aus Tabelle 4.9 für isotherme Randbedingungen bei 20°C

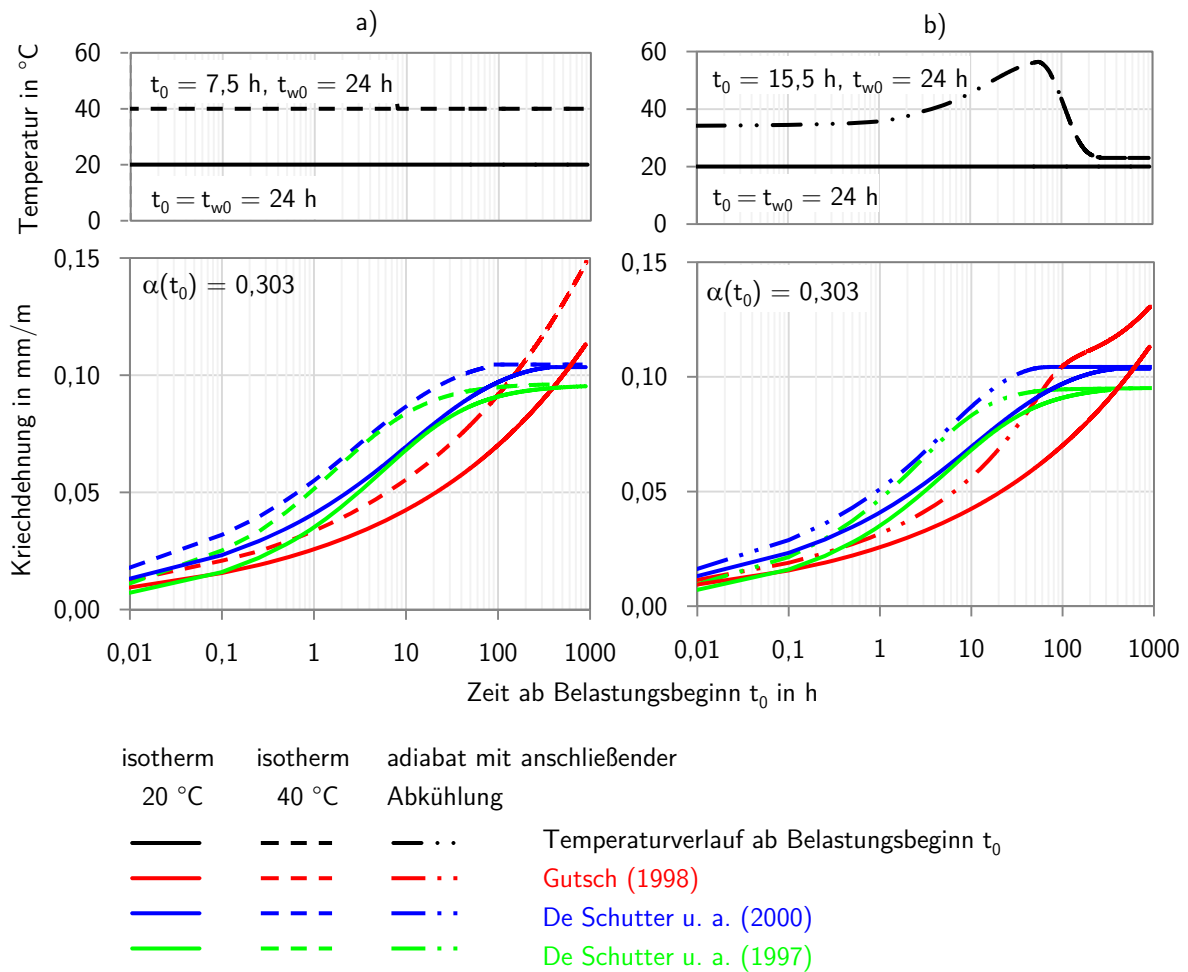


**Abbildung 4.11:** Langzeitentwicklung der Kriechverformungen nach den Ansätzen aus Tabelle 4.9 für  $t_0 = 14 d$  und  $\eta = 0,2$

### 4.2.11 Berücksichtigung der temperaturabhängigen Kriechgeschwindigkeit

Wie in Kapitel 4.2.9 beschrieben, besitzt die Temperatur während des Belastungszeitraumes einen Einfluss auf die Kriechgeschwindigkeit. Die in Abbildung 4.10 gezeigten Kriechverformungen beziehen sich ausschließlich auf isotherme Versuche bei einer Temperatur von 20 °C. In massigen Bauwerken stellen sich aufgrund der langen Wege zur wärmeabführenden Oberfläche annähernd adiabatische Verhältnisse ein. Dadurch verändert sich die Temperatur während der Kriechprozesse signifikant. Der Ansatz nach De Schutter u. a. (2000) berücksichtigt durch die Beschreibung der Entwicklungsfunktion anhand des Hydratationsgrades  $\alpha$  implizit auch die Temperaturentwicklung über den Belastungszeitraum. Die Ansätze nach De Schutter u. a. (1997) und Gutsch (1998) hingegen berücksichtigen durch den Hydratationsgrad bei Belastungsbeginn  $\alpha_0$  implizit nur den Temperatureinfluss vor Belastungsbeginn. Mit der Formulierung in Tabelle 4.9 sind sie jedoch vollständig unabhängig von der Temperaturentwicklung über den Belastungszeitraum. Dies lässt sich durch eine Substitution der Realzeiten  $t, t_0$  durch die entsprechenden von der Temperaturentwicklung abhängigen Reifezeiten  $t_w, t_{w0}$  erzielen (Kapitel 3.3.4).

Abbildung 4.12 zeigt den Einfluss der Temperatur während der Belastung anhand von zwei Beispielen. In Abbildung 4.12 a wird die modellierte Kriechdehnung für isotherme Randbedingungen bei 20 °C mit der für isotherme Randbedingungen bei 40 °C verglichen. In Abbildung 4.12 b hingegen werden die Kriechdehnungen bei isothermen und adiabatischen Randbedingungen verglichen. Bei den adiabatischen Randbedingungen wird nach Abschluss der Hydratation eine Abkühlung angesetzt (Temperaturverlauf in Abb. 4.12 oben). Der Hydratationsgrad bei Belastungsbeginn ist in allen dargestellten Fällen identisch und beträgt  $\alpha(t_0) = 0,303$ .



**Abbildung 4.12:** Gegenüberstellung der Kriechentwicklung bei a) isothermen Versuchen bei 20 °C und 40 °C und b) isothermen und adiabatischen Versuchen ( $\eta = 0,2$ )

Durch die Verwendung der Reifezeit in den Ansätzen von De Schutter u. a. (1997) und Gutsch (1998) wird derselbe temperaturbeschleunigende Effekt abgebildet wie er im Ansatz nach De Schutter u. a. (2000) implementiert ist. Bei den beiden Ansätzen von De Schutter bleibt der Endkriechwert jeweils identisch. Durch die logarithmische Formulierung von Gutsch (1998), die keinen Endwert besitzt, unterscheiden sich hingegen auch die modellierten Kriechdehnungen zum Zeitpunkt  $(t - t_0) = 1000$  h. Die Charakteristik der temperaturinduzierten Kriechbeschleunigung zwischen den konstanten Temperaturen von 20 °C und 40 °C entspricht der von Gutsch (1998) in seiner Arbeit gezeigten Charakteristik. Es kann somit qualitativ von einer korrekten Abbildung des kriechbeschleunigenden Temperatureffektes ausgegangen werden. Eine quantitative Überprüfung kann aufgrund fehlender Messwerte allerdings nicht erfolgen.

### 4.2.12 Kriechdehnung und Relaxation bei veränderlicher Spannungs- bzw. Dehnungsgeschichte

Im Gegensatz zu den Betonproben, die in Prüfmaschinen unter konstanten Randbedingungen auf Kriechen und Relaxation getestet werden, unterliegen Bauteile unter realen Randbedingungen in der Regel einer über die Zeit veränderlichen Dehnungs- und Spannungsgeschichte. Das Kriechen unter veränderlicher Last wurde unter anderem von Gutsch (1998), Laplante (1993) und De Schutter u. a. (2000) anhand von mehrstufiger Belastung untersucht. Für die Abbildung einer veränderlichen Belastungs- oder Dehnungsgeschichte stehen prinzipiell mehrere Möglichkeiten zur Verfügung, die folgend näher erläutert werden.

**Superposition nach Boltzmann** Bei der Superposition nach Boltzmann wird die veränderliche Last in einzelne horizontale Lastinkremente unterteilt (Abb. 4.13 a). Für jedes Lastinkrement wird die daraus resultierende viskoelastische Verformung getrennt ermittelt und anschließend aufaddiert (Gutsch 1998; Shen 1992; Anders u. a. 2013).

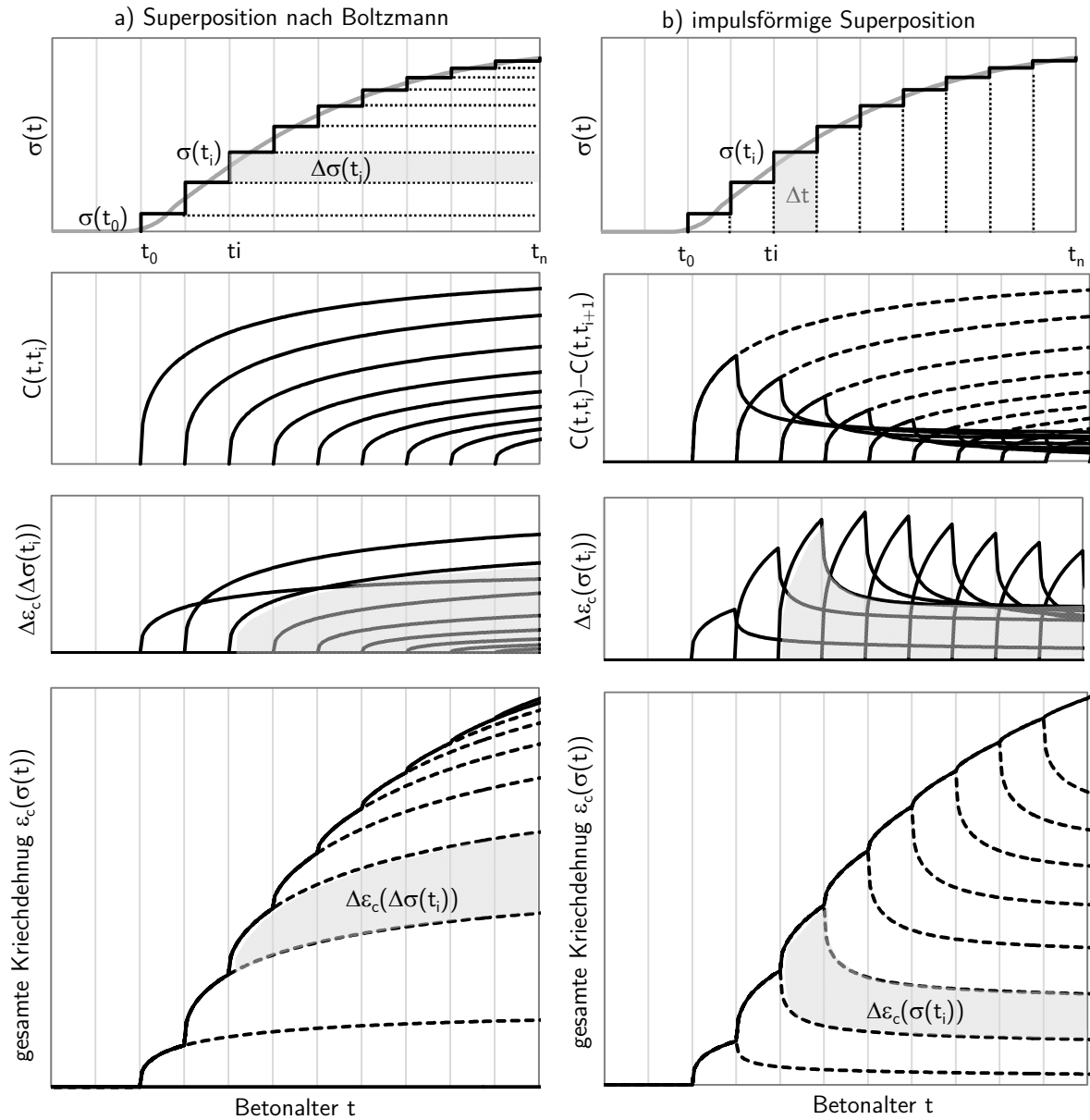
$$\varepsilon_c(t) = \sigma(t_0) \cdot C(t, t_0) + \sum_{i=1}^n \Delta\sigma(t_i) \cdot C(t, t_i) \quad (4.14)$$

$$\sigma_r(t) = \sigma(t_0) \cdot \Psi(t, t_0) + \sum_{i=1}^n \Delta\sigma(t_i) \cdot \Psi(t, t_i) \quad (4.15)$$

mit:

$\varepsilon_c(t)$	Kriechdehnung zum Zeitpunkt $t$	-
$\sigma_r(t)$	relaxierte Spannung zum Zeitpunkt $t$	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma(t_0)$	Zum Zeitpunkt $t_0$ aufgebrachte Spannung	N/mm <sup>2</sup>
$\Delta\sigma(t_i)$	Zum Zeitpunkt $t_i$ aufgebrachtes Spannungsinkrement	N/mm <sup>2</sup>
$C$	Kriechfunktion	1/(N/mm <sup>2</sup> )
$\Psi$	Relaxationszahl	-

Für die Gültigkeit dieser Methode wird die Linearität zwischen Spannung und Dehnung vorausgesetzt. In jungem Beton ist die Linearität jedoch nur beschränkt gegeben. Gutsch (1998) bildet das nichtlineare Verhalten durch ein lineares Kriechgesetz zuzüglich einer inelastischen Rissdehnung für Belastungsgrade  $\eta > 0,5$  ab, um weiterhin das Prinzip von Boltzmann anwenden zu können. Für Portlandzementbeton weist er eine gute Übereinstimmung zwischen seinem Modell und den Messwerten nach.



**Abbildung 4.13:** Schematische Darstellung der Überlagerung der Kriechdehnungen anhand a) der Superposition nach Boltzmann und b) der impulsförmigen Superposition

**Impulsförmige Superposition** Bei der impulsförmigen Superposition wird der veränderliche Lastverlauf in vertikale Intervalle unterteilt (Abb. 4.13 b). Die Kriechdehnung im Intervall zwischen  $t_i$  und  $t_{i+1}$  resultiert dann aus der Multiplikation der vorhandenen Gesamtspannung  $\sigma(t_i)$  mit der zugehörigen Kriechfunktion  $C(t, t_i)$  mit Belastungsbeginn  $t_i$  am Anfang des Intervalls. Am Ende des Intervalls wird der Beton fiktiv wieder vollständig entlastet. Dies entspricht einem Lastwechsel zum Zeitpunkt  $t_{i+1}$  bei dem die Gesamtlast  $\sigma(t_i)$  als negative Belastung aufgebracht wird. Die sich aus dem Intervall ergebende Kriechverformung ergibt sich folglich zu (Shen 1992):

$$\Delta \varepsilon_c(\sigma(t_i)) = \sigma(t_i) \cdot [C(t, t_i) - C(t, t_{i+1})] \quad (4.16)$$

Aufgrund des reduzierten Kriechvermögens zum Entlastungszeitpunkt  $t_{i+1}$  gegenüber dem Belastungszeitpunkt  $t_i$ , ist die aus der vollständigen Entlastung resultierende Rückkriechdehnung, gegenüber der erfolgten Kriechdehnung, vermindert. Der erfolgte, verzögert elastische Verformungsanteil wird ebenfalls verzögert wieder abgebaut, während der irreversible Fließanteil verbleibt. Dadurch wird die vorangegangene Spannungsgeschichte für die nachfolgenden Intervalle abgebildet, deren Kriechverformung sich wiederum aus der jeweiligen Gesamtbelastung  $\sigma(t_{i+1})$ ,  $\sigma(t_{i+2})$ , usw. ergibt. Die gesamte aus der veränderlichen Spannung resultierende Kriechdehnung ergibt sich so zu:

$$\varepsilon_c(\sigma(t)) = \bar{\sigma}(t_{n-1}) \cdot C(t, t_n) + \sum_{i=0}^{n-1} \sigma(t_i) \cdot [C(t, t_i) - C(t, t_{i+1})] \quad (4.17)$$

Und für die Relaxation ergibt sich entsprechend:

$$\sigma_r(t) = \sigma(t_0) - \sum_{i=0}^{n-1} \bar{\sigma}(t_{i,i+1}) \cdot [\Psi(t, t_{i+1}) - \Psi(t, t_i)] \quad (4.18)$$

mit:

$\varepsilon_c(\sigma(t))$	Kriechdehnung zum Zeitpunkt $t$	-
$\sigma_r(\sigma(t))$	relaxierte Spannung zum Zeitpunkt $t$	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma(t_i)$	zum Zeitpunkt $t_i$ aufgebrachte Gesamtspannung	N/mm <sup>2</sup>
$C(t, t_i)$	Kriechfunktion des Belastungszeitpunkts $t_i$	1/(N/mm <sup>2</sup> )
$C(t, t_{i+1})$	Kriechfunktion des Entlastungszeitpunkts $t_{i+1}$	1/(N/mm <sup>2</sup> )
$\Psi(t, t_i)$	Relaxationszahl des Belastungszeitpunkts $t_i$	-
$\Psi(t, t_{i+1})$	Relaxationszahl des Entlastungszeitpunkts $t_{i+1}$	-

Bei linearem Verhalten liefern die Superposition nach Boltzmann und die impulsförmige Superposition identische Ergebnisse. Im Gegensatz zur Superposition nach Boltzmann kann anhand der impulsförmigen Superposition allerdings auch eine Abhängigkeit der Kriech- bzw. Relaxationsfunktion von weiteren Parametern, wie beispielsweise Temperatur oder Feuchte berücksichtigt werden (Shen 1992). So kann auch der Belastungsgrad  $\eta$  des nicht-linearen Kriechansatzes nach De Schutter u. a. (1997) aus Tabelle 4.9 berücksichtigt werden. Die Erweiterung von (4.17) um den Belastungsgrad  $\eta$  lautet:

$$\varepsilon_c(\sigma(t)) = \bar{\sigma}(t_{n-1}) \cdot C(t, t_n, \eta) + \sum_{i=0}^{n-1} \sigma(t_i) \cdot [C(t, t_i, \eta) - C(t, t_{i+1}, \eta^*)] \quad (4.19)$$

mit:

$\eta$	Belastungsgrad zu Beginn des Intervalls	-
$\eta^*$	Entlastungsgrad am Ende des Intervalls	-
$f_c(t)$	Entwickelte Druckfestigkeit zum Zeitpunkt $t$	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma(t_i)$	Gesamtspannung im Intervall mit Belastungsbeginn $t_i$	N/mm <sup>2</sup>

Der aus einem Lastwechsel resultierende neue Belastungsgrad wird somit auf die Kriechdehnung der Gesamtspannung angewendet und nicht nur auf die zusätzliche Kriechdehnung des Spannungsdeltas wie bei der Superposition nach Boltzmann. Dadurch lässt sich die Nichtlinearität des jungen Betons auch bei Überlagerung abbilden. In Tabelle A.2 sind die Berechnungen für beide Superpositionsarten für eine exemplarische Laststeigerung, unter Verwendung des nicht linearen Kriechmodells von De Schutter u. a. (1997), grafisch gegenübergestellt. Demnach fällt die Gesamtkriechdehnung unter Verwendung der impulsförmigen Superposition signifikant höher aus als bei der Superposition nach Boltzmann.

**Äquivalente Zeitmethode** Die äquivalente Zeitmethode wurde von Acker (1986) vorgestellt und durch weiterer Untersuchungen validiert (Boeraeve 1988; Acker u. a. 1989). Die Vorgehensweise ist in Abbildung 4.14 (links) grafisch dargestellt. Der an einen Lastwechsel anschließende Kriechverlauf wird anhand einer einzigen Kriechfunktion berechnet.

$$\varepsilon_c(t) = \sigma(t_{i,f}) \cdot C(t, t_{i,f}) \quad (4.20)$$

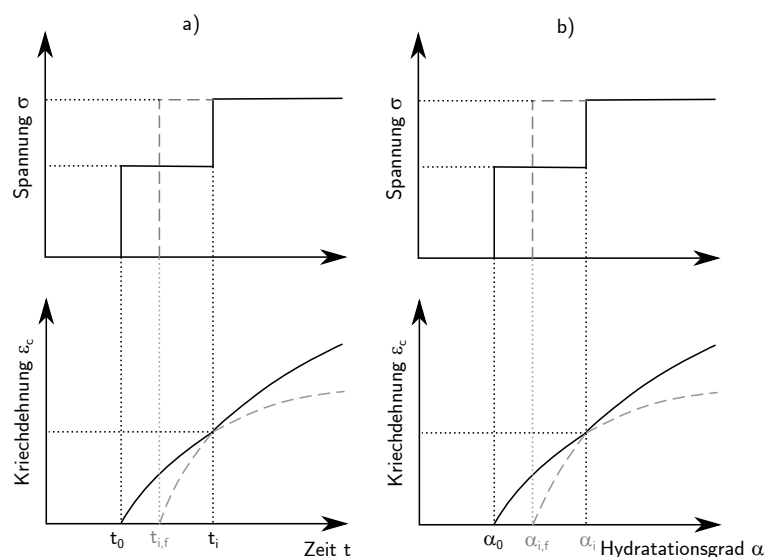
mit:

$\varepsilon_c(t)$	Kriechdehnung zum Zeitpunkt $t$	-
$\sigma(t_{i,f})$	einwirkende Spannung mit fiktivem Belastungsbeginn $t_{i,f}$	N/mm <sup>2</sup>
$C$	Kriechfunktion zum Zeitpunkt $t$ mit Belastungsbeginn $t_{i,f}$	1/(N/mm <sup>2</sup> )

Der Startzeitpunkt  $t_{i,f}$  dieser Kriechkurve nach dem Lastwechsel ist zunächst unbekannt. Als Übergangsbedingung gilt, dass die Dehnung die aus der alten Kriechkurve der vorangegangenen Laststufe resultiert und die Dehnung der neuen Kriechkurve zum Zeitpunkt  $t_i$  des Lastwechsels identisch sind.

$$\sigma(t_0) \cdot C(t_i, t_0) = \sigma(t_{i,f}) \cdot C(t_i, t_{i,f}) \quad (4.21)$$

Aus dieser Übergangsbedingung lässt sich die äquivalente Startzeit (fiktiver Belastungsbeginn)  $t_{i,f}$  der neuen Kriechkurve ermitteln. Diese Methode bringt im Vergleich zu den Superpositionsmethoden den Vorteil, dass nicht die gesamte Spannungsgeschichte gespeichert werden muss (De Schutter u. a. 2000). Eine kontinuierlich veränderliche Spannung wird ebenso wie bei der Superposition durch eine Aufteilung in ausreichend kleine Laststufen vorgenommen.



**Abbildung 4.14:** Schematische Darstellung der äquivalenten Zeitmethode (links) und der Methode des fiktiven Hydratationsgrades (rechts) (De Schutter u. a. 2000)

**Methode des fiktiven Hydratationsgrades** Die Methode des fiktiven Hydratationsgrades basiert auf der äquivalenten Zeitmethode (Abb. 4.14 rechts). De Schutter u. a. (2000) entwickelten diese Methode, um sie auf ihren Kriechansatz anwenden zu können, der ausschließlich in Abhängigkeit des Hydratationsgrades formuliert ist. Dafür wurden die Zeiteinheiten aus (4.20) durch die entsprechenden Hydratationsgrade ersetzt.

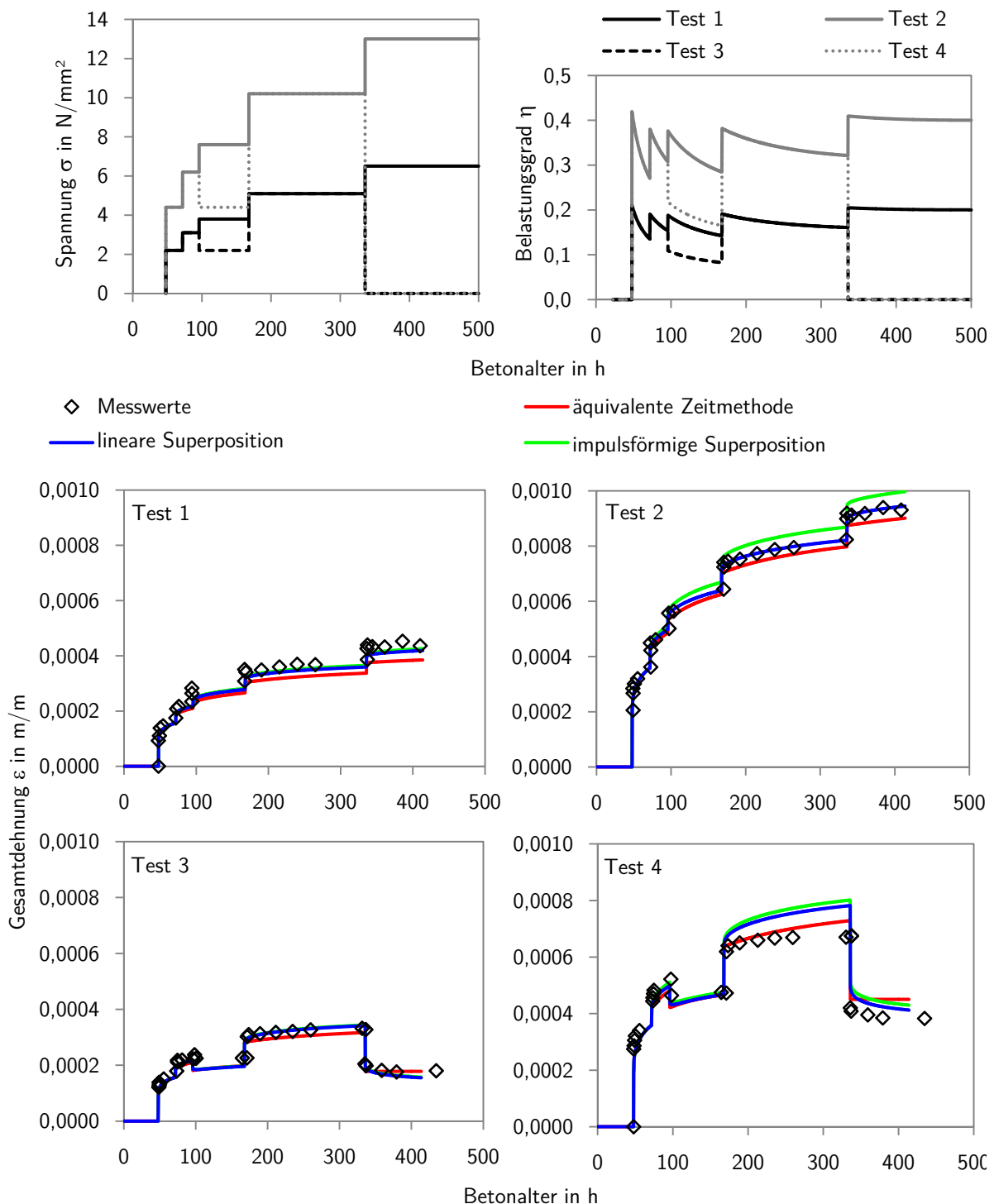
$$\varepsilon_c(\alpha) = \sigma(\alpha_{i,f}) \cdot C(\alpha, \alpha_{i,f}) \quad (4.22)$$

**Superposition nach Stafford** Diese Superposition kann nur bei Verwendung eines Summenansatzes zur Modellierung des viskoelastischen Materialverhaltens angewendet werden. Dies liegt darin begründet, dass der reversible verzögert elastische Anteil und der irreversible plastische Anteil (Abb. 4.7), der auch als Fließen bezeichnet wird, separat berechnet wird. Die Überlagerung der verzögert elastischen Verformung erfolgt dann durch die Verwendung der Superposition nach Boltzmann oder durch die impulsförmige Superposition, wohingegen für den Fließanteil die Superposition von Stafford (1969) verwendet wird (Anders u. a. 2013). Alle überlagerten Fließkurven werden dabei auf das Erstbelastungsalter  $t_0$  bezogen (Stafford 1969). Dadurch lässt sich die spannungsabhängige Alterung abbilden.

### Verifizierung ausgewählter Überlagerungsmethoden anhand publizierter Messwerte

De Schutter u. a. (2000) haben vier verschiedene Kriechversuche mit jeweils mehrstufiger Druckbeanspruchung durchgeführt (T1 bis T4). Abbildung 4.15 (oben) zeigt die aufgebrachte Spannung der fünf Laststufen, sowie den resultierenden Belastungsgrad in Bezug auf die entwickelte Festigkeit. Test T1 und T2 besitzen eine sukzessive Steigerung der Belastung. In Test T3 und T4 ist die Belastung in der ersten, zweiten und vierten Laststufe jeweils identisch zu der in Test T1 und T2. In der dritten Laststufe erfolgt jedoch eine partielle und in der fünften Laststufe eine vollständige Entlastung, um eine Aussage über das Rückkriechen treffen zu können. Die Belastungen bei Test T2 und T4 entsprechen jeweils der doppelten Belastung von Test T1 und T3, um den Einfluss des Belastungsgrades untersuchen zu können.

Abbildung 4.15 (unten) zeigt die gemessenen Gesamtdehnungen der vier Tests und die anhand ausgewählter Überlagerungsmethoden modellierten Gesamtdehnungen  $\varepsilon = \varepsilon_{el} + \varepsilon_c$ . Für die Modellierung der Kriechdehnungen  $\varepsilon_c$  wurde jeweils das nicht-lineare Kriechmodell nach De Schutter u. a. (1997) aus Tabelle 4.9 verwendet. Die elastischen Sofortdehnungen  $\varepsilon_{el}$  ergeben sich anhand des E-Moduls nach De Schutter u. a. (1996) aus Tabelle 4.5. Die „Äquivalente Zeitmethode“ (rote Linie) ergibt durchgehend die geringsten Kriechdehnungen und bildet das Rückkriechen nach vollständiger Belastung nicht ab. Die detaillierte Zusammensetzung der zugehörigen Kriechkurven ist in Abbildung A.3 abgebildet. Der Unterschied zwischen der Superposition nach Boltzmann (blaue Linie) und der impulsförmigen Superposition (grüne Linie) ist für die niedrigeren Belastungsgrade  $0,1 < \eta < 0,2$  der Tests T1 und T3 minimal. Für die höheren Belastungsgrade  $0,3 < \eta < 0,4$  der Tests T2 und T4 hingegen ist ein deutlicher Unterschied sichtbar. Dies bestätigt den Einfluss des Belastungsgrades. Bei Test T4 fällt der Unterschied aufgrund der partiellen Entlastungsstufe jedoch geringer aus als bei Test T3.



**Abbildung 4.15:** Vergleich der Messwerte von De Schutter u. a. (2000) mit der Modellierung anhand verschiedenen Überlagerungsmethoden und linear elastischer Sofortdehnungen

Die beste Abbildung der Messergebnisse wird für die untersuchten Be- und Entlastungsabfolgen jeweils von unterschiedlichen Überlagerungsmethoden erzielt. Die größte Abweichung der Gesamtdehnung erfolgt mit ca. 20 % in der vierten Laststufe des Tests T4 im Anschluss an die partielle Entlastung. In allen restlichen Bereichen liegen die Abweichungen hingegen innerhalb einer Streubreite von maximal 10 %. Daher werden alle in Abbildung 4.15 vorgestellten Überlagerungsmethoden als prinzipiell geeignet angenommen, um die Kriechdehnung bei veränderlichem Lastverlauf für die in dieser Arbeit vorliegenden Fragestellung zu modellieren. Es liegen keine Messergebnisse für vergleichbare Versuche unter höheren Belastungsgraden  $\eta > 0,4$  aus der Literatur vor, bei denen der in dieser Arbeit angesetzte Beton mit CEM III/B verwendet wurde. Im Rahmen dieser Arbeit wurden keine eigenen Versuche vorgenommen. Eine Validierung der Überlagerungsmethoden für Belastungsgrade  $\eta > 0,4$  ist daher in dieser Arbeit nicht möglich. Zukünftige Untersuchungen in diesem Bereich sind, in Anbetracht der mit steigendem Belastungsgrad voneinander abweichenden Überlagerungsmethoden, jedoch sinnvoll.

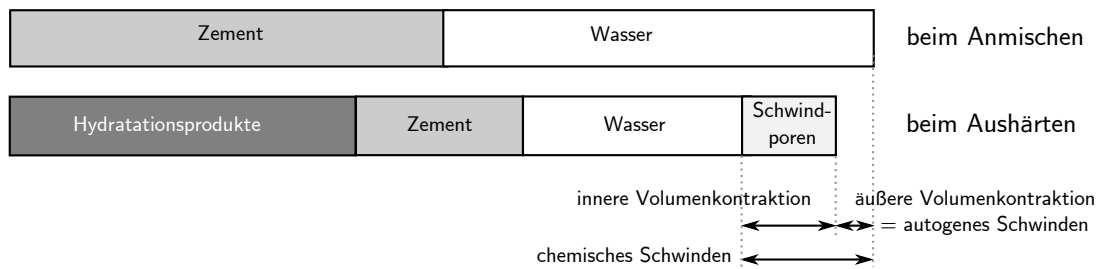
### 4.3 Schwinden und Quellen von Beton

Schwinden und Quellen stellt die lastunabhängige hygri sche Verformung des Betons durch Änderung des mikrostrukturellen Feuchtezustandes dar, wobei Schwinden die Volumenabnahme und Quellen die Volumenzunahme bezeichnet (Grube 1991; Plannerer 1998; Eierle 2000a; Lopes Madaleno 2002; Kosmahl 2006).

#### 4.3.1 Verschiedene Schwindarten

Das Schwinden lässt sich nach Grube (1991), VDZ (2002), Müller u. a. (2002) und Grube (2003) in vier Arten unterteilen, die im Folgenden erläutert werden.

**Kapillares Schwinden** In der Literatur wird das kapillare Schwinden auch als plastisches Schwinden oder Frühschwinden bezeichnet. Grube (2003) definiert es als eine „äußere Volumenabnahme der austrocknenden Randzone“ resultierend aus einem Wasserverlust an der Oberfläche des Frischbetons (Grube 2003). Es setzt unmittelbar nach dem Ansetzen des Betons ein (Kosmahl 2006). Das Schwindmaß infolge Kapillarschwinden beträgt nach Jaegermann u. a. (1968) und VDZ (2002) bis zu 4 ‰, kann aber laut Müller u. a. (2002) durch geeignete Mischungsverhältnisse des Betons und Nachbehandlung auch vollständig vermieden werden. Da kapillares Schwinden ausschließlich auf den oberflächennahen Bereich begrenzt ist, besitzt



**Abbildung 4.16:** Schematische Darstellung des chemischen und autogenen Schwindens nach Tazawa (1999)

es für die Betrachtung von massiven Bauteilen keine relevante Bedeutung und wird daher in den Untersuchungen dieser Arbeit nicht weiter verfolgt.

**Chemisches und autogenes Schwinden (Schrumpfen)** Der Prozess des chemischen und autogenen Schwindens vollzieht sich im Gegensatz zu den übrigen Schwindarten ohne Änderung des Gesamtwasserhaushaltes. Es erfolgt demnach kein Wasseraustausch mit der Umgebung (Holt 2001; Grube 2003). Das chemische Schwinden bezeichnet dabei allgemein den Schwindanteil, der durch die chemische Reaktion des Wassers mit dem Zement zu Hydratphasen hervorgerufen wird (Grube 1991; Müller u. a. 2002). Dabei ist das Volumen der Reaktionsprodukte geringer als das der Ausgangsstoffe. Laut Grube (2003) und Schäffel (2009) besitzt das in den Hydratphasen gebundene Wasser bei einem W/Z-Wert von 0,4 ein rund 8 % geringeres Volumen als freies Wasser. Die Volumenabnahme vergrößert dabei zunächst nur die vorhandenen Porenräume (Nolting 1988; Gutsch 1998). Diese werden häufig auch als Schwindporen bezeichnet. Es kommt somit zunächst nur zu einer inneren und keiner äußeren Volumenkontraktion (Abb. 4.16).

Das autogene Schwinden bezeichnet den Anteil des chemischen Schwindens, der durch die sogenannte „Selbstaustrocknung“ zu einer externen Volumenkontraktion führt. Das in den vergrößerten Porenräumen zunächst noch verbliebene Anmachwasser reagiert zu weiteren Hydratphasen. Dadurch nimmt die relative Feuchtigkeit in den Porenräumen weiter ab (Gutsch 1998), wodurch bei Wassermangel in den Poren ein Unterdruck entsteht der zu einer externen Volumenabnahme führt (Plannerer 1998; Grube 1991). Ob das chemische Schwinden auch zu einer externen Volumenabnahme (autogenes Schwinden) führt ist demnach in erster Linie vom W/Z-Wert des Betons abhängig (Grube 2003). Dieser Verformungsanteil tritt insbesondere bei Betonen mit einem W/Z-Wert kleiner 0,5 bei konservierter Lagerung auf (Grube 1991; VDZ 2002; Rostásy u. a. 2002b; Schäffel 2009).

**Trocknungsschwinden** Das Trocknungsschwinden wird, ebenso wie das autogene Schwinden, durch die Austrocknung der Porenräume hervorgerufen. Die Austrocknung erfolgt hier jedoch durch eine Wasserabgabe an die Umgebung (Müller u. a. 2002; Schäffel 2009). Die Abgabe erfolgt durch Feuchtetransport zur Oberfläche und die dort erfolgende Verdunstung, solange bis der Beton im hygrischen Gleichgewicht mit der Umgebung steht. Die Größe des Trocknungsschwindens hängt daher von der Umgebungsfeuchte, den Bauteilabmessungen und der Betonzusammensetzung ab. Bei massiven Bauteilen ist das Trocknungsschwinden aufgrund der langen Transportwege zur Oberfläche ein sehr langsamer Prozess der Jahrzehnte dauert.

**Karbonatisierungsschwinden** Das Karbonatisierungsschwinden wird durch die Reaktion des Betons mit Kohlendioxidmolekülen der Luft bei gleichzeitiger Existenz von Luftfeuchte hervorgerufen. Dadurch wird zuvor molekular gebundenes Wasser abgegeben und das vorhandene atomare Gitter umkristallisiert (Müller u. a. 2002, Grube 2003). Das Karbonatisierungsschwinden bewirkt nur eine geringe Volumenänderung und ist aufgrund seiner Abhängigkeit von Luft und Wasser in der Regel auf oberflächennahe Bereiche begrenzt. Folglich ist das Karbonatisierungsschwinden nur bei schlanken Bauteilen von Bedeutung (Kosmahl 2006).

### 4.3.2 Quellen

Korrekterweise wird laut Nolting (1988) die Volumenzunahme des Betons je nach Ursache begrifflich in Quellen und Treiben unterschieden. Das Quellen bezeichnet dabei die Volumenzunahme infolge von Wasseraufnahme und das Treiben die Volumenzunahme infolge chemischer Reaktionen, wie z.B. Sulfat-, Kalk-, Magnesia- oder Alkalitreiben. Laut Nolting (1988) resultiert die Volumenzunahme bei jungem Beton hauptsächlich aus dem in Kapitel 3.3.1 beschriebenen begrenzten Sulfattreiben (Ettringitbildung), das unmittelbar nach dem Erstarrungsbeginn eintritt. Im allgemeinen Sprachgebrauch wird jedoch im Zusammenhang mit Schwindvorgängen meist nur der Begriff des Quellens verwendet.

### 4.3.3 Zeitlicher Ablauf des Schwindens und Quellens

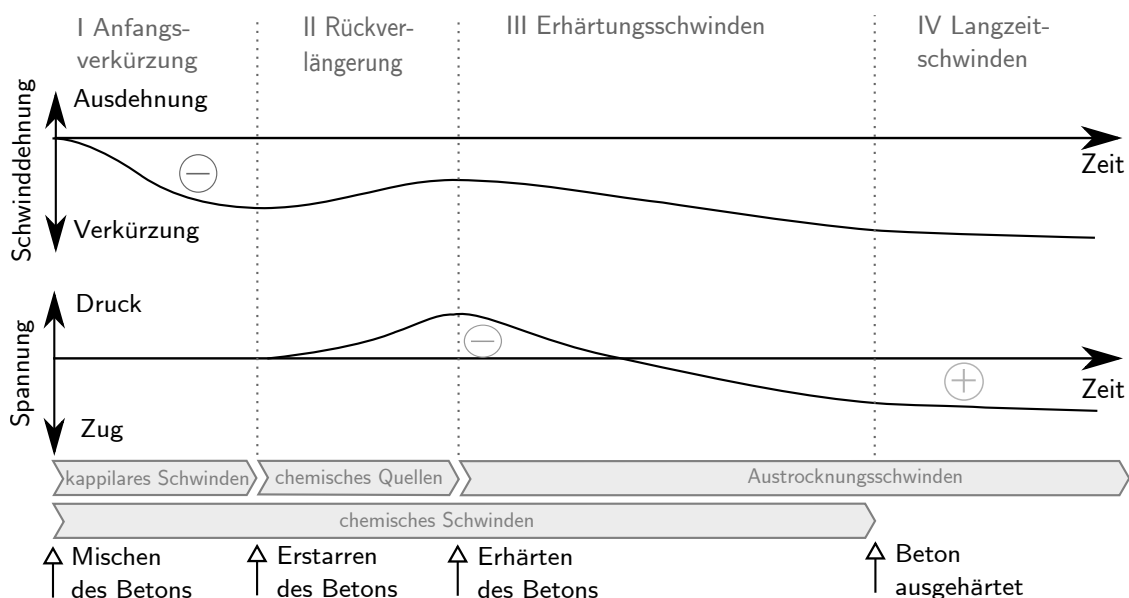
Der Ablauf des Schwindprozesses lässt sich in drei Phasen einteilen, die in Abbildung 4.17 dargestellt sind (Laube 1990; Plannerer 1998; Kosmahl 2006). Die zeitliche Abfolge des Schwindprozesses in jungem Beton wird durch die Hydratation und damit primär durch die Zementzusammensetzung und die Reaktionstemperatur gesteuert (Laube 1990). Bei erhärtetem Beton ist der zeitliche Verlauf des Schwindens dann von der Umgebungsfeuchte, den Bauteilabmessungen und der Betonzusammensetzung abhängig.

**I: Anfangsverkürzung (primäres Schwinden)** Das primäre Schwinden beginnt unmittelbar nach Mischen des Betons (Ziegeldorf u. a. 1982) und endet nach Laube (1990) mit dem Erstarrungsbeginn des Betons. Laut Schöppel (1993) tritt bei der Anfangsverkürzung sowohl kapillares als auch autogenes Schwinden auf.

**II: Rückverlängerung (Quellen)** Es findet eine Rückverlängerung statt, die laut Nolting (1988) aus einem begrenztem Sulfatreiben resultiert. Dauer und Größe des Quellvorgangs sind dabei vom Sulfatgehalt und Sulfatträger abhängig (Nolting 1988). Das chemische Quellen vollzieht sich parallel zum chemischen Schwinden, überwiegt jedoch meist, so dass insgesamt eine Ausdehnung resultiert (Plannerer 1998).

**III: Erhärtungsschwinden (sekundäre Schwinden)** Solange der Hydratationsprozess noch nicht zum Erliegen gekommen ist, wird durch die Bildung von weiteren Hydratphasen Wasser weiter chemisch gebunden (Laube 1990), so dass das autogenes Schwinden bis zur Aushärtung des Betons andauert. Die Volumenabnahme des sekundären Schwindens ist gemäß Plannerer (1998) und Kosmahl (2006) geringer als die des primären Schwindens.

**IV: Langzeitschwinden** Ist die Hydratation abgeschlossen erfolgt nur noch Trocknungsschwinden, das bei massiven Bauwerken, wie z.B. Talsperren, aufgrund der langen Transportwege zur freien Oberfläche nur sehr langsam verlaufen und über Jahre andauern kann.



**Abbildung 4.17:** Schematischer zeitlicher Verlauf der Schwinddehnungen und -spannungen

### 4.3.4 Gesamtschwinddehnung

Die rechnerisch für Festbeton maßgebende Gesamtschwinddehnung setzt sich nur aus dem autogenen Schwinden und dem Trocknungsschwinden zusammen (Grube 2003; Eurocode 2 EC2-1 2011). Bei normalfestem Beton ist das Endmaß des autogenen Schwindens im Vergleich zum Endmaß des Trocknungsschwindens gering. Bei hochfestem Beton hingegen liefert es den Hauptanteil des Gesamtschwindens (Müller u. a. 2002). Schwind- und Quellprozesse spielen bei der Herstellung von Talsperren aufgrund der großen Bauteilabmessungen nur eine untergeordnete Rolle (Marx 1987). Daher wird Schwinden und Quellen bei der Modellierung in dieser Arbeit vereinfachend nicht berücksichtigt. Deswegen werden an dieser Stelle auch keine Modellansätze für das Schwinden diskutiert. Der Vollständigkeit wegen sind diese jedoch in Anhang A.3 aufgeführt.

## 5 Modellerstellung

Für die Bearbeitung der in dieser Arbeit untersuchten Fragestellung bezüglich der Größe der Nullspannungstemperatur erfolgen numerische Simulationen anhand eines Finite-Element-Modells. Als geometrisches Modell wird dabei eine idealisierte Referenzstaumauer verwendet, deren Geometrie und Beschaffenheit aus Mittelwerten der frei verfügbaren Daten der deutschen Gewichtsstaumauern aus Beton abgeleitet wird. Die verwendeten Daten sind den Veröffentlichungen des Deutschen Talsperren Komitee e. V. (DTK) (Franke u. a. 1987; Franke 2001; Köngeter u. a. 2013) sowie der in Anhang B aufgeführten Literatur entnommen und mit dem Register der International Commission on Large Dams (ICOLD) für Deutschland abgeglichen. Sie umfassen Informationen zur Bauform, Bauwerksgeometrie und -abmessungen sowie den verwendeten Baumaterialien der einzelnen Mauern. Für die Abbildung der klimatischen Bauwerkseinwirkungen wird ein Referenzklima, auf Basis frei zugänglicher Klimadaten, generiert.

### 5.1 Staumauern in Deutschland

In Deutschland existieren insgesamt mehrere Hundert Talsperren. Davon besitzen 87 eine Staumauer als Absperrbauwerk. Bei den restlichen Talsperren ist das Absperrbauwerk hingegen ein Damm. Diese werden in der vorliegenden Arbeit nicht berücksichtigt. Die älteste Staumauer Deutschlands ist die Staumauer Eschbach, die bereits 1891 in Nordrhein-Westfalen errichtet wurde. Als letztes wurde die Staumauer Leibis Lichte 2005 in Thüringen fertiggestellt. Die höchste Staumauer Deutschlands ist die Rappodetalsperre in Sachsen-Anhalt, mit 106 Metern Höhe über der Gründungsfuge. Mit der Okertalsperre in Niedersachsen und der Ofenwaldtalsperre in Bayern gibt es in Deutschland zwei Bogenstaumauern (Köngeter u. a. 2013). Die Oleftalsperre in Nordrhein-Westfalen ist die einzige Pfeilerstaumauer und die Linachtalsperre in Baden-Württemberg die einzige Bogenreihenstaumauer Deutschlands. Bei den restlichen 83 Staumauern handelt es sich um Gewichtsstaumauern aus Bruchsteinmauerwerk oder Beton (Tab. B.1).

Für die Ermittlung einer Referenzgeometrie und eines Referenzklimas werden in der vorliegenden Arbeit ausschließlich Gewichtsstaumauern aus Beton und deren Standorte berücksichtigt.

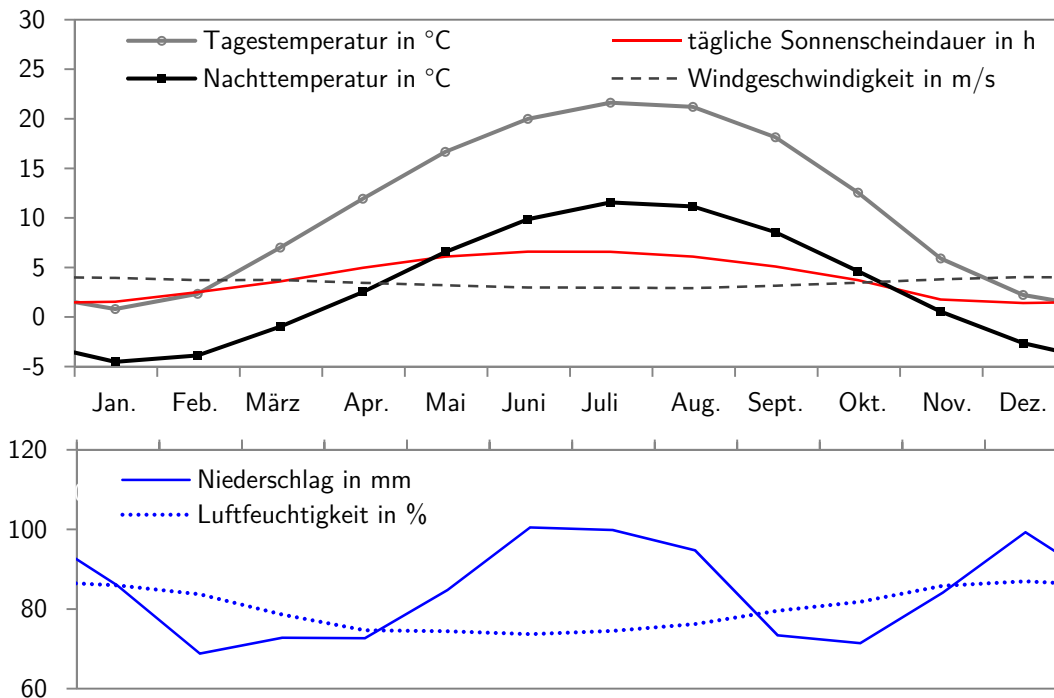
Staumauern mit einer Verblendung aus Bruchsteinmauerwerk, deren Kern vollständig aus Beton besteht, wie z.B. die Aggertalsperre, werden ebenfalls berücksichtigt. Talsperren deren Kern sowohl aus Bruchstein als auch aus Beton besteht, wie z.B. die Dreilägerbachtalsperre, werden hingegen nicht mit einbezogen. Die Witznautalsperre wird aufgrund der außergewöhnlichen Sonderkonstruktion mit aufgesetztem Krafthaus ebenfalls nicht berücksichtigt. Es verbleiben somit 40 Staumauern, die Eingang in die durchgeführte Untersuchung finden (Abb. B.1). Diese sind zusammen mit ihren jeweils zugehörigen Daten in Anhang B aufgelistet.

### **5.2 Auswertung von Klimadaten für die Ableitung der thermischen Randbedingungen**

Für die Ermittlung eines Referenzklimas werden frei verfügbare Wetterdaten der CLIMWAT-Datenbank (FAO 2016) verwendet. Die Datenbank beinhaltet 74 Messstationen in Deutschland (Abb. B.1) deren einzelne Messreihen jeweils einen Aufzeichnungszeitraum von mindestens 15 Jahre umfassen (FAO 2016). Jeder Talsperre wird die nächstgelegene ClimWat Wetterstation zugeordnet (Tab. B.2). Für die Gewichtsstaumauern Gottleuba, Rauschenbach und Kriebstein im Erzgebirge ebenso wie für Kiebling im Berchtesgadener Land werden aufgrund mangelnder Abdeckung durch die ClimWat-Datenbank zusätzliche Wetterstationen des Wetterdienstes „WetterKontor“ (WetterKontor 2015) herangezogen.

Für die ausgewählten Wetterstationen werden die über die Jahre gemittelten Monatsmittelwerte der Temperatur, der Windgeschwindigkeit, der täglichen Sonnenscheindauer, des Niederschlags und der Luftfeuchtigkeit ausgelesen und anschließend über alle verwendeten Wetterstationen gemittelt. Mehrfach zugeordnete Wetterstationen werden dabei auch dementsprechend mehrfach gewichtet. Die Ergebnisse dieser Auswertung sind in Abbildung 5.1 grafisch dargestellt und im Anhang tabellarisch aufgelistet (Tab. B.4). Sie finden als thermische Randbedingungen Eingang in die Modellierung.

Für die Auswertung der Temperaturen wird bei einem Höhenunterschied zwischen Staumauer und zugeordneter Messstation ein Höhenkorrekturfaktor verwendet. Der höhenabhängige Temperaturgradient der Luft ist vom Feuchtegehalt abhängig. Beim Aufsteigen von Luft nimmt neben der Temperatur und dem Druck auch die Dichte der Luft ab, wodurch die relative Luftfeuchtigkeit zunimmt. Beim Erreichen der Sättigung kommt es zur Kondensation des Wasserdampfes. Für trockenadiabatische Verhältnisse kann der Temperaturgradient der Luft mit ca. 1 K (Kraus 2004) und bei feucht adiabatischen Verhältnissen mit ca. 0,5 K (Schertenleib u. a. 2011) pro 100 Metern Höhendifferenz angegeben werden.

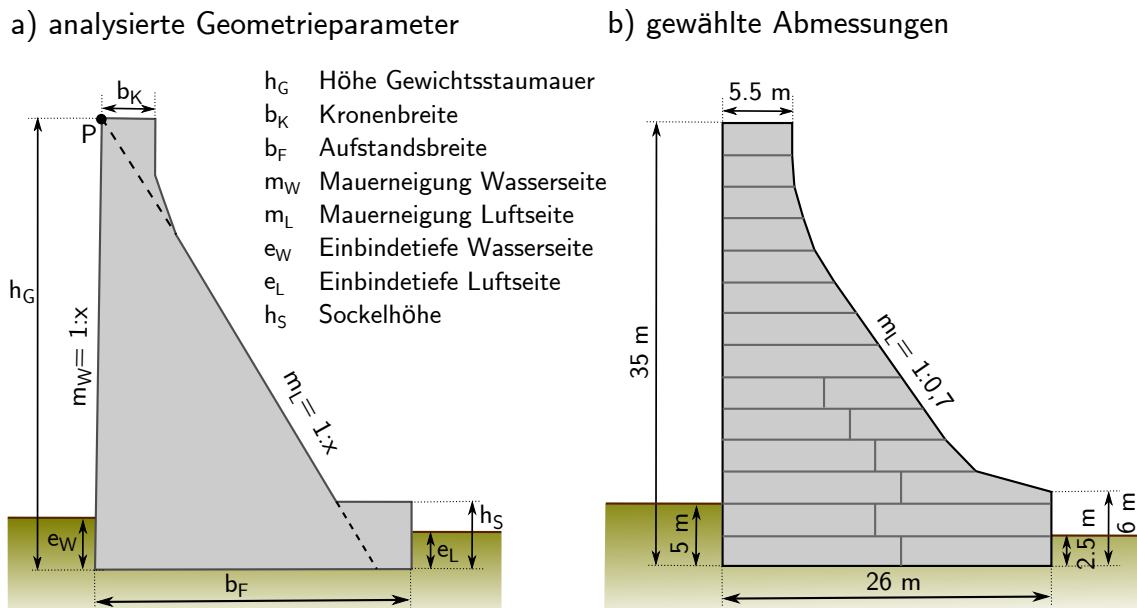


**Abbildung 5.1:** Ermittelte monatliche Mittelwerte der einzelnen meteorologischen Größen des Referenzklimas

Anhand der beiden Wetterstationen Freiburg (300 m+NN) und Feldberg (1493 m+NN) wurden die in Tabelle B.5 aufgeführten Höhenkorrekturfaktoren ermittelt. Die beiden Stationen liegen ca. 18 Kilometer voneinander entfernt und weisen eine Höhendifferenz von ca. 1200 Metern auf. Der ermittelte Höhenkorrekturfaktor liegt zwischen 0,4 K/100 hm für den Winter und 0,9 K/100 hm für den Sommer. Diese Höhenkorrekturfaktoren wurden mittels weiterer regionaler Messdaten plausibilisiert.

## 5.3 Analyse der Querschnittsgeometrien deutscher Gewichtsstaumauern aus Beton

Für die untersuchten 40 Gewichtsstaumauern aus Beton (Abb. B.1) werden die in Abbildung 5.2 a dargestellten acht Geometrieparameter statistisch ausgewertet. Die frei verfügbare Datengrundlage der untersuchten Geometrieparameter ist jedoch nicht vollständig (Tab. B.2). Dies betrifft vor allem die kleineren Staumauern und führt zu einer Verfälschung des arithmetischen Mittelwertes der Breite der Aufstandsfläche  $b_F$ . Da die Fundamentbreite sich aufgrund der dreieckigen Querschnittsform im Wesentlichen aus der Mauerhöhe ableitet, wird anstel-

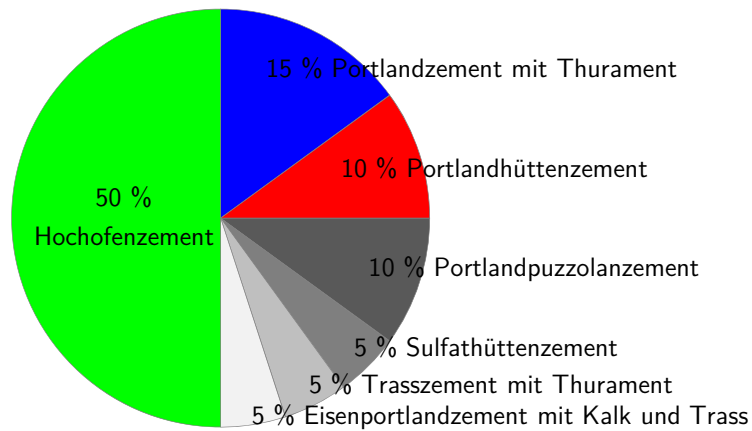


**Abbildung 5.2:** a) Analysierte Geometrieparameter der 40 Gewichtsstaumauern und b) die daraus resultierenden Abmessungen für das verwendete Referenzbauwerk und dessen Einteilung in Betonierabschnitte (BA)

le der absoluten Fundamentbreite das Verhältnis von Fundamentbreite  $b_F$  zur Mauerhöhe über der Gründungsfuge  $h_G$  untersucht. Die Ergebnisse der statistischen Auswertung sind in Tabelle B.6 aufgelistet. Anhand dieser ermittelten Kennwerte wird der in Abbildung 5.2 b gezeigte vereinfachte Bauwerksquerschnitt für die in dieser Arbeit verwendete Referenzstaumauer abgeleitet.

## 5.4 Analyse der verwendeten Zemente

Die Literatur gibt Aufschluss über die verwendeten Zemente bei 20 der insgesamt 40 analysierten Gewichtsstaumauern (Anhang B). Die dokumentierten Zementarten und deren Verteilung sind in Abbildung 5.3 dargestellt. Bei der Hälfte der 20 Gewichtsstaumauern wurden Hochofenzemente für die Herstellung des Betons verwendet. Exakte Angaben zum Massenverhältnis zwischen Klinker und Hüttensand sind, bis auf wenige Ausnahmen, nicht gegeben. Bei den übrigen Mauern wurden unterschiedliche Zementarten verwendet, die jeweils aus Abbildung 5.3 zu entnehmen sind. Die Deklaration und Zusammensetzungen der verwendeten Zemente sind in Tabelle B.7 aufgelistet. Der Begriff „Thurament“ bezeichnet einen Hüttensand mit einem Anteil Calciumsulfat aus Gips oder Anhydrit (Unterwellenborn 1938). Der am zweit häufigsten verwendete Portlandzement mit Thurament entspricht somit in seinen Bestandteilen einem Sulfathüttenzement, jedoch mit einem geringeren Klinkeranteil als heute üblich (Tab. B.7).

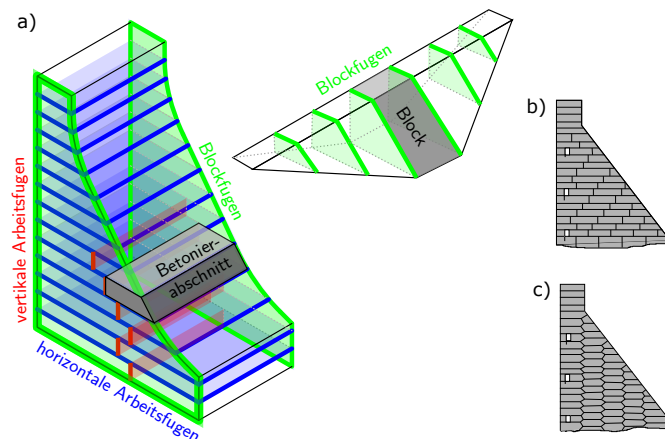


**Abbildung 5.3:** Zementsorten und deren Anteile, die beim Bau von 20 deutschen Gewichtsstauwänden aus Beton verwendet wurden

## 5.5 Überlegungen zum Bauablauf und zur Fugenausbildung

Gewichtsstauwänden aus Beton werden klassisch in der sogenannten „Blockbauweise“ hergestellt. Aufgrund der meist kürzeren Bauzeit und der damit verbundenen höheren Wirtschaftlichkeit werden heute viele Gewichtsstauwände im Walzbetonverfahren (Roller Compacted Concrete, RCC) hergestellt (Qin 2005). Da in der vorliegenden Arbeit die Standsicherheitsnachweise bestehender Talsperren mit bereits längerer Standzeit weiter präzisiert werden soll, wird hier ausschließlich die Blockbauweise untersucht. Die folgenden Ausführungen fassen grundlegende Aspekte der Arbeiten von Blind u. a. (1987), Novák u. a. (1996), Tančev (2005), Lattermann (2006), Linse (2011), Thomas (1976), Grishin (1982) und Press (1985) zusammen.

Bei der Blockbauweise wird der Mauerkörper der Talsperre entlang ihrer Bauwerkslängsachse in einzelne Mauerblöcke unterteilt, die durch vertikale Blockfugen getrennt werden. Die Mauerblöcke werden in einzelnen Betonierabschnitten ausgeführt, wodurch sich entsprechende horizontale und vertikale Arbeitsfugen ergeben (Abb. 5.4 a). In der Literatur wird auch der Begriff „Feld“ anstelle von „Block“ und „Block“ anstelle von „Betonierabschnitt“ verwendet. Um Verwechslungen auszuschließen, werden in dieser Arbeit die Begriffe „Block“ und „Betonierabschnitt“ verwendet. Die Breite der Mauerblöcke liegt üblicherweise zwischen 10 und 20 Metern. Die Wahl der Blockbreiten ist von der Elastizität des Untergrundes abhängig



**Abbildung 5.4:** a) Unterteilung einer Stauwand in einzelne Mauerblöcke durch Blockfugen und einzelne Betonierabschnitte durch Arbeitsfugen. b) + c) mögliche Anordnungen der Betonierabschnitte nach Tančev (2005)

(Press 1985). Demnach werden mit zunehmend starrerem Felsuntergrund kleinere Blockbreiten gewählt. Aufgrund der steileren Hangneigung besitzen die Blöcke an den Talflanken eine längere Kontaktstrecke mit dem Untergrund als die Mauerblöcke in Talmitte. Die Blöcke an den Talflanken werden daher häufig schmaler ausgeführt als die Mauerblöcke in Talmitte.

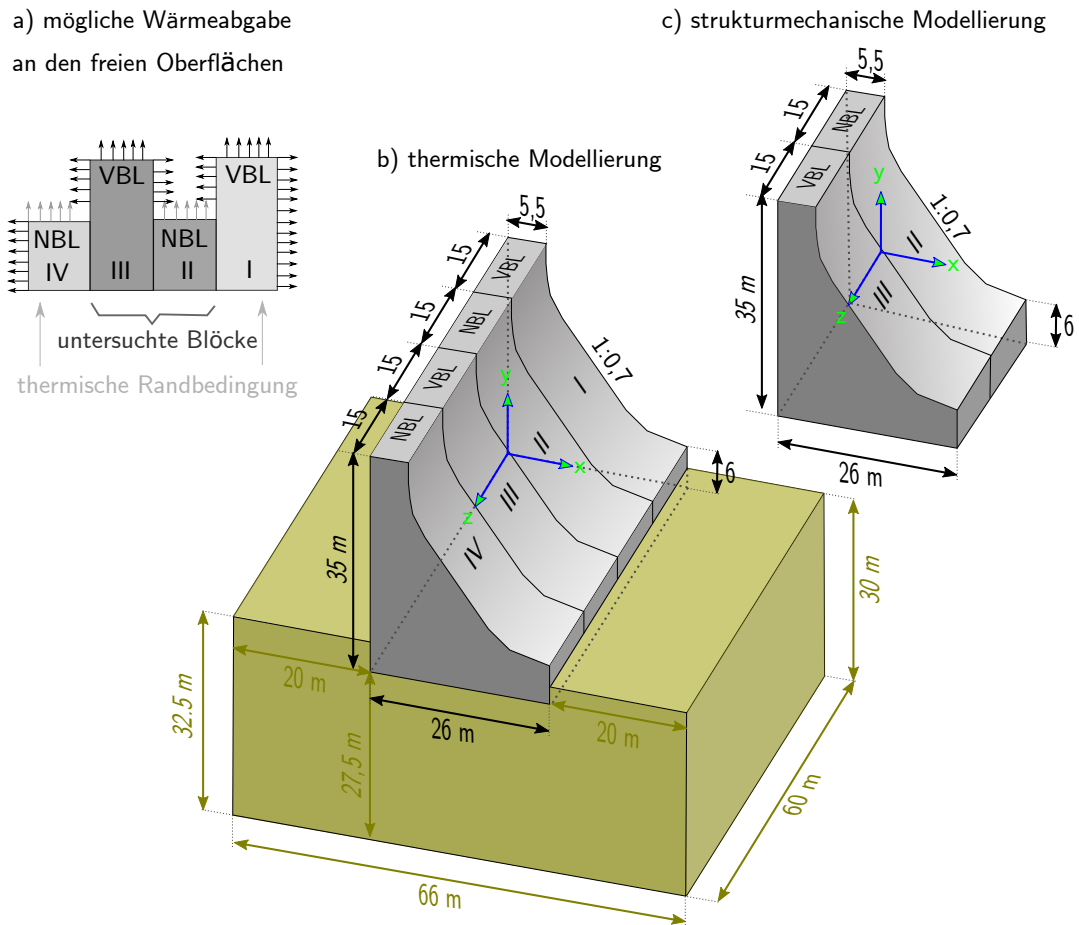
Die Blockfugen einer Gewichtsstauwand können als „Bewegungsfugen“ oder „Injektionsfugen“ ausgebildet werden. Bei Bewegungsfugen wird vor der Betonage eine mindestens zwei Zentimeter dicke Trennschicht, z.B. aus Korkmatten, zwischen dem angrenzenden bereits betonierten Vorläuferblock und dem zu betonierenden Nachläuferblock eingebracht, so dass ein Abstand zwischen den einzelnen Blöcken erzeugt wird. Die Bewegungsfugen werden mit Fugenbändern und/oder Fugenblechen abgedichtet (Blind u. a. 1987; Lattermann 2006). Bei Pressfugen werden die einzelnen Blöcke unmittelbar aneinander betoniert. Beim Auftreten von Zugspannungen in Bauwerkslängsachse fungieren diese Pressfugen als Sollrissfugen, so dass sich die einzelnen Blöcke zusammenziehen können. Die Pressfugen müssen daher, analog zu den Bewegungsfugen, ebenfalls mit Fugenbändern und/oder Fugenblechen abgedichtet werden.

Um die Erwärmung infolge Hydratation möglichst gering zu halten, ist es vorteilhaft die Betonage der benachbarten Blöcke zeitlich zu versetzen, so dass über die freie Oberfläche der späteren Blockfugen noch möglichst lange Wärme an die Umgebung abgeführt werden kann. Im Allgemeinen hat es sich bewährt die Blöcke alternierend in sogenannte „Vorläuferblöcke“ und „Nachläuferblöcke“ zu unterteilen.

Die einzelnen Betonierabschnitte sind in der Regel zwischen 1,5 und 4,0 Meter hoch. Dabei steht der Vorteil einer schnelleren Abkühlung bei dünneren Schichten dem Nachteil der dadurch verursachten höheren Anzahl von horizontalen Arbeitsfugen gegenüber. Horizontale Arbeitsfugen stellen dabei immer eine gewisse Schwachstelle und potentielle Sickerwegigkeit dar. Beträgt die Tiefe des Blockquerschnittes mehr als 40 Meter ist eine weitere Unterteilung der Betonierabschnitte durch vertikale Arbeitsfugen empfehlenswert. Dies kann prinzipiell durch zwei verschiedene Ausführungsabläufe umgesetzt werden. Entweder werden zuerst alle Betonierabschnitte einer Ebene ausgeführt, bevor anschließend die Abschnitte der darüber liegende Schicht hergestellt werden. Die vertikalen Arbeitsfugen werden dabei lagenweise versetzt, um eine Verzahnung der einzelnen Abschnitte zu erzeugen (Abb. 5.4 b). Alternativ können auch zuerst alle übereinander liegenden Abschnitte als Turm betoniert werden. Benachbarte Abschnitte werden dann im Vorläufer und Nachläuferprinzip hergestellt, wobei die Verzahnung der Abschnitte hier durch einen Versatz der horizontalen Arbeitsfugen erzielt wird (Abb. 5.4 c). Die zweite Methode ermöglicht nach Tančev (2005) einen schnelleren Bauablauf und bietet eine größere Oberfläche zur Abführung der Hydratationswärme. Sie wurde beispielsweise beim Bau der Bratskaya Talsperre (Russland, 123 m hoch) und der Grand Dixence Talsperre (Schweiz, 285 m hoch) erfolgreich eingesetzt.

## 5.6 Verwendete Modellabmessungen und Randbedingungen

Die Untersuchungen dieser Arbeit erfolgen anhand vier idealisierter Talsperrenblöcke. Die einzelnen Abmessungen dieser 35 Meter hohen und 15 Meter breiten Mauerblöcke entsprechen den in Kapitel 5.3 ermittelten Werten und sind aus Abbildung 5.5 ersichtlich. Die Vor- und Nachläuferblöcke besitzen während der entsprechenden Bauphasen eine unterschiedlich große freie Oberfläche, über die die entstehende Hydratationswärme abfließen kann (Abb. 5.5 a). Während der Vorläuferblock (VBL) auch über die Seiten der späteren Blockfugen Wärme an die Umgebung abgeben kann, schließt der Nachläuferblock (NBL) hingegen an bereits betonierte und erwärmte Blöcke an. Daher stellen sich in Vor- und Nachläuferblöcken jeweils unterschiedliche Temperaturfelder während der Bauzeit ein. In der vorliegenden Arbeit wird daher sowohl ein Vorläuferblock (VBL III), als auch ein Nachläuferblock (NBL II) untersucht. Um die thermischen Randbedingungen dieser beiden Blöcke II und III während der Bauzeit zu simulieren, werden in der thermischen Modellierung ebenfalls die beiden seitlich angrenzenden Blöcke I und IV (Abb. 5.5 b) abgebildet. Zu Beginn kann die Mauer einen Teil der Hydratationswärme an den relativ kalten Untergrund abführen. Mit zunehmender Erwärmung



**Abbildung 5.5:** Modellierte Talsperrenblöcke I-IV (VBL = Vorläuferblock, NBL = Nachläuferblock) und verwendete Modellbereiche für die thermische Modellierung und die Strukturmodellierung

des angrenzenden Untergrundes stagniert dieser Wärmeleitungsprozess zunehmend, da der Untergrund die ihm zugeführte Wärme nur langsam an die restliche Umgebung weitergibt. Um diesen orts- und zeitabhängigen Prozess realitätsnah abzubilden, wird der Untergrund nicht über eine Dirichlet'sche oder Neumann'sche Randbedingung berücksichtigt, sondern ebenfalls über finite Elemente implementiert und modelliert.

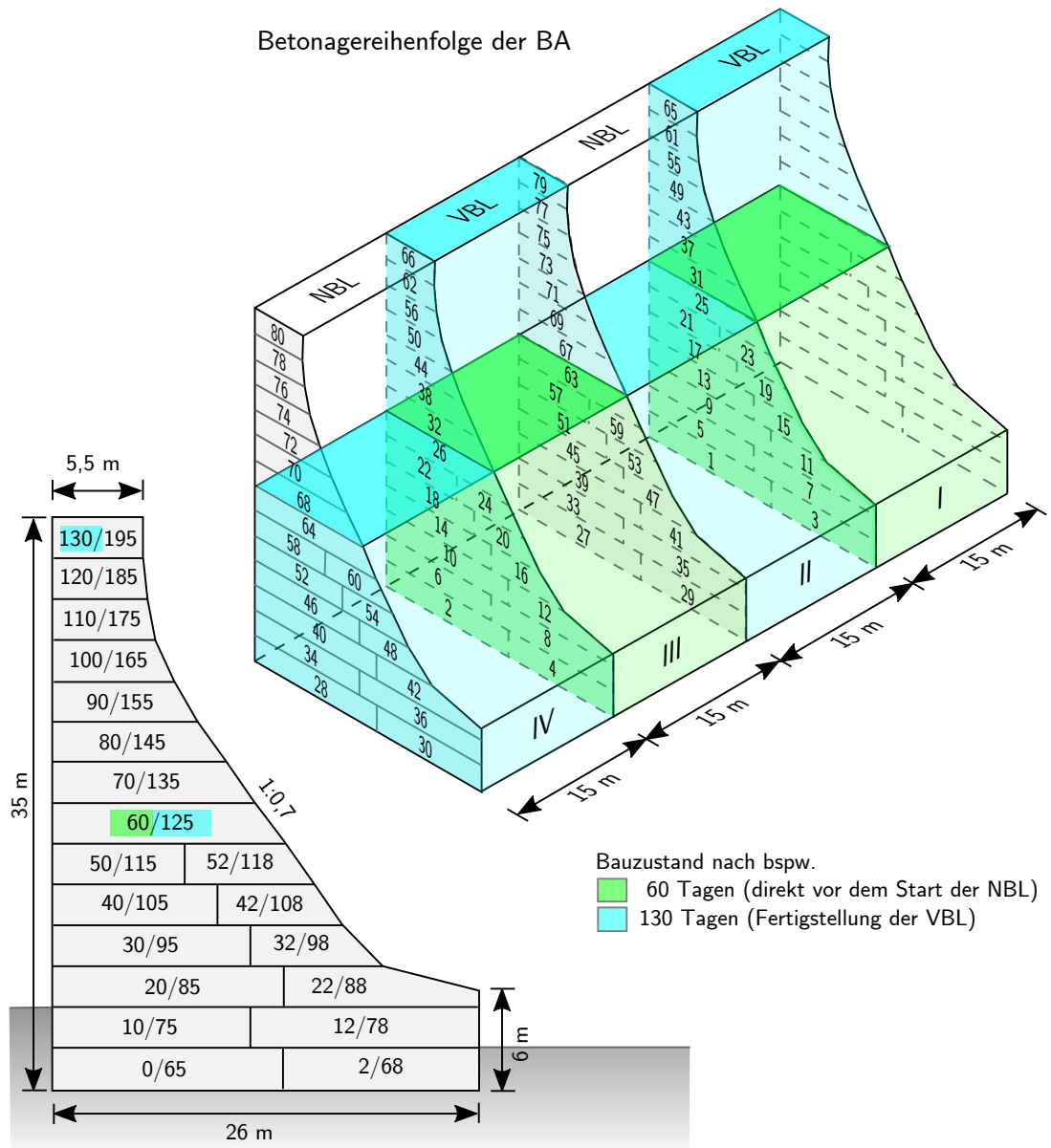
In der Strukturberechnung werden nur die Talsperrenblöcke II und III ohne den Untergrund modelliert (Abb. 5.5 c). Die Blockfugen werden als Bewegungsfugen modelliert, so dass der Mauerkörper sich nach dem Ausschalen in Längsrichtung ungehindert ausdehnen und zusammenziehen kann. Der Untergrund wird zugunsten der Rechenzeit vereinfachend durch steife Auflager ersetzt.

## 5.7 Modellierter Bauablauf

Auf Grundlage der im Kapitel 5.7 beschriebenen Prinzipien zum Bauablauf und vorliegenden Baudokumentationen einzelner Talsperren werden die nachfolgend beschriebenen Ansätze zur Modellierung der Herstellung der Staumauer gewählt. Die Betonierabschnitte (BA) erstrecken sich jeweils über die komplette Blockbreite und besitzen in der gesamten Mauer eine einheitliche Höhe von 2,5 Meter. Die maximale Tiefe eines Betonierabschnittes wird auf 14 Meter begrenzt, so dass sich im unteren Teil der Mauer eine Unterteilung in jeweils zwei Betonierabschnitte pro Ebene ergibt. Die Lage der dabei entstehenden vertikalen Arbeitsfugen wird ebenebene versetzt, so dass es zu einer Verzahnung der einzelnen Betonierabschnitte kommt. Pro Mauerblock resultieren somit jeweils 20 Betonierabschnitte verteilt auf 14 Betonierebenen.

Der tatsächliche Ablauf der Betonageabfolge der einzelnen Betonierabschnitte hängt von einer Vielzahl von bautechnischen und wirtschaftlichen Faktoren ab. So wird der Bauablauf im Wesentlichen durch die maximale Betonageleistung pro Tag und die Begrenzung der maximalen Betontemperaturen bestimmt. Die maximale Betonageleistung hängt dabei primär von der Menge des verfügbaren Betons, den verfügbaren Arbeitskräften und Schalungselementen, sowie der Transportkapazität zur Einbaustelle ab. Hinzu kommen Ereignisse wie unvorhergesehene Lieferengpässe des Betons, Ausfälle und Winterpausen. Des Weiteren muss vor dem Ausschalen bzw. der Anschlussbetonage eine gewisse Mindestfestigkeit erreicht werden. Gleichzeitig ist für einen guten Verbund das Alter der Arbeitsfugen vor der Anschlussbetonage in der Regel zeitlich zu begrenzen. Jede fertiggestellte Talsperre hat somit eine einzigartige Betonagehistorie.

Für die Modellierung wird daher, basierend auf vorliegenden Dokumentationen des zeitlichen Betonageablaufs von vereinzelt Gewichtsstaumauern, folgender generalisierter systematischer zeitlicher Bauablauf entwickelt. Die beiden Vorläuferblöcke und die beiden Nachläuferblöcke werden jeweils parallel betoniert. Die einzelnen Ebenen der Blöcke werden im Abstand von jeweils zehn Tagen betoniert. Bei der Herstellung zweier Abschnitte auf derselben Ebene wird nach der Betonage des ersten BA zwei Tage gewartet, bevor der zweite BA betoniert wird. Die Herstellung der Nachläuferblöcke beginnt erst 65 Tage nach dem Beginn der Herstellung der Vorläuferblöcke. Abbildung 5.6 zeigt die resultierende Betonagereihenfolge und die zugehörigen Betonagezeitpunkte für den in dieser Arbeit modellierten Bauablauf. Die Dauer des Betoniervorgangs selbst wird bei der Modellierung vereinfachend nicht berücksichtigt. Das gesamte Volumen eines BA wird zum Betonagezeitpunkt als gleichzeitig betoniert angenommen. Damit ergibt sich eine Betonagedauer von 140 Tagen pro Block und von insgesamt 195 Tagen für alle vier modellierten Blöcke.



Betonagezeitpunkte der BA im VBL/NBL in Tagen

**Abbildung 5.6:** Abmessungen der modellierten Talsperrenblöcke I-IV (BL) und zeitlicher Ablauf der Betonage der einzelnen Betonierabschnitte (BA) in den Vorläuferblöcken I+III (VBL) und den Nachläuferblöcken II+IV (NBL) für die durchgeführte Modellierung

## 6 Beschreibung der durchgeführten Finite-Element-Berechnung

In einem ersten Schritt wird die Wärmentwicklung infolge des Hydratationsprozesses während des Bauprozesses bei gleichzeitigem Wärmeaustausch mit der Umgebung modelliert. Als Randbedingung für die Berechnung des Wärmeaustauschs werden dabei die Lufttemperatur, die Sonneneinstrahlung, die Evaporation und der langwellige Strahlungsaustausch mit der Umgebung berücksichtigt. Basierend auf den Ergebnissen dieser thermischen Berechnung wird in einem zweiten Schritt die Entwicklung der strukturmechanischen Materialparameter und die damit einhergehende Spannungs- und Verformungsentwicklung berechnet. Abschließend werden aus den transienten Temperatur-, Steifigkeits- und Spannungsverteilungen die jeweils ortsabhängigen zeitlichen Verläufe der Nullspannungstemperaturen zurückgerechnet. Um den Einfluss von Kriechen und Relaxation auf die Nullspannungstemperaturverteilung zu untersuchen, wird die Strukturberechnung sowohl mit einem elastischen Materialgesetz als auch mit einem viskoelastischen Materialgesetz durchgeführt.

Die modellierten vier Stauwandblöcke bestehen aus insgesamt 80 Betonierabschnitten (BA), die sequentiell in der in Abbildung 5.6 gezeigten Reihen- und Zeitabfolge erstellt werden. Die Herstellung eines neuen BA wird immer zu Beginn des jeweiligen Tages (0:00 Uhr) angesetzt. Die Dauer des modellierten Betoniervorgangs wird vereinfachend nicht berücksichtigt, weshalb jeder neue BA zu diesem Zeitpunkt als unmittelbar und vollständig fertiggestellt angenommen wird. Die gesamte Modellierung wird mit der Software ANSYS durchgeführt. Dafür werden unter Verwendung der „ANSYS Parametric Design Language“ (APDL) eigene Programmroutinen entwickelt, um die folgenden zentralen Aufgaben zu lösen:

- Die Modellierung einer reife- und temperaturabhängigen Wärmeerzeugungsrate infolge Hydratation.
- Die Ermittlung und Berücksichtigung realitätsnaher Tagesgänge der meteorologischen Einwirkungen (Lufttemperatur, Sonneneinstrahlung, Evaporation und langwelliger Strahlungsaustausch).

- Abbildung einer hydratationsgesteuerten ortsabhängigen zeitlichen Steifigkeits- und Festigkeitsentwicklung.
- Die Modellierung des viskoelastischen Materialverhaltens des Betons unter kontinuierlich veränderlicher Last während und nach der Erhärtung.
- Die Berechnung der resultierenden ortsabhängigen Nullspannungstemperaturverläufe.

### 6.1 Modellierte Varianten

Sowohl die Frischbetontemperatur  $T_0$  als auch die Umgebungstemperatur bei Herstellung eines Betonierabschnittes besitzen jeweils einen wesentlichen Einfluss auf die spätere Nullspannungstemperatur des fertigen Betonierabschnittes. Die Umgebungstemperatur ergibt sich aus den einwirkenden, jahreszeitlich bedingten, meteorologischen Größen. Um diese beiden wesentlichen Einflussfaktoren der Nullspannungstemperatur zu quantifizieren, werden insgesamt acht verschiedene Modellierungsvarianten (MV) mit einem Zementgehalt von  $m_z = 300 \text{ kg/m}^3$  untersucht. Dabei werden für zwei unterschiedliche Fertigungszeiträume jeweils vier verschiedene Frischbetontemperaturen zwischen  $15 \text{ °C}$  und  $23 \text{ °C}$  untersucht (Tab. 6.1). Der eine Fertigungszeitraum beginnt im Winter (1. Januar) und dauert über die angesetzten sieben Monate bis in den Sommer an, wohingegen der andere Fertigungszeitraum im Sommer beginnt (1. Juli) und bis in den Winter andauert. Um den Einfluss des Zementgehalts zu quantifizieren wird MV 5 zusätzlich mit insgesamt vier verschiedenen Zementgehalten zwischen  $150 \text{ kg/m}^3$  und  $300 \text{ kg/m}^3$  berechnet. Die bei Stauwauern verwendeten Zementgehalte liegen in der Regel jedoch an der unteren Grenze dieses Bereichs zwischen  $150 \text{ kg/m}^3$  und  $200 \text{ kg/m}^3$ . Für eine Bewertung des Einflusses des viskoelastischen Materialverhaltens werden sowohl Berechnungen mit elastischen als auch mit viskoelastischen Materialgesetzen durchgeführt. Da die viskoelastische Modellierung aufgrund der kontinuierlich veränderlichen Last sehr rechenintensiv ist, beschränkt sich diese auf drei ausgewählte MV (Tab. 6.1).

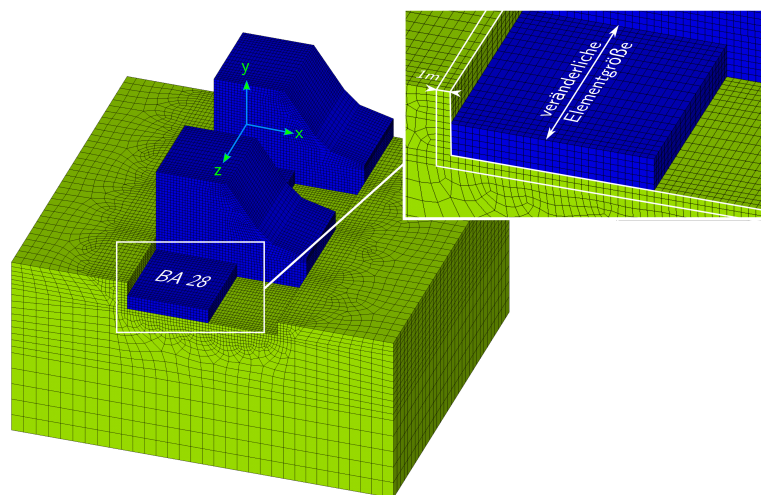
### 6.2 Diskretisierung des Modells

Für die thermische Modellierung wird der Elementtyp SOLID 70 verwendet und für die Strukturberechnung der Elementtyp SOLID 185. Der Elementtyp SOLID 70 besitzt als einzigen Freiheitsgrad die Temperatur, während der Elementtyp SOLID 185 die Verschiebungen in alle drei Raumrichtungen mit einem linearen Verschiebungsansatz als Freiheitsgrad besitzt.

**Tabelle 6.1:** Untersuchte Modellierungsvarianten MV 1 bis MV 8

Modellierte Bauzeit	Materialgesetz	Frischbetontemperatur $T_0$ ( $m_z = 300 \text{ kg/m}^3$ )			
		23 °C	20 °C	15 °C	10 °C
Anfang Juli	elastisch	MV 1	MV 3	MV 5*	MV 7
bis Ende Januar	viskoelastisch	MV 1R	-	MV 5R	MV 7R
Anfang Januar	elastisch	MV 2	MV 4	MV 6	MV 8
bis Ende Juli	viskoelastisch	-	-	-	-

\* Zusätzliche Berechnung mit  $m_z = 150, 200$  und  $250 \text{ kg/m}^3$



**Abbildung 6.1:** Erzeugtes Netz des numerischen Berechnungsmodells (Zustand nach dem Bau des BA 27 und BA 28)

Die erzielte Rechengenauigkeit und der damit verbundene Rechenaufwand sind signifikant von der gewählten Netzfeinheit abhängig. Für die Optimierung der Netzfeinheit werden im Vorfeld die drei Elementgrößen 1,0 m, 0,5 m und 0,2 m anhand eines einzelnen BA untersucht. Die Ergebnisse sind in Anhang D.1 dargestellt. Eine Elementgröße von 0,2 m ermittelt die Wärmeerzeugung des Hydratationsmodells mit hinreichender Genauigkeit und kann die Temperatureinflüsse aus Konvektion, Strahlung und Verdunstung im oberflächennahen Bereich des BA detailliert abbilden. In Anbetracht der geometrischen Größe des Modells und der Anzahl der zu modellierenden Zeitschritte ist jedoch der dadurch verursachte Rechenaufwand zu groß. Bei einer Elementgröße von 1,0 m reduziert sich der Rechenaufwand signifikant, allerdings wird die modellierten Temperatur im Kern des BA um bis zu 11 % unterschätzt. Bei einer Elementgröße von 0,5 m hingegen liegen diese Abweichungen bei nur ca. 1-2 % und auch die Temperatureinflüsse an der Oberfläche können ausreichend genau abgebildet werden. Für die Diskretisierung der Mauer wird daher eine Elementgröße von 0,5 m verwendet.

Um die Elementanzahl zu reduzieren, wird die Elementgröße innerhalb eines BA entlang der z-Achse variiert. Die Elementbreite beträgt dabei 0,5 m an den Rändern und nimmt zur Blockmitte hin kontinuierlich bis auf maximal 1,10 m zu (Abb. 6.1). Eine weitere Reduktion der Elementanzahl wird durch eine Netzvergrößerung im Untergrund realisiert. Diese erfolgt jedoch erst unterhalb einer 1,0 m mächtigen Kontaktzone, damit die Wärmeübergangsprozesse zwischen Bauwerk und Untergrund detailliert abgebildet werden (Abb. 6.1). Für die Strukturberechnung wird der Untergrund vereinfachend als feste Bettung angenommen.

### 6.3 Simulationsdauer und Zeitschrittweite

Der abzubildende Modellierungszeitraum beträgt insgesamt 205 Tage (Kapitel 5.7). Das Berechnungsintervall sollte zum einen die Wärmeentwicklung infolge des Hydratationsprozesses hinreichend genau beschreiben und zum anderen die Rechenzeit für den zu modellierenden Zeitraum im vertretbaren Rahmen halten. Zur Optimierung des Berechnungsintervalls wird außerdem eine Sensitivitätsanalyse mit unterschiedlichen Berechnungsschrittweiten zwischen 0,01 h und 1,0 h durchgeführt (Anhang D.2). Um die Rechenzeit ohne wesentliche Verluste der Rechengenauigkeit zu reduzieren, wird eine adaptive Zeitschrittweite implementiert. Innerhalb der ersten 72 Stunden nach Erstellung eines neuen BA, die von der Hydratation dominiert werden (Abb. 3.19), wird eine Zeitschrittweite von 15 Minuten verwendet. Im Anschluss an diese 72 Stunden verlängert sich das Berechnungsintervall auf 60 Minuten. Insgesamt ergeben sich dadurch 12.696 Berechnungszeitschritte. Die Berechnungsintervalle sind für die thermische und die strukturmechanische Modellierung identisch.

### 6.4 Thermische Modellierung

Abbildung 6.2 stellt den Ablauf der thermischen Modellierung schematisch dar. Die Geometrie der Mauer und des Untergrundes ist bereits zu Beginn vollständig im Modell hinterlegt. Die Vernetzung der einzelnen BA erfolgt jedoch erst zu den jeweilig festgelegten Betonagezeitpunkten (Kapitel 5.7), wodurch die Aktivierung der neu hinzukommende Bereiche spannungsfrei erfolgt. Somit erweitert sich das Berechnungsnetz sukzessiv über die modellierte Bauphase. Bei jeder Erweiterung wird eine neue transiente Temperaturberechnung für die Dauer bis zum nächsten Betonagezeitpunkt gestartet. Die Initialtemperatur der neu hinzugekommenen BAs entspricht der Frischbetontemperatur, wohingegen für die bereits bestehenden BA das Temperaturfeld des letzten Zeitschritts der vorangegangenen Berechnung übergeben wird. Bei 80 BA von denen immer zwei gleichzeitig betoniert werden, ergeben sich 40 aufeinander aufbauende Teilberechnungen.

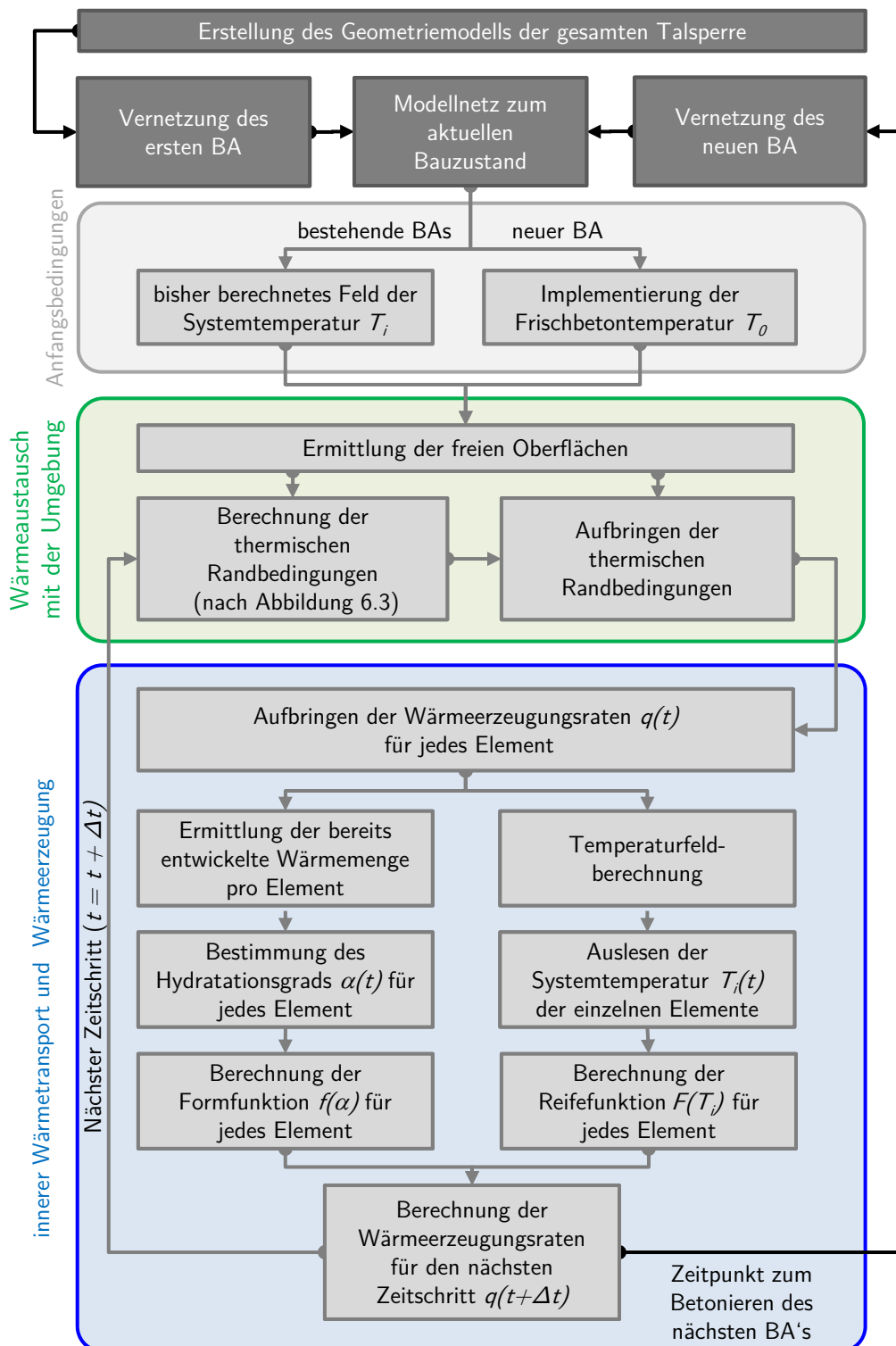
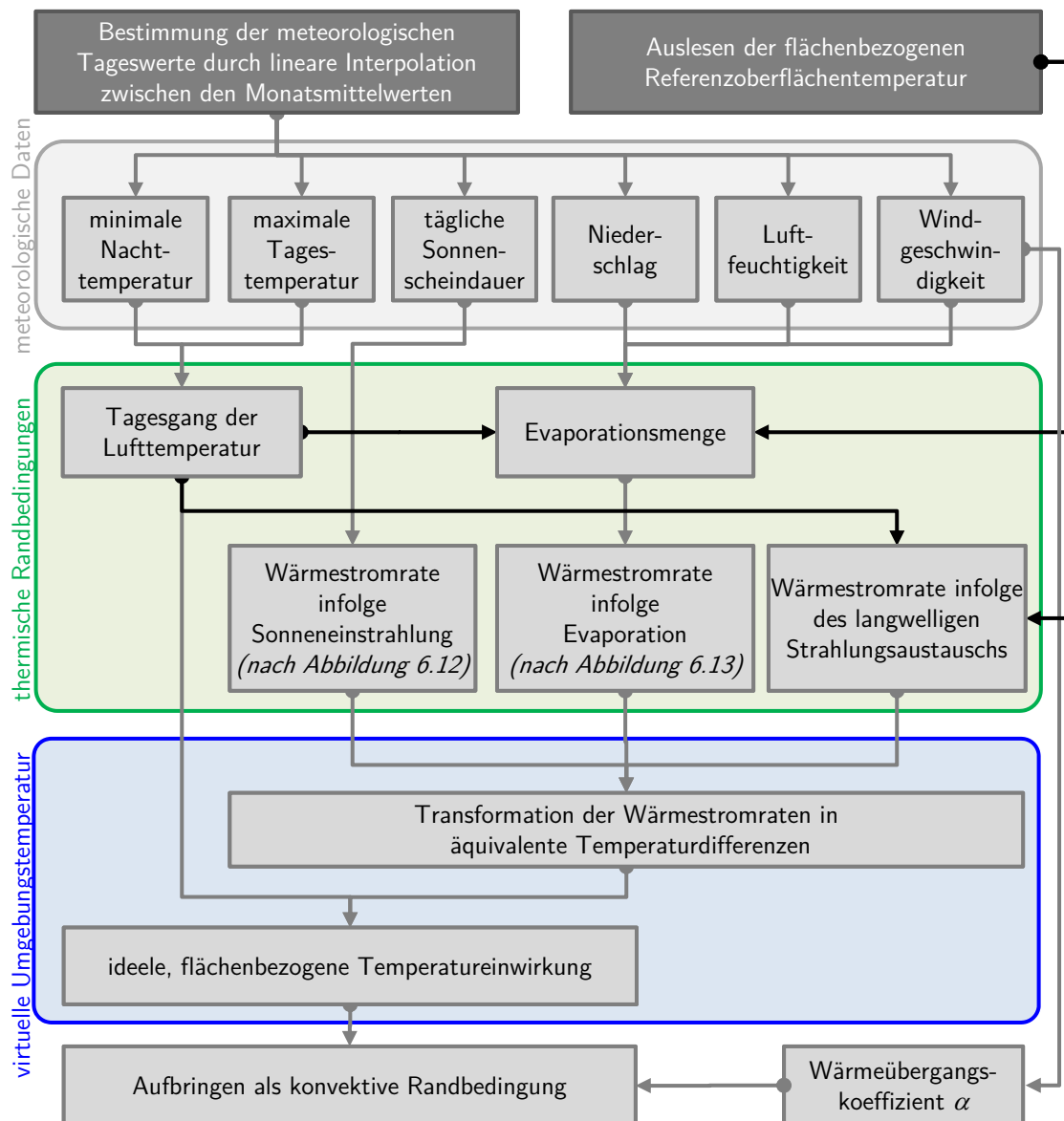


Abbildung 6.2: Ablauf der thermischen Modellierung über die Bauzeit der Referenztalesperre



**Abbildung 6.3:** Ablauf der Berechnung der thermischen Randbedingungen

Für jeden Berechnungszeitschritt innerhalb dieser 40 Teilberechnungen werden zunächst die thermischen Oberflächenrandbedingungen ermittelt und aufgebracht (Abb. 6.3). Anschließend wird die aus dem Hydratationsprozess resultierende Wärmeerzeugung berechnet und implementiert (Abb. 6.2). Um die Wärmeentwicklung des gewählten Hochofenzements (CEM III/B) detailliert abzubilden, wird das Hydratationsmodell von De Schutter u. a. (1995b) verwendet, da dieses die Klinker- und die Hüttensandphase separat berücksichtigt (Kapitel 3.3.7). Der Ablauf der Berechnung der thermischen Oberflächenrandbedingungen ist in Abbildung 6.3 dargestellt und wird im Folgenden beschrieben.

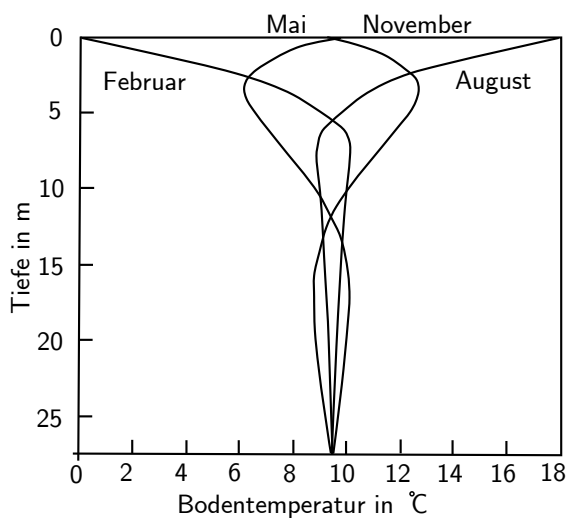
Basierend auf den Parametern des Referenzklimas aus Kapitel 5.2 werden für jeden Zeitschritt die zugehörige Lufttemperatur sowie die zugehörigen Wärmestromraten infolge Sonneneinstrahlung, Evaporation und langwelligem Strahlungsaustausch ermittelt. Dafür werden zunächst die meteorologischen Tageswerte durch lineare Interpolation zwischen den Monatsmittelwerten bestimmt. Diese Tageswerte werden anschließend auf entsprechende Tagesgänge extrapoliert. Die für die Extrapolation verwendeten Modellierungsansätze werden in den nachfolgenden Kapiteln 6.4.2 bis 6.4.4 beschrieben.

Der Wärmetransport zwischen der Maueroberfläche und der umgebenden Luft erfolgt durch Konvektion. Daher lässt sich dieser am einfachsten als konvektive Randbedingung durch die Eingabe der Lufttemperatur und eines Wärmeübergangskoeffizienten in ANSYS implementieren. Die Erwärmung infolge Sonneneinstrahlung, die Abkühlung infolge Verdunstung und der Wärmeaustausch infolge langwelliger Strahlung liegen hingegen als Neumann'sche Randbedingung mit dem zugehörigen Wärmestrom durch die Oberfläche vor. Da in ANSYS nicht beide Arten der thermischen Randbedingungen gleichzeitig implementiert werden können, müssen die konvektive und die Neumann'sche Randbedingung zunächst ineinander überführt werden. In dieser Arbeit erfolgt dies anhand des Konzepts der ideellen Umgebungstemperatur (Kapitel 6.4.5).

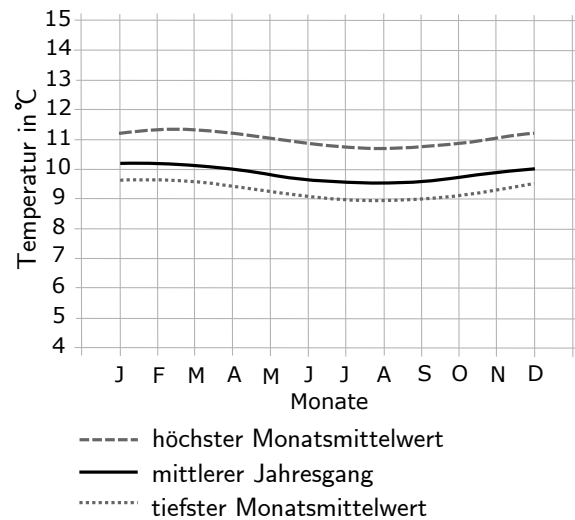
Die freien Oberflächen auf denen die thermischen Randbedingungen aufgebracht werden, ändern sich durch die bauprozessbedingte Erweiterung des Mauerkörpers und werden daher zu Beginn jeder Teilberechnung neu ermittelt. Der Wärmeaustausch infolge Sonneneinstrahlung und Evaporation ist abhängig von der Oberflächenausrichtung. Folglich ist auch die ideelle Umgebungstemperatur von der Ausrichtung der Oberfläche abhängig. Daher werden die Oberflächen des verwendeten Stauauermodells entsprechend ihrer räumlichen Orientierung unterschieden (Abb. 6.6). Für jede dieser Oberflächengruppierungen (BAH bis HAUG) wird die jeweils zugehörige ideelle Umgebungstemperatur getrennt ermittelt und anschließend zu Beginn jedes Berechnungszeitschrittes als konvektive Randbedingung aufgebracht.

### 6.4.1 Initialisierung der Temperaturverteilung im Untergrund

Léger u. a. (1993) gehen unter Berufung auf ASHRAE (1983) davon aus, dass die jahreszeitlich bedingten Temperaturschwankungen im Untergrund sich auf eine oberflächennahe Schicht von ca. zehn Metern beschränken und die Temperaturen in größeren Tiefen über das gesamte Jahr annähernd konstant sind. Mit zunehmender Tiefe erhöht sich die Untergrundtemperatur um einen geothermalen Gradienten von rund 3 K pro 100 m Tiefe (Hammer u. a. 2004). Aufgrund verschiedener Wärmetransportprozesse kann dieser Gradient allerdings ortsabhängig stark ab-



**Abbildung 6.4:** Untergrundtemperaturen im oberflächennahen Bereich nach Brehm u. a. (1989)



**Abbildung 6.5:** Gemittelte Bodentemperaturen in 12 m Tiefe aus der Zeitreihe der Jahre 1895 bis 2015 nach PIK (2016)

weichen (VDI 1998). Brehm u. a. (1989) zeigen, dass auch in einer Tiefe bis rund 27 m noch jahreszeitlich bedingte Temperaturschwankungen existieren (Abb. 6.4). Allerdings fallen diese Schwankungen unterhalb einer Tiefe von ca. zehn Metern viel kleiner aus als die Schwankungen darüber. Auch PIK (2016) weist in zwölf Metern Tiefe einen Jahresgang mit einer Amplitude von rund 0,5 K nach (Abb. 6.5). Dies deckt sich gut mit den Ergebnissen von Brehm u. a. (1989).

Vor der Simulation der Bauphase wird die initiale Temperaturverteilung des Untergrundes ermittelt. Dies erfolgt unter Verwendung einer transienten thermischen Berechnung über insgesamt zehn Jahre. Am unteren Modellrand in 27,5 m Tiefe wird gemäß Abbildung 6.4 eine konstante Temperatur von 9,5 °C angesetzt. Am oberen Modellrand wird der Jahresgang der Monatsmittel der Lufttemperatur gemäß dem Referenzklima aus Abbildung 5.1 aufgebracht. Für den Baubeginn Anfang Januar bzw. Anfang Juli ergeben sich die beiden in Abbildung 6.7 gezeigten Temperaturverteilungen im Untergrund.

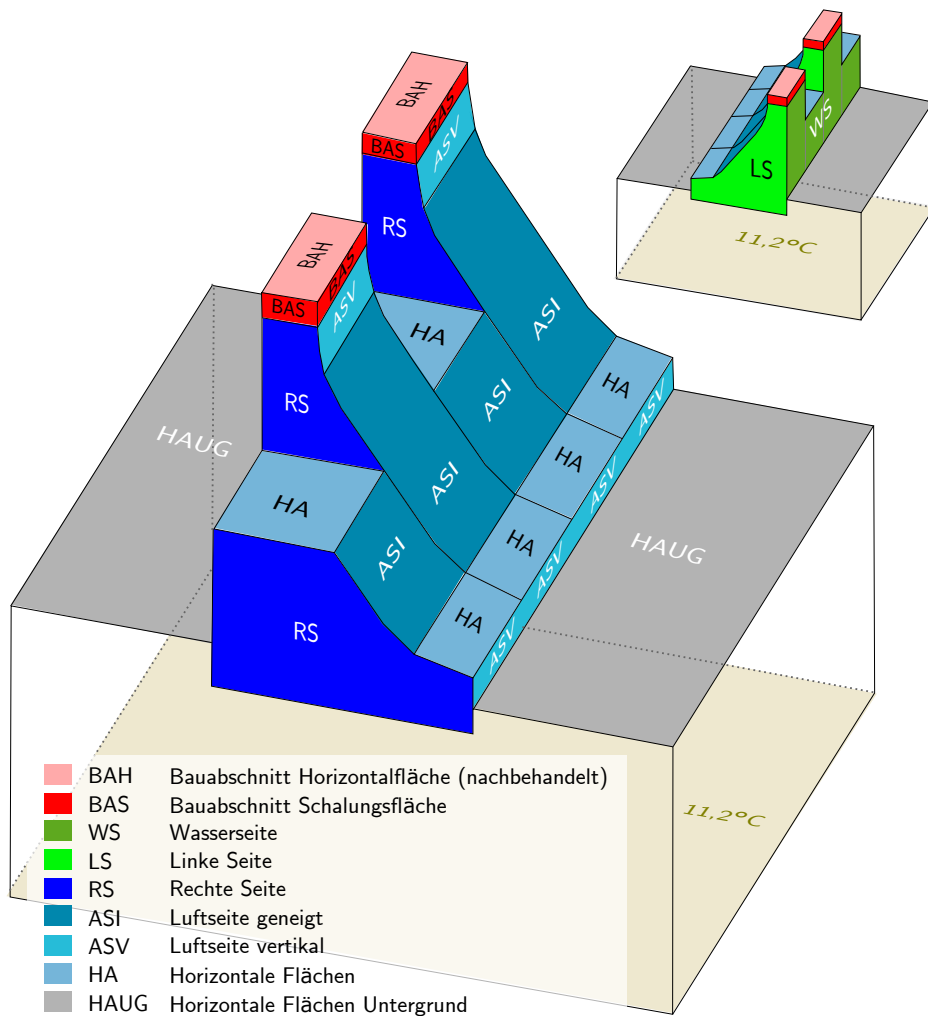


Abbildung 6.6: Einteilung der freien Oberflächen gemäß ihrer Ausrichtung

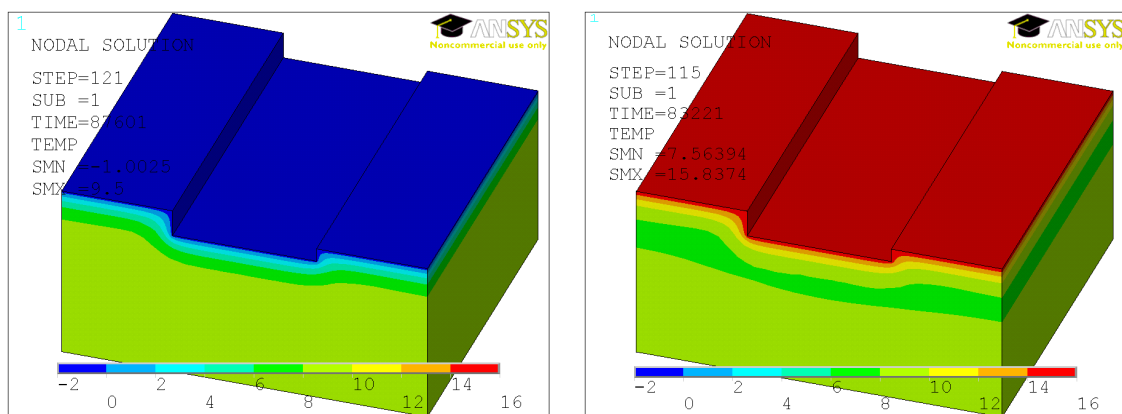
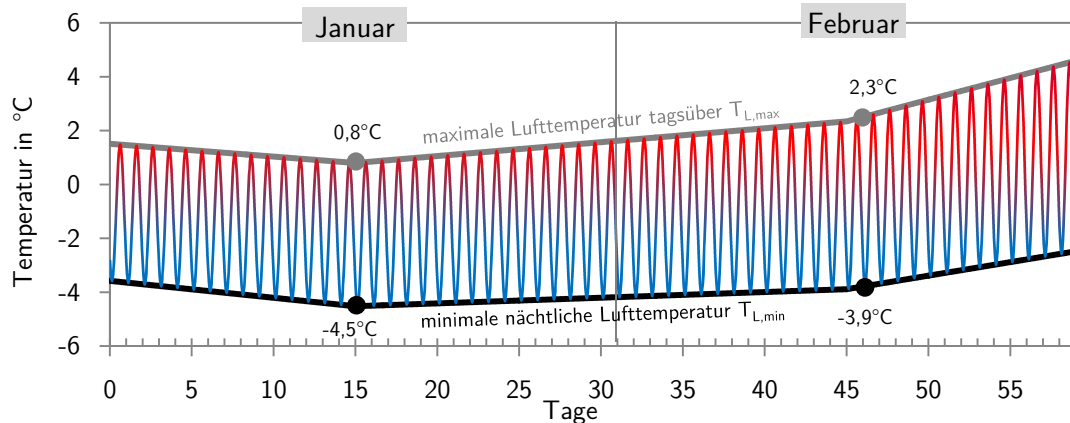


Abbildung 6.7: Initiale Temperaturverteilung im Untergrund vor Baubeginn der Referenztalesperre Anfang Januar (links) und Anfang Juni (rechts).



**Abbildung 6.8:** Darstellung des mit (6.1) auf Basis des ermittelten Referenzklimas aus Tabelle B.4 modellierten Tagesgangs.

### 6.4.2 Modellierung der Lufttemperatur

Für die Beschreibung der tageszeitabhängigen Lufttemperatur eignen sich trigonometrische Funktionen (Laube 1990; Petzold 1997; Sheibany u. a. 2006). Die Luft erwärmt sich im Laufe des Tages und kühlt sich über den Verlauf der Nacht wieder ab. Die kälteste Tagestemperatur stellt sich daher in der Regel kurz vor Sonnenaufgang ein und die wärmste Tagestemperatur in den Nachmittagsstunden. Da der zeitliche Verlauf des Sonnenstandes von der Jahreszeit abhängig ist, ergeben sich über das Jahr hinweg unterschiedliche Zeitpunkte für die Lufttemperaturmaxima und -minima. In der vorliegenden Arbeit werden die beiden Extrema der Lufttemperatur hingegen vereinfachend über das ganze Jahr hinweg zur selben Uhrzeit angenommen. Dadurch lassen sich die Uhrzeiten der Temperaturextrema durch einen konstanten Offset der Sinusfunktion formulieren. Die Amplitude der Sinusfunktion wird durch die jeweilige maximale und minimale Tageslufttemperatur definiert (Abb. 6.8).

Durch einen Abgleich mit den Temperaturmessdaten der Wetterstation Lauchäcker auf dem Campus der Universität Stuttgart wird das Lufttemperaturmaximum nachmittags um 15 Uhr und das Lufttemperaturminimum um 3 Uhr nachts angesetzt (Abb. D.4). Dadurch wird der Temperaturverlauf im Sommer gut abgebildet, während im Winter die Temperaturen in den Morgen- und Abendstunden leicht überschätzt werden. Eine detailliertere Abbildung wäre nur mittels einer Kopplung an die Sonnenauf- und -untergangszeiten möglich. Im Rahmen der, für den vorliegenden Untersuchungszweck, vertretbaren Abweichungen wird in der vorliegenden Arbeit jedoch auf eine derartige Kopplung zu Gunsten einer geschlossenen Sinusfunktion

verzichtet. Diese ergibt sich zu:

$$T_L(t) = \frac{T_{L,max} - T_{L,min}}{2} \cdot \left\{ 1 + \sin \left[ \frac{\pi}{12} \cdot (t - 9) \right] \right\} + T_{L,min} \quad (6.1)$$

mit:

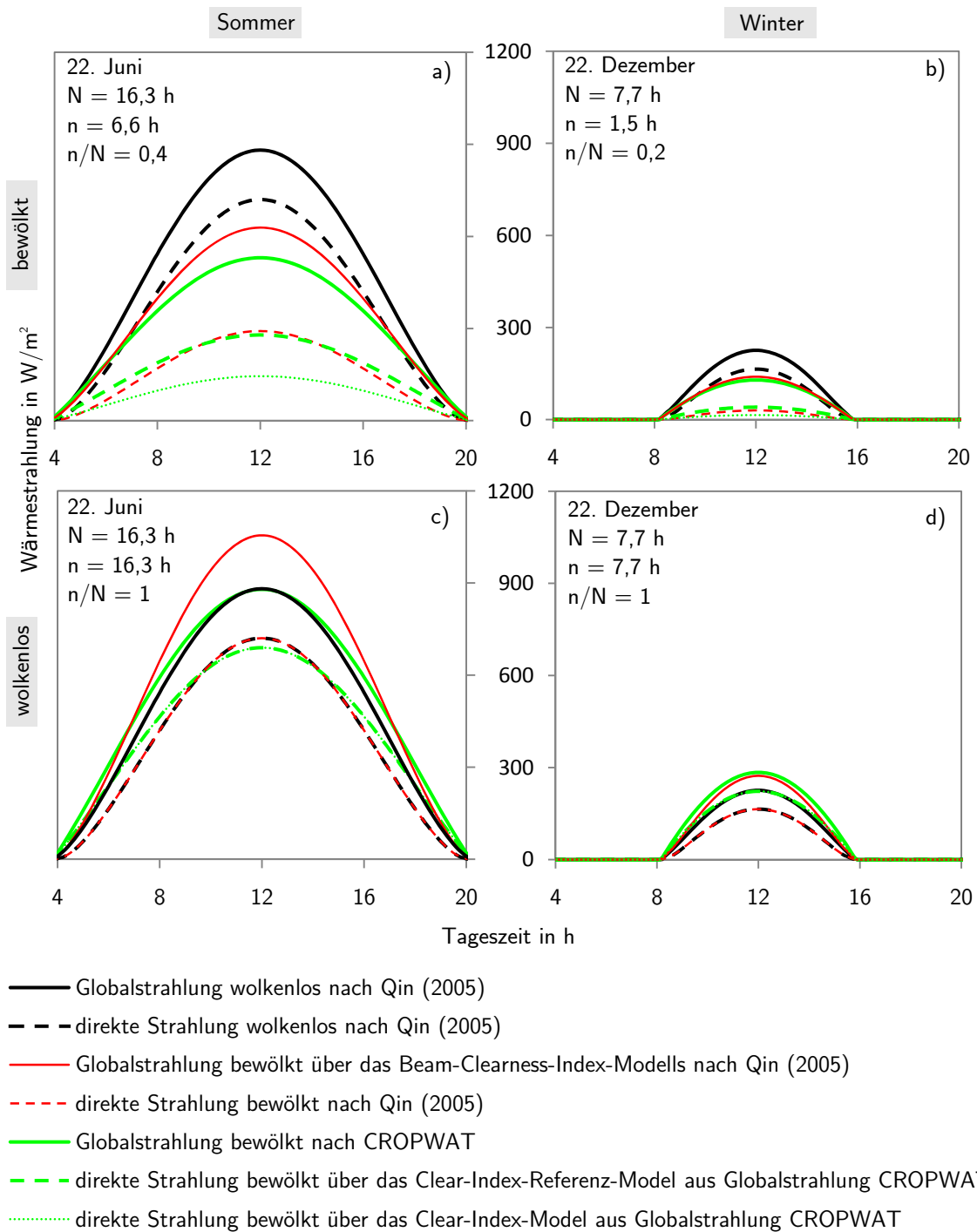
$T_L(t)$	Lufttemperatur zum Zeitpunkt $t$ in h	°C
$T_{L,max}$	maximale Tagestemperatur des zu berechnenden Tages	°C
$T_{L,min}$	minimale Tagestemperatur des zu berechnenden Tages	°C

### 6.4.3 Modellierung der Sonneneinstrahlung

Abbildung 6.9 vergleicht die modellierte Wärmestrahlung der detaillierten Berechnungen nach Qin (2005) mit der des vereinfachten CROPWAT-Ansatzes der FAO zur Sommer- und Wintersonnenwende jeweils für bewölkten und wolkenlosen Himmel. Dargestellt sind jeweils die Globalstrahlung (durchgezogene Linien) und der zugehörige direkte Strahlungsanteil (gestrichelte Linien). Die diffuse Strahlung entspricht der Differenz zwischen den jeweiligen beiden Linien.

Bei wolkenlosem Himmel im Sommer (Abb. 6.9 c) bildet demnach auch der vereinfachten Ansatz der FAO (grüne Linie) die detaillierter berechnete Globalstrahlung auf horizontale Flächen (schwarze Linie) gut ab. Nur für die niedrigen Sonnenstände in den Morgen- und Abendstunden wird die Globalstrahlung aufgrund der fehlenden Abhängigkeit der Atmosphärenreduktion vom Einfallswinkel geringfügig überschätzt. Aus demselben Grund wird die Globalstrahlung im Winter allerdings durchgehend überschätzt, da hier über den gesamten Tagesverlauf niedrige Sonnenstände vorherrschen (Abb. 6.9 d). Des Weiteren lässt sich mit dem CROPWAT-Ansatz aufgrund der fehlenden Differenzierung in direkte und diffuse Strahlungsanteile nicht die Sonneneinstrahlung auf geneigte Flächen ermitteln. Diese Differenzierung ist erforderlich, da der Anteil der direkten Sonneneinstrahlung je nach Ausrichtung der geneigten Oberfläche eine unterschiedliche Intensität und Wirkungsdauer besitzt, während der diffuse Strahlungsanteil vereinfachend isotrop und daher für alle Oberflächenorientierungen als identisch angenommen wird.

Die Berechnung nach Qin (2005) hingegen unterscheidet die direkten und diffusen Strahlungsanteile, verursacht allerdings einen höheren Rechenaufwand und setzt die Kenntnis umfangreicher meteorologischer Daten für die Berechnung der Atmosphärenreduktion voraus. Ein weiterer Nachteil besteht in der Ermittlung der diffusen Strahlung bei bewölkten Himmelszuständen. Dafür verwendet Qin (2005) das empirische Beam-Clearness-Index-Modell (rote Linien). Für abnehmende Bewölkungsgrade wird dadurch der diffuse Strahlungsanteil (Differenzen zwischen den rot durchgezogenen und den rot gestrichelten Linien) jedoch zunehmend überschätzt.



**Abbildung 6.9:** Vergleich verschiedener Berechnungsansätze für die Ermittlung der Wärmestromdichte infolge Sonneneinstrahlung für den 51. Breitengrad mit Unterteilung der Globalstrahlung in direkte und diffuse (Differenz zwischen direkter Strahlung und Globalstrahlung) Strahlungsanteile auf horizontale Flächen. Darstellung für die Sommersonnenwende (22. Juni, links) und die Wintersonnenwende (22. Dezember, rechts) mit Tageslichtdauer  $N$  und Sonnenscheindauer  $n$  zur Berücksichtigung des Bewölkungsgrades für die Referenzwetterdaten (oben) und für die Modellgrenze  $n/N = 1$  (unten).

Die Abbildung 6.9 c für den Grenzfall eines vollständig wolkenlosen Himmels im Sommer zeigt, dass die über das Beam-Clearness-Index-Modell mit  $n/N = 1$  ermittelten Globalstrahlungen (rote durchgezogene Linie) die Globalstrahlung ohne das Beam-Clearness-Index-Modell (schwarze durchgezogene Linie) und die Globalstrahlung des CROPWAT-Ansatzes (grüne durchgezogene Linie) deutlich überschätzt. Auch bei bewölktem Himmel überschätzt die über das Beam-Clearness-Index-Modell berechnete Globalstrahlung die Globalstrahlung des CROPWAT-Ansatzes (siehe Abbildung 6.9 a). Im Winter ist der Fehler der Überschätzung des Beam-Clearness-Index-Modell nach Qin (2005) (rote Linie) und der Fehler der Überschätzung des CROPWAT-Ansatzes aufgrund fehlender Sonnenstandsabhängigkeit der Atmosphärenreduktion (grüne Linie) annähernd gleich groß. Die zugehörigen direkten und diffusen Strahlungsanteile sind jedoch unterschiedlich groß (gestrichelte rote und gestrichelte grüne Linie).

**Entwicklung eines erweiterten Ansatzes auf der Basis des CROPWAT-Ansatzes** Aufgrund der beschriebenen Einschränkungen und Nachteile der oben genannten Berechnungsmethoden, wird im Folgenden auf Grundlage des CROPWAT-Ansatzes ein eigener vereinfachter Ansatz für die Bestimmung der Sonneneinstrahlung entwickelt. Um die geneigten Flächen der Staumauer berücksichtigen zu können, wird zunächst die Globalstrahlung des CROPWAT-Ansatzes in direkte und diffuse Strahlungsanteile aufgeteilt. Dafür wird der Clearness-Index  $K_t$  verwendet, der das Verhältnis zwischen Globalstrahlung  $I_{GH}$  und extraterrestrischer Strahlung  $I_{EH}$  beschreibt (Abb. 3.2)(Qin 2005).

$$K_t = \frac{I_{GH}}{I_{EH}} \quad (6.2)$$

Über den Clearness-Index kann anschließend das Verhältnis aus diffuser und globaler Strahlung mittels folgender empirischen Formel abgeschätzt werden (Muneer 1987) :

$$\frac{I_{DH}}{I_{GH}} = 1,006 - 0,317K_t + 3,1241K_t^2 - 12,7616K_t^3 + 9,7166K_t^4 = r_{DG} \quad (6.3)$$

So lässt sich bei gegebener Globalstrahlung auf horizontale Flächen  $I_{GH}$  des CROPWAT-Ansatzes die zugehörige Aufteilung in direkte Strahlungsanteile  $I_{BH}$  und diffuse Strahlungsanteile  $I_{DH}$  zurückrechnen.

$$I_{DH} = I_{GH} \cdot r_{DG} \quad \text{und} \quad I_{BH} = I_{GH} - I_{DH} \quad (6.4)$$

Abbildung 6.9 c zeigt, dass der so gewonnene direkte Strahlungsanteil (grün gestrichelt) den direkten Strahlungsanteil der Berechnungen nach Qin (2005)(schwarz gestrichelte Linie) an-

nähernd beschreibt. Aufgrund der fehlenden Abhängigkeit der Atmosphärenreduktion von der Sonnenhöhe, werden hier jedoch ebenso wie bei der am Anfang erläuterten Globalstrahlung die Strahlung in den Morgen- und Abendstunden sowie im Winter überschätzt.

Bei direkter Anwendung von (6.3) auf den CROPWAT-Ansatz wird der direkte Strahlungsanteil mit steigender Bewölkung zunehmend unterschätzt, da (3.22) bereits den Bewölkungsfaktor  $n/N$  beinhaltet. In dieser Arbeit wird der Clearness-Index daher auf einen wolkenlosen Referenzhimmel angewendet. Dafür wird der Bewölkungsgrad in (3.22) zu  $n/N = 1$  gesetzt, so dass sich ergibt:

$$I_{GH} = 0,75 \cdot I_{EH} \quad \text{und} \quad I_{EH} = I_E \cdot \sin \gamma_s \quad (6.5)$$

Dieser resultierende unbewölkte direkte Strahlungsanteil wird dann erst anschließend anhand (3.20) auf den bewölkten direkten Strahlungsanteil reduziert. Aufgrund des konstanten Zusammenhangs in (6.5) ergibt ein konstanter Clearness-Index von  $K_t = 0,75$  und somit aus Formel 6.3 auch ein konstantes Verhältnis zwischen  $I_D$  und  $I_G$  von  $r_{DG} = 0,2161$ . Der direkte Strahlungsanteil  $I_{BH}$  und der diffuse Strahlungsanteil  $I_D$  auf horizontale Flächen an der Erdoberfläche beträgt somit nach (6.4) bei wolkenlosem Himmel:

$$I_{DH} = 0,2161 \cdot I_G \quad (6.6)$$

$$I_{BH} = I_G - I_D = (1 - 0,2161) \cdot I_G = 0,7839 \cdot I_G \quad (6.7)$$

und bei bewölktem Himmel:

$$\tilde{I}_{DH} = I_{DH} = 0,2161 \cdot I_G \quad (6.8)$$

$$\tilde{I}_{BH} = I_{BH} \cdot \frac{n}{N} = 0,7839 \cdot I_G \cdot \frac{n}{N} \quad (6.9)$$

Dadurch wird auch für einen bewölkten Himmel eine gute Übereinstimmung mit der direkten Strahlung aus der detaillierteren Berechnung nach Qin (2005) erzielt. Abbildung 6.9 a und 6.9 b zeigen, dass der direkte Strahlungsanteil nach dem CROPWAT Referenz-Model (grün gestrichelt), bis auf die bereits beschriebenen Effekte in den Morgen- und Abendstunden, annähernd identisch mit dem detailliert berechneten direkten Strahlungsanteil nach Qin (2005) (rot gestrichelt) ist.

Die Umrechnung der Strahlung auf geneigte Flächen erfolgt anhand des Transformationswinkels  $\psi$  der sich aus dem Skalarprodukt des Normalenvektors der Strahlung und des Normalen-

vektors der geneigten Oberfläche ergibt (Qin 2005).

$$\cos \psi = \begin{pmatrix} \cos \delta_s \cdot \cos \omega_s \cdot \sin \beta - \sin \delta_s \cdot \cos \beta \\ \cos \delta_s \cdot \sin \omega_s \\ \cos \delta_s \cdot \cos \omega_s \cdot \cos \beta + \sin \delta_s \cdot \sin \beta \end{pmatrix} \cdot \begin{pmatrix} \sin \beta_f \cdot \cos \alpha_f \\ \sin \beta_f \cdot \sin \alpha_f \\ \cos \beta_f \end{pmatrix} \quad (6.10)$$

mit:

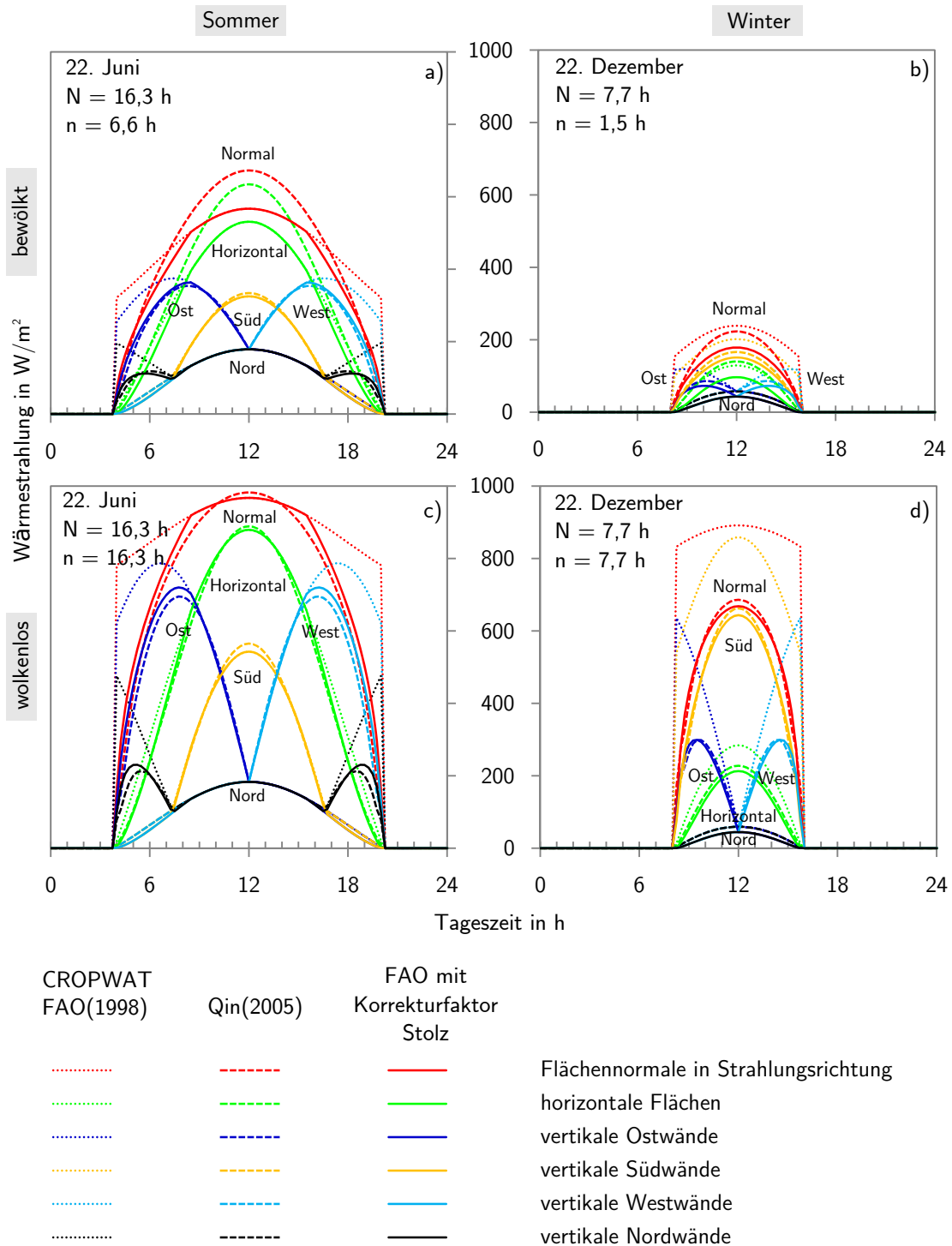
- $\psi$  Transformationswinkel zwischen Strahlungsrichtung und Normalenvektor einer geneigten Oberfläche (siehe Abbildung 3.3) ◦
- $\omega_s$  Stundenwinkel (siehe Anhang C.2) ◦
- $\beta$  Breitengrad (siehe Anhang C.2) ◦
- $\alpha_f$  Flächenorientierung nach Abbildung 3.3 ◦
- $\beta_f$  Flächenneigung nach Abbildung 3.3 ◦

Der direkte Strahlungsanteil auf geneigte Flächen  $I_{BN}$  ergibt sich folglich zu:

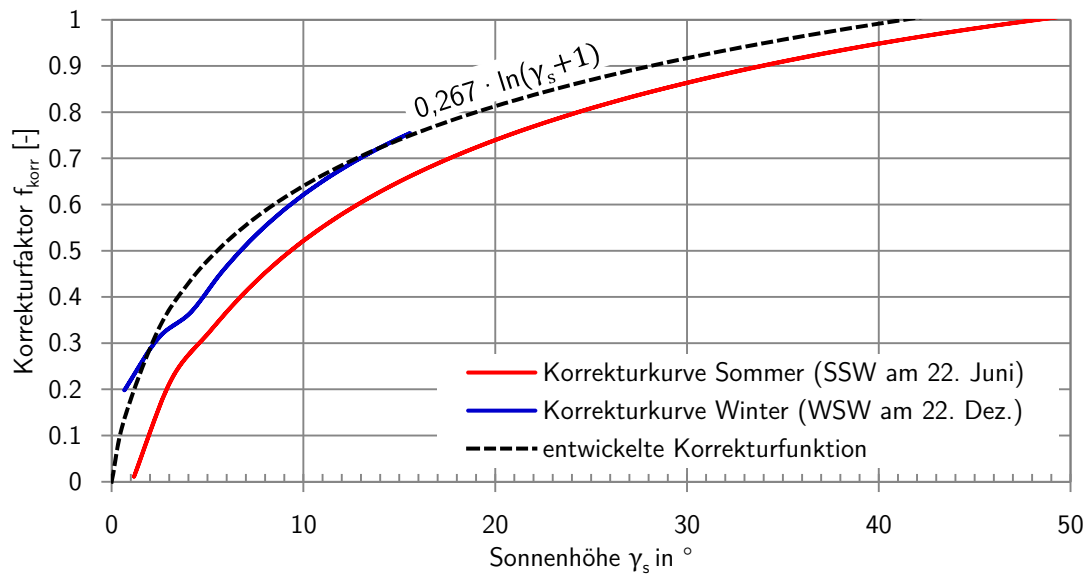
$$I_{BI} = I_{BN} \cdot \cos \psi = I_{BH} \cdot \frac{\cos \psi}{\sin \gamma_s} \quad (6.11)$$

Die daraus resultierenden jeweiligen Verläufe der Wärmestrahlung infolge des Sonnenscheins auf unterschiedlich orientierte Flächen sind in Abbildung 6.10 zusammengestellt. Die diskutierten geringfügigen Abweichungen der Strahlung auf horizontale Flächen in den Morgen- und Abendstunden führen über diese geometrische Abhängigkeit bei stark geneigten Oberflächen mit Ost-, West- oder Nordausrichtung zu unrealistisch großen Abweichungen. In Abbildung 6.10 a bis d bildet der erweiterte CROPWAT-Ansatz (gepunktete Linien) die detaillierte Berechnung dieser Oberflächen nach Qin (2005) (gestrichelte Linien) in den Randbereichen nicht adäquat ab.

Um diesen Abbildungsfehler zu vermeiden und um die Überschätzung im Winter zu kompensieren, wird eine vom Einfallswinkel  $\gamma_s$  abhängige Korrekturfunktion entwickelt. Anhand der Methode der kleinsten Fehlerquadrate wird eine Korrekturkurve konstruiert, die die Ergebnisse der vereinfachten CROPWAT Berechnung bestmöglich an die Ergebnisse der detaillierten Berechnung nach Qin (2005) anpasst. Aufgrund der klimatischen Unterschiede, die einen Einfluss auf den oben beschriebenen Linkeschen Trübungsfaktor der Atmosphäre besitzen, fällt die resultierende Korrekturkurve für den Sommer und den Winter leicht unterschiedlich aus (Abb. 6.11).



**Abbildung 6.10:** Wärmestromdichte infolge globaler Sonneneinstrahlung anhand verschiedener Ansätze auf unterschiedliche Flächenorientierungen. Die Sonneneinstrahlung bei Bewölkung wird bei dem Ansatz nach (Qin 2005) unter Verwendung des Beam-Clearness-Index-Modells und bei den beiden Ansätzen nach FAO jeweils unter Verwendung des Clear-Index-Referenz-Modell ermittelt (siehe Abb. 6.9).



**Abbildung 6.11:** Entwickelte Korrekturkurven für den Sommer und den Winter sowie die daraus abgeleitete Korrekturfunktion  $f_{korr}(\gamma_s)$

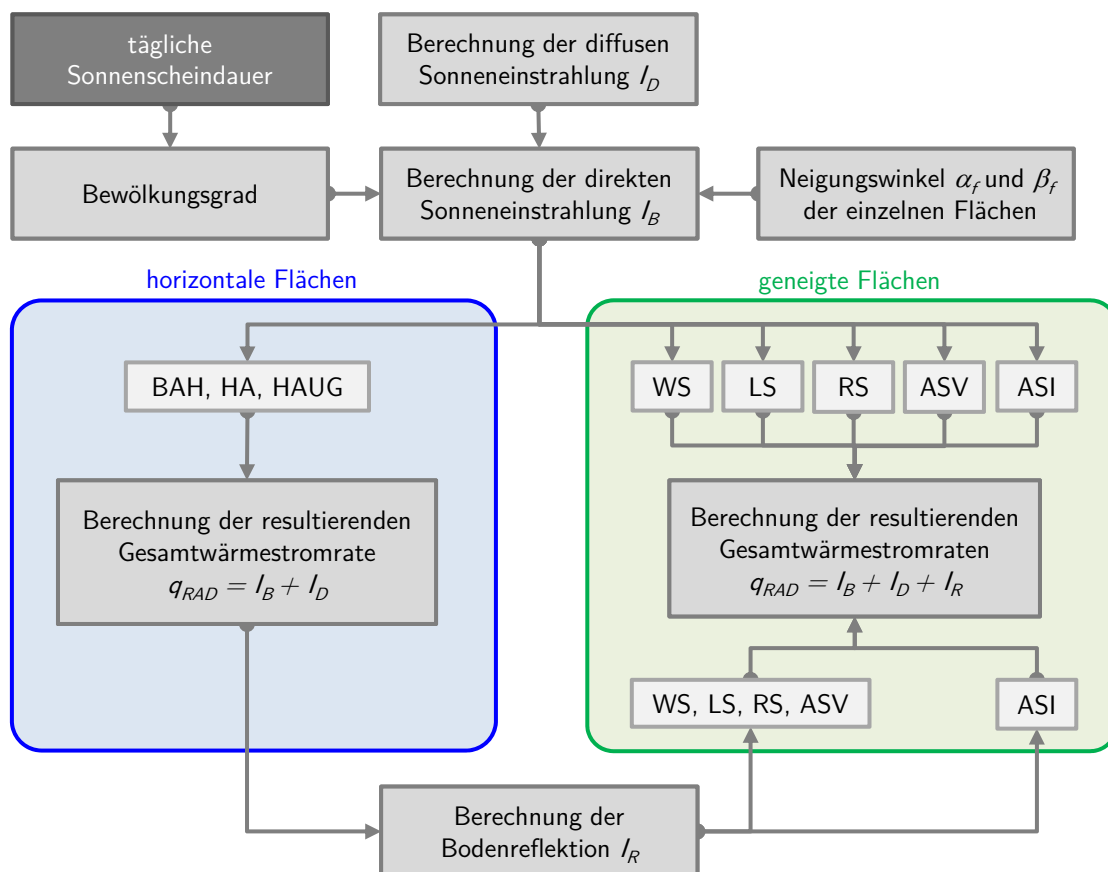
Um eine für das gesamte Jahr einheitliche Korrekturfunktion zu erhalten, die die Strahlung in den Wintermonaten nicht übermäßig unterschätzt und in den Sommermonaten nicht übermäßig überschätzt, wird die Funktion des Korrekturfaktors für kleine Sonnenhöhen bis  $\gamma_s = 20^\circ$ , die vor allem im Winter ausschlaggebend sind, der winterlichen Korrekturkurve und für  $\gamma_s > 20^\circ$  allmählich der sommerlichen Korrekturkurve angepasst. Es ergibt sich folgende in Abbildung 6.11 abgebildete Korrekturfunktion:

$$f_{korr}(\gamma_s) = 0,267 \cdot \ln(\gamma_s + 1) \quad \text{wobei} \quad 0 < f_{korr}(\gamma_s) < 1 \quad (6.12)$$

Ab einer Sonnenhöhe von knapp 45 Grad besitzt der Einfallswinkel durch die Atmosphäre bei dieser Korrekturfunktion für die Berechnung keinen ausschlaggebenden Einfluss mehr. Ein Vergleich der Ergebnisse des erweiterten CROPWAT-Ansatzes unter Verwendung dieser Korrekturfunktion (Abb. 6.10, durchgezogene Linien) mit der detaillierten Berechnung nach Qin (2005) (Abb. 6.10, gestrichelte Linien) zeigt jetzt eine gute Übereinstimmung. Nur für horizontale Flächen (Abb. 6.10, grün) und Flächen, die jederzeit normal zur Einstrahlungsrichtung sind (Abb. 6.10, rot) sind in Abbildung 6.10 a und 6.10 b für Bewölkung größere Abweichungen zwischen den beiden Ansätzen ersichtlich. Diese resultieren aus der bereits diskutierten Überschätzung des diffusen Strahlungsanteils nach Qin (2005), so dass der CROPWAT-Ansatz hier die realistischere Wärmestrahlung liefert.

Vergleicht man die Verläufe der beiden Ansätze nach Qin (2005) (Abb. 6.10, gestrichelte Linien) und CROPWAT mit Korrekturfunktion (Abb. 6.10, durchgezogene Linien) für wolkenlosen Himmel im Winter in Abbildung 6.10 d, so kann gegenüber Abbildung 6.9 d die winterliche Überschätzung des CROPWAT-Ansatzes durch die entwickelte Korrekturfunktion vollständig kompensiert werden. Folglich kann mit dem, auf Basis des CROPWAT-Modells der FAO entwickelten, eigenen Ansatz die Wärmestrahlung der Sonne auf beliebig ausgerichtete Oberflächen realitätsnah abgebildet werden.

Hinsichtlich der guten Abbildung der ganzjährigen Wärmestrahlung bei unterschiedlichen Bewölkungsgraden und des erheblich vereinfachten Rechenaufwandes wird für die vorliegende Arbeit der oben erläuterte erweiterte Ansatz nach CROPWAT mit der Korrekturfunktion aus (6.12) verwendet.



**Abbildung 6.12:** Berechnung der Sonneneinstrahlung auf die unterschiedlich orientierten Flächen. Die Flächenbezeichnungen WS, ASI, ASV, RS, LS, BAH, HA, HAUG erfolgen gemäß Abbildung 6.6.

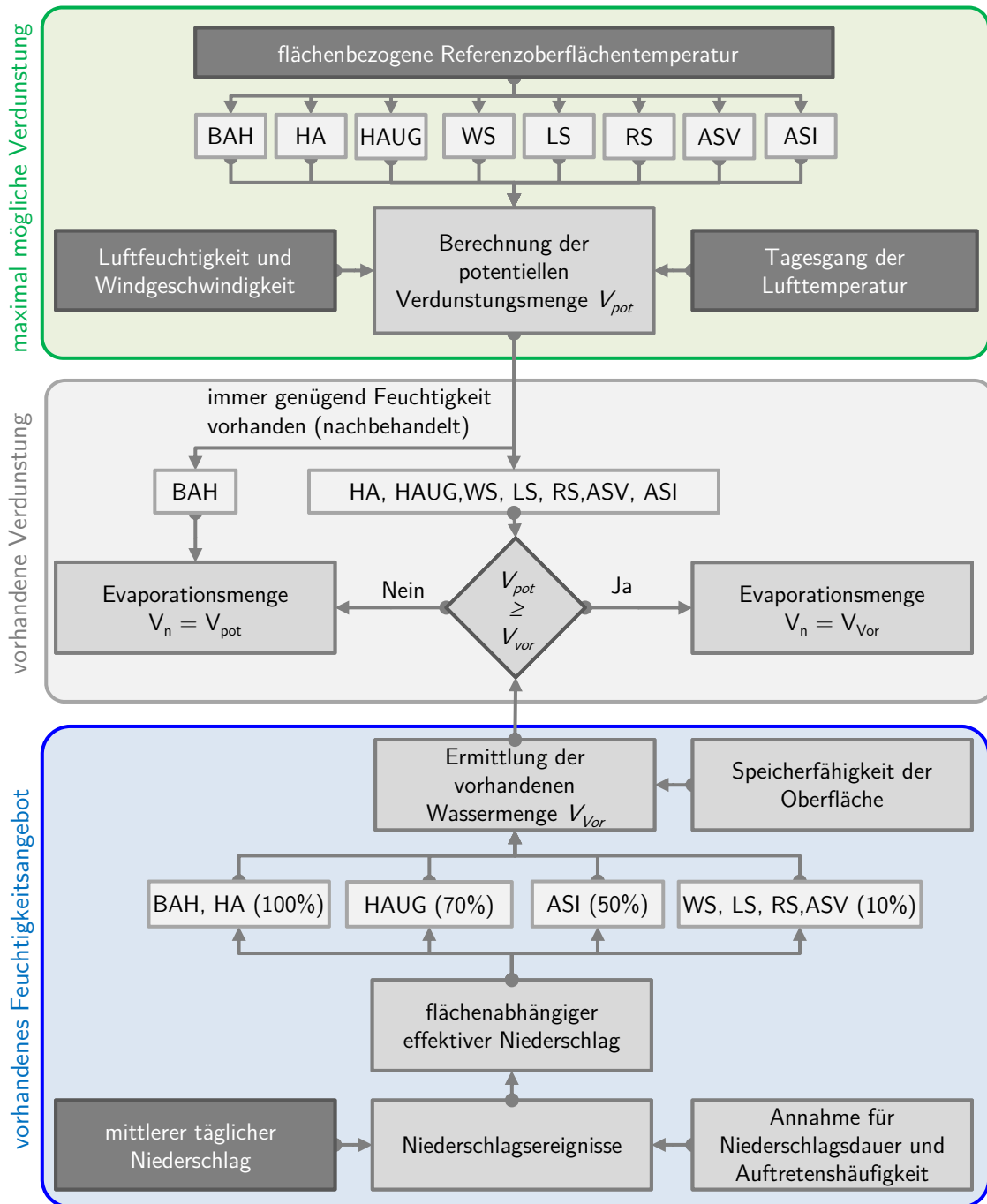
Die aus der Sonneneinstrahlung resultierende Wärmestromrate während der Bauphase der Talsperre wird für horizontale, unterschiedlich orientiert geneigte und vertikale Flächen jeweils separat berechnet und anschließend mit der für alle Flächen identischen Wärmestromrate der diffusen Sonnenstrahlung überlagert (Abb. 6.12). Für die geneigten Flächen wird zusätzlich der Wärmeeintrag infolge des von der Untergrundoberfläche reflektierten Strahlungsanteils berücksichtigt. Die jeweils seitlichen Flächen des aktuellen BA sind eingeschalt, weshalb hier keine Sonnenstrahlung einwirkt. Die Erwärmung der Schalung infolge Sonneneinstrahlung wird vereinfachend nicht berücksichtigt.

#### 6.4.4 Modellierung der Evaporation

Der Ablauf der Ermittlung der Evaporationsmenge ist in Abbildung 6.13 dargestellt. Als erstes wird die potentielle Verdunstungsmenge in Abhängigkeit der Luftfeuchtigkeit, der Windgeschwindigkeit sowie der Oberflächen- und Lufttemperatur gemäß (ACI 2007) berechnet (Kapitel 3.2.3). Anschließend wird die vorhandene Wassermenge ermittelt und mit der potentiellen Verdunstungsmenge abgeglichen. Die geringere Wassermenge stellt die Evaporationsmenge dar. Diese wird über die temperaturabhängige spezifische Verdunstungswärme nach Formel 3.11 zunächst in eine Wärmestromrate und anschließend in einen konvektiven Temperaturgradienten für die ideelle Umgebungstemperatur überführt (Abb. 6.3). Bei Oberflächentemperaturen unterhalb des Gefrierpunkts wird keine Evaporation modelliert.

Die bei der Berechnung der potentiellen Evaporationsmenge einfließende Oberflächentemperatur ist ortsabhängig und variiert über die Oberfläche der Staumauer. Vereinfachend werden für jede Oberflächengruppierung gemäß Abbildung 6.6 nur eine repräsentative Referenzbetonoberflächentemperatur  $T_{BO}$  ausgelesen. Diese Vereinfachung wird dadurch ermöglicht, dass die Oberflächentemperatur nach dem Abklingen der Hydratation primär von den richtungsabhängigen äußeren thermischen Randbedingungen gesteuert wird. Die potentielle Verdunstungsmenge wird somit für jede Flächenausrichtung getrennt ermittelt.

Während die potentielle Verdunstung sich, gemäß der in Kapitel 3.2.3 erläuterten Methoden, berechnen lässt, kann die Menge der tatsächlich für die Verdunstung zur Verfügung stehenden Wassermenge und deren zeitliches Auftreten im Rahmen dieser Arbeit nicht exakt ermittelt werden. Neben den physikalischen Transportvorgängen der Feuchtigkeit haben auch die Art der Nachbehandlung und die Oberflächenbeschaffenheit einen Einfluss auf die verfügbare Evaporationsmenge.



**Abbildung 6.13:** Berechnung der Evaporationsmengen der einzelnen, unterschiedlich orientierten Flächen

Frischbeton besitzt einen hohen Wassergehalt, der an der freien Oberfläche des fertiggestellten BA für die Verdunstung zur Verfügung steht. Dieser Verdunstungsanteil steht anschließend nicht mehr für den Hydratationsprozess zur Verfügung. Dies wirkt sich negativ auf die Eigenschaften des erhärteten Betons aus (ACI 2008). Übermäßiges Austrocknen des Betons sollte daher zwingend vermieden werden. Während die vertikalen Oberflächen des aktuellen BA durch die Schalung abgeschirmt sind, ist ein ausreichender Feuchtehaushalt auf der horizontalen Oberfläche des BA, falls erforderlich, durch eine geeignete Nachbehandlung sicherzustellen (ACI 2008). Die gebräuchlichsten Methoden dafür sind entweder eine permanente Befeuchtung oder eine vollständige Abdeckung der Oberfläche. Die Befeuchtung gewährt einen ausreichenden Wassergehalt für das Erreichen der potentiellen Verdunstungsmenge und führt so gleichzeitig zur Kühlung der Oberfläche. Nach Plannerer (1998) ist die Einflusstiefe dieser Oberflächenkühlung auf ca. 25 cm beschränkt und wirkt so ausschließlich einer starken Erwärmung infolge Sonneneinstrahlung entgegen. Die Abdeckung hingegen verhindert sowohl die Verdunstung als auch die Sonneneinstrahlung. Die Dauer der Nachbehandlung beträgt dabei mindestens 72 h und kann in Extremfällen je nach Anforderung bis zu einem Jahr andauern (ACI 2008).

Basierend auf diesen Überlegungen werden für die Modellierung folgende vereinfachten Ansätze gewählt. Der aktuell betonierte BA wird mittels Befeuchtung so lange nachbehandelt, bis der nächste BA hergestellt wird. Die nachbehandelten horizontalen Betonflächen (BAH), weisen daher immer die für die potentielle Evaporation erforderliche Feuchtemenge auf. Anschließend wird der verbleibende Wassergehalt des ausgehärteten Betons als nicht mehr relevant für die Verdunstung angenommen. Die für die Verdunstung vorhandene Feuchtigkeit ergibt sich dann nur aus den vorhandenen Niederschlägen auf das Bauwerk.

Da keine Informationen über die Verteilung des repräsentativen mittleren monatlichen Niederschlags (Kapitel 5.2) vorliegen, werden im Rahmen dieser Arbeit folgende vereinfachte Annahmen für die Niederschlagsdauer und deren Auftretenshäufigkeit getroffen. Es regnet jeden zweiten Tag zur Mittagszeit mit einer Regendauer von drei Stunden im Sommer bis sieben Stunden im Winter (Stolz u. a. 2018a). Der mittlere tägliche Niederschlag wird auf die sich so ergebenden Stunden des Niederschlagsereignisses gleichmäßig aufgeteilt. In Abhängigkeit der Flächenneigung und -beschaffenheit wird ein effektiver Niederschlag ermittelt. Während auf den horizontalen Betonflächen der volle Niederschlag angesetzt wird, wird an der geneigten Luftseite der Mauer nur 50 % und an der vertikalen Wasserseite nur 10 % des auftretenden Niederschlages als wirksam angenommen. Auf der Oberfläche des Untergrunds werden aufgrund von Versickerung trotz horizontaler Ausrichtung nur 70 % des Niederschlags angesetzt. Die Feuchtespeicherkapazität wird für alle Oberflächen einheitlich mit einem Millimeter angesetzt.

In Abbildung 6.14 (unten) ist der modellierte Niederschlag, die berechnete potentielle Verdunstungsmenge, sowie die daraus resultierende Evaporationsmenge exemplarisch für einen dreitägigen Zeitraum dargestellt. Demnach wird am 23. Januar ab Mittag ein rund neun-stündiger Regen mit rund 0,5 mm/h Niederschlag modelliert. Nach zwei Stunden ist die Betonoberfläche vollständig gesättigt und verbleibt gesättigt bis zum Ende des Regenereignisses. Anschließend wird die gespeicherte Feuchtigkeit nach und nach über Evaporation abgegeben, bis die Oberfläche am Vormittag des nächsten Tages wieder vollständig abgetrocknet ist. Auch während des Regenereignisses erfolgt hier fälschlicherweise eine Evaporation, da vereinfachend die Luftfeuchtigkeit über den gesamten Tag als konstant angesetzt wird und die Luft nicht über die Dauer des Regenereignisses als gesättigt modelliert wird. Dieser Fehler ist jedoch im Rahmen der insgesamt getroffenen Annahmen vernachlässigbar.

#### 6.4.5 Das Konzept der ideellen Umgebungstemperatur

Lopes Madaleno (2002) beschreibt in seiner Arbeit das Konzept der ideellen Umgebungstemperatur. Der direkte Ansatz der Wärmestromrate infolge Sonneneinstrahlung, Evaporation und langwelligem Strahlungsaustausch auf die Staumaueroberfläche stellt eine Neumann'sche Randbedingungen dar. Die Angabe der Lufttemperatur  $T_L$  und eines zugehörigen Wärmeübergangskoeffizienten  $\alpha$  definiert hingegen eine konvektive Randbedingung. Da in ANSYS beide Randbedingungsarten nicht gleichzeitig implementiert werden können, müssen diese ineinander überführt werden.

Um die konvektive Randbedingung in eine Neumann'sche Randbedingungen zu überführen müsste eine externe Routine im Vorfeld die Wärmestromrate infolge Konvektion berechnen:

$$q_L = \alpha \cdot (T_L - T_O) = \alpha \cdot \Delta T \quad (6.13)$$

mit:

$q_L$	Wärmestromrate infolge des konvektiven Wärmeaustauschs mit der Außenluft	$\text{kJ}/(\text{h m}^2)$
$\alpha$	Wärmeübergangskoeffizient	$\text{kJ}/(\text{h m}^2 \text{K})$
$T_L$	Lufttemperatur	$^{\circ}\text{C}$
$T_O$	Temperatur der Staumaueroberfläche	$^{\circ}\text{C}$

Dazu ist es erforderlich zusätzlich die Temperaturen aller Oberflächenknoten auszulesen. Dies bedeutet allerdings einen vergleichsweise erhöhten Rechenaufwand. In der vorliegenden Arbeit wird

daher die Neumann'sche Randbedingung in eine konvektive Randbedingung überführt. Dafür werden die jeweiligen Wärmestromraten in die zugehörigen äquivalenten Temperaturdifferenzen der konvektiven Randbedingung überführt:

$$\Delta T_{RAD} = \frac{q_{RAD}}{\alpha} \quad \text{und} \quad \Delta T_{EVPO} = \frac{q_{EVPO}}{\alpha} \quad \text{und} \quad \Delta T_{LWR} = \frac{q_{LWR}}{\alpha} \quad (6.14)$$

mit:

$\Delta T_{RAD}$	Temperaturdifferenz infolge Sonneneinstrahlung	K
$\Delta T_{EVPO}$	Temperaturdifferenz infolge Verdunstung	K
$\Delta T_{LWR}$	Temperaturdifferenz infolge Strahlungsaustausch	K
$q_{RAD}$	Wärmestromrate infolge Sonneneinstrahlung	$\text{kJ}/(\text{h m}^2)$
$q_{EVPO}$	Wärmestromrate infolge Evaporation	$\text{kJ}/(\text{h m}^2)$
$q_{LWR}$	Wärmestromrate infolge Strahlungsaustausch	$\text{kJ}/(\text{h m}^2)$
$\alpha$	Wärmeübergangskoeffizient	$\text{kJ}/(\text{h m}^2 \text{K})$

Die resultierenden Temperaturdifferenzen aus Sonneneinstrahlung, Evaporation und langwelligem Strahlungsaustausch ergeben zusammen mit der Außenlufttemperatur  $T_L$  die sogenannte ideale Umgebungstemperatur  $T_{iU}$ , die dann als konvektive Randbedingung in ANSYS aufgebracht wird.

$$T_{iU} = T_L + \Delta T_{RAD} + \Delta T_{EVPO} + \Delta T_{LWR} \quad (6.15)$$

Abbildung 6.14 zeigt die Zusammensetzung der ideellen Umgebungstemperatur beispielhaft für horizontale Flächen (HA) anhand eines Berechnungsausschnittes von drei Tagen. Abbildung 6.15 hingegen zeigt die ideellen Umgebungstemperaturen aller Flächenausrichtungen anhand eines Tagesverlaufs.

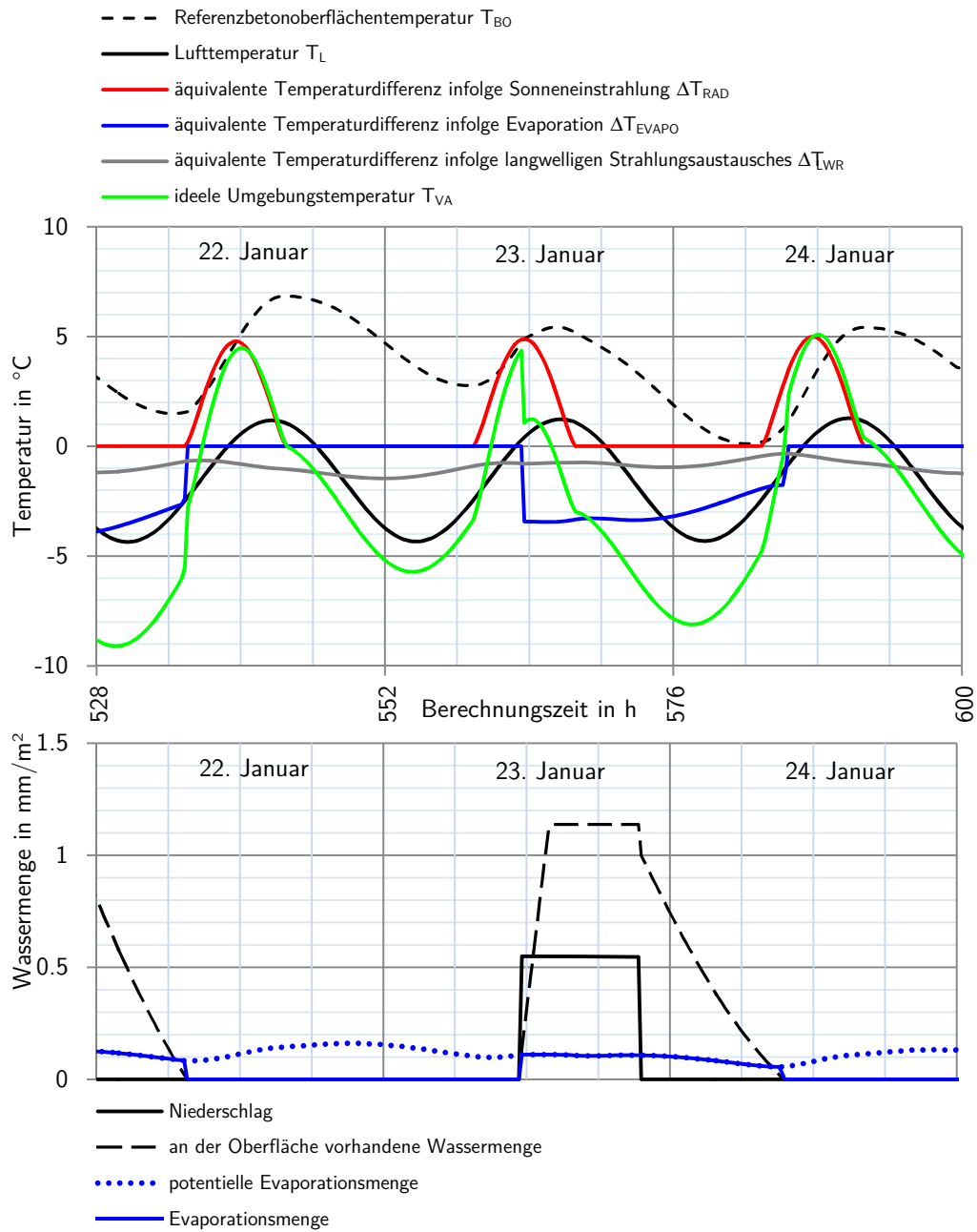
Der Wärmeübergangskoeffizient  $\alpha$  ermittelt sich für eine Windgeschwindigkeit  $v_W$  kleiner als 5 m/s nach Kehlbeck (1975) zu:

$$\alpha = 20,2 + 14,4 \cdot v_W \quad (6.16)$$

und nach Groth u. a. (2009) zu:

$$\alpha = 20,5 + 14,4 \cdot v_W \quad \text{für Luft entlang einer glatten Wand} \quad (6.17)$$

$$\alpha = 22,3 + 15,1 \cdot v_W \quad \text{für Luft entlang einer rauhen Wand} \quad (6.18)$$



**Abbildung 6.14:** Modellierung der Evaporationsmenge und der sich ergebenden ideellen Umgebungstemperatur für horizontale Flächen HA (beispielhafter Ausschnitt von 3 Tagen)

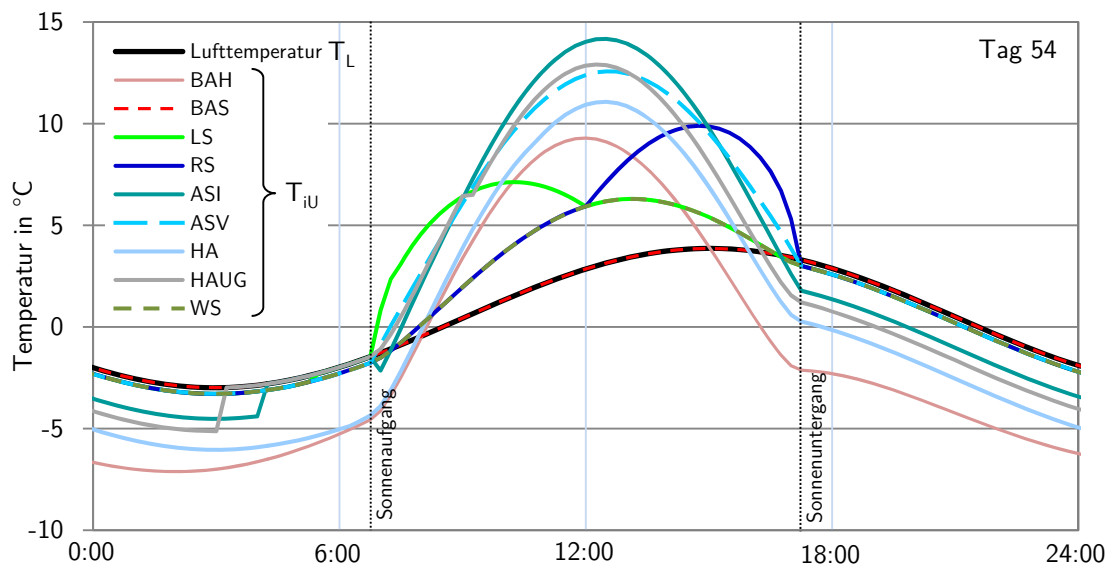
Schalungselemente wirken wärmedämmend und verzögern den Wärmetransport. An den vertikalen Oberflächen des aktuellen Betonierabschnittes (BA) wird daher der Wärmeübergangskoeffizient  $\alpha$  durch die Wärmeübergangszahl  $k$  substituiert (Kosmahl 2006).

$$k = 1 / \left[ \frac{1}{\alpha_1} + \frac{h_s}{\lambda_s} + \frac{1}{\alpha_{ges}} \right] \quad (6.19)$$

mit

$\alpha_1$	Wärmeübergangskoeffizient Beton-Schalung	$\text{kJ}/(\text{h m}^2 \text{ K})$
$\alpha_{ges}$	Wärmeübergangskoeffizient Schalung-Luft	$\text{kJ}/(\text{h m}^2 \text{ K})$
$h_s$	Dicke der Schalung/Wärmedämmung	m
$\lambda_s$	Wärmeleitfähigkeit der Schalung/Wärmedämmung	$\text{kJ}/(\text{h m K})$

Für die vorliegende Modellierung wird der Wärmeübergangskoeffizient gemäß (6.18) ermittelt und die Wärmeübergangszahl der Schalung ergibt sich zu  $k = 27 \text{ kJ}/(\text{m}^2 \text{ h K})$ .



**Abbildung 6.15:** Ideelle Umgebungstemperaturen  $T_{iU}$  der unterschiedlichen Flächentypen gemäß Abbildung 6.6 (Normalenvektor der Luftseite nach Süden orientiert, Modellierung mit Berechnungsbeginn 1. Januar)

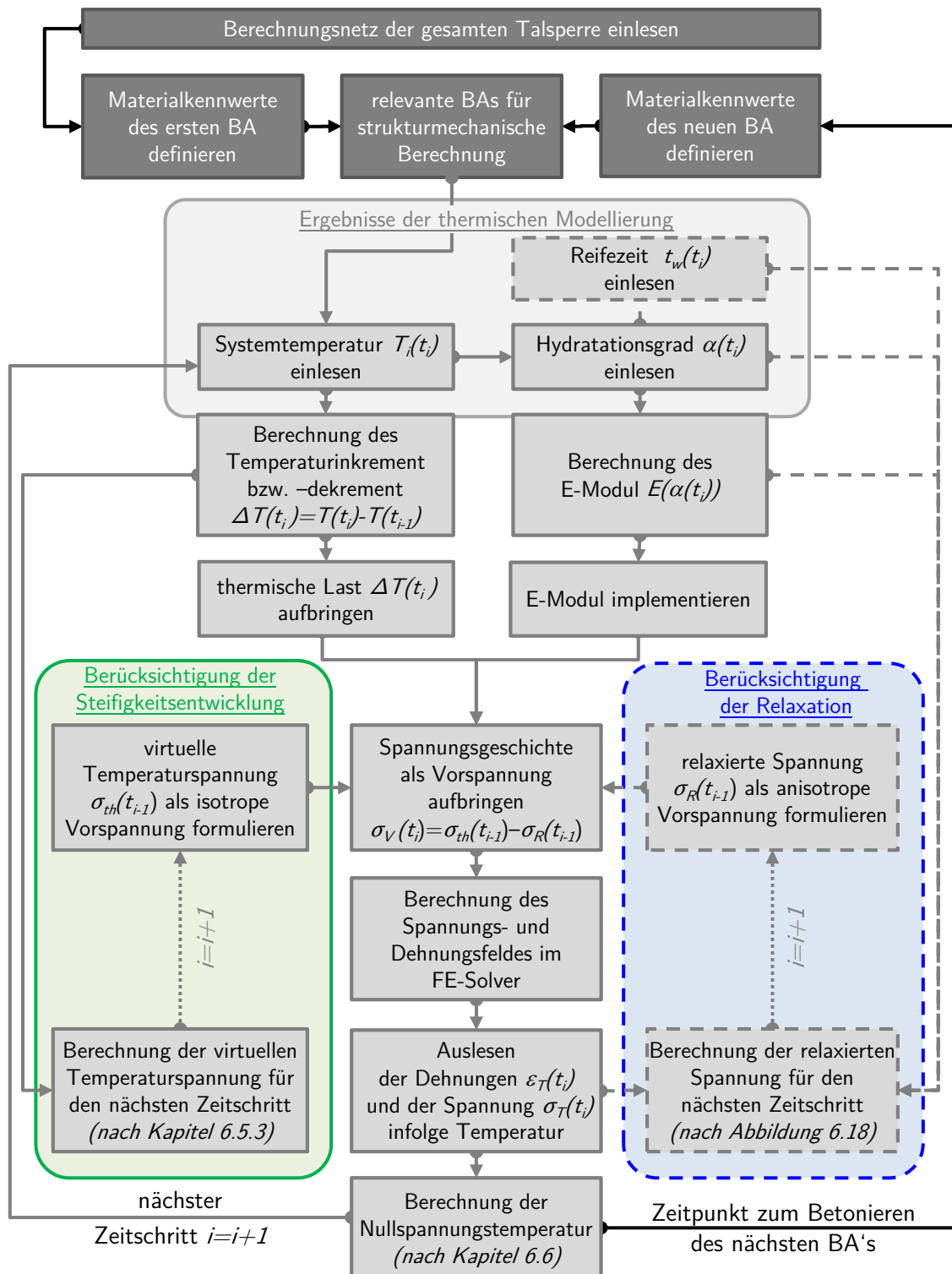
## 6.5 Strukturmechanische Modellierung

Aufbauend auf den Ergebnissen der thermischen Berechnung der Stauwand wird in einem zweiten Schritt die strukturmechanische Entwicklung des Betons während dessen Erhärtung modelliert. Diese umfasst die Berechnung der aus der Temperatur resultierenden Dehnungen und Spannungen im Beton unter der Berücksichtigung dessen Steifigkeitsentwicklung. Für die in der vorliegenden Arbeit durchgeführte Untersuchung der Nullspannungstemperaturen, sind ausschließlich die temperaturinduzierten Spannungen und Dehnungen relevant. Um thermische und mechanische Spannungen zu entkoppeln, wird hier das Eigengewicht des Betons nicht angesetzt. Alle Spannungen resultieren somit ausschließlich aus thermischen Beanspruchungen.

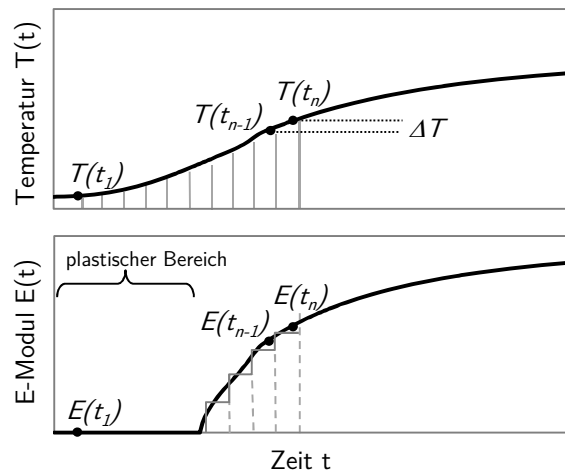
Im Gegensatz zur thermischen Modellierung ist bei der strukturmechanischen Modellierung das Stauwandmodell bereits zu Beginn vollständig vernetzt. Die Abgrenzung zwischen gefertigten und noch nicht gefertigten Betonierabschnitten erfolgt hier durch die Definition der Steifigkeit. Das E-Modul der noch nicht gefertigten Betonierabschnitte wird infinitesimal klein gesetzt. Dadurch werden diese bei der Berechnung nicht berücksichtigt. Um den Einfluss des viskoelastischen Materialverhaltens (Kriechen und Relaxation) auf die Nullspannungstemperatur beurteilen und quantifizieren zu können, wird die strukturmechanische Modellierung sowohl mit elastischem als auch mit viskoelastischem Materialverhalten durchgeführt. Den schematischen Ablauf der strukturmechanischen Modellierungen zeigt Abbildung 6.16. In den nachfolgenden Kapiteln wird der Ablauf näher beschrieben.

### 6.5.1 Modellierung der Steifigkeitsentwicklung

Die Entwicklung der Steifigkeit hängt vom Fortschritt der Hydratation ab. Diese wird primär von der Betontemperatur beeinflusst, wodurch die Steifigkeit sowohl zeit- als auch ortsabhängig ist. Für die Berechnung der Steifigkeit wird der in der thermischen Modellierung zu jedem Zeitschritt  $t_i$  und für jedes Element berechnete Hydratationsgrad  $\alpha(t_i)$  an die strukturmechanische Modellierung übergeben. Aus dem Hydratationsgrad wird anschließend für jedes Element der zum entsprechenden Zeitpunkt wirksame Elastizitätsmodul  $E(\alpha(t_i))$  unter Verwendung des Ansatzes von De Schutter u. a. (1996) getrennt berechnet (Tab. 4.6). Um diese elementabhängige Steifigkeit in ANSYS implementieren zu können, wird für jedes Element ein eigenes Material definiert. Dies ermöglicht die individuelle Zuweisung der jeweils aktuellen Elastizitätsmoduli für jedes einzelne Element. Die Zuweisung erfolgt explizit zu Beginn des Berechnungszeitschritts. Aufgrund der gewählten kleinen Zeitschrittweiten ist der resultierende Fehler gegenüber einer impliziten Implementierung vernachlässigbar.



**Abbildung 6.16:** Ablauf der strukturmechanischen Berechnung für den elastischen Fall (ohne gestrichelte Elemente) und den viskoelastischen Fall (mit gestrichelten Elementen) für jedes Element einzeln



**Abbildung 6.17:** Unterteilung des Temperaturverlaufs und der Steifigkeitsentwicklung in Berechnungsintervalle

## 6.5.2 Modellierung der Spannungs- und Dehnungsentwicklung

Die aufgrund der Temperaturänderung  $\Delta T$  angestrebte Volumenausdehnung oder -kontraktion  $\varepsilon_{th}$  unterteilt sich in einen verformbaren Anteil und einen verformungsbehinderten Anteil. Die Verformungsbehinderung ergibt sich infolge inneren Zwangs und/oder äußerer Randbedingungen und kann in den unterschiedlichen Richtungen unterschiedlich groß sein. Sie wird in ANSYS als eine der thermischen Dehnung  $\varepsilon_{th}$  (EPTH) entgegengesetzte elastische Dehnung  $\varepsilon_{el}$  (EPEL) aufgebracht. Die resultierende Dehnung  $\varepsilon_T$  (EPTT) ergibt sich zu:

$$\varepsilon_T = \varepsilon_{th} + \varepsilon_{el} \quad (6.20)$$

mit:

$\varepsilon_{el} = 0$  bei vollständiger Verformbarkeit

$\varepsilon_{el} = -\varepsilon_{th}$  bei vollständiger Dehnungsbehinderung

Der verformungsbehinderte Anteil der thermischen Dehnung wird gemäß der aktuell wirkenden Dehnsteifigkeit  $D(t_i)$  in Spannungen umgesetzt. Um diesen Vorgang abzubilden, wird für jeden Zeitschritt immer nur das zugehörigen Temperaturinkremente oder -dekremente  $\Delta T_i$  als thermische Last angesetzt. Dadurch wird nur die aus dem Temperaturinkrement oder -dekrement resultierende Spannungsänderung mit der zugehörigen aktuellen Dehnsteifigkeit

berechnet (Abb. 6.17).

$$\{\Delta\sigma_T(t_i)\} = [D(t_i)] \{\Delta\varepsilon_{el}(t_i)\} \quad (6.21)$$

Die Temperaturinkremente oder -dekremente  $\Delta T_i$  ergeben sich aus den Differenzen der jeweiligen Elementtemperaturen zum Anfangs- und Endzeitpunkt des Berechnungsschritts. Um die über den Erhärtungsvorgang resultierenden Gesamtspannungen  $\sigma_T$  und -dehnungen  $\varepsilon_T$  zu erhalten, wird am Anfang jedes Berechnungsschritts die bis zum Vorschritt berechnete Spannungs- und Dehnungsgeschichte implementiert. Dafür wird das Konzept der virtuellen Temperaturspannung verwendet, das im nachfolgenden Kapitel näher erläutert wird.

Die Spannung wird in der vorliegenden Arbeit nicht durch die maximal aufnehmbaren Festigkeiten bspw. in Form eines plastischen Materialmodells oder eines Rissmodells begrenzt. Zwar überschreiten die Zugspannungen die Festigkeiten durch die thermischen Zwangsspannungen in weiten Bereichen, doch dies ist nicht Bestand der untersuchten Fragestellung bezüglich der Nullspannungstemperatur. Die Berechnung der Nullspannungstemperatur würde durch eine Spannungsbeschränkung ebenfalls begrenzt und somit verfälscht werden und wäre somit hinfällig. Vielmehr ist es Aufgabe in der späteren Berechnung für den zu führenden Spannungsnachweis bei der Verwendung der in dieser Arbeit ermittelten Nullspannungstemperatur die Überschreitung der maximalen Festigkeiten und deren Konsequenzen zu berücksichtigen.

### 6.5.3 Konzept der virtuellen Temperaturspannung

Die virtuelle Temperaturspannung  $\sigma_{th}$  beschreibt die Spannung, die sich bei vollständiger Verformungsbehinderung aus der angestrebten thermischen Dehnung  $\varepsilon_{th}$  ergeben würde. Sie beschreibt somit die vollständige Umsetzung der thermischen Beanspruchung in Spannungen. Aufgrund der isotropen Temperaturbeaufschlagung berechnet sich die virtuelle Temperaturspannung direkt aus dem E-Modul:

$$\sigma_{th} = \varepsilon_{th} \cdot E \quad (6.22)$$

Um die Steifigkeitsentwicklung zu berücksichtigen, wird die virtuelle Temperaturspannung analog zur tatsächlichen Temperaturspannung  $\sigma_T$ , inkrementell berechnet:

$$\sigma_{th}(t_i) = \sigma_{th}(t_{i-1}) + \Delta\sigma_{th}(t_i) \quad \text{mit} \quad \Delta\sigma_{th}(t_i) = \Delta\varepsilon_{th}(t_i) \cdot E(t_i) \quad (6.23)$$

Anhand der virtuellen Temperaturspannung lassen sich die bisher berechneten Spannungs- und Dehnungsanteile auf die Berechnung des nächsten Zeitschrittes mit veränderter Steifigkeit übertragen. Dafür werden die virtuellen Temperaturspannung am Ende jedes Zeitschrittes berechnet und gespeichert. Vor der Berechnung des nächsten Zeitschrittes werden dann zuerst die Elastizitätsmoduli der einzelnen Elemente entsprechend der Steifigkeitsentwicklung geändert und anschließend die virtuellen Temperaturspannung des vorangegangenen Zeitschrittes wieder als Vorspannung eingelesen. Aus dieser Vorspannung berechnet ANSYS dann gemäß der wirkenden Zwangs- und Lagerbedingungen wieder die entsprechenden Spannungs- und Verformungsanteile der vorangegangenen Berechnung ohne diese mit den geänderten Elastizitätsmoduli neu zu berechnen. Durch diese Vorgehensweise kann somit immer die aktuelle Temperaturdehnungsänderungen  $\Delta\varepsilon_{th}$  auf die aktuelle Steifigkeit bezogen werden.

Die implementierte Vorspannung in Höhe der virtuellen Temperaturspannung wird bei der Berechnung in ANSYS umgelagert, bis an allen Knoten wieder ein Kräftegleichgewicht hergestellt ist. Bei identischen Lagerungsbedingungen ergeben sich dadurch dieselben Spannungen  $\sigma_T$  und Dehnungen  $\varepsilon_T$  wie im vorherigen Zeitschritt trotz geänderter Steifigkeit. Abweichungen ergeben sich nur durch die Änderung der Steifigkeits- oder Spannungsverhältnisse zwischen den einzelnen Elementen untereinander. In diesem Fall werden die Verformungen elastisch umgelagert, um das Kräftegleichgewicht an den Knoten wieder herzustellen. Ebenso führt eine Änderung der Zwängungsverhältnisse zu einer Umlagerung zwischen Dehnungs- und Spannungsanteilen. Das mechanische Verhalten des erhärtenden Betons wird folglich sehr gut abgebildet.

### 6.5.4 Modellierung der Viskoelastizität

Wie in Kapitel 4.2 beschrieben, führt das viskoelastische Materialverhalten von Beton bei konstanter Spannung zu einer zeitlich verzögerten Dehnungsänderung (Kriechen) und bei konstanter Dehnung zu einer zeitlich verzögerten Abnahme der dehnungsinduzierten Spannung (Relaxation). Temperaturinduzierte Spannungen resultieren aus dem verformungsbehinderten Anteil der thermischen Dehnung. Sie verursachen daher keine Kriechprozesse, sondern unterliegen ausschließlich der Relaxation.

In der vorliegenden Arbeit wird die Relaxationsrate aus der zugehörigen fiktiven Kriechdehnungsrate berechnet (Abb. 6.18). Die fiktive Kriechdehnungsrate entspricht der Kriechdehnungsrate, die sich unter der aktuellen Temperaturspannung bei freier Verformbarkeit ergeben würde. Bei realen Kriechprozessen bleibt die kriecherzeugende Spannung konstant. Bei der beschriebenen fiktiven Kriechannahme hingegen reduziert sich die kriecherzeugende Spannung infolge der

Relaxation fortlaufend, wodurch sich auch die fiktive Kriechdehnungsrate fortlaufend reduziert. Im Modell wird diese Reduzierung explizit berücksichtigt. Aufgrund der kleinen Zeitschrittweiten ist der resultierende Fehler gegenüber einer impliziten Implementierung vernachlässigbar. Die verbleibende Spannung  $\sigma$  zu Beginn eines Zeitschritts ergibt sich somit aus der Spannung des vorangegangenen Zeitschritts, abzüglich der im vorangegangenen Zeitschritt relaxierten Spannung  $\sigma_R$  und verbleibt während des gesamten Zeitschritts konstant.

$$\sigma(t_i) = \sigma(t_{i-1}) - \sigma_R(t_{i-1}) \quad (6.24)$$

Im Modell wird das durch den Abzug der relaxierten Spannung  $\sigma_R$  von der virtuellen Temperaturspannung  $\sigma_{th}$  (Kapitel 6.5.2) implementiert. Aus der Anisotropie der Relaxation ergibt sich die anisotrope Vorspannung  $\sigma_V$  für den nächsten Zeitschritt:

$$[\sigma_V] = \sigma_{th}[I] - \begin{bmatrix} \sigma_{R,x} & \sigma_{R,xy} & \sigma_{R,xz} \\ \sigma_{R,xy} & \sigma_{R,y} & \sigma_{R,yz} \\ \sigma_{R,xz} & \sigma_{R,yz} & \sigma_{R,z} \end{bmatrix} \quad (6.25)$$

### Berechnung der fiktiven Kriechdehnungen und der relaxierten Spannung

Bei der viskoelastischen Modellierung wird zusätzlich zur Temperatur und dem Hydratationsgrad auch die Reifezeit aus der thermischen Modellierung ausgelesen. Mit dieser Reifezeit und dem Hydratationsgrad wird die Kriechzahl  $C(t_i)$  für jedes Element getrennt mit dem Ansatz von De Schutter u. a. (1997) berechnet. Die Multiplikation der Kriechzahl mit der aktuellen Spannung  $\sigma_T$  liefert die zugehörigen einaxialen Kriechdehnungen  $\varepsilon_{cr,ua}$ . Da die Spannungen in den unterschiedlichen Richtungen unterschiedlich groß sein können, sind die berechneten Kriechdehnungen richtungsabhängig. Sie werden daher für die drei Normalrichtungen und die drei Schubrichtungen getrennt ermittelt.

$$\{\varepsilon_{cr,ua}\} = C(t_i, t_0) \cdot \{\sigma_T\} \quad (6.26)$$

Die einaxiale fiktive Kriechdehnung berücksichtigt nur die zugehörige Spannungskomponente als alleinige Einwirkung. Es liegt jedoch ein räumlicher Spannungszustand vor, in dem sich die Spannungen in den verschiedenen Richtungen aufgrund der Querkontraktion des Betons gegenseitig beeinflussen. Die einaxialen Kriechdehnungen werden daher nach Gopalakrishnan u. a. (1969) über die Kriechquerdehnung  $\nu_{cr}$  in multiaxiale Kriechdehnungen überführt.

$$\{\varepsilon_{cr}\} = [R] \{\varepsilon_{cr,ua}\} \quad (6.27)$$

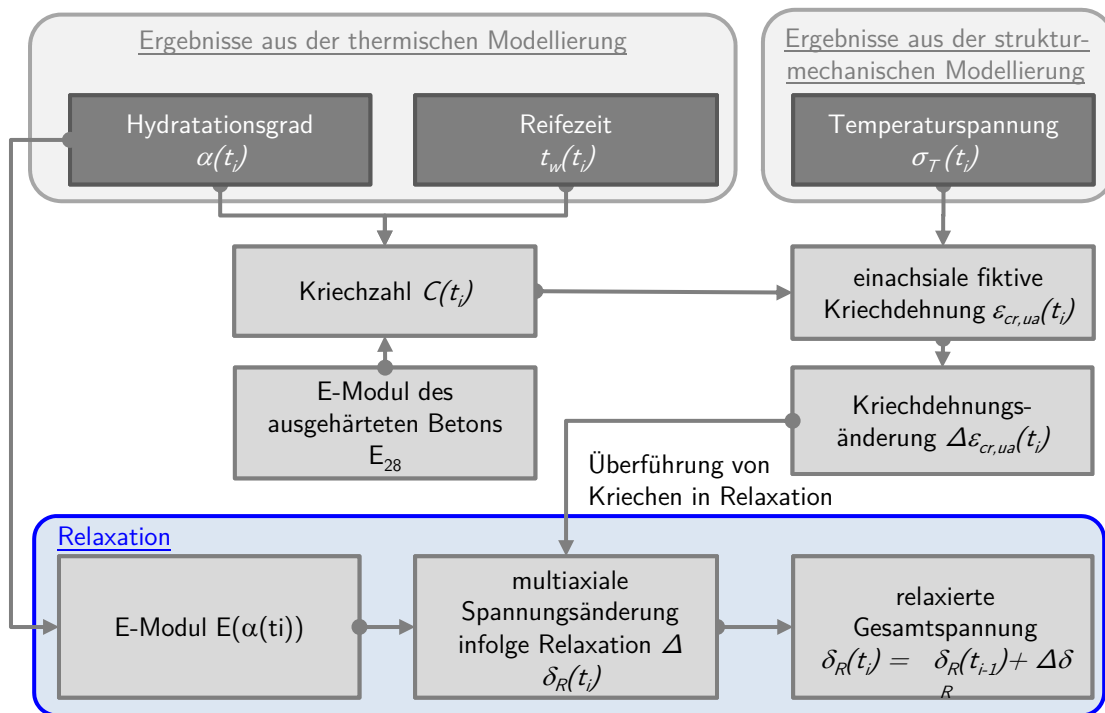


Abbildung 6.18: Berechnung der Relaxation

mit:

$$[R] = \begin{bmatrix} 1 & -\nu_{cr} & -\nu_{cr} & 0 & 0 & 0 \\ -\nu_{cr} & 1 & -\nu_{cr} & 0 & 0 & 0 \\ -\nu_{cr} & -\nu_{cr} & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2(1 + \nu_{cr}) & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 2(1 + \nu_{cr}) & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2(1 + \nu_{cr}) \end{bmatrix} \quad (6.28)$$

Die relaxierte Spannung ergibt sich aus der fiktiven Kriechdehnung unter Berücksichtigung der aktuellen Steifigkeit. Um die Relaxation unter Berücksichtigung der Steifigkeitsentwicklung zu berechnen, erfolgt diese ebenso wie die Spannungsberechnung in Kapitel 6.5.2 inkrementell. Um die aktuelle Kriechdehnungsänderung  $\Delta \varepsilon_{cr}$  des Berechnungsschritts zu erhalten, wird die Differenz aus der aktuellen berechneten Gesamtkriechdehnung und der Kriechdehnung des Vorschlittes gebildet.

$$\Delta \varepsilon_{cr}(t_i) = \varepsilon_{cr}(t_i) - \varepsilon_{cr}(t_{i-1}) \quad (6.29)$$

Diese wird dann anhand der aktuellen Dehnsteifigkeit  $D$  in die Spannungsänderung  $\Delta\sigma_R$  infolge Relaxation überführt

$$\{\Delta\sigma_R\} = [D] \{\Delta\varepsilon_{cr}\} = [D][R] \{\Delta\varepsilon_{cr,ua}\} \quad (6.30)$$

und anschließend auf die relaxierte Spannung des Vorschlusses addiert, um die bisher insgesamt relaxierte Spannung zu erhalten.

$$\sigma_R(t_i) = \sigma_R(t_{i-1}) + \Delta\sigma_R(t_i) \quad (6.31)$$

Die elastische Querkontraktion  $\nu$  und der Kriechquerkoeffizient  $\nu_{cr}$  werden in dieser Arbeit gemäß Gopalakrishnan u. a. (1969) mit identischer Größe angesetzt ( $\nu = \nu_{cr} = 0,2$ ). Daher entspricht die Matrix  $[R]$  dem Skalarprodukt aus dem Elastizitätsmodul  $E(\alpha)$  und der inversen Dehnsteifigkeitsmatrix  $[D]^{-1}$ :

$$[R] = E(\alpha) \cdot [D]^{-1} \quad (6.32)$$

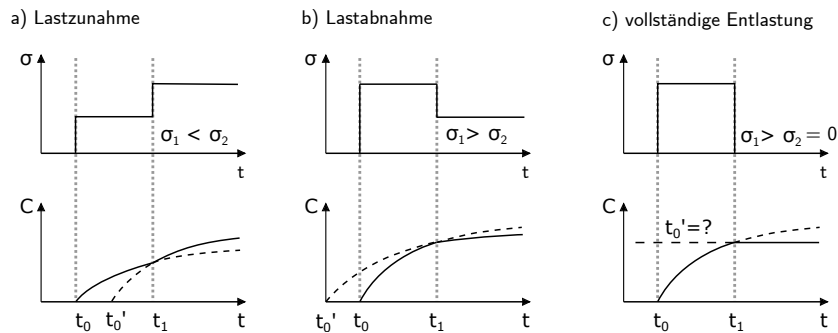
Die Überführung der einaxialen fiktiven Kriechdehnung in die multiaxiale Relaxationsspannung vereinfacht sich dadurch zu:

$$\{\Delta\sigma_R\} = E(\alpha) \cdot [D][D]^{-1} \{\Delta\varepsilon_{cr}\} = E(\alpha) \{\Delta\varepsilon_{cr,ua}\} \quad (6.33)$$

### Berücksichtigung der veränderlichen Spannung

Die möglichen Überlagerungsmethoden zur Berücksichtigung einer veränderlichen Beanspruchung während der Kriech- und Relaxationsprozesse sind in Kapitel 4.2.12 beschrieben. Aufgrund des Temperaturverlaufs infolge Hydratation und der Tagesgänge der äußeren thermischen Randbedingungen ändert sich die thermische Spannung eines jeden Elementes in jedem Berechnungsschritt. Daher muss für jedes Element in jedem Berechnungsschritt eine Überlagerung vorgenommen werden. Zusätzlich muss aufgrund der richtungsabhängigen Spannungsgrößen die Überlagerung der Kriechdehnungen für alle Spannungskomponenten (X, Y, Z, XY, YZ, XZ) getrennt erfolgen. In Anbetracht der vorhandenen Elementanzahl und der Anzahl an Berechnungsschritten wird von der Verwendung der Superposition aufgrund des dafür erforderlichen Speicherplatzes abgesehen. Es wird die speicheroptimierte äquivalente Zeitmethode verwendet.

Anhand des Spannungsverhältnisses der aufeinander folgenden Berechnungsschritte und der aktuellen Kriechzahl  $C$  wird die virtuelle Startzeit  $t'_0$  berechnet, die mit der neuen Spannung  $\sigma_2$



**Abbildung 6.19:** Veränderlicher Spannungsverlauf

zum aktuellen Zeitpunkt  $t_1$  dieselbe Kriechzahl liefert, wie die vorangegangene Spannung  $\sigma_1$  mit der ihr zugehörigen Startzeit  $t_0$  (Abb. 6.19).

$$C(\sigma_1, t_1, t_0) = C(\sigma_2, t_1, t_0') \quad (6.34)$$

Mit dem verwendeten Kriechansatz nach De Schutter u. a. (1997) ergibt sich:

$$\sigma_1 \cdot c_1(\alpha(t_0)) \cdot \left[ \frac{t_1 - t_0}{c_2(\alpha(t_0)) + t_1 - t_0} \right]^{0,35} = \sigma_2 \cdot c_1(\alpha(t_0')) \cdot \left[ \frac{t_1 - t_0'}{c_2(\alpha(t_0')) + t_1 - t_0'} \right]^{0,35} \quad (6.35)$$

Aufgrund der hydrationsgradabhängigen Parameter  $c_1(\alpha(t_0))$  und  $c_2(\alpha(t_0))$  des verwendeten Kriechgesetzes kann die virtuelle Startzeit nicht analytisch geschlossen berechnet werden, solange der Hydrationsgrad der virtuellen Startzeit kleiner als eins ist. Für die Lösung der virtuellen Startzeit wird daher ein bisektionales Iterationsverfahren angewendet. Da das äquivalente Zeitverfahren für eine vollständige Entlastung mathematisch nicht stetig definiert ist (Abb. 6.19 c), müssen alle Bereiche in denen die Spannung gegen Null strebt oder einen Vorzeichenwechsel erfährt, gesondert behandelt werden. Unterhalb der gewählten Grenzspannung von  $\pm 10 \text{ kN/m}^2$  wird daher in der Berechnung keine Relaxation angesetzt.

## 6.6 Berechnung der Nullspannungstemperatur

Aus den Ergebnissen der thermischen und strukturmechanischen Modellierung wird die Verteilung der Nullspannungstemperatur zurückgerechnet. Weil die Nullspannungstemperatur von der ortsabhängigen Temperatur- und Erhärtungsgeschichte abhängig ist, besitzt die Staumauer keine einheitliche Nullspannungstemperatur. Folglich wird sie für jedes Element getrennt berechnet.

Bei vollständiger Verformungsbehinderung ergibt sich die Nullspannungstemperatur durch den Bezug der gesamten über die Erhärtung entwickelten temperaturinduzierten Spannung auf die aktuelle Steifigkeit. Bei partieller Verformungsbehinderung hingegen ist nicht nur der Spannungsanteil, sondern auch der zugehörige Dehnungsanteil für die Berechnung der Nullspannungstemperatur erforderlich.

Es muss zwischen dem elastischen und dem viskoelastischem Materialmodell unterschieden werden. Während die Nullspannungstemperatur im elastischen Fall ab dem Erreichen der maximalen Steifigkeit konstant bleibt, ändert sie sich im viskoelastischen Fall auch langfristig infolge der Spannungsrelaxation (Abb. 2.1). Des Weiteren ergeben im elastischen Fall der in Spannungen umgesetzte verformungsbehinderte Dehnungsanteil und der tatsächliche Dehnungsanteil zusammen immer die vollständige thermische Dehnung  $\varepsilon_{th}$ . Daher sind die Nullspannungstemperaturen im elastischen Fall isotrop. Im viskoelastischen Fall hingegen reduziert sich der Spannungsanteil über die Zeit infolge von Relaxation während der Dehnungsanteil unverändert bleibt. Der Dehnungsanteil ändert sich nur in Form einer elastischen Umlagerung, wenn sich die Spannungsverhältnisse zwischen den einzelnen Elementen aufgrund der Relaxation verändert. Daher ist im viskoelastischen Fall eine Unterscheidung des Spannungsanteils und des Dehnungsanteils der angestrebten thermischen Dehnung  $\varepsilon_{th}$  zwingend erforderlich. Da die Relaxation spannungs- und damit richtungsabhängig ist, sind die Nullspannungstemperaturen im viskoelastischen Fall anisotrop.

### 6.6.1 Konzept der dehnungsäquivalenten und der potentiellen Temperaturspannung

Wie oben beschrieben, muss man für die Rückrechnung der Nullspannungstemperatur nicht nur den in Spannungen  $\sigma_T$  umgesetzten verformungsbehinderten Anteil der thermischen Verformung  $\varepsilon_{th}$ , sondern auch den verformten Anteil  $\varepsilon_T$  berücksichtigen. Um den Spannungs- und den Dehnungsanteil zusammenzuführen, wird eine fiktive „dehnungsäquivalente Temperaturspannung“  $\sigma_{\varepsilon T}$  eingeführt. Sie gibt an, welcher Spannung der Dehnungsanteil bei voller Verformungsbehinderung entsprechen würde und wird analog zu (6.21) berechnet:

$$\{\sigma_{\varepsilon T}\} = [D] \{\varepsilon_T\} \quad (6.36)$$

Die Summe aus der verformungsbehinderten Temperaturspannung  $\sigma_T$  und der dehnungsäquivalenten Temperaturspannung  $\sigma_{\varepsilon T}$  wird in dieser Arbeit als potentielle Temperaturspannung  $\sigma_T^*$  bezeichnet. Im elastischen Fall ist diese isotrop und entspricht der virtuellen Temperaturspannung (Kapitel 6.5.3):

$$\sigma_T^* = \sigma_{\varepsilon T} + \sigma_T = \sigma_{th} \quad (6.37)$$

Im viskoelastischen Fall hingegen ist diese anisotrop und entspricht der virtuellen Temperaturspannung abzüglich der relaxierten Spannung  $\sigma_R$ :

$$\{\sigma_{TR}^*\} = \{\sigma_{TR}\} + \{\sigma_{\varepsilon T}\} = \sigma_{th} \cdot \begin{pmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix} - \{\sigma_R\} \quad (6.38)$$

## 6.6.2 Elastische Materialgesetze

Im elastischen Fall ist es für die Rückrechnung der Nullspannungstemperatur unerheblich, welcher Anteil der angestrebten thermischen Dehnung  $\varepsilon_{th}$  in Spannungen und welcher Anteil in Dehnungen umgesetzt wird, da die Summe beider Anteile in jeder Raumrichtung identisch ist. Die potentielle Temperaturspannung  $\sigma_T^*$  ist daher isotrop und entspricht hier der virtuellen Temperaturspannung  $\sigma_{th}$ . Damit vereinfacht sich (2.5) zu:

$$\sigma_T^*(t) = \frac{-E(t)}{1-2\nu} \cdot \alpha_T (T_i(t) - T_N(t)) \quad (6.39)$$

Nach der Nullspannungstemperatur  $T_N$  aufgelöst, erhält man:

$$T_N(t) = T_i(t) + \frac{\sigma_T^*(t)(1-2\nu)}{\alpha_T \cdot E(t)} \quad (6.40)$$

Im elastischen Fall kann alternativ für die Ermittlung der Nullspannungstemperatur auch ein Modell mit voller Einspannung aller Elemente gerechnet werden. Der Dehnungsanteil entfällt dadurch vollständig.

### 6.6.3 Viskoelastische Materialgesetze

Beim viskoelastischen Materialmodell reduzieren sich die temperaturinduzierten Spannungen über die Zeit infolge Relaxation. Die Relaxation ist abhängig von der einwirkenden Spannungsgröße und somit anisotrop. Daher ist auch die Nullspannungstemperatur richtungsabhängig.

#### Berechnung in Normalspannungsrichtungen

Für eine Darstellung des Verlaufs der Nullspannungstemperatur wird diese für jeden Zeitschritt in x-, y- und z-Richtung berechnet:

$$T_{N,x}(t) = T_i(t) + \frac{\sigma_{TR,x}^*(t) - \nu\sigma_{TR,y}^*(t) - \nu\sigma_{TR,z}^*(t)}{\alpha_T E(t)} \quad (6.41)$$

$$T_{N,y}(t) = T_i(t) + \frac{\sigma_{TR,y}^*(t) - \nu\sigma_{TR,x}^*(t) - \nu\sigma_{TR,z}^*(t)}{\alpha_T E(t)} \quad (6.42)$$

$$T_{N,z}(t) = T_i(t) + \frac{\sigma_{TR,z}^*(t) - \nu\sigma_{TR,x}^*(t) - \nu\sigma_{TR,y}^*(t)}{\alpha_T E(t)} \quad (6.43)$$

#### Berechnung in Hauptspannungsrichtungen (HSR)

Da die maximal aufnehmbare Druckspannung von Beton wesentlich höher ist als die aufnehmbare Zugspannung, wird in dieser Arbeit die Nullspannungstemperatur betrachtet, die die maximale Zugspannung liefert. Daher werden die Nullspannungstemperaturen in den Hauptspannungsrichtungen ermittelt. Aufgrund des damit verbundenen numerischen Aufwandes erfolgt deren Berechnung jedoch nur für den letzten Rechenschritt bei Fertigstellung der Staumauer. Analog zu der Berechnung der Nullspannungstemperaturen in den Normalspannungsrichtungen wird dabei sowohl der Spannungs- als auch der Dehnungsanteil benötigt. Die Hauptspannungen  $\sigma_{T,1}$ ,  $\sigma_{T,2}$  und  $\sigma_{T,3}$  können in ANSYS direkt ausgelesen werden. Die Berechnung der zugehörigen Dehnungen der drei Hauptspannungsrichtungen  $\varepsilon_{T,1}$ ,  $\varepsilon_{T,2}$  und  $\varepsilon_{T,3}$  erfolgt jedoch separat. Dafür wird der Dehnungstensor  $E$  im xyz-Koordinatensystem um die Eulerwinkel der Hauptspannungsrichtungen transformiert (Abb. 6.20):

$$E^* = RER^T = R \begin{bmatrix} \varepsilon_{T,x} & \varepsilon_{T,xy} & \varepsilon_{T,xz} \\ \varepsilon_{T,xy} & \varepsilon_{T,y} & \varepsilon_{T,yz} \\ \varepsilon_{T,xz} & \varepsilon_{T,yz} & \varepsilon_{T,z} \end{bmatrix} R^T \quad (6.44)$$

Unter Berücksichtigung der in ANSYS festgelegten Drehkonvention (SimuTech 2018) ergibt sich die zugehörige Transformationsmatrix  $R$  zu:

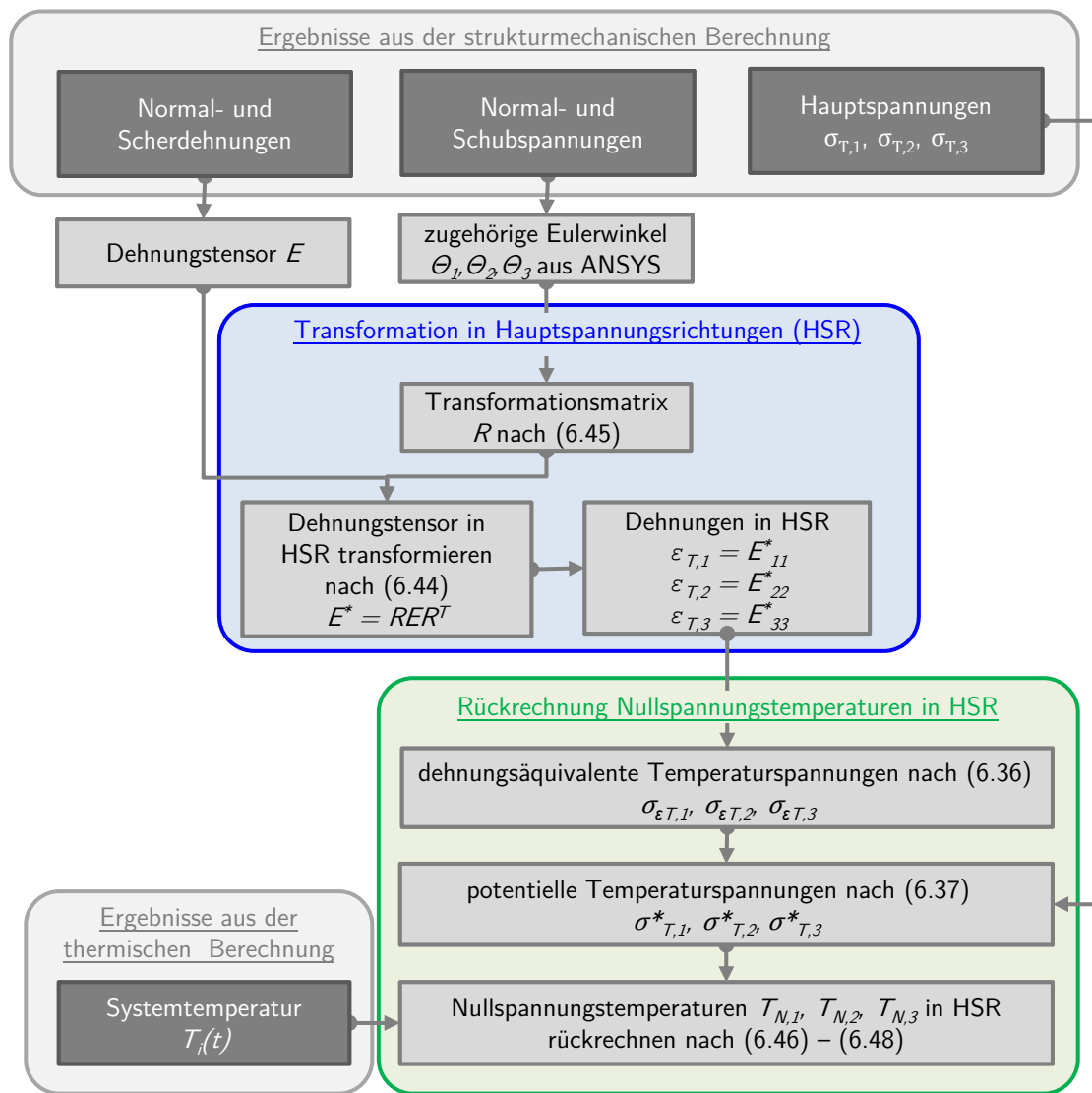
$$R = R_y R_x R_z = \begin{bmatrix} \cos\theta_3 & 0 & \sin\theta_3 \\ 0 & 1 & 0 \\ \sin\theta_3 & 0 & \cos\theta_3 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & \cos\theta_2 & \sin\theta_2 \\ 0 & -\sin\theta_2 & \cos\theta_2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \cos\theta_1 & \sin\theta_1 & 0 \\ -\sin\theta_1 & \cos\theta_1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (6.45)$$

Die Nullspannungstemperaturen in den Hauptspannungsrichtungen ergeben sich dann analog zu (6.46) bis (6.48):

$$T_{N,1}(t) = T_i(t) + \frac{\sigma_{T,1}^*(t) - \nu\sigma_{T,2}^*(t) - \nu\sigma_{T,3}^*(t)}{\alpha_T E(t)} \quad (6.46)$$

$$T_{N,2}(t) = T_i(t) + \frac{\sigma_{T,2}^*(t) - \nu\sigma_{T,1}^*(t) - \nu\sigma_{T,3}^*(t)}{\alpha_T E(t)} \quad (6.47)$$

$$T_{N,3}(t) = T_i(t) + \frac{\sigma_{T,z}^*(t) - \nu\sigma_{T,1}^*(t) - \nu\sigma_{T,2}^*(t)}{\alpha_T E(t)} \quad (6.48)$$

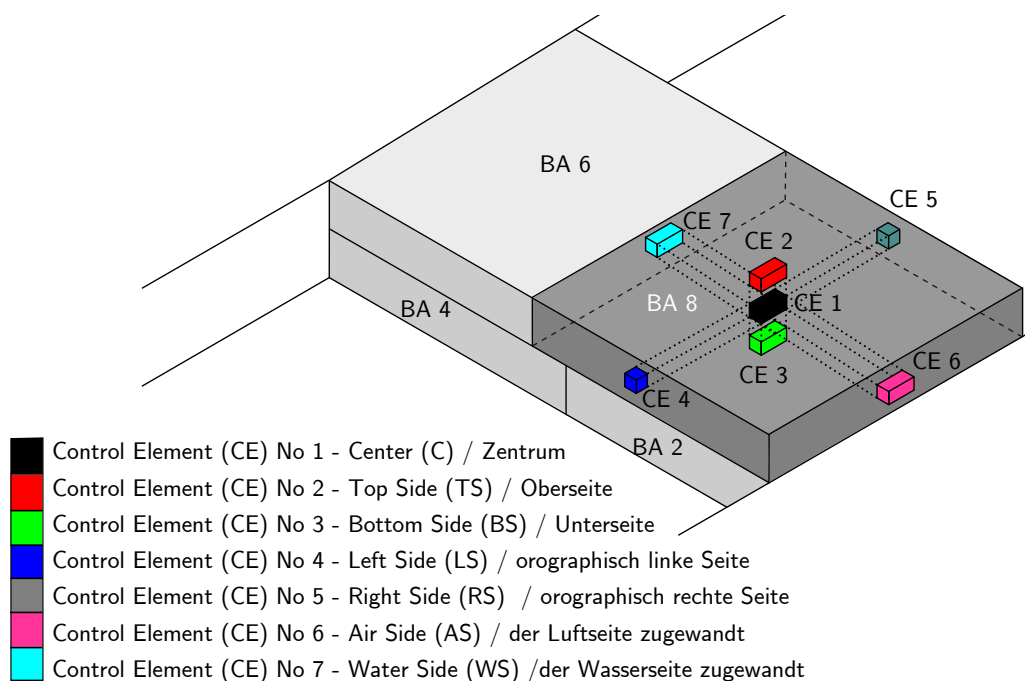


**Abbildung 6.20:** Berechnung der Nullspannungstemperaturen in den Hauptspannungsrichtungen



## 7 Diskussion der Ergebnisse der Finite-Element-Berechnung

In diesem Kapitel werden die thermischen und strukturmechanischen Ergebnisse, sowie die resultierenden Nullspannungstemperaturen beschrieben. Es gliedert sich in in drei Teile, die jeweils die Ergebnisse der thermischen, elastischen und viskoelastischen Berechnung der Stau-mauer darstellen. Für die Darstellung der zeitlichen Entwicklung der berechneten Größen, sind für jeden BA sieben Kontrollelemente (CE 1 bis CE 7) definiert, die automatisiert ausgelesen werden. Diese befinden sich im Volumenmittelpunkt des BA (CE 1) und jeweils in der Mitte der sechs Oberflächen des BA (CE 2 bis CE 7) (Abb. 7.1). Zur besseren Übersicht werden die Ergebnisse dieser Kontrollelemente im Folgenden nur exemplarisch für den BA 8 dargestellt und diskutiert. Die Charakteristiken und Zusammenhänge der sich entwickelnden Größen sind für die übrigen BA jedoch grundsätzlich sehr ähnlich.



**Abbildung 7.1:** Position der sieben Kontrollelemente CE 1 bis CE 7 im BA 8

## 7.1 Ergebnisse der thermischen Berechnungen

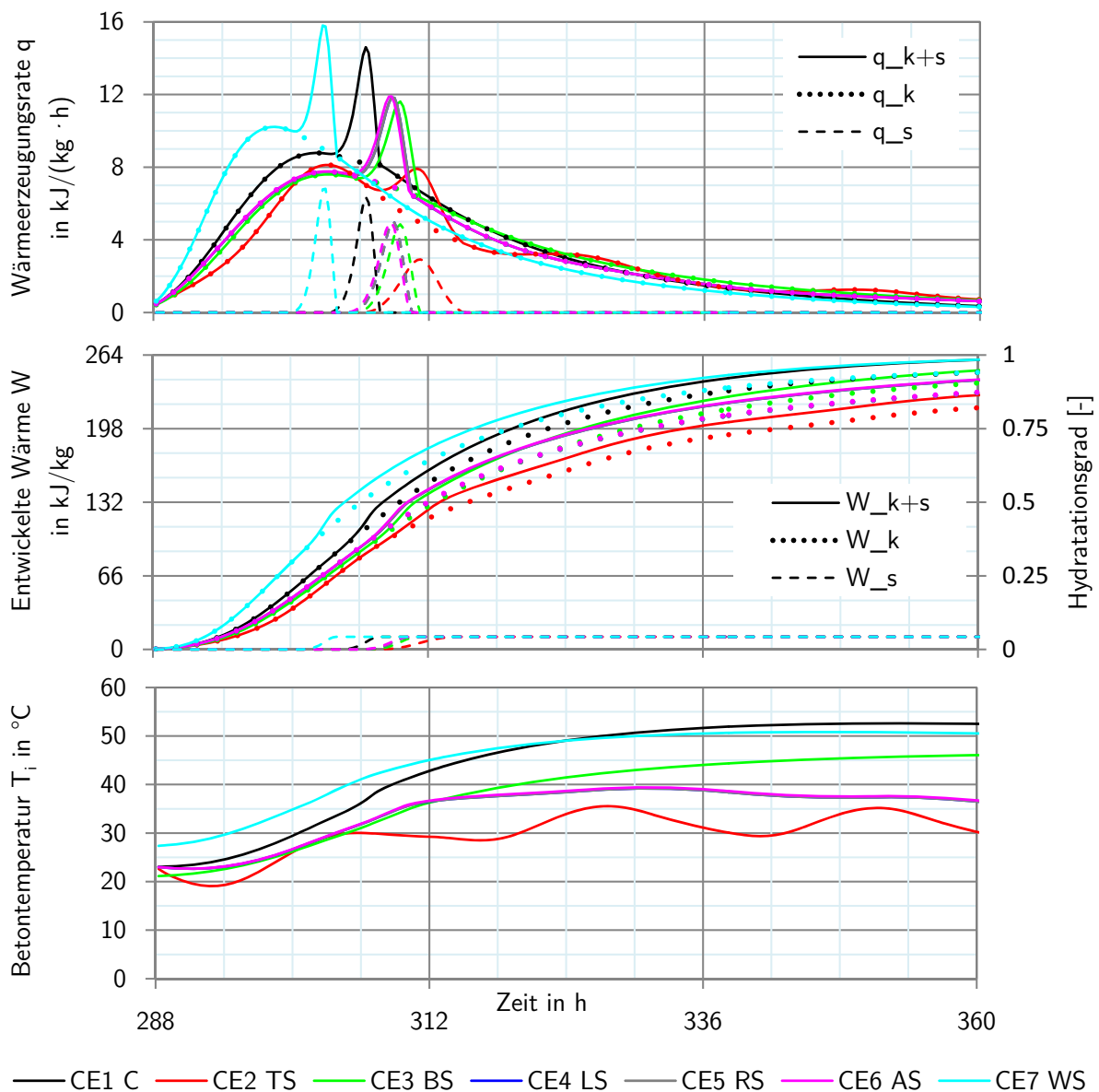
### 7.1.1 Wärme- und Temperaturentwicklung im Beton während der Hydratation

Abbildung 7.2 zeigt die Wärme- und Temperaturentwicklung der Kontrollelemente CE 1 bis CE 7 des BA 8 exemplarisch für die Modellierungsvariante MV 1 innerhalb der ersten 72 Stunden. Die Ergebnisse aller Modellierungsvarianten MV 1 bis MV 8 befinden sich in Anhang E.1. Das obere Diagramm (Abb. 7.2) zeigt den Verlauf der Wärmeerzeugungsrate  $q$  infolge der Hydratation, während das mittlere Diagramm die entwickelte Wärme  $W$  und den entsprechenden Hydratationsgrad  $\alpha$  bis zum jeweiligen Zeitpunkt darstellt. Die Entwicklung der Wärmeerzeugungsrate und der bereits entwickelten Wärme (durchgezogene Linien) ist dabei zusätzlich jeweils getrennt nach dem Anteil der Klinkerphase  $k$  (gepunktete Linien) und der Hüttensandphase  $s$  (gestrichelte Linien) dargestellt. Das untere Diagramm zeigt die resultierenden zeitlichen Temperaturverläufe der einzelnen Kontrollelemente.

Innerhalb der ersten 10 bis 16 Stunden nimmt die Wärmeerzeugungsrate infolge der Reaktion der Klinkerphase (K) zu, wobei der Verlauf im Allgemeinen eine S-Kurve beschreibt. Anschließend nimmt sie wieder asymptotisch ab, bis sie nach 72 Stunden fast wieder vollständig abgeklungen ist. Sobald ein Hydratationsgrad von  $\alpha = 0,3$  erreicht wird, beginnt die Reaktion der Hüttensandphase (S) und erzeugt einen zweiten Peak im Verlauf der Wärmeerzeugungsrate  $q$ . Im Vergleich zur Klinkerphase beschränkt sich der Reaktionsablauf der Hüttensandphase auf einen kürzeren Zeitraum und erzeugt dabei nur rund 1/20 der Wärme der Klinkerphase.

Die Wärmeentwicklung läuft an den sieben Kontrollelementen unterschiedlich schnell ab, da die Reaktionsgeschwindigkeit von der räumlichen Verteilung der Betontemperatur abhängt. Niedrigere Temperaturen führen zu einem langsameren aber dafür längeren Reaktionsablauf mit niedrigeren maximalen Wärmeerzeugungsraten als höhere Temperaturen (Abb. 7.2 oben). Die insgesamt erzeugte Wärme ist mit 264 kJ/kg für alle Kontrollelemente jeweils identisch, wird jedoch teilweise erst im Anschluss an den in Abbildung 7.2 (Mitte) dargestellten Zeitraum erreicht. Am schnellsten läuft die Hydratation am CE 7 ab, da hier der BA 8 an den bereits bestehenden BA 6 anschließt. Da der BA 6 infolge Hydratation bereits erwärmt ist, steigt die Temperatur des CE 7 unmittelbar bei der Betonage sprunghaft an. Durch diesen Temperaturanstieg von den 23 °C der Frischbetontemperatur auf ca. 28 °C wird der nachfolgende Hydratationsprozess beschleunigt. Im Kern des BA (CE 1) findet ein geringerer Wärmeabtransport statt als an den Oberflächen, wodurch die Betontemperatur dort auf über 50 °C ansteigt,

während sie an den eingeschalteten Oberflächen (CE 4, CE 5 und CE 6) maximal 40 °C erreicht. Diese Temperaturdifferenz führt zu einem schnelleren Hydratationsablauf im Kern als an den Oberflächen des BA. Der Verlauf der Wärmeentwicklung der eingeschalteten Oberflächen (CE 4, CE 5 und CE 6) ist annähernd gleich. Durch die Schalung wird sowohl die richtungsabhängige Sonneneinstrahlung, als auch die neigungsabhängige Evaporation verhindert, weshalb sich die Temperaturverläufe der eingeschalteten Oberflächen nicht wesentlich unterscheiden.



**Abbildung 7.2:** MV 1:  $T_0 = 23 \text{ }^{\circ}\text{C}$  und Baubeginn am 1. Juli: Wärme- und Temperaturentwicklung der Kontrollelemente CE 1 bis CE 7 (Abb. 7.1) des BA 8 in den ersten 3 Tagen

Die Wärmeentwicklung an der Oberseite des BA (CE 2) ist am langsamsten, da der Beton hier eine starke Abkühlung aufgrund der dauerhaften Evaporation infolge der gewählten Nachbehandlung (Kapitel 6.4.4) erfährt. Da der BA 8 auf die gekühlte Oberseite des BA 6 betoniert wird, fällt die Temperatur an der Unterseite des BA 8 (CE 3) unmittelbar bei der Betonage von 23 °C Frischbetontemperatur auf ca. 20 °C ab. Dadurch läuft am CE 3 die Hydratation langsamer ab als am CE 7, obwohl beide Kontrollelemente an bestehende Betonoberflächen anschließen.

Der Tagesgang der virtuellen Umgebungstemperatur besitzt zunächst nur an der Oberseite des BA (CE 2) einen ausgeprägten Einfluss, da diese im direkten Austausch mit der Umgebung steht. Die restlichen Oberflächen des BA 8 bleiben an den ersten acht Tage eingeschalt, wodurch der Wärmeaustausch mit der Umgebung gedämpft wird. Der Tagesgang des Temperaturverlaufs ist daher hier nur gering. Nach der Abnahme der Schalung ist hingegen auch an den restlichen Oberflächen ein jeweils ausgeprägter Tagesgang zu erkennen (Abb. 7.3).

### 7.1.2 Langfristige Temperaturentwicklung im Beton

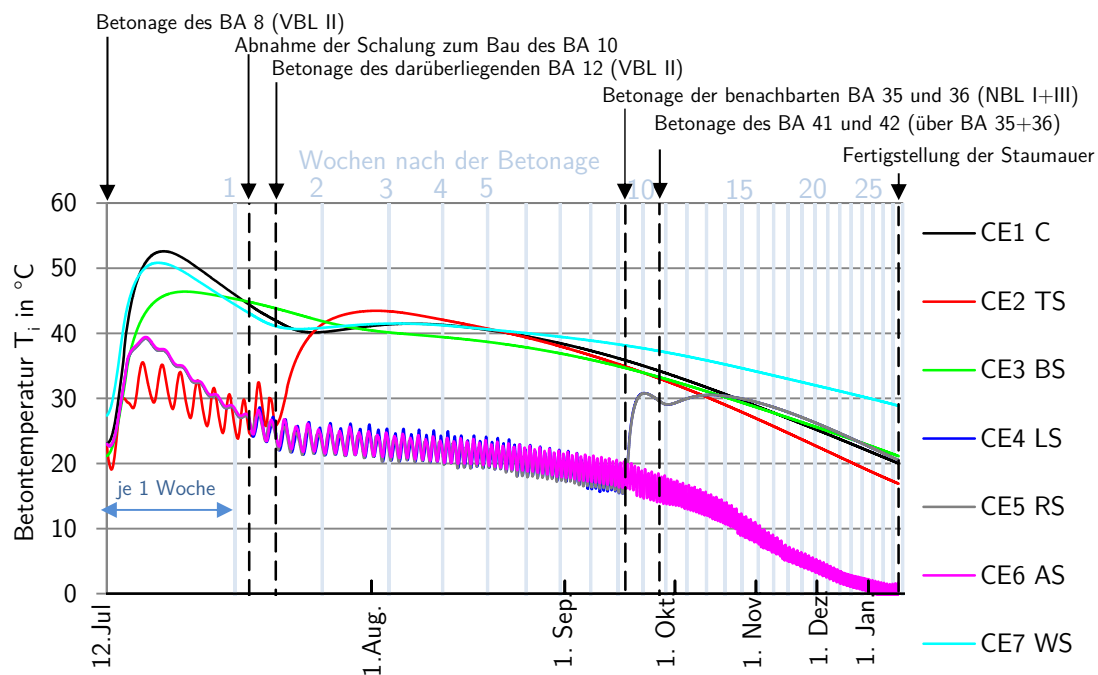
Abbildung 7.3 zeigt die Temperaturentwicklung aus Abbildung 7.2 (unten) über einen längeren Zeitraum in logarithmischer Darstellung. Abgebildet wird der Zeitraum ab der Betonage des BA 8 am zwölften Juli bis zur Fertigstellung der Staumauer Ende Januar des darauffolgenden Jahres. Zu Beginn der ersten Woche ist die Erwärmung infolge der Hydratation zu erkennen.

Solange die seitlichen Oberflächen (CE 4, CE 5 und CE 6) innerhalb der ersten acht Tage in der Schalung verbleiben, sind deren Temperaturverläufe annähernd gleich und besitzen nur einen schwach ausgeprägten Tagesgang. Erst nach Abnahme der Schalung besitzen die Temperaturverläufe einen ausgeprägten Tagesgang, der dem charakteristischen Tagesgang der Außentemperatur folgt. Nach zehn Tagen erfolgt die Betonage des darüber liegenden BA 12, wodurch die Oberseite des BA 8 nicht mehr Bestandteil der freien Maueroberfläche ist. Der Temperaturverlauf des CE 2 weist daher ab diesem Zeitpunkt keinen Tagesgang mehr auf, sondern erfährt durch die Hydratation des benachbarten BA 12 eine erneute Erwärmung auf über 40 °C. Etwas zeitverzögert erfahren auch die innenliegenden Kontrollelemente CE 1 und CE 7 eine Verzögerung des Abkühlungsprozesses infolge der Hydratation des BA 12.

Mitte September werden die Betonierabschnitte BA 35 und BA 36 der benachbarten Nachläuferblöcke NBL I und NBL III betoniert. Diese befinden sich auf derselben Höhe wie der BA 8 und schließen an diesen an (Abb. 5.6). Die Kontrollelemente CE 4 und CE 5 stehen daher ab

diesem Zeitpunkt, ebenso wie CE 2 ab der Betonage des BA 12, nicht mehr in direktem Wärmeaustausch mit der Außenumgebung. Die bereits auf ca. 20 °C abgekühlten Kontrollelemente CE 4 und CE 5 werden durch die Hydratation der nun benachbarten Betonierabschnitte erneut auf ca. 30 °C erwärmt. Auch die Betonage der nachfolgenden Betonierabschnitte BA 41 und BA 42 tragen nochmals zu einer Erwärmung und Verzögerung der Abkühlung der CE 4 und CE 5 bei.

Die größte Abkühlung bis zum Ende der Bauzeit erfährt das luftseitige Kontrollelement CE 6 durch den durchgehenden direkten Wärmeaustausch mit den gegen Ende der Bauzeit zunehmend winterlichen Außentemperaturen. Die oberflächennahen Bereiche kühlen hier bis auf 0 °C ab. Die Abkühlungsgeschwindigkeit der restlichen Kontrollelemente ist abhängig von deren Entfernung zur freien Maueroberfläche. So erfolgt die Abkühlung des CE 2 am schnellsten und am CE 7 am langsamsten, da CE 2 den kürzesten und CE 7 den längsten Wärmetransportweg des BA 8 zur Oberfläche besitzt.

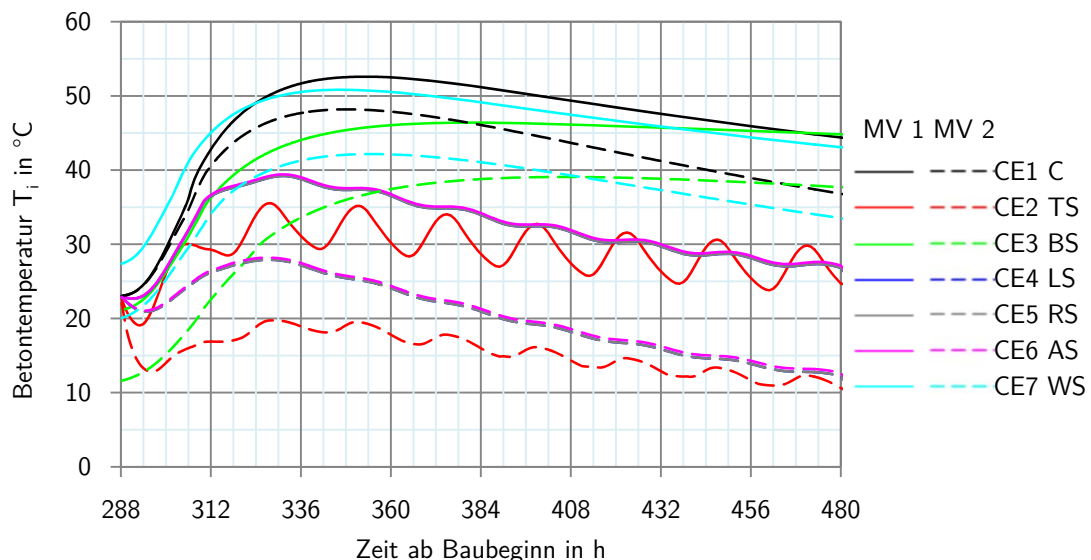


**Abbildung 7.3:** Langfristige Temperaturentwicklung der einzelnen Kontrollelemente (CE 1 bis CE 7) des BA 8 für die Modellierungsvariante MV 1 über den gesamten Fertigungszeitraum der Staumauer

### 7.1.3 Einfluss der Umgebungstemperatur auf die maximalen Betontemperaturen

Um den Einfluss der Umgebungstemperatur auf die maximalen Betontemperaturen beurteilen zu können, sind in Abbildung 7.4 die beiden Modellierungsvarianten MV 1 (Baubeginn am 1. Juli) und MV 2 (Baubeginn am 1. Januar) mit der jeweils identischen Frischbetontemperatur von  $T_0 = 23 \text{ °C}$  gegenübergestellt. Für beide Varianten sind jeweils die Ergebnisse der sieben Kontrollelemente innerhalb der ersten acht Tage dargestellt. Bei der MV 1 ist die Stauwand bei der Herstellung des BA 8 sommerlichen Temperaturen ausgesetzt (durchgezogene Linien), während bei der MV 2 winterliche Temperaturen einwirken (gestrichelte Linien).

Die maximale Temperatur infolge der hydrationsbedingten Erwärmung fällt bei sommerlichen Temperaturen, aufgrund der damit verbundenen geringeren Kühlung durch die Außenumgebung, rund 5 K bis 15 K höher aus, als bei winterlichen Temperaturen. Der Einfluss der Umgebungstemperatur auf die Kerntemperatur (CE 1) ist dabei geringer als auf die oberflächennahen Bereiche (CE 2, CE 4, CE 5 und CE 6). Während die Temperaturdifferenz zwischen den beiden Varianten im Kern ca. 5 K beträgt, sind es an der nachbehandelten Oberseite (CE 2) ca. 15 K. An den eingeschalteten Oberflächen (CE 4, CE 5, CE 6) fällt die Temperaturdifferenz mit ca. 10 K aufgrund der dämmenden Wirkung der Schalung etwas geringer aus als beim CE 2.

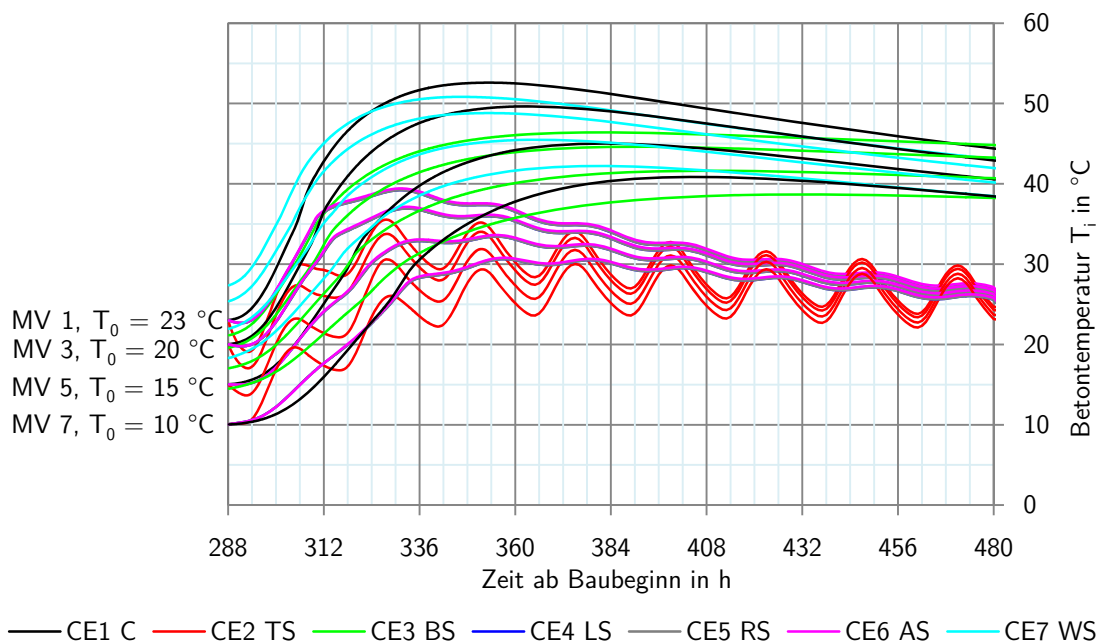


**Abbildung 7.4:** Temperaturentwicklung des BA 8 unter Einwirkung sommerlicher (MV 1) und winterlicher (MV 2) Außentemperaturen (Frischbetontemperatur  $T_0 = 23 \text{ °C}$ )

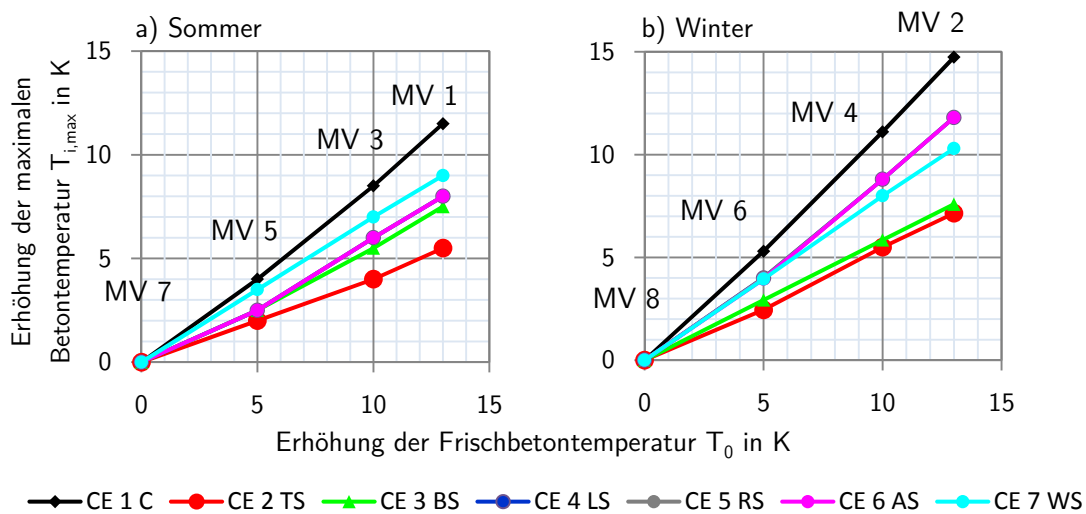
Auch in den Anschlussbereichen an die bestehenden BA (CE 3 und CE 7) fallen die Differenzen der Maximaltemperaturen mit rund 7 K bis 10 K höher aus als im Kern. Ebenso wie im Kern findet dort zwar nach der Betonage kein direkter Austausch mit der Außenumgebung statt, allerdings werden die Anschlussflächen vor der Betonage in Abhängigkeit von der Außentemperatur unterschiedlich stark gekühlt.

### 7.1.4 Einfluss der Frischbetontemperatur auf die maximalen Betontemperaturen

Um den Einfluss der Frischbetontemperatur auf die maximalen Betontemperaturen darzustellen, sind in Abbildung 7.5 die Temperaturverläufe der sieben Kontrollelemente CE 1 bis CE 7 für die vier Modellierungsvarianten MV 1, MV 3, V 5 und MV 7 zusammengestellt. Während die Herstellung der Staumauer in allen vier dargestellten Varianten über den gleichen Zeitraum des Jahres erfolgt (Anfang Juli bis Ende Januar), sind die angesetzten Frischbetontemperaturen jeweils unterschiedlich (Tab. 6.1). Pro Kontrollelement ergibt sich so jeweils eine Schar aus vier Kurven, von denen die Unterste immer die Ergebnisse bei Verwendung einer Frischbetontemperatur von 10 °C repräsentiert. Die darüber liegenden Kurven repräsentieren aufsteigend die Ergebnisse der Berechnung mit den Frischbetontemperaturen von 15 °C, 20 °C und 23 °C.



**Abbildung 7.5:** Temperaturentwicklung des BA 8 unter Variation der Frischbetontemperatur  $T_0$  bei Einwirkung sommerlicher Temperaturen.

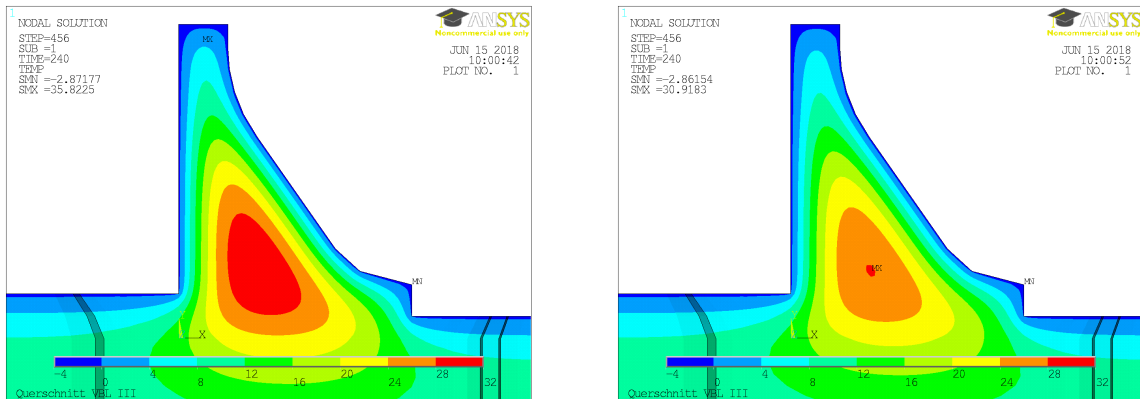


**Abbildung 7.6:** Zunahme der maximalen Betontemperatur in Abhängigkeit von der Frischbetontemperatur für die einzelnen Kontrollelemente des BA 8

Bei höheren Frischbetontemperaturen werden die maximalen Betontemperaturen grundsätzlich früher erreicht. Während für  $T_0 = 23 \text{ °C}$  die maximalen Betontemperaturen aller Kontrollelemente  $T_i$  in der Regel bereits innerhalb der ersten zwei bis drei Tage auftreten, ergeben sich diese für  $T_0 = 10 \text{ °C}$  bei einzelnen Kontrollelementen erst nach fünf bis sechs Tagen.

Abbildung 7.6 zeigt die Differenzen der maximalen Betontemperaturen des BA 8 in Abhängigkeit von der zugehörigen Frischbetontemperaturen für sommerliche (links) und winterliche (rechts) Außentemperaturen. Auf der x-Achse ist jeweils die Erhöhung der Frischbetontemperatur gegenüber  $T_0 = 10 \text{ °C}$  aufgetragen, während auf der y-Achse die Erhöhungen der maximalen Betontemperaturen gegenüber der maximalen Betontemperaturen bei  $T_0 = 10 \text{ °C}$  dargestellt sind. Im untersuchten Bereich der Frischbetontemperatur erfolgt die Zunahme der maximalen Betontemperatur demnach annähernd linear. Der Einfluss der Frischbetontemperatur auf den Kern des Betonierabschnittes (CE 1) ist dabei höher als auf die oberflächennahen Bereiche (CE 4 bis CE 7), die im direkten Austausch mit der Umgebungstemperatur stehen. Am geringsten ist der Einfluss auf die künstlich gekühlte Oberseite des BA (CE 2).

Vergleicht man MV 1 ( $T_0 = 23 \text{ °C}$ ) mit MV 7 ( $T_0 = 10 \text{ °C}$ ) ergibt sich, dass bei einer Differenz der Frischbetontemperatur von 13 K, die maximale Differenz der maximalen Betontemperatur  $T_{i,max}$  für das CE 1 hingegen nur 11,5 K beträgt (Abb. 7.6 b). Trotz des durch einen Temperaturanstieg selbstbeschleunigenden Ablaufs der Hydratation ist die Zunahme der maximalen Betontemperatur somit geringer als die Zunahme der Frischbetontemperatur. Dies



**Abbildung 7.7:** Temperaturverteilung im VBL III nach Fertigstellung der Mauer Ende Januar bei Verwendung einer Frischbetontemperatur von  $T_0 = 23\text{ °C}$  (MV 1, links) bzw.  $T_0 = 10\text{ °C}$  (MV 7, rechts) ( $m_z = 300\text{ kg/m}^3$ , Baubeginn am 1. Juli)

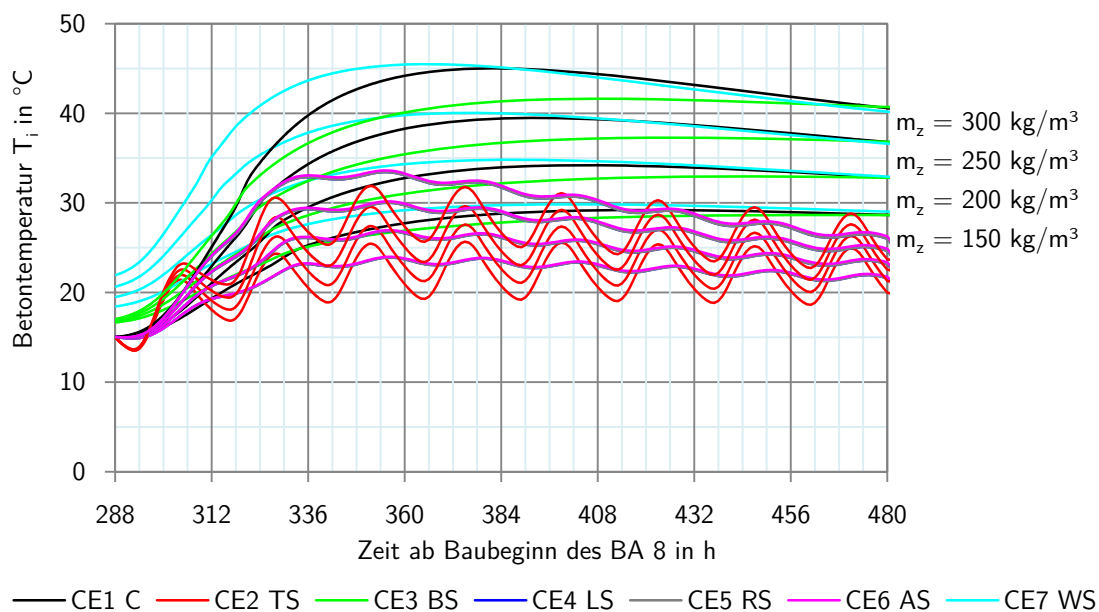
ist auf den höheren Temperaturgradienten zwischen Betontemperatur und Außentemperatur zurückzuführen, der aus einer höheren Frischbetontemperatur resultiert. Es erfolgt eine höhere Wärmeabgabe an die Umgebung, die der erhöhten Wärmeproduktionsrate infolge der höheren Frischbetontemperatur entgegenwirkt. Für die Herstellung bei winterlichen Temperaturen (Abb. 7.6 b) ist der Einfluss der Frischbetontemperatur hingegen höher als für die Herstellung bei sommerlichen Temperaturen.

Die Betontemperaturen der oberflächennahen Bereiche (CE 2 und CE 4 bis CE 6) sind bereits acht Tage nach der Betonage, unabhängig von der Frischbetontemperatur, annähernd gleich (Abb. 7.5). Dies zeigt den großen Einfluss der Außentemperatur auf diese Bereiche. In den innenliegenden Bereichen (CE 1, CE 3 und CE 7) unterscheiden sich die Betontemperaturen der einzelnen Modellierungsvarianten hingegen noch um ca. 5 K. Allerdings ist auch hier bereits eine Annäherung der einzelnen Temperaturverläufe ersichtlich.

Um den Einfluss der Frischbetontemperatur auf die Temperaturverteilung der Staumauer nach ihrer Fertigstellung darzustellen, sind in Abbildung 7.7 exemplarisch die Temperaturverteilungen im Querschnitt des VBL III nach Fertigstellung der Mauer für die beiden Modellierungsvarianten MV 1 (links) und MV 7 (rechts) abgebildet. Da die äußeren klimatischen Einwirkungen bei beiden Modellierungsvarianten identisch sind, resultieren die Unterschiede in den dargestellten Temperaturverteilungen ausschließlich aus den unterschiedlichen Frischbetontemperaturen von  $23\text{ °C}$  und  $10\text{ °C}$ . Bei beiden Varianten ergeben sich die gleichen minimalen Betontemperaturen von  $-2,9\text{ °C}$  an den Oberflächen, die durch die einwirkenden winterlichen Temperaturen Ende Januar entstehen. Im Kern hingegen ist die Mauer, die mit einer Frischbetontemperatur von  $23\text{ °C}$  betoniert wurde um ca. 4 K wärmer.

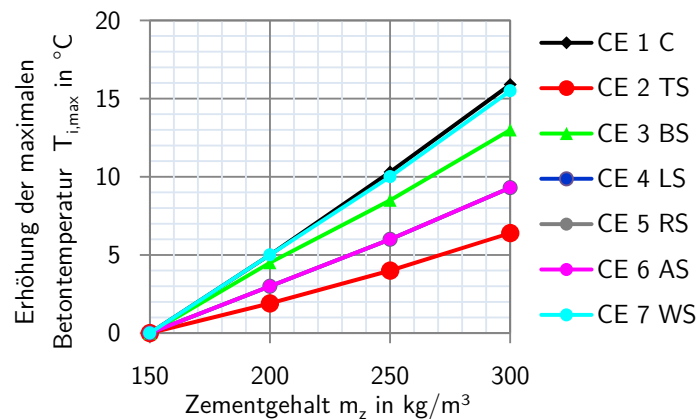
### 7.1.5 Einfluss des Zementgehalts auf die maximalen Betontemperaturen

Um den Einfluss des Zementgehaltes bewerten zu können, wird die Modellierungsvariante MV 5 mit vier unterschiedlich hohen Zementanteilen zwischen  $150 \text{ kg/m}^3$  und  $300 \text{ kg/m}^3$  untersucht. Abbildung 7.8 vergleicht die Temperaturentwicklungen im BA 8 dieser vier Berechnungen. Pro Kontrollelement ergibt sich so jeweils eine Schar aus vier Kurven, von denen die unterste immer die Ergebnisse bei Verwendung eines Zementgehaltes von  $150 \text{ kg/m}^3$  repräsentiert. Die darüber liegenden Kurven repräsentieren aufsteigend die Ergebnisse der Modellierung mit den Zementgehalten von  $200 \text{ kg/m}^3$ ,  $250 \text{ kg/m}^3$  und  $300 \text{ kg/m}^3$ . Mit steigendem Zementgehalt nehmen die maximalen Betontemperaturen zu und werden früher erreicht. Mit zunehmender Abkühlung im Anschluss an die Hydratation vermindern sich die Temperaturunterschiede zwischen den Berechnungen mit den verschiedenen Zementgehalten.



**Abbildung 7.8:** Vergleich der Temperaturverläufe des BA 8 unter Variation des Zementgehaltes  $m_z$  für die Modellierungsvariante MV 5

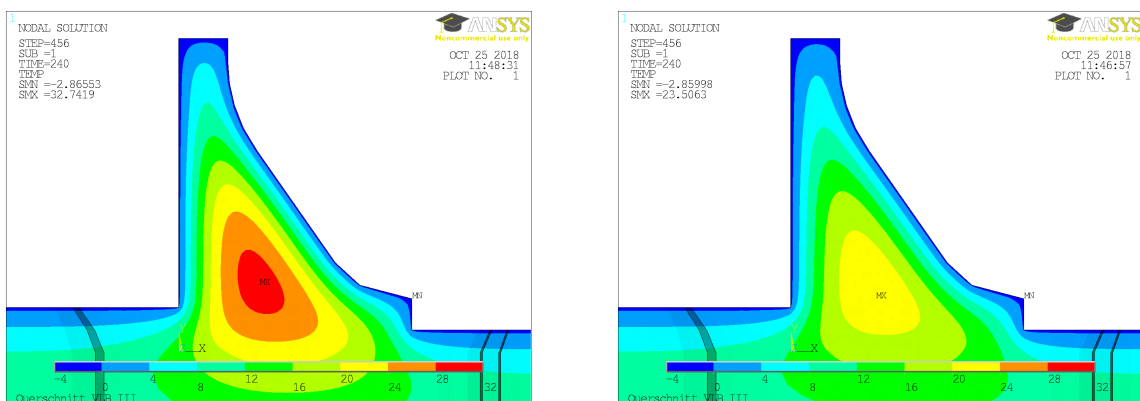
Die Zunahme der maximalen Temperatur verläuft annähernd linear zur Zunahme des Zementgehaltes (Abb. 7.9). Dabei ist die Temperaturzunahme in den innenliegenden Kontrollelementen (CE 1, CE 3 und CE 7) mit  $0,08 \text{ K}$  bis  $0,1 \text{ K}$  pro zusätzlichem Kilogramm Zement ca. doppelt so hoch wie in den außenliegenden Kontrollelementen (CE 2, CE 4, CE 5, CE 6), die maßgeblich durch die einwirkenden meteorologischen Randbedingungen gekühlt werden. Besonders stark ausgeprägt ist der Kühlungseinfluss an der nachbehandelten Oberseite des BA (CE 2), wodurch



**Abbildung 7.9:** Erhöhung der maximalen Betontemperaturen des BA 8 in Abhängigkeit des Zementgehalts

die Zunahme hier am geringsten ausfällt. Daher ist auch die Zunahme an der Unterseite des BA (CE 3) gegenüber dem Kernbereich (CE 1) und der vertikalen Arbeitsfuge (CE 7) reduziert, da die Betonage hier unmittelbar auf die gekühlte Oberfläche des darunter liegenden BA erfolgt.

Um den Einfluss des Zementgehalts auf die Temperaturverteilung der Stauwand nach ihrer Fertigstellung darzustellen, sind in Abbildung 7.10 exemplarisch die Temperaturverteilungen im Querschnitt des VBL III nach Fertigstellung der Mauer für die Modellierungsvariante MV 5 mit einem Zementanteil von  $300 \text{ kg}/\text{m}^3$  (links) und  $150 \text{ kg}/\text{m}^3$  (rechts) abgebildet. Analog zu Abbildung 7.7 ergeben sich für beide Berechnungen die gleichen minimalen Betontemperaturen von  $-2,9 \text{ °C}$  an den Maueroberflächen. Im Kern hingegen ist die Mauer mit einem Zementgehalt von  $300 \text{ kg}/\text{m}^3$  noch um ca. 9 K wärmer als die mit einem Zementgehalt von  $150 \text{ kg}/\text{m}^3$ .



**Abbildung 7.10:** Temperaturverteilung im VBL III nach Fertigstellung der Mauer Ende Januar bei Verwendung eines Zementgehalts von  $m_z = 300 \text{ kg}/\text{m}^3$  (links) bzw.  $m_z = 150 \text{ kg}/\text{m}^3$  (rechts) der Modellierungsvariante MV 5 ( $T_0 = 15 \text{ °C}$ , Baubeginn am 1. Juli)

### 7.1.6 Fazit der thermischen Berechnung

Durch unterschiedliche Frischbetontemperaturen, Zementgehalte und Außentemperaturen wird der zeitliche Ablauf der Hydratation und die damit verbundene Wärmeerzeugung beeinflusst. Höhere Frischbeton- und Außentemperaturen, sowie Zementgehalte beschleunigen die Hydratation. Niedrigere Frischbeton- und Außentemperaturen, sowie Zementgehalte verzögern hingegen die Hydratation. So ist die Hydratation bei der MV 1 mit der höchsten untersuchten Frischbeton- und Außentemperatur nach 72 Stunden in allen Bereichen des Betonierabschnittes annähernd abgeschlossen (Abb. 7.2). Bei der MV 8 mit der geringsten untersuchten Frischbeton- und Außentemperatur hingegen dauert es rund zehn Tage, bis ein vergleichbarer Hydratationsfortschritt wie bei MV 1 nach 72 Stunden erreicht wird (Abb. E.19). Durch die Reduktion des Zementgehaltes von  $300 \text{ kg/m}^3$  auf  $150 \text{ kg/m}^3$  in der MV 5 verlängert sich der Hydratationsprozess von 5 Tagen im Kern und 11 Tagen an den Oberflächen auf 11 Tage im Kern und 15 Tage an den Oberflächen.

Durch die unterschiedlichen Hydratationsabläufe infolge unterschiedlicher Frischbetontemperaturen verändern sich die resultierenden maximalen Betontemperaturen. Die Differenz der Frischbetontemperatur entspricht dabei nicht der Differenz der maximalen Betontemperaturen. Sie ist abhängig von der räumlichen Lage innerhalb des BA und der Außentemperatur. Bei winterlichen Temperaturen ist der Einfluss der Frischbetontemperatur auf die maximalen Betontemperaturen etwas höher als bei sommerlichen Temperaturen (Abb. 7.6). Die entsprechende Temperaturzu- bzw. -abnahme kann dabei als linear betrachtet werden.

Innerhalb der ersten Tage nach der Betonage entstehen durch unterschiedliche Frischbetontemperaturen, Zementgehalte und Außentemperaturen signifikante Unterschiede in den Betontemperaturen. Dies beeinflusst den Hydratationsprozess und die damit verbundene Aushärtung des Betons. Somit haben die unterschiedlichen Frischbetontemperaturen, Zementgehalte und Außentemperaturen auch einen signifikanten Einfluss auf die resultierenden Nullspannungstemperaturen (Kapitel 7.2.3, 7.2.5 und 7.2.6). Die Betontemperaturen hingegen werden dadurch langfristig nicht beeinflusst. Diese werden nach dem Abkühlen der Hydratationswärme ausschließlich durch die jährlichen und täglichen Zyklen der meteorologischen Einwirkungen gesteuert. Allerdings variiert mit der Frischbetontemperatur, dem Zementgehalt und der Außentemperaturen während der Betonage der zur Abkühlung der Hydratationswärme benötigte Zeitraum. Die Bestimmung der Dauer dieser Zeiträume ist jedoch nicht Bestandteil der vorliegenden Arbeit.

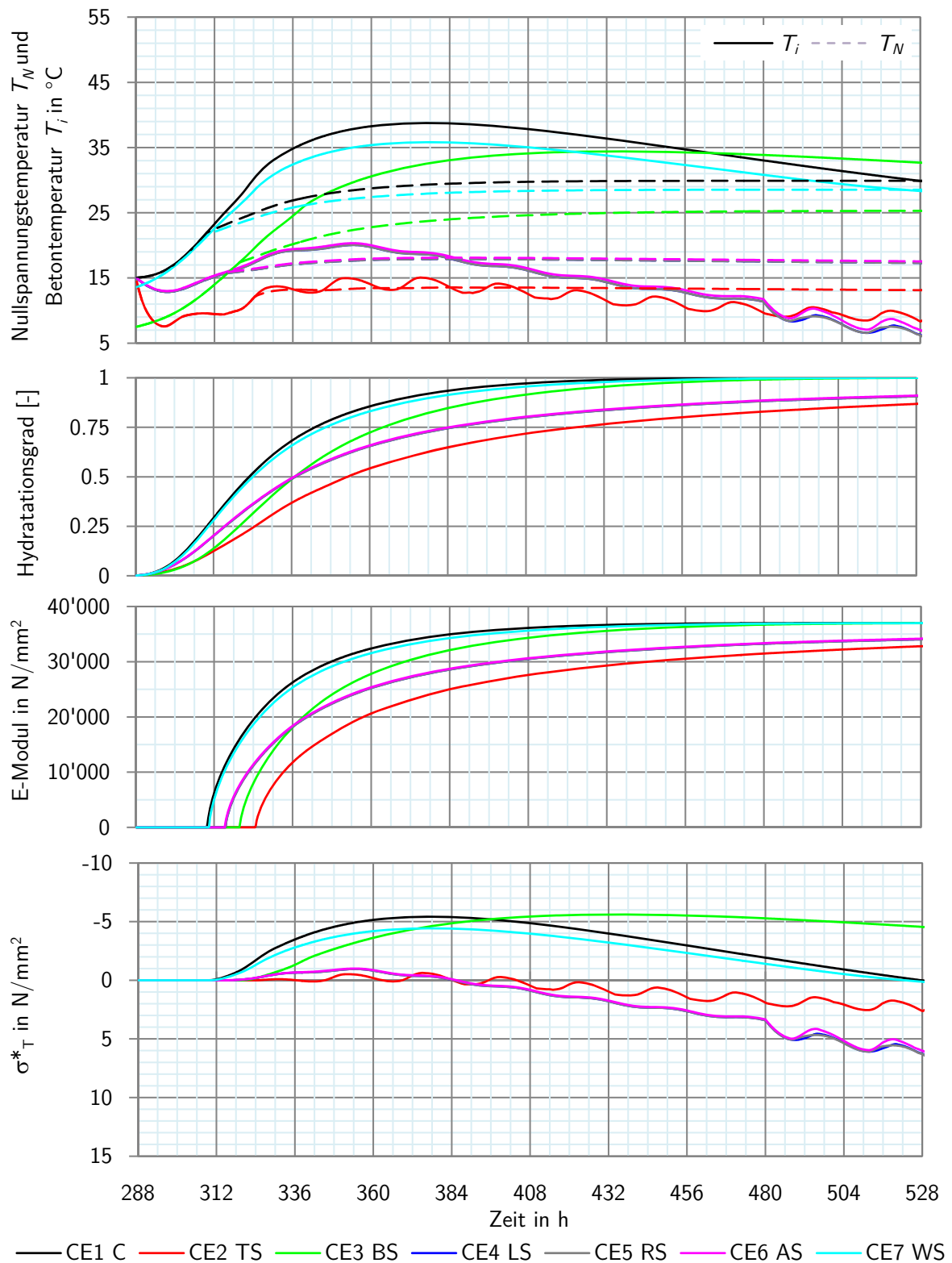
## 7.2 Ergebnisse der elastischen Berechnungen

### 7.2.1 Zeitliche Entwicklung der Steifigkeiten und der Nullspannungstemperaturen

Abbildung 7.11 zeigt die Steifigkeits-, Spannungs-, Temperatur- und Nullspannungstemperaturentwicklung der einzelnen Kontrollelemente CE 1 bis CE 7 des BA 8 für die Modellierungsvariante MV 6 innerhalb der ersten zehn Tage. Die Ergebnisse der restlichen Modellierungsvarianten sind im Anhang E.1 dargestellt. Das obere Diagramm zeigt die Temperaturverläufe (durchgezogene Linien) und die zugehörigen Verläufe der Nullspannungstemperaturen (gestrichelte Linien). Die beiden mittleren Diagramme bilden die Entwicklung des jeweiligen Hydratationsgrads und Elastizitätsmoduls ab, während auf dem unteren Diagramm die potentiellen Temperaturspannungen  $\sigma^*$  (Kapitel 6.6.1) abgebildet sind, die aus den Temperaturverläufen bei zunehmenden Steifigkeiten resultieren.

Die Steifigkeitsentwicklung beginnt ab der Überschreitung des festgelegten Grenzwerts des Hydratationsgrads von  $\alpha_0 = 0,25$  (Tab. 4.5). Ab diesem Zeitpunkt weicht die Nullspannungstemperatur  $T_N$  von der Systemtemperatur  $T_i$  ab und entwickelt sich in Abhängigkeit des Temperaturverlaufs und der Steifigkeitsentwicklung (Kapitel 6.6.2). Im elastischen Fall bleibt die Nullspannungstemperatur nach Abschluss der Steifigkeitsentwicklung konstant.

Im Gegensatz zu den Kontrollelementen an den freien Oberflächen (CE 2, CE 4, CE 5 und CE 6) muss die anfallende Wärme im Kern des BA (CE 1) erst durch den umgebenden Beton zu den freien Oberflächen transportiert werden, bevor ein Wärmeaustausch mit der Umgebung erfolgen kann. Daher ergibt sich im CE 1 der höchste und schnellste Temperaturanstieg. Dementsprechend sind hier auch die Druckspannungen am höchsten. Vergleichbares gilt für den CE 7 (vertikale Arbeitsfuge) und den CE 3 (horizontale Arbeitsfuge), die jeweils an den bestehenden benachbarten BA 6 bzw. darunterliegenden BA 4 anschließen. Der Temperaturanstieg und die Spannungsentwicklung des CE 7 ist daher ähnlich wie der des CE 1. Im CE 3 jedoch verzögert sich der Hydratationsablauf gegenüber dem Ablauf im CE 1 und CE 7, da die Betonage hier auf die infolge Nachbehandlung stark abgekühlte Oberseite des BA 4 erfolgt. Dadurch wird die Frischbetontemperatur von 15 °C hier unmittelbar auf 7 °C abgekühlt. Dies führt sowohl zu einer niedrigeren Maximaltemperatur (durchgezogene Linie) als auch zu einer niedrigeren Nullspannungstemperatur (gestrichelte Linie). Da beide Temperaturen jeweils ca. 4 K geringer ausfallen als an den Kontrollelementen CE 1 und CE 7, ist die resultierende maximale Druckspannung wiederum jedoch vergleichbar mit der des CE 1 bzw. CE 7. Allerdings wird sie erst später erreicht und baut sich aufgrund der langsameren Abkühlung auch erst langsamer ab.



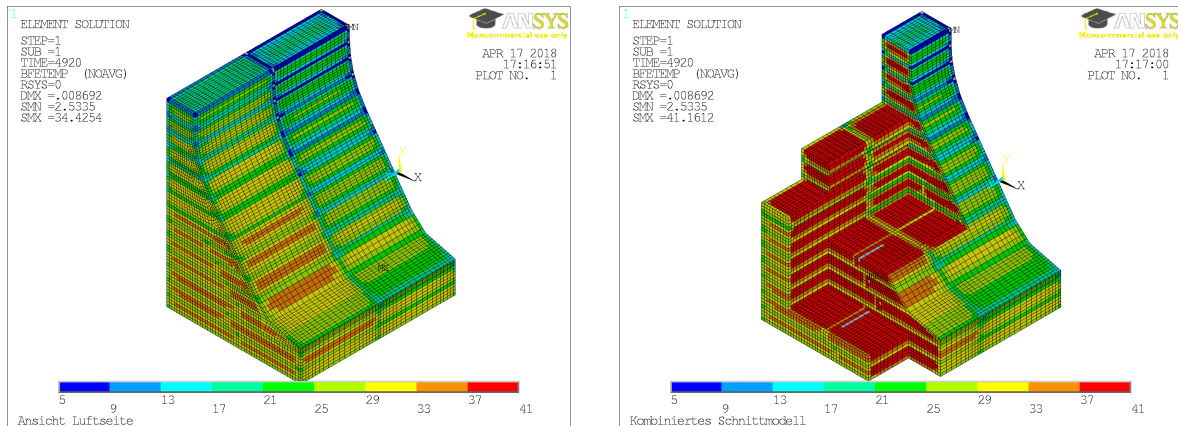
**Abbildung 7.11:** MV 6: Frischbetontemperatur  $T_0 = 15 \text{ }^\circ\text{C}$  und Baubeginn am 1. Januar: Steifigkeits-, Spannungs- und Nullspannungsentwicklung der einzelnen Kontrollelemente (CE1 bis CE7) des BA 8 innerhalb der ersten zehn Tage.

Aufgrund der kühlenden Wirkung der Nachbehandlung der Oberseite des BA (CE 2) wird die Betontemperatur dort trotz ablaufender Hydratation so gering gehalten, dass keine nennenswerten Druckspannungen entstehen. Die Nullspannungstemperatur fällt daher hier am geringsten aus. Der Temperaturverlauf des CE 2 wird unmittelbar vom Tagesgangs der winterlichen Umgebungstemperatur beeinflusst. An den vertikalen Oberflächen (CE 4, CE 5 und CE 6) ist dieser Einfluss innerhalb der ersten acht Tage infolge der isolierenden Wirkung der über diesen Zeitraum gestellten Schalung nur reduziert vorhanden. Bedingt durch die Schalung sind auch die Temperaturverläufe und die daran gekoppelten Spannungsentwicklungen der Kontrollelemente CE 4, CE 5 und CE 6 innerhalb der ersten acht Tage identisch (Kapitel 7.1). Erst nach Abnahme der Schalung weisen auch die Verläufe des CE 4, CE 5 und CE 6 einen ausgeprägten Tagesgang auf und weichen infolge der unterschiedlichen Sonneneinstrahlung auf die jeweils zugeordneten Oberflächen voneinander ab. Die zugehörigen Nullspannungstemperaturen bleiben jedoch annähernd gleich, da die Steifigkeitsentwicklung zum Zeitpunkt der Schalungsabnahme bereits zum größten Teil abgeschlossen ist.

### 7.2.2 Räumliche Verteilung der Nullspannungstemperaturen

Die räumliche Verteilung der Nullspannungstemperatur in der Staumauer ist exemplarisch für die Modellierungsvariante MV 1 in Abbildung 7.12 dargestellt. Auf der linken Seite ist das Modell der strukturmechanischen Berechnung (VBL III und NBL II) mit den Nullspannungstemperaturen an der Staumaueroberfläche abgebildet. Für die Visualisierung der Nullspannungstemperaturen im Bauwerksinneren ist auf der rechten Seite dasselbe Modell in mehreren miteinander kombinierten Ebenen geschnitten. Eine ausführlichere visuelle Darstellung aller untersuchten Modellierungsvarianten (MV 1 bis MV 8) befindet sich im Anhang E.2.2.

Die Nullspannungstemperatur ist im inneren der Betonierabschnitte mit bis zu 41 °C am höchsten und nimmt zu den Rändern der einzelnen Betonierabschnitte hin ab. Die Nullspannungstemperatur in den horizontalen Arbeitsfugen ist dabei geringer als in den vertikalen Arbeitsfugen. Dies ist auf die zusätzliche Kühlung der horizontalen Oberseiten der Betonierabschnitte durch die Nachbehandlung im Anschluss an die Herstellung zurückzuführen. Am niedrigsten liegen die Nullspannungstemperaturen jeweils in den Eckbereichen der einzelnen Betonierabschnitte, da dort die größte Wärmeabgabe an die Außenumgebung während der Hydratation stattfindet. Als Folge der Herstellungsdauer von sieben Monaten und der damit einhergehenden jahreszeitlich bedingten unterschiedlichen Außentemperaturen fallen die Nullspannungstemperaturen an den Oberflächen der einzelnen Betonierabschnitte unterschiedlich aus (Kapitel 7.2.3).



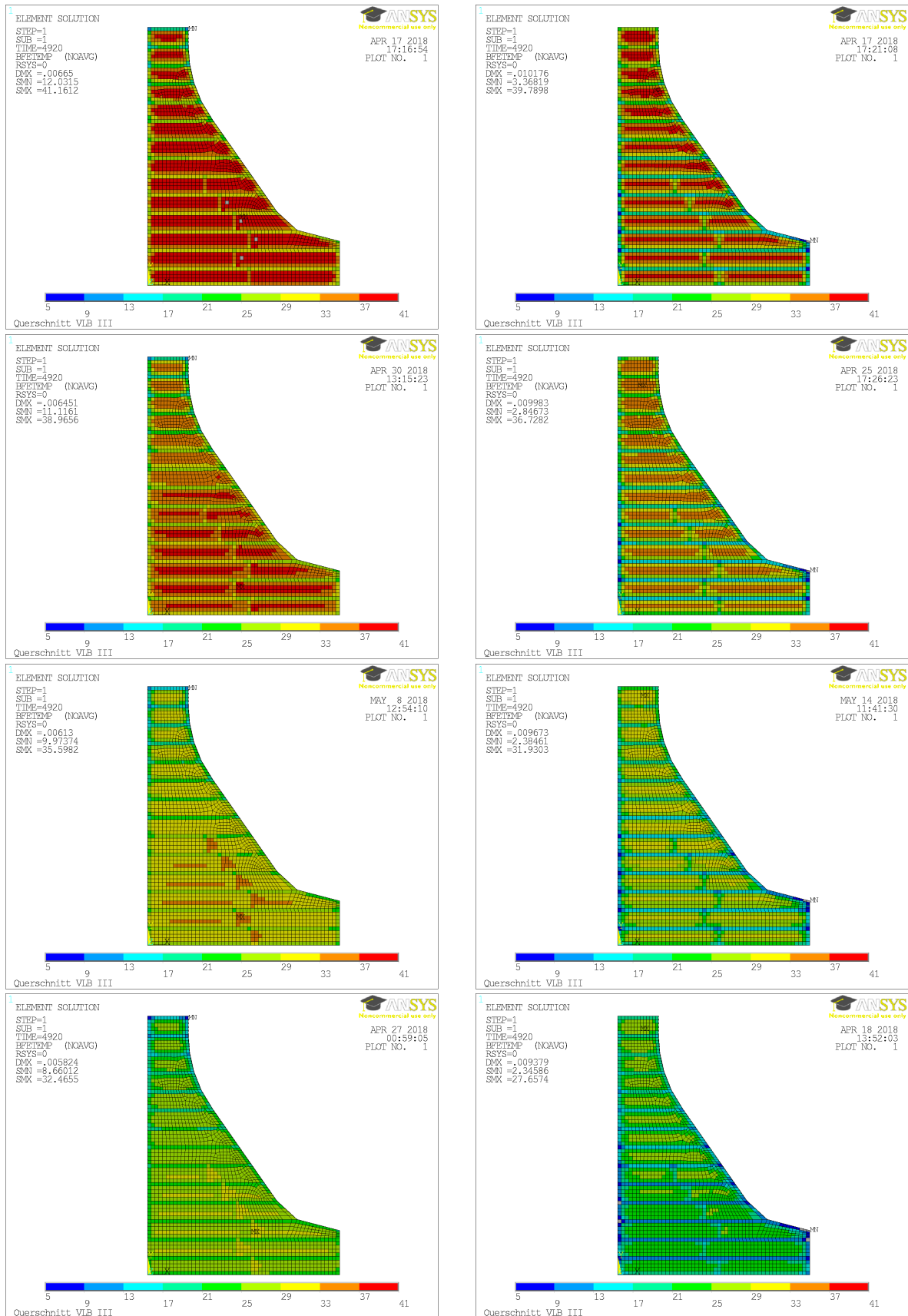
**Abbildung 7.12:** Räumliche Verteilung der Nullspannungstemperatur an der Oberfläche (links) und innerhalb der Stauwand, dargestellt anhand mehrerer verschiedener miteinander kombinierter Schnittführungen (rechts)

### 7.2.3 Einfluss der Lufttemperatur

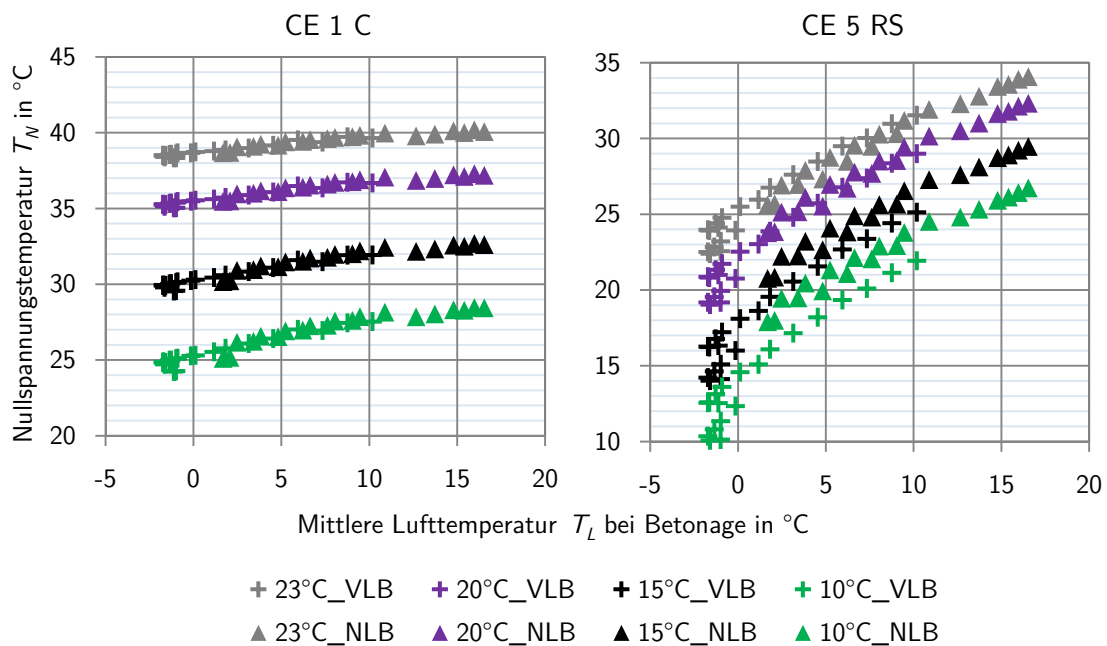
In Abbildung 7.13 sind die resultierenden Nullspannungstemperaturen der acht Modellierungsvarianten (MV 1 bis MV 8) über den Querschnitt des VBL III dargestellt. Von oben nach unten variiert die Frischbetontemperatur, wobei links jeweils die Ergebnisse der Varianten mit Baubeginn am 1. Juli und rechts jeweils die mit Baubeginn am 1. Januar dargestellt sind. In den Berechnungen, die den linken Abbildungen zu Grunde liegen, wirken zum Beginn sommerliche Temperaturen auf die Stauwand ein, die über die Bauzeit allmählich in winterliche Temperaturen übergehen. Während die untersten BA Außentemperaturen zwischen 11 °C und 21 °C ausgesetzt sind, liegen die Außentemperaturen bei der Herstellung des obersten BA Mitte November (130 Tage nach Baubeginn, Abb. 5.6) hingegen zwischen 0 °C und 6 °C (Abb. 5.1). Dies spiegelt sich in den resultierenden Nullspannungstemperaturen wieder. Nach oben hin werden die Nullspannungstemperaturen zu den Randbereichen der einzelnen BA hin zunehmend niedriger. In den Berechnungen, die den rechten Abbildungen zu Grunde liegen, wirken zu Beginn hingegen winterliche Temperaturen auf die Mauer ein, die über die Bauzeit allmählich in sommerliche Temperaturen übergehen. Deshalb sind hier die Nullspannungstemperaturen in den Randbereichen der untersten BA am niedrigsten und nehmen nach oben hin allmählich zu.

In Abbildung 7.14 sind die Nullspannungstemperaturen aller BA für die Kernbereiche (links) und die oberflächennahen Bereiche (rechts) in Abhängigkeit der mittleren Lufttemperatur während der Betonage dargestellt. Die Farben differenzieren die Ergebnisse der Berechnungen mit den vier Frischbetontemperaturen 10, 15, 20 und 23 °C. Die Ergebnisse des Vorläuferblocks VBL III sind als Kreuze und die des Nachläuferblocks NBL II als Dreiecke dargestellt.

## 7.2 Ergebnisse der elastischen Berechnungen



**Abbildung 7.13:** Nullspannungstemperaturen im Querschnitt des VBL für die unterschiedlichen Frischbetontemperaturen (von oben nach unten 23 °C, 20 °C, 15 °C, 10 °C) für den Baubeginn am 01. Juli (links) und den Baubeginn am 01. Januar (rechts)



**Abbildung 7.14:** Einfluss der Lufttemperatur  $T_L$  auf die Nullspannungstemperaturen  $T_N$  im Kern (links) und an der Oberfläche (rechts) für die untersuchten Frischbetontemperaturen  $T_0$  (10, 15, 20 und 23 °C)

Im Kernbereich besitzt die Außentemperatur nur einen untergeordneten Einfluss auf die Nullspannungstemperatur. Bei einer Differenz der Außentemperatur von ca. 20 °C beträgt die Differenz der Nullspannungstemperatur mit 2 °C bis 4 °C nur 10 % bis 20 % der Außentemperaturdifferenz. Dabei ist der Einfluss der Außentemperatur auf die Nullspannungstemperatur bei niedrigeren Frischbetontemperaturen  $T_0$  ausgeprägter, als bei hohen Frischbetontemperaturen. In den oberflächennahen Bereichen (CE 5) hingegen besitzt die Außentemperatur einen signifikanten Einfluss. Auch hier ist der Einfluss bei geringeren Frischbetontemperaturen  $T_0$  größer als bei höheren Frischbetontemperaturen. Für eine Differenz der Außentemperatur von ca. 20 K liegen hier die Differenzen der Nullspannungstemperaturen zwischen 13 K (bei  $T_0 = 23$  °C) und 18 K (bei  $T_0 = 10$  °C).

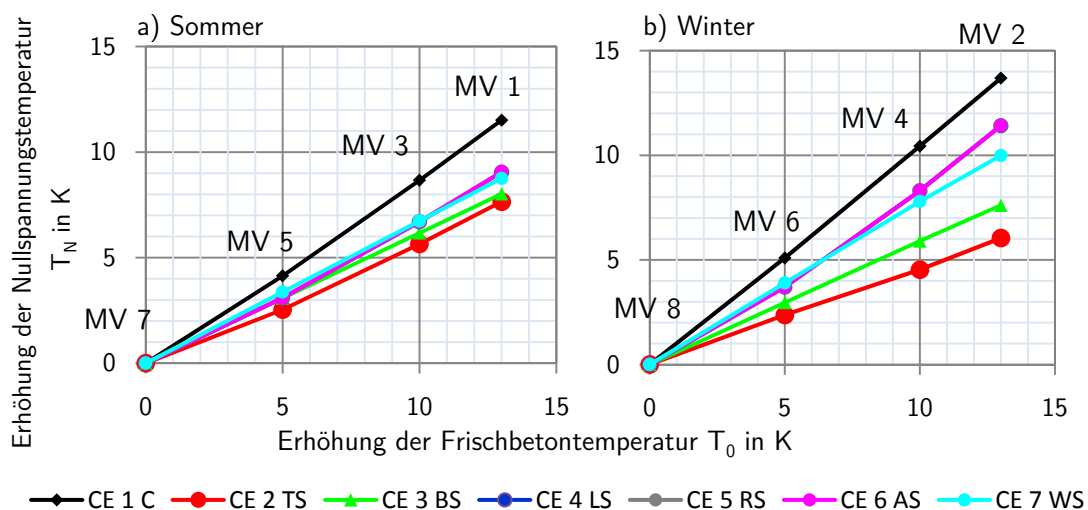
### 7.2.4 Unterschiede zwischen dem Vorläufer- und Nachläuferblock

Bei gleicher Außentemperatur weisen die Nullspannungstemperaturen im Kern der Betonierabschnitte des Vorläuferblocks (VBL) und des Nachläuferblocks (NBL) keine wesentlichen Unterschiede auf (Abb. 7.14). Die Nullspannungstemperaturen im Bereich der Blockfugen (CE 5) hingegen liegen im NBL ca. 2 K höher als im VBL. Dies ist darauf zurückzuführen, dass beim NBL hier seitlich keine Wärmeabgabe mehr an die Außenumgebung möglich ist, sondern ein Wärmeaustausch mit dem Beton des benachbarten VBL stattfindet.

### 7.2.5 Einfluss der Frischbetontemperatur

Die Nullspannungstemperaturen erhöhen sich mit zunehmender Frischbetontemperatur (Abb. 7.14). In Abbildung 7.15 sind analog zu Abbildung 7.6 die Erhöhungen der Nullspannungstemperaturen des BA 8 in Abhängigkeit der Erhöhung der Frischbetontemperatur dargestellt. Ebenso wie die Zunahme der maximalen Betontemperatur  $T_{i,max}$  erfolgt auch die Zunahme der elastischen Nullspannungstemperatur  $T_N$  in Abhängigkeit der Frischbetontemperatur  $T_0$  annähernd linear.

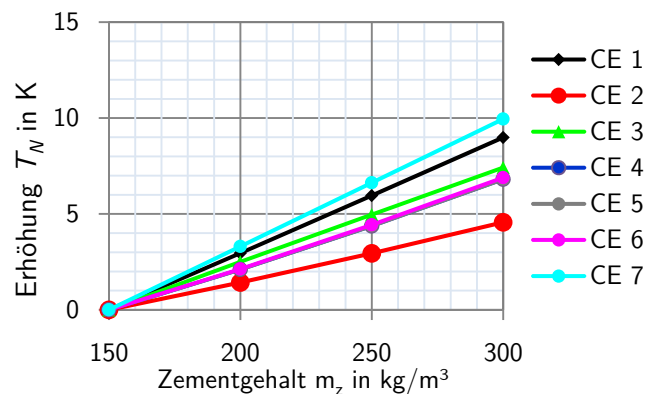
Eine Zunahme der Frischbetontemperatur wirkt sich im Kernbereich (CE 1) am stärksten auf die Nullspannungstemperatur aus. In den Randbereichen sind die Zunahmen geringer, da in den Randbereichen ein größerer Wärmeaustausch mit der Außenumgebung stattfindet. Im Kern (CE 1) und an den eingeschalteten Oberflächen (CE 4 bis CE 6) besitzt die Erhöhung der Frischbetontemperatur bei winterlichen Außentemperaturen einen etwas höheren Einfluss auf die Nullspannungstemperatur als bei sommerlichen Außentemperaturen. An der infolge der Nachbehandlung gekühlten Oberseite des BA (CE 2) hingegen besitzt die Frischbetontemperatur im Sommer einen etwas höheren Einfluss als im Winter. Die Nachbehandlung hat auch auf die Nullspannungstemperatur im unteren Bereich des BA (CE 3) einen Einfluss, da der BA auf der gekühlten Oberfläche des darunterliegenden BA aufbetoniert wird. Reduzierender und erhöhender Einfluss gleichen sich im CE 3 aus, so dass hier im Sommer und Winter keine unterschiedliche Zunahme der Nullspannungstemperatur bei Erhöhung der Frischbetontemperatur feststellbar ist.



**Abbildung 7.15:** Zunahme der Nullspannungstemperatur in Abhängigkeit der Erhöhung der Frischbetontemperatur für die einzelnen Kontrollelemente des BA 8 in Bezug auf die Nullspannungstemperaturen bei einer Frischbetontemperatur von  $T_0 = 10 \text{ }^\circ\text{C}$

### 7.2.6 Einfluss des Zementgehaltes auf die Nullspannungstemperatur

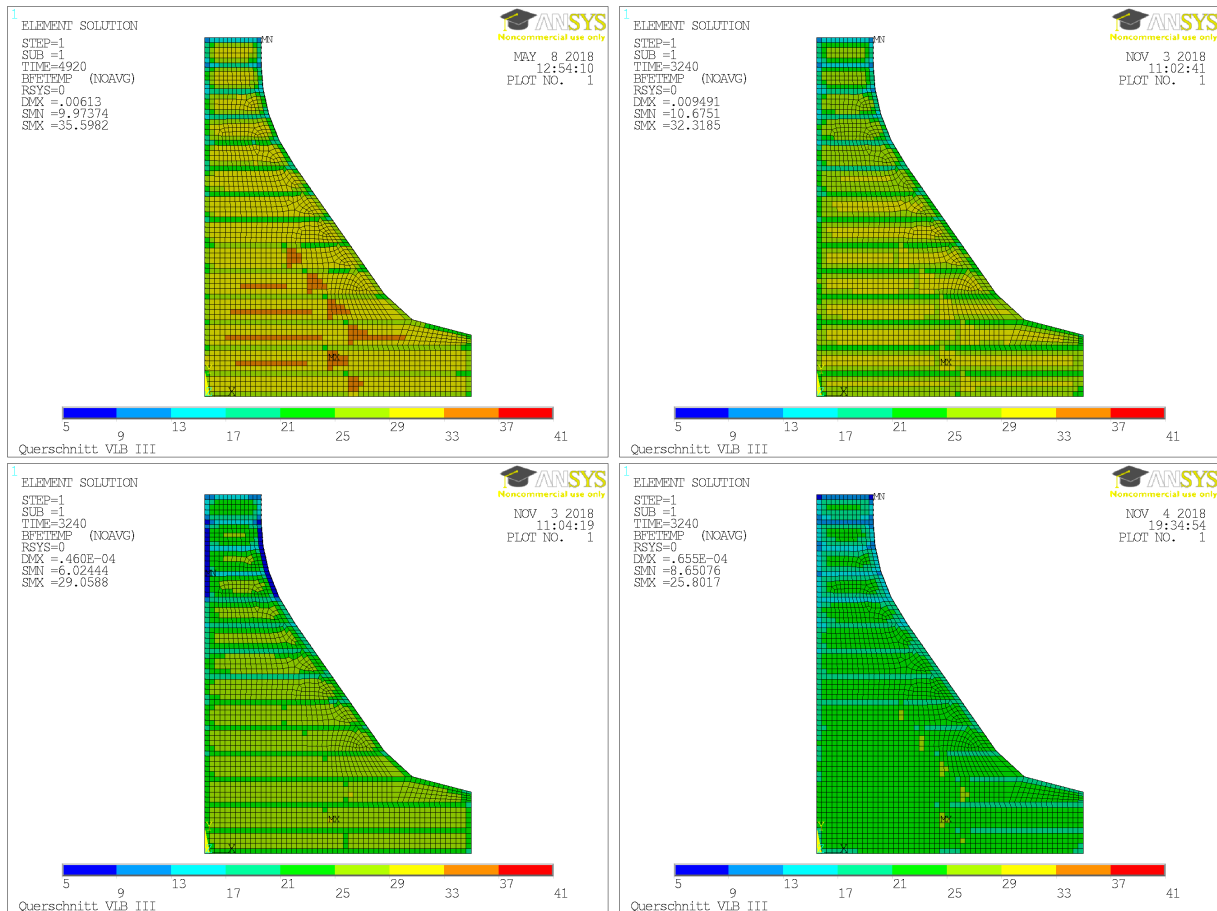
Abbildung 7.16 zeigt die Erhöhung der Nullspannungstemperatur in Abhängigkeit des Zementgehalts für die vier durchgeführten Berechnungen mit unterschiedlichen Zementgehalten der Modellierungsvariante MV 5. Der Einfluss des Zementgehalts ist annähernd linear und liegt zwischen 3 K und 7 K pro 100 kg Zement pro Kubikmeter Beton.



**Abbildung 7.16:** Zunahme der Nullspannungstemperatur  $T_N$  in Abhängigkeit des Zementgehalts  $m_z$  für die einzelnen Kontrollelemente des BA 8 bezogen auf die Nullspannungstemperaturen bei  $m_z = 150 \text{ kg/m}^3$

Die größte Erhöhung der Nullspannungstemperatur mit steigendem Zementgehalt ergibt sich im Kernbereich des BA (CE 1) und der vertikalen Arbeitsfuge (CE 7), da hier der geringste Wärmeaustausch mit der Außenumgebung stattfindet. An den vertikalen freien Oberflächen (CE 4, CE 5 und CE 6) hingegen fällt der Einfluss des Zementgehalts durch den direkten Wärmeaustausch mit der Umgebung geringer aus, als im inneren der Mauer (CE 1, CE 3 und CE 7). Am geringsten ist der Einfluss auf die Oberseite des BA, da diese durch die Nachbehandlung die größte Kühlung innerhalb des BA erfährt. Dies wirkt sich auch auf die Unterseite (CE 3) des BA 8 aus, die auf die gekühlte Oberseite des darunterliegenden BA 4 betoniert wird. Der Einfluss des Zementgehalts ist daher im CE 3 geringer, als im CE 1 oder CE 7, obwohl er sich ebenfalls nicht in der Nähe der freien Oberfläche befindet.

Durch die unterschiedlich stark ausgeprägten Einflüsse des Zementgehalts auf die Nullspannungstemperatur reduziert sich mit abnehmendem Zementgehalt zunehmend der Unterschied der Nullspannungstemperaturen zwischen den einzelnen Bereichen des Mauerquerschnittes. Durch die größere Reduktion in den Kernbereichen nähern sich die höheren Nullspannungstemperaturen im Kernbereich bei abnehmendem Zementgehalt zunehmend den niedrigeren Nullspannung-



**Abbildung 7.17:** Nullspannungstemperaturen der verschiedenen Zementgehalte im VBL III für die MV 5 (oben links  $m_z = 300 \text{ kg/m}^3$ , oben rechts  $m_z = 250 \text{ kg/m}^3$ , unten links  $m_z = 200 \text{ kg/m}^3$  und unten rechts  $m_z = 150 \text{ kg/m}^3$ )

stemperaturen der Arbeitsfugen und Oberflächen an. So ergibt sich bei  $m_z = 150 \text{ kg/m}^3$  (Abb.7.17 unten rechts) eine über den gesamten Mauerquerschnitt nahezu einheitliche Nullspannungstemperatur, während bei  $m_z = 300 \text{ kg/m}^3$  (Abb.7.17 oben links) eine deutliche Unterscheidung der Nullspannungstemperatur zwischen den Kernbereichen des BA und den Arbeitsfugen vorliegt.

### 7.2.7 Fazit der elastischen Berechnung

Die Außentemperatur beeinflusst nicht nur die Nullspannungstemperaturen der späteren wasser- und luftseitigen Oberflächen, sondern auch die Bereiche der späteren vertikalen und horizontalen Arbeitsfugen. Die Nullspannungstemperaturen im Kernbereich der Betonierabschnitte werden hingegen nur untergeordnet beeinflusst. Eine Änderung der Frischbetontemperatur besitzt hingegen in den Kernbereichen der Betonierabschnitte einen größeren Einfluss als an

den Arbeitsfugen und Oberflächen. Ebenso beeinflusst auch der Zementgehalt des Betons die Nullspannungstemperatur in den Kernbereichen mehr als an den Arbeitsfugen und Oberflächen. Bei höheren Zementgehalten fallen die Unterschiede der Nullspannungstemperaturen zwischen den Arbeitsfugen, Oberflächen und Kernbereichen höher aus als bei niedrigeren Zementgehalten.

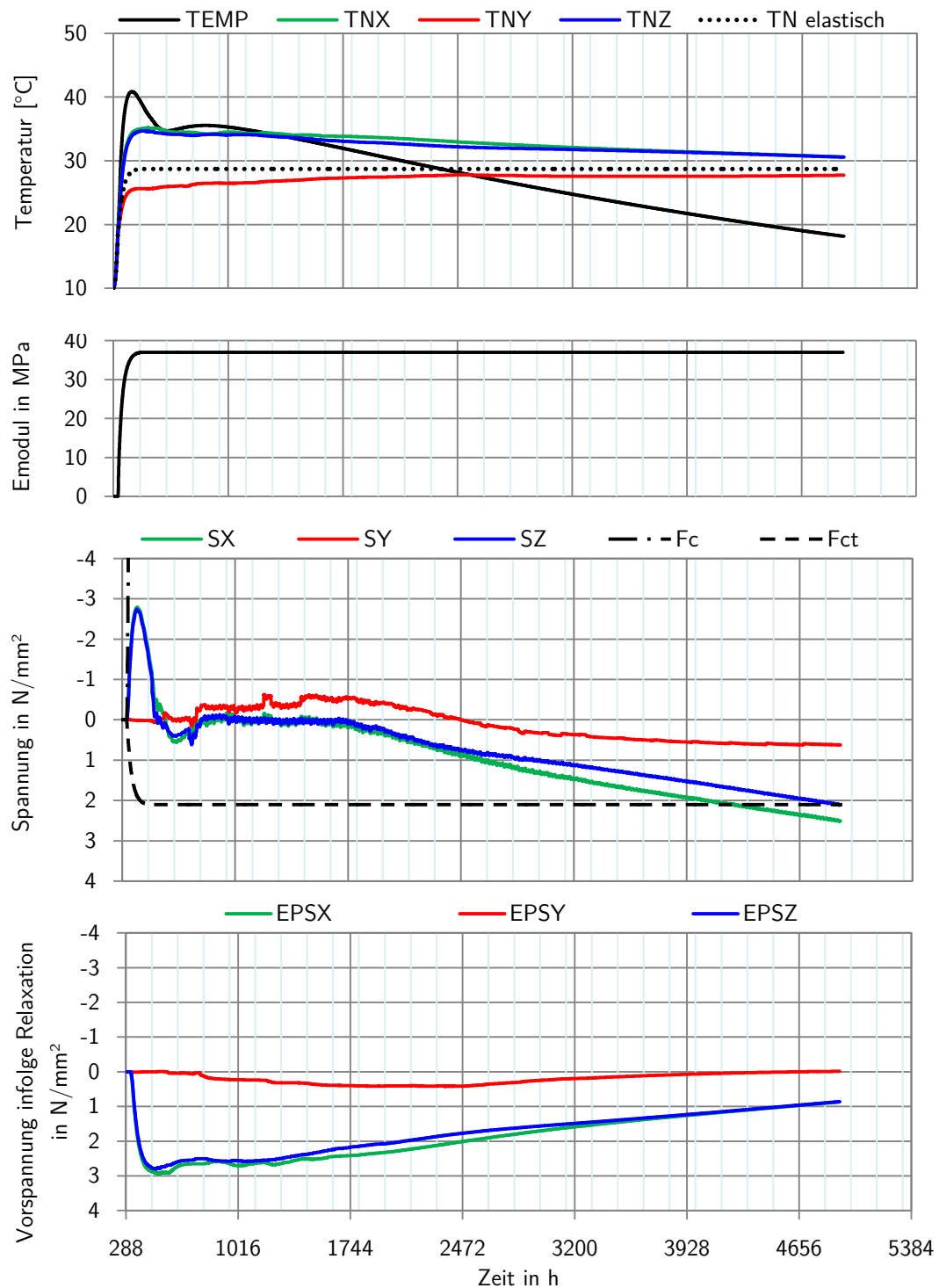
Vorläuferblöcke (VBL) kühlen grundsätzlich schneller ab als die Nachläuferblöcke (NBL), da diese auch seitlich (Flächen der späteren Blockfugen) Wärme abgeben. Die resultierende Nullspannungstemperatur wird dadurch jedoch nur untergeordnet beeinflusst, da sich diese bereits innerhalb der ersten Tage nach der Betonage ausbildet, während der BA noch eingeschalt ist. Die Schalung hemmt durch ihre Wärmedämmung die schnellere Auskühlung des VBL im Vergleich zum NBL. Nur an den Unterseiten der Betonierabschnitte entstehen größere Unterschiede der Nullspannungstemperaturen zwischen VBL und NBL, da diese Bereiche jeweils auf einen bereits ausgekühlten Betonierabschnitt betoniert wird, wobei die Oberflächen des VBL bereits stärker abgekühlt sind als die des NBL.

## 7.3 Ergebnisse der viskoelastischen Berechnungen

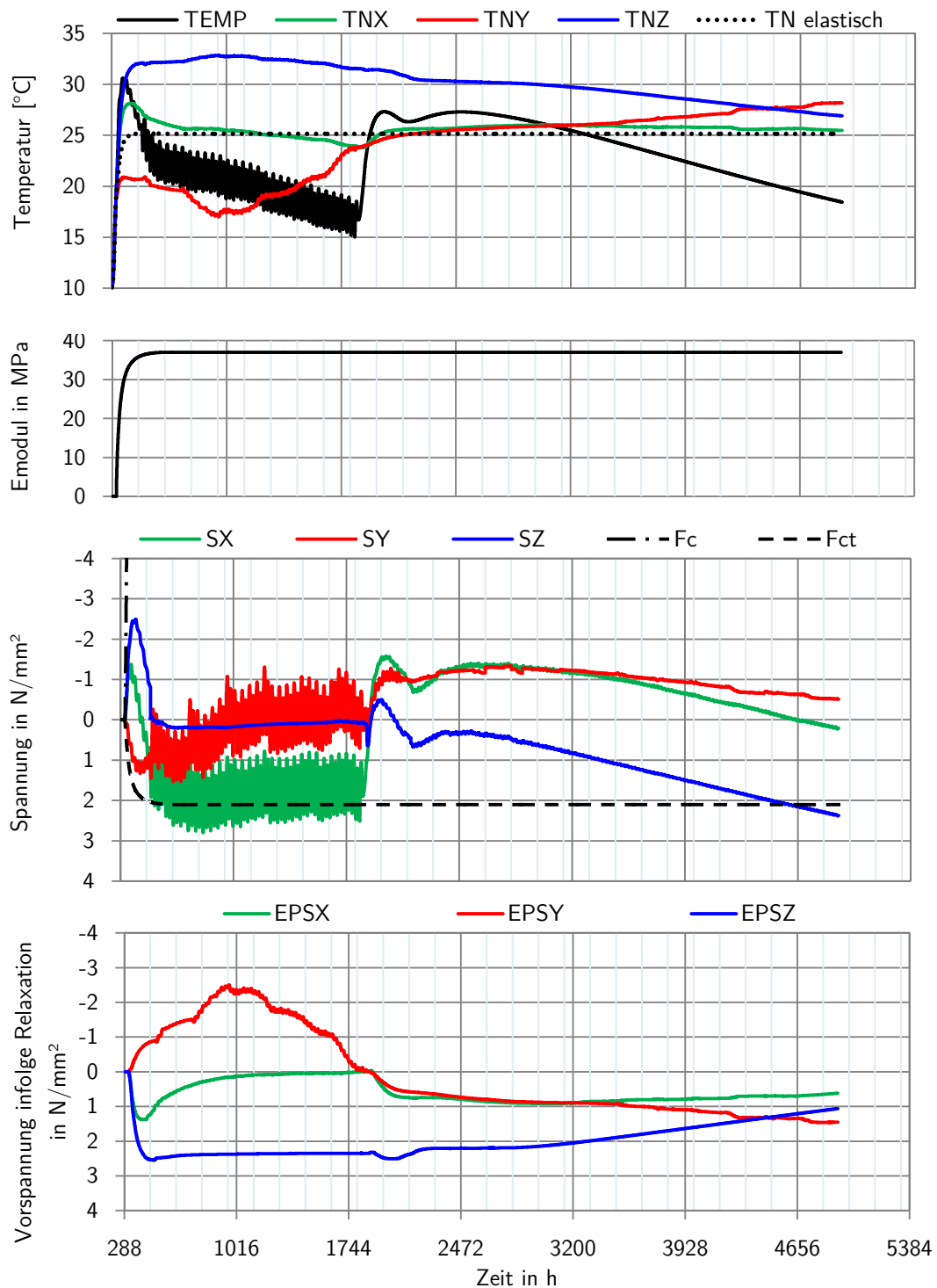
### 7.3.1 Zeitliche Entwicklung der Nullspannungstemperaturen

Abbildung 7.18 und 7.19 zeigen exemplarische Ergebnisse der viskoelastischen Berechnung MV 7R. Es sind die Temperatur-, Nullspannungstemperatur-, Steifigkeits- und Spannungsverläufe der beiden Kontrollelemente CE 1 (Blockmitte) und CE 5 (seitliche Oberfläche) des BA 8 von dessen Betonage bis zur Fertigstellung der Staumauer dargestellt.

Das oberste Diagramm zeigt die hydratationsbedingte Erwärmung und die anschließende Abkühlung des jeweiligen Kontrollelements (schwarze Linie) aus der zugehörigen thermischen Berechnung (Kapitel 7.1.2). Des Weiteren sind die resultierenden Nullspannungstemperaturen  $T_N$  der drei Normalenrichtungen abgebildet (grüne, rote und blaue Linie). Zum Vergleich ist ebenfalls die isotrope Nullspannungstemperatur der elastischen Berechnung dargestellt (schwarz punktierte Linie). Das zweite Diagramm von oben zeigt die jeweilige Steifigkeitsentwicklung anhand des Elastizitätsmoduls. Die Steifigkeitsentwicklung im Kern (CE 1) ist nach ca. einer Woche und am Rand des BA (CE 5) nach ca. zwei Wochen abgeschlossen. Das dritte Diagramm von oben zeigt die im jeweiligen Kontrollelement vorhandenen Spannungen in den Normalenrichtungen unter Berücksichtigung der Relaxation. Zusätzlich ist die Entwicklung der Druckfestigkeit  $F_c$  und Zugfestigkeit  $F_{ct}$  abgebildet (gestrichelte Linien).



**Abbildung 7.18:** MV 7R: Frischbetontemperatur  $T_0 = 10\text{ °C}$  und Baubeginn am 1. Juli. Temperatur-, Nullspannungstemperatur-, Steifigkeits- und Spannungsverläufe des CE 1 des BA 8 von der Betonage bis zur Fertigstellung der Staumauer (hellgraue vertikale Hilfslinien = 1 Woche, dunkelgraue vertikale Hilfslinien = 1 Monat).



**Abbildung 7.19:** MV 7R: Frischbetontemperatur  $T_0 = 10 \text{ }^\circ\text{C}$  und Baubeginn am 1. Juli: Temperatur-, Nullspannungstemperatur-, Steifigkeits- und Spannungsverläufe des CE 5 des BA 8 von der Betonage bis zur Fertigstellung der Staumauer (hellgraue vertikale Hilfslinien = 1 Woche, dunkelgraue vertikale Hilfslinien = 1 Monat).

Im untersten Diagramm sind die aufgebrauchten Vorspannungen infolge Relaxation (6.25) der Normalenrichtungen dargestellt. Die Vorspannung  $\sigma_V$  entspricht jeweils der relaxierten Spannung  $\sigma_R$  mit inversem Vorzeichen. Dadurch reduziert sie bei der Überlagerung mit der temperaturinduzierten Spannung diese um den relaxierten Anteil. Bei Druckspannungen (-) entwickelt sich eine positive Vorspannung oder reduziert sich eine bereits vorhandene negative Vorspannung. Bei Zugspannungen (+) hingegen entwickelt sich eine negative Vorspannung oder reduziert sich eine bereits vorhandene positive Vorspannung. Bei einem Vorzeichenwechsel der Spannung (Zug/Druck) ändert sich folglich das Vorzeichen der Steigung der Vorspannung. Die Änderungsrate der Vorspannung ist bei hohem Relaxationsvermögen zum Belastungsbeginn und bei hohen Spannungen am größten. Mit abnehmender Spannung und zunehmendem Belastungs- und Betonalter reduziert sich die Änderungsrate der Vorspannung.

Im Kern (Abb. 7.18) entwickeln sich mit zunehmender Erwärmung ausgeprägte Druckspannungen in x- und z-Richtung, da die Ausdehnung in diesen Richtungen durch den angrenzenden BA 6 und die Schalung behindert wird. In y-Richtung hingegen kann sich der BA frei nach oben verformen. Daher stellen sich hier erst Spannungen ein, wenn zehn Tage später der darüberliegende BA 12 betoniert wird. Dessen Ausdehnung in y-Richtung wird anteilig an den BA 8 übertragen und dort in Druckspannungen umgesetzt. Die Druckspannungen in x- und z-Richtung erfahren eine starke Relaxation (Zuwachs der Vorspannung infolge Relaxation (+)). Dadurch sind die Druckspannungen bei der Abkühlung deutlich früher abgebaut als bei der elastischen Berechnung. Die anschließenden Zugspannungen unterliegen ebenfalls der Relaxation, wodurch die Vorspannung infolge der Relaxation allmählich wieder abgebaut wird. Aufgrund der Relaxation der Druckspannungen fallen die Nullspannungstemperaturen  $T_{N,x}$  und  $T_{N,z}$  zunächst höher aus als im elastischen Fall (gepunktete schwarze Linie). Durch die anschließende Relaxation der Zugspannungen nehmen die beiden Nullspannungstemperaturen jedoch wieder ab, bis sie zur Fertigstellung der Staumauer ähnliche Werte wie im elastischen Fall erreichen. Die Nullspannungstemperaturen der Normalenrichtungen nähern sich im Kernbereich des BA während des Herstellungszeitraums der Staumauer aneinander an.

Am Rand der späteren Blockfuge (Abb. 7.19) entstehen in x- und z-Richtung zunächst ebenfalls Druckspannungen. In z-Richtung klingt diese jedoch nach Abnahme der Schalung nach acht Tagen vollständig ab. Erst nach der Herstellung des benachbarten BA 35 im NBL II wird die Verformbarkeit in z-Richtung wieder eingeschränkt, wodurch sich erneut Spannungen in z-Richtung ergeben. In y-Richtung werden die Randfasern des BA zunächst durch die größere Ausdehnung des Kernbereichs nach oben auseinandergezogen, weshalb hier trotz einer Erwärmung zunächst Zugspannungen auftreten. Diese Zugspannungen relaxieren, wodurch

zunächst eine kleinere Nullspannungstemperatur  $T_{N,y}$  resultiert als im elastischen Fall. Durch den anschließenden Wechsel in die Druckzone wird diese Differenz wieder allmählich abgebaut, bis die Nullspannungstemperatur  $T_{N,y}$  anschließend bis zur Fertigstellung der Staumauer größer wird als im elastischen Fall. Auch in x-Richtung verursacht die größere Ausdehnung des Kernbereichs anteilige Zugspannungen in den Randfasern des BA, welche die Druckspannungen in x-Richtung überlagern und damit reduzieren. Dadurch fällt auch die Vorspannung infolge Relaxation in x-Richtung geringer aus als in z-Richtung. Im Gegensatz zum Kernbereich nähern sich hier die Nullspannungstemperaturen der Normalenrichtungen nicht aneinander an.

Abbildung 7.18 und 7.19 zeigen, dass die Zugfestigkeit  $F_{ct}$  selbst bei der niedrigen Frischbetontemperatur ( $T_0 = 10 \text{ °C}$ ) stellenweise überschritten wird. Diese Spannungsüberschreitungen werden im verwendeten Modell nicht umgelagert, um die resultierende Nullspannungstemperatur nicht zu beeinflussen. Die Spannungsumlagerung hat erst in den Standsicherheitsberechnungen, in denen die hier ermittelte Nullspannungstemperaturen Verwendung finden, zu erfolgen.

### 7.3.2 Auswirkung der Relaxation auf die räumliche Verteilung der Nullspannungstemperatur

Abbildung 7.20 vergleicht die elastischen und viskoelastischen Nullspannungstemperaturen im Querschnitt des VBL III. Auf der rechten Seite sind die Verteilungen der Nullspannungstemperaturen  $T_{N,1}$  in der Hauptzugspannungsrichtung (6.46) für die drei durchgeführten viskoelastischen Berechnungen dargestellt. Auf der linken Seite hingegen sind die Verteilungen der isotropen elastischen Nullspannungstemperaturen der jeweils zugehörigen elastischen Berechnung abgebildet. Die Frischbetontemperatur nimmt dabei von oben nach unten ab.

Im elastischen Fall wird die räumliche Verteilung der Nullspannungstemperatur hauptsächlich durch die Struktur der Betonierabschnitte und die Anordnung der Arbeitsfugen geprägt. Im viskoelastischen Fall ist diese Struktur ebenfalls sichtbar, allerdings zeichnet sich hier zusätzlich eine betonierabschnittübergreifende Verteilung der Nullspannungstemperatur ab. So bildet sich im unteren Kernbereich der Mauer ein großräumiger Bereich aus, der höhere Nullspannungstemperaturen aufweist als die restlichen Bereiche der Staumauer.

Dies erscheint plausibel, da dieser innere Kernbereich der Mauer größeren Zwängungen ausgesetzt ist als die oberflächennahen Bereiche. Durch diese Verformungseinschränkung ergeben sich im inneren der Staumauer grundsätzlich höhere Spannungsanteile als an den Rändern des Staumauerquerschnittes, wodurch die Relaxation dort auch einen größeren Einfluss be-

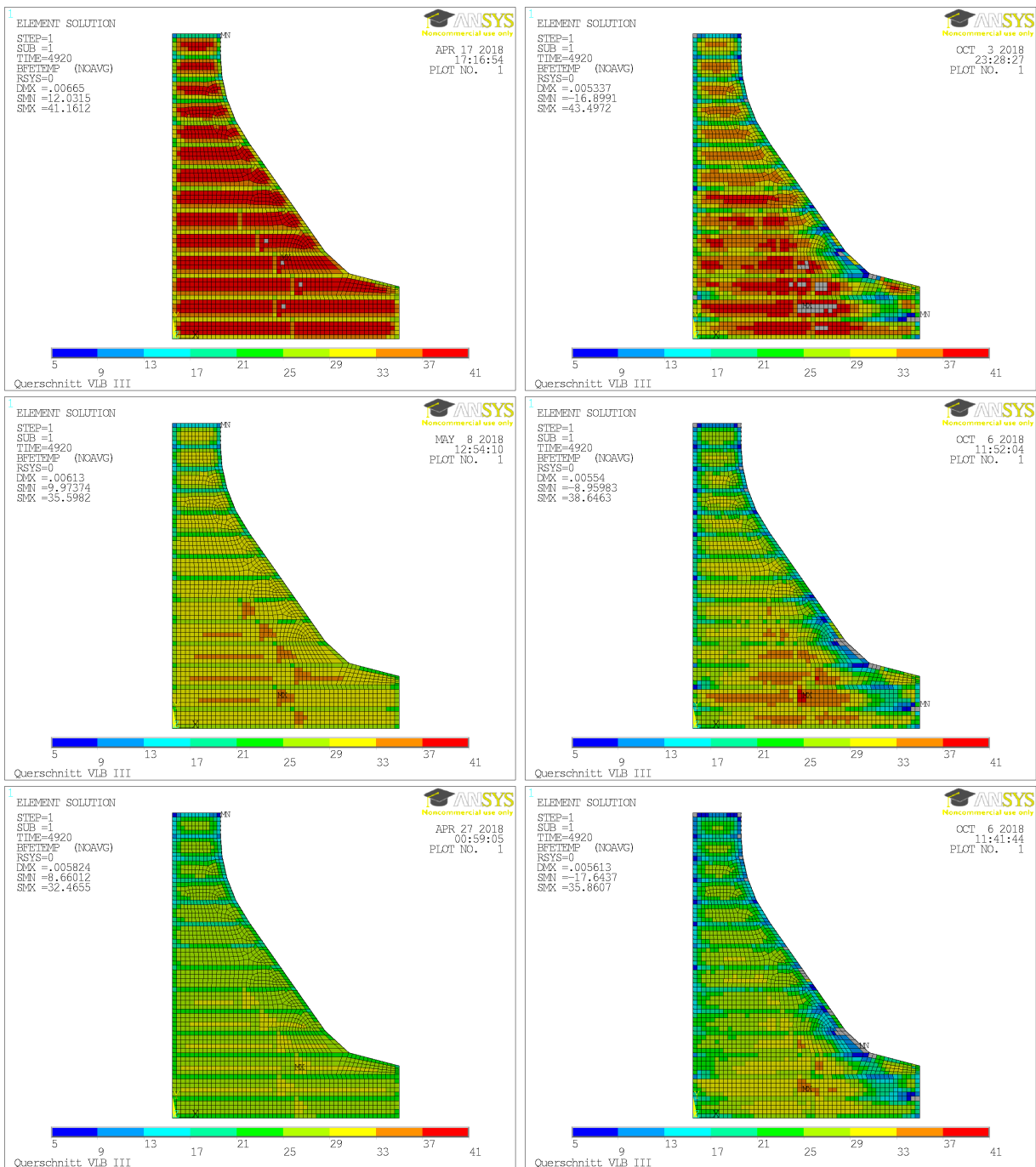
sitzt. Da zu Beginn, während der Beton noch das größte Relaxationsvermögen aufweist, im Kernbereich der Mauer hauptsächlich Druckspannungen infolge der hydratationsbedingten Erwärmung herrschen, resultiert daraus eine zunächst erhöhte Nullspannungstemperatur. Der langfristige Betrag dieser Erhöhung ist jedoch auch vom anschließenden Abkühlungsprozess abhängig. Die Abkühlung bewirkt Zugspannungen im Beton, welche durch die Relaxation die Nullspannungstemperaturen wieder allmählich senken.

Die Erhöhung der Nullspannungstemperatur im Kernbereich der Mauer gegenüber der elastischen Berechnung fällt bei  $T_0 = 10\text{ °C}$  (unten) und  $T_0 = 15\text{ °C}$  (Mitte) höher aus als bei  $T_0 = 23\text{ °C}$  (oben). Bei  $T_0 = 23\text{ °C}$  sind die maximalen Nullspannungstemperaturen im Kernbereich der Mauer annähernd gleich wie bei der elastischen Berechnung. Dies resultiert aus der mit steigender Frischbetontemperatur zunehmenden Differenz zwischen Mauertemperatur und Außentemperatur. Dies führt bei höheren Frischbetontemperaturen zu einer stärkeren Abkühlung des Betons als bei niedrigeren Frischbetontemperaturen. Daraus ergeben sich höhere Zugspannungen und somit auch eine höhere Relaxation unter Zug, die die Nullspannungstemperaturen senken.

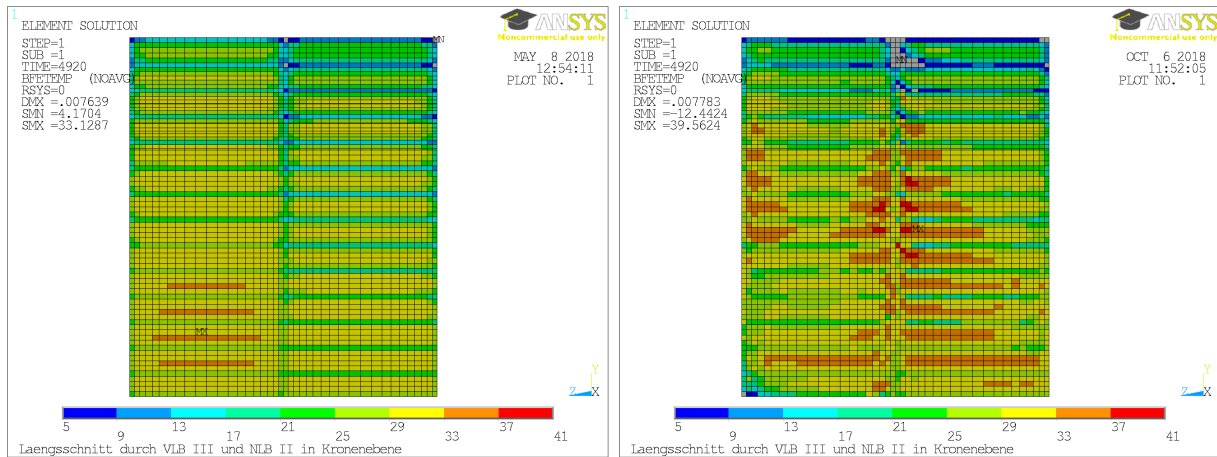
An den freien Oberflächen der Wasser- und Luftseite der Staumauer haben sich die Nullspannungstemperaturen durch die Relaxation gegenüber den elastischen Berechnungsergebnissen reduziert. Dies lässt sich dadurch erklären, dass diese Oberflächen zu Beginn, trotz einer Erwärmung des Betons, Zugspannungen ausgesetzt sind. Diese ergeben sich dadurch, dass die Ausdehnung der stärkeren Erwärmung im Kern des BA die Randfasern an den freien Oberflächen auseinanderzieht. Relaxation unter Zugspannungen verkleinert die resultierenden Nullspannungstemperaturen.

Der Längsschnitt durch den VBL III und den NBL II (Abb. 7.21) zeigt eine Asymmetrie der Nullspannungstemperaturen über die Blockbreite. Diese ist primär im NBL II vorhanden und ergibt sich durch die unterschiedlichen Lagerungsbedingungen an den jeweils angrenzenden Blockfugen. Während in der Blockfuge zwischen dem VBL III und dem NBL II die beiden Blöcke miteinander interagieren, sind die beiden außenliegenden Blockfugen vereinfachend frei verformbar (Kapitel 5.6). Zur Blockfuge hin fallen die Nullspannungstemperaturen im viskoelastischen Fall höher aus als im elastischen Fall. Dies lässt sich analog zu den erhöhten Nullspannungstemperaturen im unteren Kernbereich der Mauer auf die erhöhten Zwängungen infolge der Interaktion der beiden Blöcke zurückführen.

## 7 Diskussion der Ergebnisse der Finite-Element-Berechnung



**Abbildung 7.20:** Gegenüberstellung der Nullspannungstemperaturen aus der elastischen (links) und der viskoelastischen Berechnungen (rechts) im Querschnitt des VLB III für MV 1R (oben,  $T_0 = 23\text{ °C}$ ), MV 5R (Mitte,  $T_0 = 15\text{ °C}$ ) und MV 7R (unten,  $T_0 = 10\text{ °C}$ )



**Abbildung 7.21:** Gegenüberstellung der Nullspannungstemperaturen im Längsschnitt aus der elastischen (links) und der viskoelastischen Berechnung (rechts) der MV 5R

### 7.3.3 Fazit der viskoelastischen Berechnung

Aufgrund der spannungsabhängigen Relaxation ergibt sich für den viskoelastischen Fall eine anisotrope Nullspannungstemperatur. In den innenliegenden Mauerbereichen (Kernbereiche und Seiten der Anschlussbetonage der BA) gleichen sich die Nullspannungstemperaturen der unterschiedlichen Richtungen über die Bauzeit hinweg allmählich aneinander an. An den Maueroberflächen (freie Oberflächen der BA) hingegen weichen diese signifikant voneinander ab. Aufgrund der unterschiedlichen Druck- und Zugfestigkeiten von Beton ist die Nullspannungstemperatur in Richtung der Hauptzugspannung als relevant zu betrachten.

Die räumliche Variation der Nullspannungstemperatur nimmt durch die Berücksichtigung der Relaxation zu. Dadurch lassen sich die räumlichen Bereiche ähnlicher Nullspannungstemperaturen nicht so eindeutig abgrenzen wie bei der Berechnung mit elastischem Materialgesetz. Grundsätzlich besitzt die Relaxation in Bereichen mit hohen inneren Zwängen aufgrund der damit einhergehenden Spannungen einen höheren Einfluss als in frei verformbaren Bereichen. Durch eine von Nachbarbereichen aufgezwungene Verformung und der daraus resultierenden Spannung kann die Relaxation jedoch auch in frei verformbaren Bereichen einen signifikanten Einfluss besitzen. Während im inneren Kernbereich und an den Blockfugen der Mauer die Nullspannungstemperaturen annähernd gleich bleiben bzw. ansteigen, nimmt die Nullspannungstemperatur zu den freien Oberflächen der Staumauer, verglichen mit den Ergebnissen der Berechnung mit elastischem Materialgesetz, ab. Dies deckt sich mit der Aussage des ICOLD-Bulletin No. 30a (ICOLD 1987), dass trotz hoher thermischer Beanspruchung keine flächendeckenden Rissstrukturen an den Oberflächen von Staumauern zu erkennen sind.

Des Weiteren verändert sich die viskoelastische Nullspannungstemperatur im Gegensatz zur elastischen Nullspannungstemperatur auch noch über den Zeitraum der Erhärtung hinaus. Innerhalb des in dieser Arbeit durchgeführten Berechnungszeitraums ist die Relaxation noch nicht vollständig abgeschlossen. In Abhängigkeit des Betonagezeitpunkts ist der Relaxationsprozess in den einzelnen BA unterschiedlich weit fortgeschritten.

Die Ergebnisse zeigen bei vereinzelt oberflächennahen Elementen verfälschte Nullspannungstemperaturen. Grund dafür ist eine gewisse numerische Instabilität der Relaxationsberechnung, die sich aus dem fehlenden Definitionsbereich der verwendeten äquivalenten Zeitmethode bei vollständiger Spannungsentlastung ergibt. So treten diese numerischen Instabilitäten besonders an den Elementen mit freien Oberflächen auf, da deren Spannungsverläufe durch den Einfluss der tagesganggeprägten Außentemperatur, regelmäßig fortlaufende Vorzeichenwechsel besitzen und jedem Vorzeichenwechsel eine vollständige Entspannung vorausgeht. Für den Großteil der Modellbereiche liefert die durchgeführte Berechnung jedoch plausible Ergebnisse. Die vorgestellte Methodik ist daher prinzipiell für die Modellierung der Viskoelastizität geeignet und bedarf lediglich eines verbesserten Lösungsalgorithmus zur Abbildung der nicht definierten Bereiche der äquivalenten Zeitmethode.

## 8 Entwicklung eines praxistauglichen Berechnungsansatzes

Die Berechnungsergebnisse zeigen eine Verteilung der Nullspannungstemperatur in der Stau-mauer. Um die entsprechenden Nullspannungstemperaturen, beispielsweise für die Standsicherheitsnachweise im Rahmen einer „Vertieften Überprüfung“, zur Verfügung zu stellen, ist es notwendig, basierend auf den erhaltenen Berechnungsergebnissen einen praxisgerechten Berechnungsansatz zu entwickeln. Hierfür werden zunächst Bereiche mit ähnlichen Nullspannungstemperaturen zusammengefasst. Die Ergebnisse aus den Berechnungen mit elastischem Materialgesetz zeigen folgende fünf klar getrennte Bereiche in der Stau-mauer (Abb. 8.1):

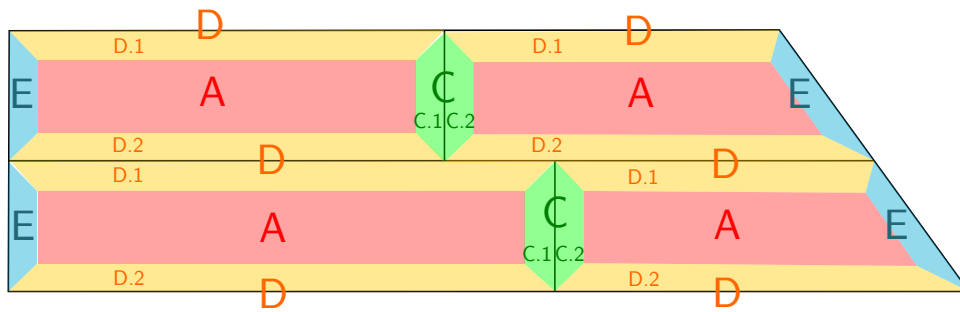
- (A): Kernbereiche der einzelnen Betonierabschnitte
- (B): Bereiche der vertikalen Blockfugen
- (C): Bereiche der vertikalen Arbeitsfugen
- (D): Bereiche der horizontalen Arbeitsfugen
- (E): Wasser- und luftseitige Bauwerksoberflächen

Diesen Bereichen werden die Ergebnisse der jeweils entsprechenden Kontrollelemente CE 1 bis CE 7 aus Kapitel 7 zugeordnet (Abb. 8.2). Die Ergebnisse der sechs an der BA-Oberfläche befindlichen Kontrollelemente werden als repräsentativ für die zugeordneten Oberflächen angenommen. Die niedrigeren Nullspannungstemperaturen entlang der Kanten und in den Ecken der BA werden, auf der konservativen Seite liegend, für die nachfolgenden Untersuchungen vernachlässigt.

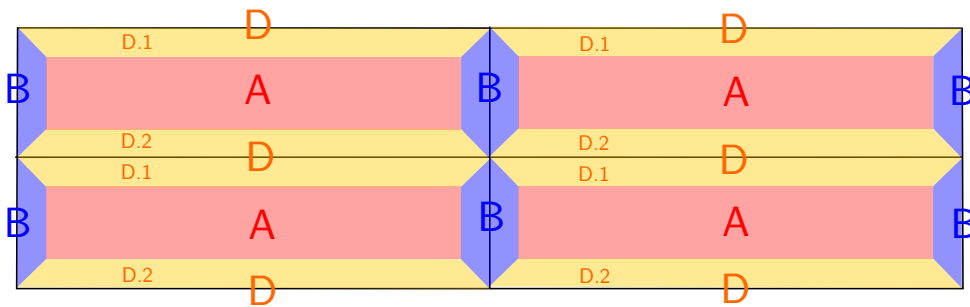
### 8.1 Abhängigkeit von der Lufttemperatur

In Abbildung 8.3 sind die berechneten Nullspannungstemperaturen der einzelnen Kontrollelemente aller Betonierabschnitte in Abhängigkeit der mittleren Lufttemperatur während ihrer Herstellung aufgetragen. Die Ergebnisse der sieben Kontrollelemente (CE 1 bis CE 7) wurden

a) Querschnitt

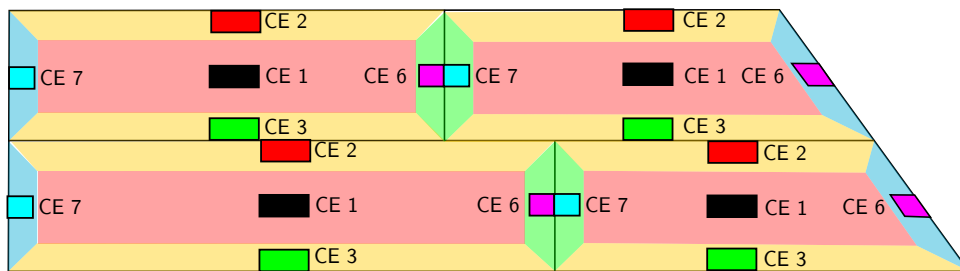


b) Längsschnitt

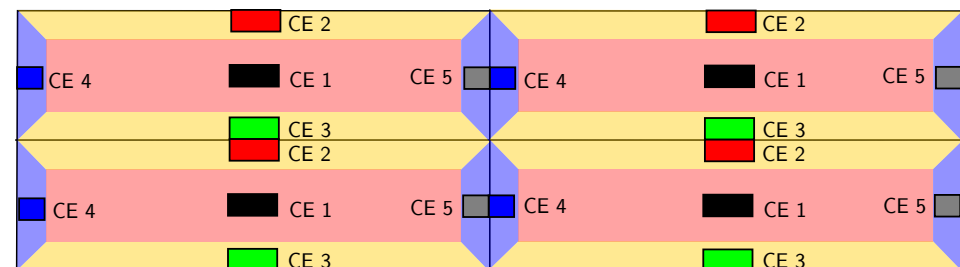


**Abbildung 8.1:** Einteilung der Staumauer in die Bereiche (A)-(E) für eine repräsentative Zuordnung der Nullspannungstemperatur

a) Querschnitt



b) Längsschnitt



**Abbildung 8.2:** Zuordnung der Kontrollelemente CE 1 bis CE 7 aus Abb. 7.1 zu den Bereichen (A)-(E) aus Abb. 8.1

den fünf zuvor definierten Mauerbereichen (A)-(E) zugeordnet (Abb. 8.3, jeweils rechts unten im Diagramm). Die dargestellten Ergebnisse beinhalten alle acht Modellierungsvarianten mit elastischem Materialgesetz (MV 1 bis MV 8 mit  $m_z = 300 \text{ kg/m}^3$  aus Tab. 6.1). Die Ergebnisse des VBL und des NBL, sowie die Ergebnisse der beiden Modellierungsvarianten mit unterschiedlichem Baubeginn bei identischer Frischbetontemperatur sind vereinfachend zu jeweils einer Datenreihe zusammengefasst. Es resultieren somit vier Datenreihen, die die vier unterschiedlichen Frischbetontemperaturen repräsentieren.

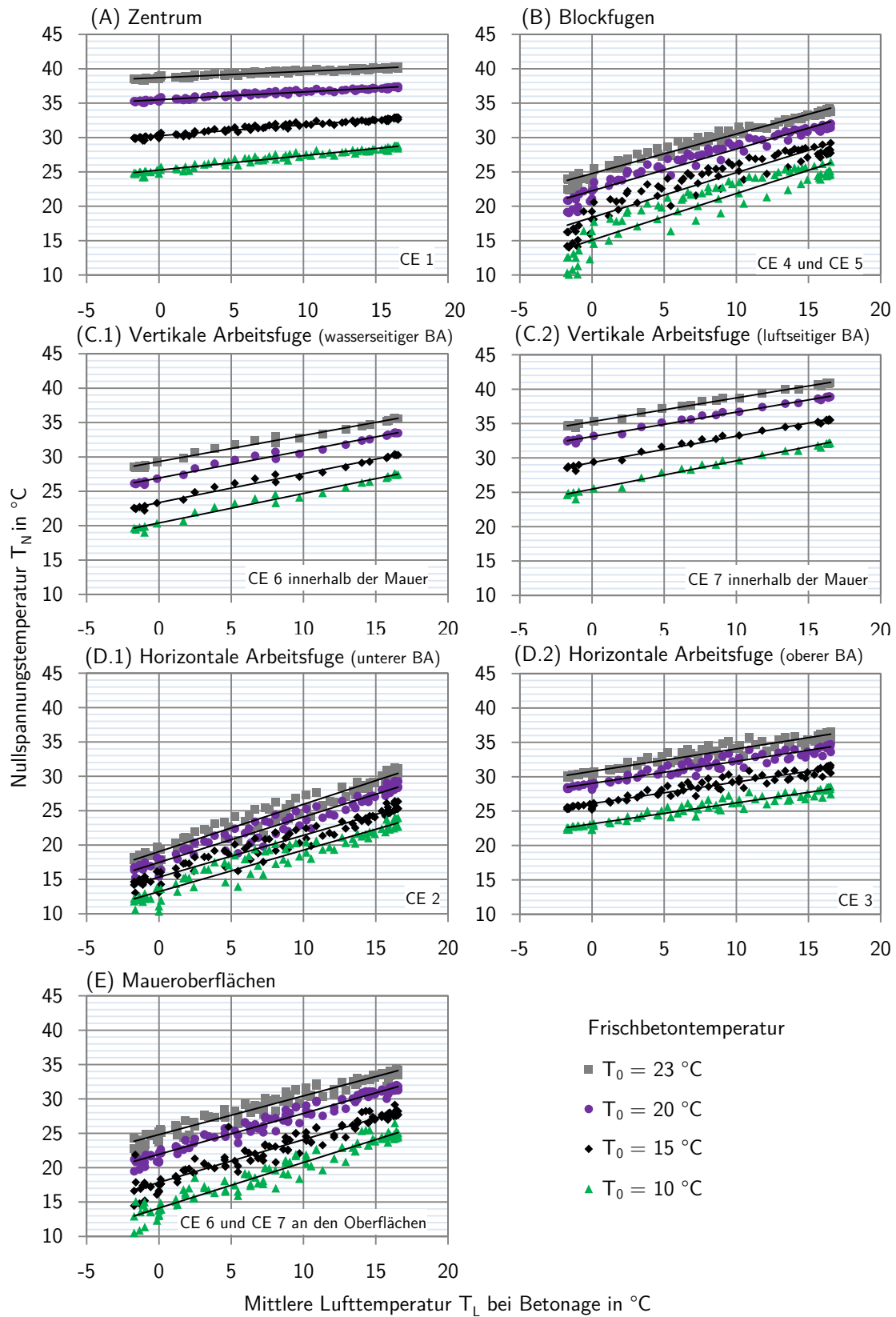
Die Ergebnisse der Kontrollelemente an der rechten und linken Blockfuge (CE 4 und CE 5) unterscheiden sich nur geringfügig und sind daher bereits in einem Diagramm (B) zusammengefasst. Gleiches gilt für die Ergebnisse der Kontrollelemente an der wasser- und luftseitigen Maueroberfläche (CE 6 und CE 7, außenliegend) in Diagramm (E). Bei den vertikalen und horizontalen Arbeitsfugen hingegen unterscheiden sich die Nullspannungstemperaturen in den beiden Betonierabschnitten links und rechts (CE 6 und CE 7, innenliegend) bzw. unter- und oberhalb (CE 2 und CE 3) der Arbeitsfugen sichtbar voneinander. Daher sind die Ergebnisse hier in jeweils getrennten Diagrammen dargestellt (C.1 und C.2 bzw. D.1 und D.2).

Für jede Frischbetontemperatur getrennt betrachtet, lässt sich der Zusammenhang zwischen Nullspannungstemperatur  $T_N$  und mittlerer Lufttemperatur  $T_L$  linear approximieren:

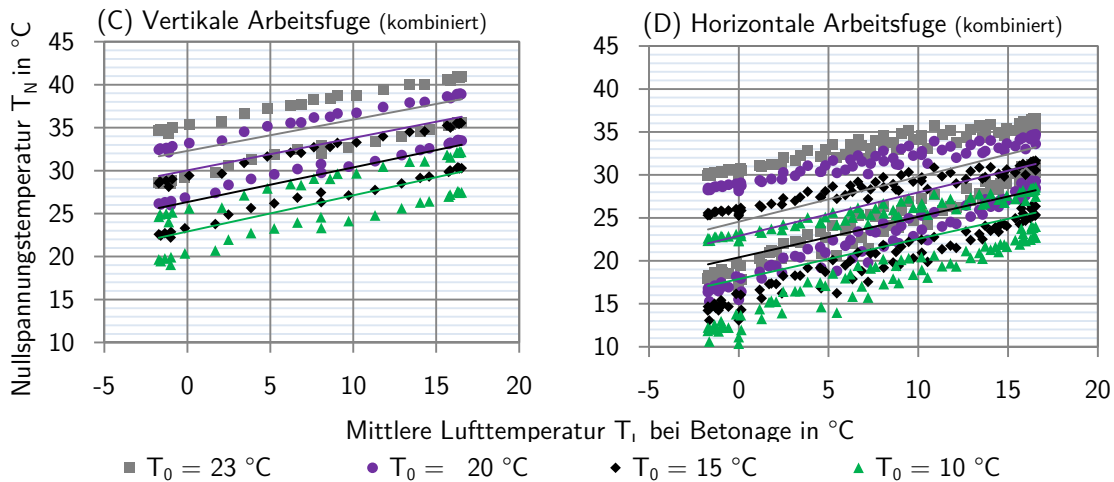
$$T_N = m \cdot T_L + y \quad (8.1)$$

Die zugehörigen Parameter Steigung  $m$  und  $y$ -Achsenabschnitt  $y$  werden anhand der Methode der kleinsten Fehlerquadrate ermittelt und sind in Tabelle F.1 aufgelistet. Die resultierenden Approximationsfunktionen sind als schwarze Linien in Abbildung 8.3 abgebildet und zeigen eine durchgehend gute Näherung. Das erreichte Bestimmtheitsmaß liegt zwischen 0,85 und 1,0, wobei die mittlere Fehlerabweichung bei maximal ca. 1 K liegt und nur in Einzelfällen bis auf 1,8 K ansteigt (Tab. F.5).

Abbildung 8.4 zeigt die Zusammenstellung der beiden jeweils an die vertikalen und horizontalen Arbeitsfugen angrenzenden BA. Die Unterschiede sind in beiden Fällen für wärmere Frischbetontemperaturen  $T_0$  größer als für kältere. Bei den vertikalen Arbeitsfugen liegt der Unterschied zwischen den Bereichen links und rechts der Fuge durchgehend zwischen 5 K ( $T_0 = 10 \text{ °C}$ ) und 8 K ( $T_0 = 23 \text{ °C}$ ). Bei den horizontalen Arbeitsfugen nimmt der Unterschied mit zunehmender Lufttemperatur  $T_L$  ab. So betragen die Unterschiede bei einer Lufttemperatur von -2 K zwischen 10 K ( $T_0 = 10 \text{ °C}$ ) und 12 K ( $T_0 = 23 \text{ °C}$ ). Bei einer Lufttemperatur von 17 °C reduziert sich



**Abbildung 8.3:** Berechnete Nullspannungstemperaturen (MV 1 bis MV 8,  $m_z = 300 \text{ kg/m}^3$ ) in Abhängigkeit der mittleren Lufttemperatur  $T_L$  bei Betonage für die unterschiedlich definierten Mauerbereiche (A) bis (E) und deren lineare Regression (schwarze Linien)



**Abbildung 8.4:** Ergebnisse für die vertikalen und horizontalen Arbeitsfugen aus den jeweils beiden benachbarten BA zusammengefasst

diese Abweichung auf ca. 5 K. Für eine praxisgerechte Lösung erscheint die Zusammenfassung der Nullspannungstemperaturen ober- und unterhalb der horizontalen Arbeitsfugen, sowie der Nullspannungstemperaturen links und rechts der vertikalen Arbeitsfugen, trotz der Abweichungen als sinnvoll. Die Regressionsgüte reduziert sich dadurch für die vertikalen Arbeitsfugen bis auf  $R^2 = 0,42$  (RMSE = 2,9 K) und für die horizontalen Arbeitsfugen bis auf  $R^2 = 0,31$  (RMSE = 4,6 K).

## 8.2 Abhängigkeit von der Frischbetontemperatur

Um den Einfluss der Frischbetontemperatur  $T_0$  zu berücksichtigen, werden die Steigung  $m$  und der Y-Achsenabschnitt  $y$  aus (8.1) in Abhängigkeit der Frischbetontemperatur  $T_0$  formuliert:

$$m(T_0) = a_m T_0^2 + b_m T_0 + c_m \quad (8.2)$$

$$y(T_0) = a_y T_0^2 + b_y T_0 + c_y \quad (8.3)$$

Für die Ermittlung der einzelnen Koeffizienten sind in Abbildung F.1 die jeweiligen Werte von  $m$  und  $y$  über den zugehörigen Frischbetontemperaturen abgebildet. Die resultierenden quadratischen Approximationen besitzen eine hohe Abbildungsgüte der gegebenen Werte. Die Regressionsgüte liegt zwischen 0,98 und 1,0 wodurch die mittlere Fehlerabweichung kleiner als  $0,1 \text{ °C}$  ist (Tab. F.3). Die zugehörigen Koeffizienten für einen Staumauerbeton mit Zementgehalt von  $300 \text{ kg/m}^3$  sind in Tabelle 8.1 zusammengefasst. Durch einsetzen von (8.2) und (8.3) in

(8.1) erhält man:

$$T_N(T_0, T_L) = (a_m T_0^2 + b_m T_0 + c_m) \cdot T_L + a_y T_0^2 + b_y T_0 + c_y \quad (8.4)$$

**Tabelle 8.1:** Durch Regression ermittelte Koeffizienten der Gleichungen 8.2 und 8.3 für die einzelnen Mauerbereiche

Mauerbereiche	Steigung $m(T_0)$			y-Achsenabschnitt $y(T_0)$		
	$a_m$	$b_m$	$c_m$	$a_y$	$b_y$	$c_y$
(A) Zentrum	2,0E-04	-0,0161	0,3482	4,1E-03	0,8995	15,8560
(B) Blockfugen	-3,0E-04	0,0031	0,6802	1,1E-02	0,3997	10,0340
(C) Vertikale Arbeitsfugen	-6,0E-05	-0,0025	0,4528	4,3E-03	0,5792	16,6910
(D) Horizontale Arbeitsfugen	3,0E-04	-0,0059	0,4825	1,9E-03	0,4518	13,4770
(E) Maueroberflächen	-6,0E-05	-0,0055	0,7238	1,1E-02	0,4683	8,3905

### 8.3 Abhängigkeit vom Zementgehalt

Um unterschiedliche Zementgehalte in Staumauern abzudecken, wird auch der Einfluss des Zementgehalts auf die Nullspannungstemperatur in den Berechnungsansatz mit einbezogen. Dieser lässt sich durch die Erweiterung von (8.4) mit einem vom Zementgehalt abhängigen Faktor  $f_z$  berücksichtigen. Dieser Faktor bildet die relative Änderung der Nullspannungstemperatur infolge eines von den Basisvarianten ( $m_z = 300 \text{ kg/m}^3$ ) abweichenden Zementgehalts ab. Um diese Änderung zu quantifizieren, werden die Quotienten aus den Nullspannungstemperaturen, die aus den jeweils unterschiedlichen Zementgehalten resultieren, und den Nullspannungstemperaturen, die sich bei einem Zementgehalt von  $300 \text{ kg/m}^3$  ergeben, gebildet:

$$f_z = T_N(m_z) / T_N(m_z = 300 \text{ kg/m}^3) \quad (8.5)$$

In Abbildung 8.5 sind, analog zu Abbildung 8.3, die Nullspannungstemperaturen der vier Berechnungen mit unterschiedlichen Zementgehalten der Modellierungsvariante MV 5 in Abhängigkeit der mittleren Lufttemperatur  $T_L$  bei der Betonage aufgetragen. Aus den dargestellten Ergebnissen lassen sich die oben beschriebenen Quotienten  $f_z$  bilden (Abb. 8.6 und 8.7). Der Einfluss des Zementgehalts auf die Nullspannungstemperatur ist demnach bei niedrigen Außentemperaturen größer als bei hohen Außentemperaturen. Die relativen Änderungen der einzelnen Zementgehalte in Abhängigkeit der mittleren Lufttemperatur lassen sich durch eine

lineare Regression abbilden (schwarze Linien in Abb. 8.6):

$$f_z = n \cdot T_L + p \quad (8.6)$$

Die zugehörigen Parameter  $n$  und  $p$  werden in Abhängigkeit des Zementgehalts  $m_z$  formuliert:

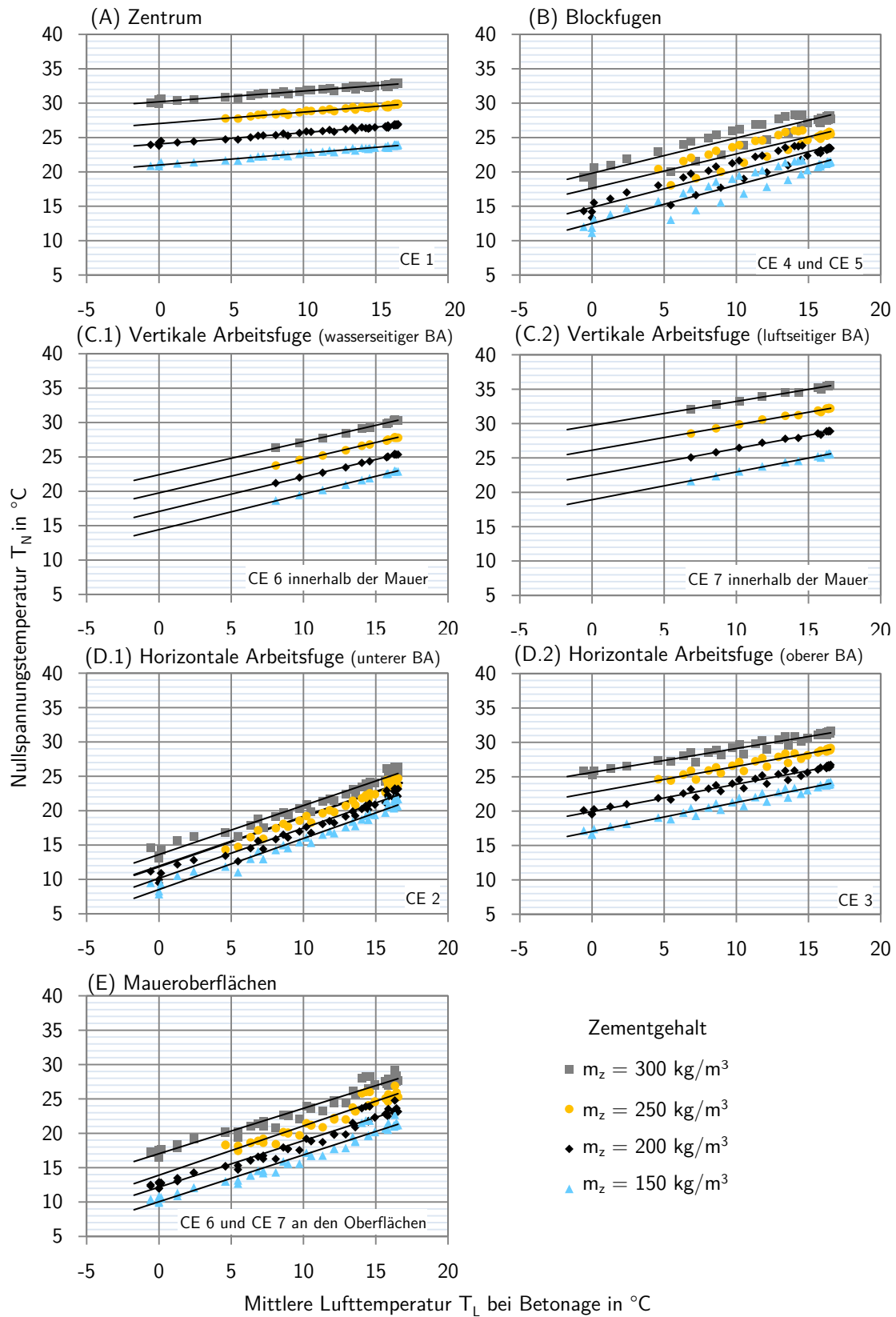
$$n(m_z) = a_n m_z + b_n \quad (8.7)$$

$$p(m_z) = a_p m_z + b_p \quad (8.8)$$

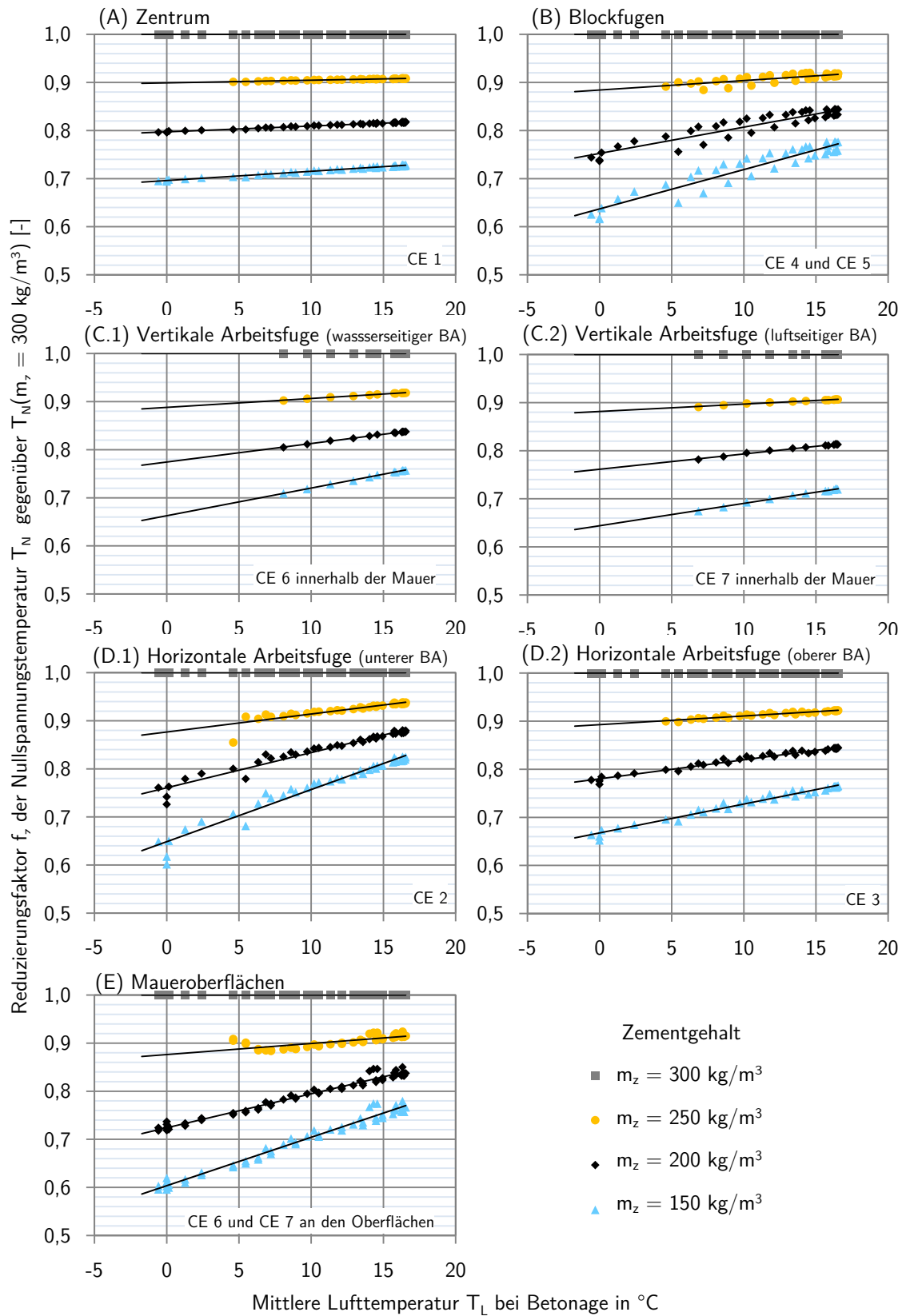
Für die Ermittlung der einzelnen Koeffizienten sind in Abbildung F.3 die jeweiligen Werte von  $n$  und  $p$  abhängig von den zugehörigen Zementgehalten abgebildet. Die resultierenden linearen Approximationen besitzen eine hohe Abbildungsgüte der gegebenen Werte. Die Regressionsgüte liegt zwischen 0,98 und 1,0, wodurch die mittlere Fehlerabweichung zwischen 1 % und 5 % liegt (Tab. F.6). Die zugehörigen Koeffizienten sind in Tabelle 8.2 zusammengefasst.

**Tabelle 8.2:** Durch Regression ermittelte Koeffizienten der Gleichungen 8.7 und 8.8 für die einzelnen Mauerbereiche

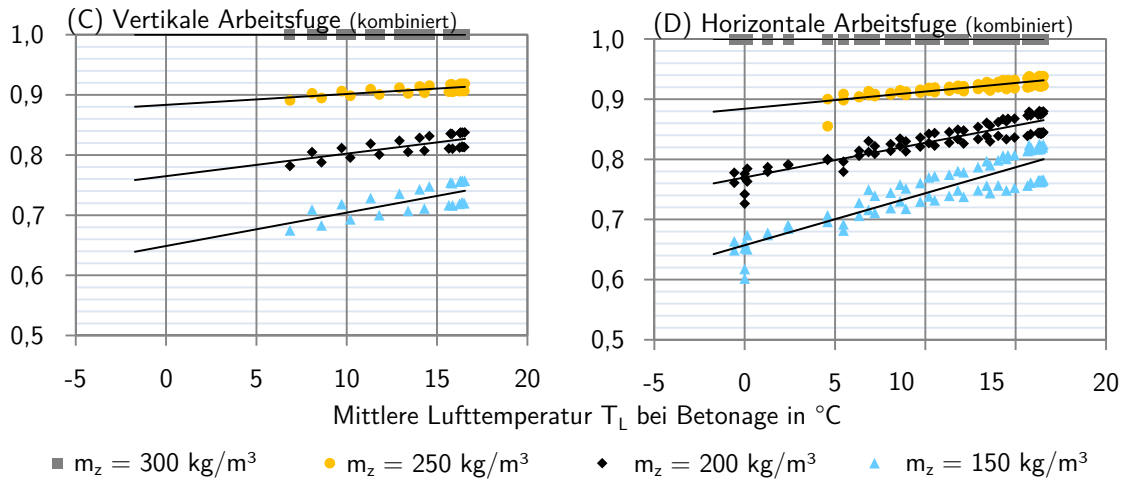
Mauerbereiche	Steigung $n(m_z)$		y-Achsenabschnitt $p(m_z)$	
	$a_n$	$b_n$	$a_p$	$b_p$
(A) Zentrum	-1,00E-05	0,0038	0,0020	0,3920
(B) Blockfugen	-6,00E-05	0,0166	0,0024	0,2693
(C) Vertikale Arbeitsfugen	-4,00E-05	0,0110	0,0023	0,2968
(D) Horizontale Arbeitsfugen	-6,00E-05	0,0172	0,0023	0,3136
(E) Maueroberflächen	-7,00E-05	0,0207	0,0027	0,1972



**Abbildung 8.5:** Berechnungsergebnisse der Nullspannungstemperatur in Abhängigkeit des Zementgehalts und der mittleren Lufttemperatur bei Betonage für die unterschiedlich definierten Mauerbereiche (A) bis (E) und deren lineare Regression



**Abbildung 8.6:** Änderung der Nullspannungstemperatur in Abhängigkeit des Zementgehalts und der mittleren Lufttemperatur bei Betonage im Bezug zu  $m_z = 300 \text{ kg/m}^3$  für die unterschiedlich definierten Mauerbereiche (A) bis (E) und deren lineare Regression



**Abbildung 8.7:** Ergebnisse für die vertikalen und horizontalen Arbeitsfugen aus den jeweils benachbarten BA zusammengefasst

## 8.4 Vereinfachter Berechnungsansatz

Aus (8.4) und (8.6) ergibt sich der vereinfachte Berechnungsansatz zur Ermittlung der Nullspannungstemperatur in Abhängigkeit der Frischbetontemperatur  $T_0$  und der Lufttemperatur  $T_L$  während der Betonage und dem Zementgehalt  $m_z$  zu:

$$T_N(T_0, T_L, m_z) = f_z(m_z, T_L) \cdot T_N(T_0, T_L) \quad (8.9)$$

mit:

$$f_z(m_z, T_L) = (a_n m_z + b_n) \cdot T_L + a_p m_z + b_p \quad (8.10)$$

$$T_N(T_0, T_L) = (a_m T_0^2 + b_m T_0 + c_m) \cdot T_L + a_y T_0^2 + b_y T_0 + c_y \quad (8.11)$$

Die jeweils zugehörigen Koeffizienten a, b und c der einzelnen Mauerbereiche (A) bis (E) sind aus Tabelle 8.1 und 8.2 zu entnehmen. Die Temperaturen sind in Grad Celsius und der Zementgehalt in Kilogramm Zement pro Kubikmeter einzusetzen. Liegen keine Informationen über vertikale und horizontale Arbeitsfugen vor, sollte die Nullspannungstemperatur der gesamten Stauwand mit Ausnahme der oberflächennahen Bereiche und Blockfugen als Kernbereich (A) berechnet werden. Ist die Lage der vertikalen und horizontalen Arbeitsfugen bekannt, können die Nullspannungstemperaturen für die Bereiche (C) und (D) getrennt ermittelt werden, was in diesen Bereichen zu reduzierten Nullspannungstemperaturen führt. Dies erhöht die potentiellen Sicherheitsreserven beim Nachweis der Arbeitsfugen mit verminderten Scherparametern.

Die viskoelastischen Ergebnisse eignen sich aufgrund der schwierigen räumlichen Abgrenzung, der Anisotropie und wegen der infolge Relaxation noch nicht vollständig abgeschlossenen Entwicklung der Nullspannungstemperatur nur bedingt zur Herleitung eines vereinfachten Berechnungsansatzes.

## 8.5 Zusammenfassung

Der ermittelte Berechnungsansatz ermöglicht eine direkte Ermittlung der durch den Bauprozess einer Gewichtsstaumauer aus Beton bedingten Nullspannungstemperatur in Abhängigkeit der dabei wesentlichen Einflussparameter Zementgehalt, Frischbetontemperatur und Lufttemperatur. Die Kenntnis der Nullspannungstemperatur ist für die Berechnung der absoluten Größe der thermisch induzierten Zwangsspannungen erforderlich. Da temperaturinduzierte Zwangsspannungen die Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit einer Staumauer maßgeblich negativ beeinflussen können, ist deren Kenntnis ein wichtiger Baustein für die Beurteilung des Bauwerkzustandes und dessen weitere Entwicklung wie sie bspw. im Rahmen einer VÜ zu erfolgen hat. Dank des vorgestellten Ansatzes können die thermisch bedingten Aspekte des Bauwerkzustandes zukünftig detaillierter betrachtet werden und verbesserte Aussagen über die mögliche Gefährdung durch temperaturinduzierte Rissbildung getroffen werden. Die obere Grenze des untersuchten Bereichs des Zementgehalts von  $300 \text{ kg/m}^3$  ist ausschließlich für Sonderfälle relevant, da die üblichen Zementgehalte in Gewichtsstaumauern eher im unteren Bereich zwischen  $150 \text{ kg/m}^3$  und  $200 \text{ kg/m}^3$  liegen.



## 9 Zusammenfassung und Ausblick

Die Temperatureinwirkungen stellen neben den Wasserdrücken und dem Eigengewicht eine maßgebliche Einwirkungsgröße für Betonstaumauern dar, die sich primär auf die Dauerhaftigkeit und Gebrauchstauglichkeit der Mauer auswirkt. Dabei ist nicht nur die Berechnung der temperaturinduzierten Verformung zur Überprüfung der gemessenen Verformung relevant, sondern auch die Berechnung der temperaturinduzierten Spannungen, da diese die strukturelle Integrität des Betons beeinflussen kann. Die aus der Temperatureinwirkung resultierenden Spannungen sind daher bei den entsprechenden Nachweisen bspw. im Rahmen einer VÜ zu berücksichtigen und sollten bereits beim Bau der Mauer durch geeignete Maßnahmen minimiert werden. Für die Berechnung der temperaturinduzierten Spannungen müssen entweder die gesamte Temperatur-, Erhärtings- und Spannungsgeschichte seit der Betonage berücksichtigt werden oder alternativ die zugehörige Nullspannungstemperatur bekannt sein. Die Nullspannungstemperatur von Gewichtsstauwauern ist im Gegensatz zum Hochbau jedoch bisher nicht hinreichend untersucht und die detaillierte Berechnung des temperaturinduzierten Spannungsverlaufs während des gesamten Herstellungszeitraums der Stauwand ist im Allgemeinen nicht praxistauglich. Daher wurden in der vorliegenden Arbeit die Nullspannungstemperaturen einer Gewichtsstauwand detailliert berechnet und anschließend aus den Ergebnissen ein vereinfachter Ansatz zu deren Ermittlung entwickelt. Damit liefert diese Arbeit einen wesentlichen Beitrag zur Bewertung von temperaturinduzierten Spannungen in bestehenden Gewichtsstauwauern aus Beton. Darüber hinaus ermöglichen die Ergebnisse der Arbeit aber auch eine Vereinfachung der Planung von gezielten, baubegleitenden Maßnahmen, die zur Reduktion der temperaturinduzierten Spannungen im späteren Bauwerk führen.

Es wurde der gesamte sequentielle Bauablauf einer idealisierten Referenzstauwand in Blockbauweise anhand eines Finite-Element-Modells modelliert. Die Referenzstauwand und das zugehörigen Referenzklima wurden anhand einer umfangreichen Studie deutscher Gewichtsstauwauern aus Beton abgeleitet. Die Erkenntnisse und Ergebnisse dieser Arbeit sind daher für den Großteil der deutschen Betonstaumauern repräsentativ. Trotz notwendiger Generalisierungen bildet die, auf Grundlage von detaillierten Baudokumentationen und allgemeinen Grundlagen entwickelte, Betonierabfolge der einzelnen Betonierabschnitte den Entstehungsprozess einer Gewichtsstauwand in Blockbauweise sehr realitätsnah ab.

Da die Größe der späteren temperaturinduzierten Spannungen maßgeblich vom der Hydratation und den umgebungsklimatischen Einwirkungen beeinflusst werden, wurden diese beiden Aspekte in der vorliegenden Arbeit besonders detailliert berücksichtigt. Für die Wärmeabgabe des CEM III-Zements infolge der Hydratation wurden mehrere Hydratationsmodelle untersucht. Die meisten Modelle berücksichtigen jeweils nur eine Hydratationsphase, wodurch die Wärmeentwicklung des CEM III- Zements nur eingeschränkt abgebildet werden kann. Das verwendete Hydratationsmodell von De Schutter u. a. (1995a) hingegen berücksichtigt die Klinker- und Hüttensandphase getrennt. Die daraus resultierende hohe Genauigkeit des Ansatzes wurde anhand mehrerer Messdatensätze unterschiedlicher Autoren verifiziert. Somit konnte die hydrationsbedingte Wärmeentwicklung des CEM III Zements in dieser Arbeit besonders exakt nachgebildet werden, wodurch auch die Berechnung der resultierenden Nullspannungstemperatur besonders realitätsnah erfolgen konnte.

Für die möglichst genaue Berücksichtigung des Wärmeaustauschs mit der Umgebung wurden die Tagesgänge der meteorologischen Einwirkungen berücksichtigt. Die zyklischen Lufttemperaturen wurden anhand einer Sinusfunktion berechnet. Dieser effiziente Ansatz liefert durch die Kopplung mit den im Referenzklima hinterlegten Temperaturextrema, sowie durch die Verwendung eines Offsets von drei Stunden, über das gesamte Jahr hinweg realitätsnahe Lufttemperaturen. Für die Berechnung der Sonneneinstrahlung wurde ein neuer Ansatz entwickelt, der sich durch eine hohe Genauigkeit bei stark reduziertem Rechenaufwand auszeichnet. Durch die Erweiterung mit einer ebenfalls neu entwickelten sonnenstandsabhängigen Korrekturfunktion kann dieser Ansatz auch erfolgreich auf geneigte Flächen angewendet werden. Die Abkühlung infolge von Verdunstung wurde durch einen Abgleich der potentiellen Evaporation mit der vorhandenen Wassermenge an der Bauwerksoberfläche infolge des Niederschlags berücksichtigt. Sowohl für die Bewölkung des Himmels, die die Sonneneinstrahlung reduziert, als auch für die Wassermenge, die für die Verdunstung vorhanden ist, sind generalisierte Annahmen zu treffen. Dadurch können zwar stark ausgeprägte Einzelereignisse nicht detailliert abgebildet werden, der insgesamt erfolgte Wärmeaustausch wird jedoch sehr gut wiedergegeben (Stolz u. a. 2018a). Durch die Modellierung der Tagesgänge der Lufttemperatur, der Sonneneinstrahlung, der Verdunstung und des langwelligen Strahlungsaustauschs mit der Umgebung wird der Wärmeaustausch mit der Umgebung an den Oberflächen der Staumauer realitätsnah berechnet (Stolz u. a. 2018b).

---

Für die Umsetzung der temperaturabhängigen Dehnungen in temperaturinduzierte Spannungen ist die räumliche und zeitliche Steifigkeitsentwicklung von essentieller Bedeutung. Um die hydratationsbedingte Steifigkeitsentwicklung des Staumauerbetons abzubilden, wird zu Beginn jedes Berechnungsschrittes der Elastizitätsmodul jedes Elements individuell angepasst und jeweils nur die zugehörige Temperaturänderung inkrementell aufgebracht. Die Spannungen und Dehnungen der vorangegangenen Temperaturentwicklung werden durch das Aufbringen einer entsprechenden Vorspannung auf den nächsten Berechnungsschritt übertragen. Diese Methode erweist sich als eine sehr effiziente Möglichkeit die Erhärtung von Beton in Finiten-Element-Modellen zu berücksichtigen ohne tiefgreifende programmiertechnische Änderungen im verwendeten FE-Solver vornehmen zu müssen und ist universell anwendbar. Für die gewählten Zeitschrittweiten von 15 und 60 Minuten ermöglicht die explizite Berücksichtigung der Steifigkeitsänderungen eine sehr gute Abbildung der Steifigkeitsentwicklung mit geringem Rechenaufwand. Bei der Verwendung größerer Zeitschrittweiten hingegen sollte die Steifigkeitsänderung implizit berücksichtigt werden, um größere Abweichungen zu vermeiden.

Die Verformungsbehinderungen infolge der thermischen und äußeren Zwänge sind anisotrop. Daher sind auch die daraus resultierenden thermisch induzierten Spannungen anisotrop. Für die Berechnung der Nullspannungstemperatur müssen sowohl die in Spannung umgesetzten Anteile der thermisch angestrebten Dehnung, als auch die in Verformung umgesetzten Anteile der thermisch angestrebten Dehnung berücksichtigt werden. Bei der Verwendung elastischer Materialgesetze ist die Summe dieser beiden Anteile jedoch wieder isotrop, wodurch auch die Nullspannungstemperaturen isotrop sind. Bei der Verwendung viskoelastischer Materialgesetze hingegen ist diese Summe aufgrund der spannungsabhängigen Relaxation anisotrop. Somit ergeben sich bei der Verwendung viskoelastischer Materialgesetze anisotrope Nullspannungstemperaturen.

Die Ergebnisse der Berechnungen unter Verwendung eines elastischen Materialgesetzes zeigen, dass die Nullspannungstemperaturen im Kern der Betonierabschnitte am höchsten ausfallen, wohingegen in den oberflächennahen Bereichen die Nullspannungstemperaturen aufgrund der stärkeren Abkühlung am geringsten sind. In den Arbeitsfugen, die die potentiellen Schwachstellen im Betongefüge darstellen, sind die Nullspannungstemperaturen aufgrund des Wärmeaustauschs mit der Umgebung während der Herstellung ebenfalls geringer als im Kern der Betonierabschnitte. Dies wirkt sich positiv auf die Festigkeit der Arbeitsfugen aus. Folglich ist die potentielle Rissgefahr infolge einer Abkühlung an den Oberflächen geringer als in den Kernbereichen der Betonierabschnitte. Die Oberflächen sind allerdings auch niedrigeren Minimaltemperaturen ausgesetzt.

Bei Verwendung eines viskoelastischen Materialgesetzes zeigen die Berechnungsergebnisse, dass die Relaxation des Betons unter der fortlaufend veränderlichen Temperaturlast durch die äquivalente Zeitmethode speichereffizient berücksichtigt werden konnte. Bisher können standardmäßig nur isotrope Nullspannungstemperaturen in den FE-Programmen implementiert werden. Die Anisotropie der Nullspannungstemperaturen bei der Verwendung von viskoelastischen Materialgesetzen führt folglich dazu, dass nicht der gesamte räumliche Dehnungs- und Spannungszustand, der sich über die Bauzeit entwickelt, über das herkömmliche Konzept der Nullspannungstemperatur wiedergegeben werden kann. Infolge der unterschiedlichen Festigkeiten des Betons ist die Nullspannungstemperatur in der Hauptzugrichtung relevant. Diese führt aufgrund der räumlichen Tragwirkung zwar zu Abweichungen gegenüber den über die Bauzeit detailliert berechneten Zugspannungen, ermöglicht jedoch eine konservative Abbildung der für die Rissbeurteilung ausschlaggebenden Zugspannungen.

Auf Grundlage der unter Verwendung des elastischen Materialgesetzes gewonnenen Berechnungsergebnisse wurde ein effizienter und praxisorientierter Ansatz zur Ermittlung der Nullspannungstemperatur entwickelt. Dafür wurde die räumliche Verteilung der Nullspannungstemperatur vereinfachend in fünf Bereiche jeweils ähnlicher Nullspannungstemperaturen unterteilt. Somit ließ sich ein kompakter Ansatz erzielen, der die räumliche Verteilung der Nullspannungstemperatur anwendungsorientiert wiedergibt. Die berechneten Nullspannungstemperaturen der unterschiedlichen Modellierungsvarianten geben die Zusammenhänge der relevanten Einflussfaktoren Frischbetontemperatur, Zementgehalt und Lufttemperatur während der Betonage sehr gut wieder. Die Ergebnisse zeigen eine lineare Abhängigkeit der Nullspannungstemperatur von der Lufttemperatur und dem Zementgehalt, die je nach Lage innerhalb der Staumauer unterschiedlich stark ausgeprägt ist. Die Abhängigkeit von der Frischbetontemperatur ist weitestgehend linear. Zugunsten einer noch besseren Abbildung wird hier jedoch eine quadratische Approximation verwendet.

Die Frischbetontemperatur besitzt erwartungsgemäß einen größeren Einfluss auf die Nullspannungstemperaturen in den Kernbereichen der Betonierabschnitte als auf die der Randbereiche. Die Außentemperatur hingegen wirkt sich stärker auf die Nullspannungstemperaturen der oberflächennahen Bereiche aus. Der Zementgehalt wirkt sich bei wärmeren Lufttemperaturen stärker auf die Kernbereiche und bei kälteren Temperaturen stärker auf die Randbereiche der Betonierabschnitte aus. Mit abnehmender Außentemperatur wirkt sich der Einfluss der Frischbetontemperatur und des Zementgehaltes jeweils stärker auf die Nullspannungstemperatur aus. Die einzelnen Abhängigkeiten wurden so miteinander in Beziehung gesetzt, dass sich eine

---

einfach anzuwendende Formel für die Berechnung der Nullspannungstemperatur in Abhängigkeit der Frischbetontemperatur, des Zementgehalts und der Lufttemperatur während der Betonage ergibt. Die erforderlichen zugehörigen Koeffizienten sind für die fünf festgelegten Bereiche tabellarisch übersichtlich hinterlegt.

Anhand von Vergleichsrechnungen konnte gezeigt werden, dass die Himmelsrichtung der Ausrichtung der Talsperre keinen signifikanten Einfluss auf die Nullspannungstemperaturen besitzt, da die richtungsabhängige Sonneneinstrahlung über einen Großteil der Hydratationsdauer durch die Schalung abgeschirmt wird. Auch zwischen den Vor- und Nachläuferblöcken existieren nur geringe Unterschiede in den Nullspannungstemperaturen, die zugunsten eines praxisorientierten Ansatzes vernachlässigt werden können. Die unterschiedliche Nullspannungstemperaturverteilung in den Randbereichen der einzelnen Betonierabschnitte ergibt sich hauptsächlich durch die Betonage zu unterschiedlichen Jahreszeiten.

Durch die große Streubreite der untersuchten Einflussfaktoren (Frischbetontemperaturen zwischen 15 und 23 °C, mittlere Außentemperaturen zwischen -2 und 17 °C und Zementgehalte zwischen 150 bis 300 kg/m<sup>3</sup>) deckt der entwickelte Ansatz nahezu den gesamten für die Untersuchung von Staumauern in Mitteleuropa relevanten Bereich ab. Für andere Klimazonen sind aufgrund abweichender Sonnenstandverhältnisse und Extremtemperaturen gewisse Abweichungen der Nullspannungstemperatur gegenüber dem Ansatz möglich. Diese Änderungen werden sich jedoch auf die oberflächennahen Bereiche und Arbeitsfugen beschränken und haben auf die Kernbereiche der Betonierabschnitte nur einen untergeordneten Einfluss. Damit liefert die vorliegende Arbeit einen praxisorientierten Ansatz zur effizienten Ermittlung der Nullspannungstemperaturen von Gewichtsstaumauern aus Beton in Abhängigkeit der relevanten Einflussgrößen Frischbetontemperatur, Zementgehalt und Lufttemperatur während der Betonage.

Für die Berücksichtigung des viskoelastischen Materialverhaltens von Beton bei der Berechnung der Nullspannungstemperatur beschreibt die Arbeit die wesentlichen Grundlagen und das prinzipielle Vorgehen. Die Ergebnisse der durchgeführten viskoelastischen Berechnungen ermöglichen eine qualitative Beschreibung und Bewertung des viskoelastischen Materialverhaltens auf die resultierenden Nullspannungstemperaturen. Diese decken sich mit den Erfahrungen und Beobachtungen an existierenden Gewichtsstaumauern. So besitzt die Relaxation an den Oberflächen einen positiven Einfluss hinsichtlich des Rissverhaltens des Betons, indem die für die maximalen Zugspannungen verantwortliche Nullspannungstemperatur im oberflächennahen Bereich gegenüber der elastischen Betrachtung weiter reduziert wird. Dies liefert einen schlüssi-

gen Erklärungsansatz für die Beobachtungen, dass trotz hoher Temperaturbeanspruchungen die Oberflächen in der Regel nicht von flächenhaften Rissbildern geprägt sind (ICOLD 1987). In den Kernbereichen hingegen sind die Nullspannungstemperaturen aus den Berechnungen mit dem viskoelastischen Materialgesetz zunächst höher als die aus den Berechnungen mit dem elastischen Materialgesetz. Über die Zeit baut sich dieser Unterschied jedoch allmählich wieder ab. Für eine abschließende quantitative Bewertung des viskoelastischen Materialverhaltens hinsichtlich der Nullspannungstemperaturen sind jedoch noch weitere Untersuchungen erforderlich. Im Wesentlichen umfasst dies die folgenden Punkte:

- Berechnung der Spannungsrelaxation über den Zeitraum der Bauzeit hinaus bis zum vollständigen Abklingen der Relaxationsprozesse.
- Optimierung des iterativen Lösungsalgorithmus zur Bestimmung der fiktiven Startzeiten der äquivalenten Zeitmethode im Bereich des Spannungswechsels von Druck auf Zug und umgekehrt.
- Weitere Diskussion der Verwendung und die Interpretation der anisotropen viskoelastischen Nullspannungstemperatur.

Der in dieser Arbeit vorgestellte Berechnungsansatz, der, wie bereits zuvor angemerkt, besonders detaillierte und realitätsnahe Ergebnisse liefert, könnte durch die aufgezählten Schritte noch weiter präzisiert werden.

# Abbildungsverzeichnis

2.1	Grafische Darstellung des Spannungsverlaufes in Abhängigkeit des Temperaturverlaufes und der Steifigkeitsentwicklung . . . . .	10
3.1	Nomogramm des American Concrete Institut zur Ermittlung der Evaporationsmenge auf Betonoberflächen (ACI 2007) . . . . .	17
3.2	Schematische Darstellung der Umrechnung der extraterrestrischen Strahlung $I_E$ auf die an der Erdoberfläche auf horizontale Flächen einwirkende Globalstrahlung $I_{GH}$ nach den verschiedenen Ansätzen von Qin (2005) und Allen u. a. (1998)(CROPWAT der FAO) . . . . .	19
3.3	Definition der unterschiedlichen Winkel zur Umrechnung des direkten Strahlungsanteils $I_B$ auf geneigte Flächen in Abhängigkeit ihrer Ausrichtung . . . . .	19
3.4	Vergleich verschiedener Berechnungsansätze für die Ermittlung der Wärmestromdichte infolge Sonneneinstrahlung für den 51. Breitengrad auf horizontale Flächen bei wolkenlosen Himmel ( $n/N = 1$ ) zur Sommer- und Wintersonnenwende	23
3.5	Schematische Darstellung der Bildung der Hydratphasen nach Locher u. a. (1976) in drei Phasen unterteilt . . . . .	25
3.6	Schematische Darstellung der Wärmeentwicklung während der Hydratation und deren Einteilung in fünf Phasen nach Kondo u. a. (1968) und Stark u. a. (2000)	25
3.7	Wärmeentwicklung der einzelnen Klinkerphasen und von Hochofenschlacke (Locher 1973; Wischers 1984) . . . . .	27
3.8	Verlauf der Wärmeerzeugungsrate von CEM I und CEM III/B jeweils unter isothermen ( $T_{iso} = 20 \text{ °C}$ ) und adiabatischen ( $T_0 = 23 \text{ °C}$ ) Randbedingungen .	27
3.9	Einfluss des W/Z-Wertes auf die Entwicklung des Hydratationsgrades. Ergebnisse von Taplin (1959)(links) und Byfors (1980)(rechts) . . . . .	29
3.10	Verschiedene Ansätze der Reifefunktion nach Tabelle 3.3 bei einer Standardtemperatur $T_S = 20 \text{ °C}$ für einen CEM 1 . . . . .	33
3.11	Reifefunktion nach Arrhenius/Freiesleben unter Variation der Aktivierungsenergie $E_A$ bei einer Standardtemperatur $T_S = 20 \text{ °C}$ . . . . .	33

---

3.12 Grafische Darstellung des Zusammenhangs zwischen isothermer und adiabatischer bzw. teiladiabatischer Wärmeentwicklung über die Reifefunktion . . . . .	35
3.13 Verschiedene Ansätze des Hydratationsgrades für CEM III/B 32,5 . . . . .	39
3.14 Verschiedene Ansätze der Formfunktion für CEM I . . . . .	39
3.15 Formfunktion der K-Phase und der S-Phase (De Schutter u. a. 1995b) . . . . .	41
3.16 Grenzwertfunktion für den Einsatzzeitpunkt der S-Phase (De Schutter u. a. 1995b)	41
3.17 Superpositionsprinzip der Portlandklinkerphase (K-Phase) und der Hüttensandphase (S-Phase) nach De Schutter u. a. (1995b) . . . . .	42
3.18 Adiabatische Messungen von De Schutter u. a. (1995b), Gutsch (1998), Planer (1998) und Lopes Madaleno (2002), sowie jeweilige Modellierung unter Verwendung des Hydratationsmodells nach De Schutter u. a. (1995b). . . . .	44
3.19 Isotherme Messungen von De Schutter u. a. (1995b) und Lopes Madaleno (2002), sowie Modellierung anhand des Hydratationsmodells nach De Schutter u. a. (1995b) . . . . .	44
4.1 Veränderung des Verlaufs der Spannungs-Dehnungs-Linie mit zunehmender Festigkeit für Druck- und Zugbeanspruchung, sowie für steigende Hydratationsgrade	49
4.2 Bruchdehnung unter Druckbeanspruchung in Abhängigkeit der Druckfestigkeit nach De Schutter u. a. (1996). Vergleich von Messwerten und Modellansätze. .	49
4.3 Entwicklung der Spannungs-Dehnungs-Linie für CEM III/B während der Erhärtung des Betons in Abhängigkeit des Hydratationsgrades $\alpha$ . . . . .	51
4.4 Zeitlicher Verlauf der Entwicklung des E-Moduls nach unterschiedlichen Modellen im Vergleich . . . . .	54
4.5 Veränderung des Verlaufs der Druckfestigkeit in Abhängigkeit der Erhärtungstemperatur nach Untersuchungen von a) Byfors (1980) und b) Wihler (2003)	55
4.6 Verlauf der Festigkeitsentwicklung anhand der unterschiedlichen Modelle aus den Tabellen 4.7 und 4.8 für einen CEM III/B 32,5. . . . .	58
4.7 Viskoelastische Verformung des Betons infolge Be- und Entlastung a) mit und b) ohne Berücksichtigung der Erhärtung in Anlehnung an Planer (1998), Eierle (2000a) und Kosmahl (2006) . . . . .	62
4.8 Grundkörper der rheologischen Modelle zur Beschreibung des viskoelastischen Materialverhaltens a) Kriechen und b) Relaxation nach Kosmahl (2006) . . . . .	65
4.9 Kriechverlauf bei identischer Spannung zu den unterschiedlichen Belastungszeitpunkten $t_0$ und $t_1$ (links) und Kriechverlauf bei Belastung zum Zeitpunkt $t_0$ und vollständiger Entlastung zum Zeitpunkt $t_1$ (rechts) für die unterschiedlichen Kriechtheorien a) bis c) in Anlehnung an Kosmahl (2006) und Gutsch (1998) .	68

---

4.10	Vergleich der Messungen von De Schutter u. a. (1997) mit den Modellierungsergebnissen der unterschiedlichen Kriechmodellen aus Tabelle 4.9 für isotherme Randbedingungen bei 20°C . . . . .	74
4.11	Langzeitentwicklung der Kriechverformungen nach den Ansätzen aus Tabelle 4.9 für $t_0 = 14 d$ und $\eta = 0,2$ . . . . .	75
4.12	Gegenüberstellung der Kriechentwicklung bei a) isothermen Versuchen bei 20 °C und 40 °C und b) isothermen und adiabatischen Versuchen ( $\eta = 0,2$ ) . . . . .	76
4.13	Schematische Darstellung der Überlagerung der Kriechdehnungen anhand a) der Superposition nach Boltzmann und b) der impulsförmigen Superposition . . . . .	78
4.14	Schematische Darstellung der äquivalenten Zeitmethode (links) und der Methode des fiktiven Hydratationsgrades (rechts)(De Schutter u. a. 2000) . . . . .	81
4.15	Vergleich der Messwerte von De Schutter u. a. (2000) mit der Modellierung anhand verschiedenen Überlagerungsmethoden und linear elastischer Sofortdehnungen . . . . .	83
4.16	Schematische Darstellung des chemischen und autogenen Schwindens nach Tazawa (1999) . . . . .	85
4.17	Schematischer zeitlicher Verlauf der Schwinddehnungen und -spannungen . . . . .	87
5.1	Ermittelte monatliche Mittelwerte der einzelnen meteorologischen Größen des Referenzklimas . . . . .	91
5.2	a) Analytierte Geometrieparameter der 40 Gewichtsstau-mauern und b) die daraus resultierenden Abmessungen für das verwendete Referenzbauwerk und dessen Einteilung in Betonierabschnitte (BA) . . . . .	92
5.3	Zementsorten und deren Anteile, die beim Bau von 20 deutschen Gewichtsstau-mauern aus Beton verwendet wurden . . . . .	93
5.4	a) Unterteilung einer Stau-mauer in einzelne Mauerblöcke durch Blockfugen und einzelne Betonierabschnitte durch Arbeitsfugen. b) + c) mögliche Anordnungen der Betonierabschnitte nach Tančev (2005) . . . . .	94
5.5	Modellierte Talsperrenblöcke I-IV (VBL = Vorläuferblock, NBL = Nachläuferblock) und verwendete Modellbereiche für die thermische Modellierung und die Strukturmodellierung . . . . .	96
5.6	Abmessungen der Talsperrenblöcke und zeitlicher Bauablauf . . . . .	98
6.1	Erzeugtes Netz des numerischen Berechnungsmodells (Zustand nach dem Bau des BA 27 und BA 28) . . . . .	101
6.2	Ablauf der thermischen Modellierung über die Bauzeit der Referenz-talsperre . . . . .	103

---

6.3	Ablauf der Berechnung der thermischen Randbedingungen . . . . .	104
6.4	Untergrundtemperaturen im oberflächennahen Bereich nach Brehm u. a. (1989)	106
6.5	Gemittelte Bodentemperaturen in 12 m Tiefe aus der Zeitreihe der Jahre 1895 bis 2015 nach PIK (2016) . . . . .	106
6.6	Einteilung der freien Oberflächen gemäß ihrer Ausrichtung . . . . .	107
6.7	Initiale Temperaturverteilung im Untergrund vor Baubeginn der Referenztal- sperre Anfang Januar (links) und Anfang Juni (rechts). . . . .	107
6.8	Darstellung des mit (6.1) auf Basis des ermittelten Referenzklimas aus Tabel- le B.4 modellierten Tagesgangs. . . . .	108
6.9	Vergleich verschiedener Berechnungsansätze für die Ermittlung der Wärmestrom- dichte infolge Sonneneinstrahlung für den 51. Breitengrad mit Unterteilung der Globalstrahlung in direkte und diffuse Strahlungsanteile auf horizontale Flächen.	110
6.10	Wärmestromdichte infolge globaler Sonneneinstrahlung anhand verschiedener Ansätze auf unterschiedliche Flächenorientierungen. Die Sonneneinstrahlung bei Bewölkung wird bei dem Ansatz nach (Qin 2005) unter Verwendung des Beam-Clearness-Index-Modells und bei den beiden Ansätzen nach FAO jeweils unter Verwendung des Clear-Index-Referenz-Modell ermittelt (siehe Abb. 6.9).	114
6.11	Entwickelte Korrekturkurven für den Sommer und den Winter sowie die daraus abgeleitete Korrekturfunktion $f_{korrr}(\gamma_s)$ . . . . .	115
6.12	Berechnung der Sonneneinstrahlung auf die unterschiedlich orientierten Flächen. Die Flächenbezeichnungen WS, ASI, ASV, RS, LS, BAH, HA, HAUG erfolgen gemäß Abbildung 6.6. . . . .	116
6.13	Berechnung der Evaporationsmengen der einzelnen, unterschiedlich orientierten Flächen . . . . .	118
6.14	Modellierung der Evaporationsmenge und der sich ergebenden ideellen Umge- bungstemperatur für horizontale Flächen HA (beispielhafter Ausschnitt von 3 Tagen) . . . . .	122
6.15	Ideelle Umgebungstemperaturen $T_{iU}$ der unterschiedlichen Flächentypen gemäß Abbildung 6.6 (Normalenvektor der Luftseite nach Süden orientiert, Modellierung mit Berechnungsbeginn 1. Januar) . . . . .	123
6.16	Ablauf der strukturmechanischen Berechnung für den elastischen Fall (ohne ge- strichelte Elemente) und den viskoelastischen Fall (mit gestrichelten Elementen) für jedes Element einzeln . . . . .	125
6.17	Unterteilung des Temperaturverlaufs und der Steifigkeitsentwicklung in Berech- nungsintervalle . . . . .	126
6.18	Berechnung der Relaxation . . . . .	130

6.19	Veränderlicher Spannungsverlauf . . . . .	132
6.20	Berechnung der Nullspannungstemperaturen in den Hauptspannungsrichtungen	137
7.1	Position der sieben Kontrollelemente CE 1 bis CE 7 im BA 8 . . . . .	139
7.2	MV 1: $T_0 = 23 \text{ °C}$ und Baubeginn am 1. Juli: Wärme- und Temperaturentwicklung der Kontrollelemente CE 1 bis CE 7 (Abb. 7.1) des BA 8 in den ersten 3 Tagen . . . . .	141
7.3	Langfristige Temperaturentwicklung der einzelnen Kontrollelemente (CE 1 bis CE 7) des BA 8 für die Modellierungsvariante MV 1 über den gesamten Fertigungszeitraum der Staumauer . . . . .	143
7.4	Temperaturentwicklung des BA 8 unter Einwirkung sommerlicher (MV 1) und winterlicher (MV 2) Außentemperaturen (Frischbetontemperatur $T_0 = 23 \text{ °C}$ ) .	144
7.5	Temperaturentwicklung des BA 8 unter Variation der Frischbetontemperatur $T_0$ bei Einwirkung sommerlicher Temperaturen. . . . .	145
7.6	Zunahme der maximalen Betontemperatur in Abhängigkeit von der Frischbetontemperatur für die einzelnen Kontrollelemente des BA 8 . . . . .	146
7.7	Temperaturverteilung im VBL III nach Fertigstellung der Mauer Ende Januar bei Verwendung einer Frischbetontemperatur von $T_0 = 23 \text{ °C}$ (MV 1, links) bzw. $T_0 = 10 \text{ °C}$ (MV 7, rechts) ( $m_z = 300 \text{ kg/m}^3$ , Baubeginn am 1. Juli) . .	147
7.8	Vergleich der Temperaturverläufe des BA 8 unter Variation des Zementgehaltes $m_z$ für die Modellierungsvariante MV 5 . . . . .	148
7.9	Erhöhung der maximalen Betontemperaturen des BA 8 in Abhängigkeit des Zementgehalts . . . . .	149
7.10	Temperaturverteilung im VBL III nach Fertigstellung der Mauer Ende Januar bei Verwendung eines Zementgehalts von $m_z = 300 \text{ kg/m}^3$ (links) bzw. $m_z = 150 \text{ kg/m}^3$ (rechts) der Modellierungsvariante MV 5 ( $T_0 = 15 \text{ °C}$ , Baubeginn am 1. Juli) . . . . .	149
7.11	MV 6: Frischbetontemperatur $T_0 = 15 \text{ °C}$ und Baubeginn am 1. Januar: Steifigkeits-, Spannungs- und Nullspannungsentwicklung der einzelnen Kontrollelemente (CE1 bis CE7) des BA 8 innerhalb der ersten zehn Tage. . . . .	152
7.12	Räumliche Verteilung der Nullspannungstemperatur an der Oberfläche (links) und innerhalb der Staumauer, dargestellt anhand mehrerer verschiedener miteinander kombinierter Schnittführungen (rechts) . . . . .	154
7.13	Nullspannungstemperaturen im Querschnitt des VBL für die unterschiedlichen Frischbetontemperaturen (von oben nach unten $23 \text{ °C}$ , $20 \text{ °C}$ , $15 \text{ °C}$ , $10 \text{ °C}$ ) für den Baubeginn am 01. Juli (links) und den Baubeginn am 01. Januar (rechts)	155

---

7.14	Einfluss der Lufttemperatur $T_L$ auf die Nullspannungstemperaturen $T_N$ im Kern (links) und an der Oberfläche (rechts) für die untersuchten Frischbetontemperaturen $T_0$ (10, 15, 20 und 23 °C) . . . . .	156
7.15	Zunahme der Nullspannungstemperatur in Abhängigkeit der Erhöhung der Frischbetontemperatur für die einzelnen Kontrollelemente des BA 8 in Bezug auf die Nullspannungstemperaturen bei einer Frischbetontemperatur von $T_0 = 10$ °C . . . . .	157
7.16	Zunahme der Nullspannungstemperatur $T_N$ in Abhängigkeit des Zementgehalts $m_z$ für die einzelnen Kontrollelemente des BA 8 bezogen auf die Nullspannungstemperaturen bei $m_z = 150$ kg/m <sup>3</sup> . . . . .	158
7.17	Nullspannungstemperaturen der verschiedenen Zementgehalte im VBL III für die MV 5 (oben links $m_z = 300$ kg/m <sup>3</sup> , oben rechts $m_z = 250$ kg/m <sup>3</sup> , unten links $m_z = 200$ kg/m <sup>3</sup> und unten rechts $m_z = 150$ kg/m <sup>3</sup> ) . . . . .	159
7.18	MV 7R: Frischbetontemperatur $T_0 = 10$ °C und Baubeginn am 1. Juli. Temperatur-, Nullspannungstemperatur-, Steifigkeits- und Spannungsverläufe des CE 1 des BA 8 von der Betonage bis zur Fertigstellung der Staumauer (hellgraue vertikale Hilfslinien = 1 Woche, dunkelgraue vertikale Hilfslinien = 1 Monat). . . . .	161
7.19	MV 7R: Frischbetontemperatur $T_0 = 10$ °C und Baubeginn am 1. Juli: Temperatur-, Nullspannungstemperatur-, Steifigkeits- und Spannungsverläufe des CE 5 des BA 8 von der Betonage bis zur Fertigstellung der Staumauer (hellgraue vertikale Hilfslinien = 1 Woche, dunkelgraue vertikale Hilfslinien = 1 Monat). . . . .	162
7.20	Gegenüberstellung der Nullspannungstemperaturen aus der elastischen (links) und der viskoelastischen Berechnungen (rechts) im Querschnitt des VBL III für MV 1R (oben, $T_0 = 23$ °C), MV 5R (Mitte, $T_0 = 15$ °C) und MV 7R (unten, $T_0 = 10$ °C) . . . . .	166
7.21	Gegenüberstellung der Nullspannungstemperaturen im Längsschnitt aus der elastischen (links) und der viskoelastischen Berechnung (rechts) der MV 5R . . . . .	167
8.1	Einteilung der Staumauer in die Bereiche (A)-(E) für eine repräsentative Zuordnung der Nullspannungstemperatur . . . . .	170
8.2	Zuordnung der Kontrollelemente CE 1 bis CE 7 aus Abb. 7.1 zu den Bereichen (A)-(E) aus Abb. 8.1 . . . . .	170
8.3	Berechnete Nullspannungstemperaturen (MV 1 bis MV 8, $m_z = 300$ kg/m <sup>3</sup> ) in Abhängigkeit der mittleren Lufttemperatur $T_L$ bei Betonage für die unterschiedlich definierten Mauerbereiche (A) bis (E) und deren lineare Regression (schwarze Linien) . . . . .	172

---

8.4	Ergebnisse für die vertikalen und horizontalen Arbeitsfugen aus den jeweils beiden benachbarten BA zusammengefasst . . . . .	173
8.5	Berechnungsergebnisse der Nullspannungstemperatur in Abhängigkeit des Zementgehalts und der mittleren Lufttemperatur bei Betonage für die unterschiedlich definierten Mauerbereiche (A) bis (E) und deren lineare Regression . . . .	176
8.6	Änderung der Nullspannungstemperatur in Abhängigkeit des Zementgehalts und der mittleren Lufttemperatur bei Betonage im Bezug zu $m_z = 300 \text{ kg/m}^3$ für die unterschiedlich definierten Mauerbereiche (A) bis (E) und deren lineare Regression . . . . .	177
8.7	Ergebnisse für die vertikalen und horizontalen Arbeitsfugen aus den jeweils benachbarten BA zusammengefasst . . . . .	178
A.1	Grafische Darstellung der aus den in Tabelle A.4 dargestellten Regressionsparametern resultierenden Parameter $c_1$ und $c_2$ . . . . .	207
A.2	Modellierte Kriechdehnung der Kriechmodelle aus Tabelle 4.9 für unterschiedliche Belastungsgrade $\eta$ unter Ansatz einer nichtlinearer Spannungs-Dehnungs Beziehung zu verschiedenen Belastungszeitpunkten $t_0$ . . . . .	208
A.3	Grafische Darstellung der Zusammensetzung der Kriechdehnung anhand der äquivalenten Zeitmethode für die Versuche von De Schutter u. a. (2000) . . . .	211
B.1	Übersicht der Gewichtsstaumauern in Deutschland und ausgewählter Wetterstationen . . . . .	217
C.1	Verlauf der extraterrestrischen Strahlungswärmerate $I_E$ der Sonne unmittelbar vor Eintritt in die Erdatmosphäre nach Formel C.1 und gegenläufiger Verlauf der Sonnendeklination $\delta_s$ mit ihren Extrema zur Sommersonnenwende (SSW) und zur Wintersonnenwende (WSW) nach Formel C.6 . . . . .	225
C.2	Definition der Winkel zur Beschreibung des Sonnenstandes eines beliebigen Standortes auf der Erde (Sonnenazimut $\alpha_s$ , Sonnenhöhe $\gamma_s$ , Stundenwinkel $\omega_s$ , Sonnendeklination $\delta_s$ und Breitengrad $\beta$ ) . . . . .	225
D.1	Ergebnisse der Sensitivitätsanalyse mit den Elementgrößen 1 m (oben), 0,5 m (Mitte) und 0,2 m (unten) anhand eines einzelnen Betonierabschnittes . . . .	232
D.2	Anhand des Hydratationsmodells nach De Schutter u. a. (1995b) berechnete Temperaturentwicklung unter adiabatischen Randbedingungen infolge Hydratation bei Verwendung unterschiedlicher Berechnungszeitschrittweiten $\Delta t$ innerhalb der ersten 72 h . . . . .	233

D.3	In ANSYS anhand des Hydratationsmodells nach De Schutter u. a. (1995b) modellierte Temperaturentwicklung bei Verwendung unterschiedlicher adaptiver Berechnungszeitschrittweiten $\Delta t_1$ und $\Delta t_2$ . . . . .	233
D.4	Erwärmung und Abkühlung der Lufttemperatur im Tagesverlauf. Gegenüberstellung von gemittelten Stundenwerten (2010-2015) der IWS-eigenen Wetterstation Lauchäcker auf dem Campus Uni Stuttgart Vaihingen und des mit (6.1) modellierten Tagesganges im Juni (Monat der Sommersonnenwende) und Dezember (Monat der Wintersonnenwende) mit den zugehörigen Tagesmittelwerten $\bar{T}$ . . . . .	234
E.1	MV 1: Frischbetontemperatur $T_0 = 23$ °C und Baubeginn am 1. Juli. Wärme- und Temperaturentwicklung der einzelnen Kontrollelemente (CE 1 bis CE 7) des BA 8 innerhalb der ersten drei Tage . . . . .	236
E.2	MV 2: Frischbetontemperatur $T_0 = 23$ °C und Baubeginn am 1. Januar. Wärme- und Temperaturentwicklung der einzelnen Kontrollelemente (CE 1 bis CE 7) des BA 8 innerhalb der ersten drei Tage . . . . .	237
E.3	MV 3: Frischbetontemperatur $T_0 = 20$ °C und Baubeginn am 1. Juli. Wärme- und Temperaturentwicklung der einzelnen Kontrollelemente (CE 1 bis CE 7) des BA 8 innerhalb der ersten drei Tage . . . . .	238
E.4	MV 4: Frischbetontemperatur $T_0 = 20$ °C und Baubeginn am 1. Januar. Wärme- und Temperaturentwicklung der einzelnen Kontrollelemente (CE 1 bis CE 7) des BA 8 innerhalb der ersten drei Tage . . . . .	239
E.5	MV 5: Frischbetontemperatur $T_0 = 15$ °C und Baubeginn am 1. Juli. Wärme- und Temperaturentwicklung der einzelnen Kontrollelemente (CE 1 bis CE 7) des BA 8 innerhalb der ersten fünf Tage . . . . .	240
E.6	MV 6: Frischbetontemperatur $T_0 = 15$ °C und Baubeginn am 1. Januar. Wärme- und Temperaturentwicklung der einzelnen Kontrollelemente (CE 1 bis CE 7) des BA 8 innerhalb der ersten fünf Tage . . . . .	241
E.7	MV 7: Frischbetontemperatur $T_0 = 10$ °C und Baubeginn am 1. Juli. Wärme- und Temperaturentwicklung der einzelnen Kontrollelemente (CE 1 bis CE 7) des BA 8 innerhalb der ersten fünf Tage . . . . .	242
E.8	MV 8: Frischbetontemperatur $T_0 = 10$ °C und Baubeginn am 1. Januar. Wärme- und Temperaturentwicklung der einzelnen Kontrollelemente (CE 1 bis CE 7) des BA 8 innerhalb der ersten fünf Tage . . . . .	243
E.9	MV 5-150: Frischbetontemperatur $T_0 = 15$ °C, Zementgehalt $ZR = 150$ kg/m <sup>3</sup> und Baubeginn am 1. Juli. Wärme- und Temperaturentwicklung der einzelnen Kontrollelemente (CE 1 bis CE 7) des BA 8 innerhalb der ersten fünf Tage . . . . .	244

---

E.10	MV 5-200: Frischbetontemperatur $T_0 = 15\text{ °C}$ , Zementgehalt $ZR = 200\text{ kg/m}^3$ und Baubeginn am 1. Januar. Wärme- und Temperaturentwicklung der einzelnen Kontrollelemente (CE 1 bis CE 7) des BA 8 innerhalb der ersten fünf Tage . . .	245
E.11	MV 5-250: Frischbetontemperatur $T_0 = 15\text{ °C}$ , Zementgehalt $ZR = 250\text{ kg/m}^3$ und Baubeginn am 1. Januar. Wärme- und Temperaturentwicklung der einzelnen Kontrollelemente (CE 1 bis CE 7) des BA 8 innerhalb der ersten fünf Tage . . .	246
E.12	MV 1: Frischbetontemperatur $T_0 = 23\text{ °C}$ und Baubeginn am 1. Juli. Steifigkeits-, Spannungs- und Nullspannungsentwicklung der einzelnen Kontrollelemente (CE 1 bis CE 7) des BA 8 innerhalb der ersten zehn Tage . . . . .	248
E.13	MV 2: Frischbetontemperatur $T_0 = 23\text{ °C}$ und Baubeginn am 1. Januar. Steifigkeits-, Spannungs- und Nullspannungsentwicklung der einzelnen Kontrollelemente (CE 1 bis CE 7) des BA 8 innerhalb der ersten zehn Tage . . . . .	249
E.14	MV 3: Frischbetontemperatur $T_0 = 20\text{ °C}$ und Baubeginn am 1. Juli. Steifigkeits-, Spannungs- und Nullspannungsentwicklung der einzelnen Kontrollelemente (CE 1 bis CE 7) des BA 8 innerhalb der ersten zehn Tage . . . . .	250
E.15	MV 4: Frischbetontemperatur $T_0 = 20\text{ °C}$ und Baubeginn am 1. Januar. Steifigkeits-, Spannungs- und Nullspannungsentwicklung der einzelnen Kontrollelemente (CE 1 bis CE 7) des BA 8 innerhalb der ersten zehn Tage . . . . .	251
E.16	MV 5: Frischbetontemperatur $T_0 = 15\text{ °C}$ und Baubeginn am 1. Juli. Steifigkeits-, Spannungs- und Nullspannungsentwicklung der einzelnen Kontrollelemente (CE 1 bis CE 7) des BA 8 innerhalb der ersten zehn Tage . . . . .	252
E.17	MV 6: Frischbetontemperatur $T_0 = 15\text{ °C}$ und Baubeginn am 1. Januar. Steifigkeits-, Spannungs- und Nullspannungsentwicklung der einzelnen Kontrollelemente (CE 1 bis CE 7) des BA 8 innerhalb der ersten zehn Tage . . . . .	253
E.18	MV 7: Frischbetontemperatur $T_0 = 10\text{ °C}$ und Baubeginn am 1. Juli. Steifigkeits-, Spannungs- und Nullspannungsentwicklung der einzelnen Kontrollelemente (CE 1 bis CE 7) des BA 8 innerhalb der ersten zehn Tage . . . . .	254
E.19	MV 8: Frischbetontemperatur $T_0 = 10\text{ °C}$ und Baubeginn am 1. Januar. Steifigkeits-, Spannungs- und Nullspannungsentwicklung der einzelnen Kontrollelemente (CE 1 bis CE 7) des BA 8 innerhalb der ersten zehn Tage . . . . .	255
E.20	MV 5-ZR150: Frischbetontemperatur $T_0 = 15\text{ °C}$ , Zementgehalt $ZR = 150\text{ kg/m}^3$ und Baubeginn am 1. Juli. Steifigkeits-, Spannungs- und Nullspannungsentwicklung der einzelnen Kontrollelemente (CE 1 bis CE 7) des BA 8 innerhalb der ersten zehn Tage . . . . .	256

---

E.21	MV 5-ZR200: Frischbetontemperatur $T_0 = 15 \text{ }^\circ\text{C}$ , Zementgehalt $ZR = 200 \text{ kg/m}^3$ und Baubeginn am 1. Januar. Steifigkeits-, Spannungs- und Nullspannungsentwicklung der einzelnen Kontrollelemente (CE 1 bis CE 7) des BA 8 innerhalb der ersten zehn Tage . . . . .	257
E.22	MV 5-ZR250: Frischbetontemperatur $T_0 = 15 \text{ }^\circ\text{C}$ , Zementgehalt $ZR = 250 \text{ kg/m}^3$ und Baubeginn am 1. Januar. Steifigkeits-, Spannungs- und Nullspannungsentwicklung der einzelnen Kontrollelemente (CE 1 bis CE 7) des BA 8 innerhalb der ersten zehn Tage . . . . .	258
E.23	MV 1: Frischbetontemperatur $T_0 = 23 \text{ }^\circ\text{C}$ und Baubeginn am 1. Juli. Resultierende Nullspannungstemperaturen bei elastischer Berechnung. Darstellung in verschiedenen Ansichten und Schnitten (siehe jeweils linke untere Bildecke) . .	260
E.24	MV 2: Frischbetontemperatur $T_0 = 23 \text{ }^\circ\text{C}$ und Baubeginn am 1. Januar. Resultierende Nullspannungstemperaturen bei elastischer Berechnung. Darstellung in verschiedenen Ansichten und Schnitten (siehe jeweils linke untere Bildecke) . .	261
E.25	MV 3: Frischbetontemperatur $T_0 = 20 \text{ }^\circ\text{C}$ und Baubeginn am 1. Juli. Resultierende Nullspannungstemperaturen bei elastischer Berechnung. Darstellung in verschiedenen Ansichten und Schnitten (siehe jeweils linke untere Bildecke) . .	262
E.26	MV 4: Frischbetontemperatur $T_0 = 20 \text{ }^\circ\text{C}$ und Baubeginn am 1. Januar. Resultierende Nullspannungstemperaturen bei elastischer Berechnung. Darstellung in verschiedenen Ansichten und Schnitten (siehe jeweils linke untere Bildecke) . .	263
E.27	MV 5: Frischbetontemperatur $T_0 = 15 \text{ }^\circ\text{C}$ und Baubeginn am 1. Juli. Resultierende Nullspannungstemperaturen bei elastischer Berechnung. Darstellung in verschiedenen Ansichten und Schnitten (siehe jeweils linke untere Bildecke) . .	264
E.28	MV 6: Frischbetontemperatur $T_0 = 15 \text{ }^\circ\text{C}$ und Baubeginn am 1. Januar. Resultierende Nullspannungstemperaturen bei elastischer Berechnung. Darstellung in verschiedenen Ansichten und Schnitten (siehe jeweils linke untere Bildecke) . .	265
E.29	MV 7: Frischbetontemperatur $T_0 = 10 \text{ }^\circ\text{C}$ und Baubeginn am 1. Juli. Resultierende Nullspannungstemperaturen bei elastischer Berechnung. Darstellung in verschiedenen Ansichten und Schnitten (siehe jeweils linke untere Bildecke) . .	266
E.30	MV 8: Frischbetontemperatur $T_0 = 10 \text{ }^\circ\text{C}$ und Baubeginn am 1. Januar. Resultierende Nullspannungstemperaturen bei elastischer Berechnung. Darstellung in verschiedenen Ansichten und Schnitten (siehe jeweils linke untere Bildecke) . .	267
E.31	MV 1R ( $T_0 = 23 \text{ }^\circ\text{C}$ , Baubeginn 1. Juli): Spannungs- und Nullspannungsentwicklung CE 1 des BA 8 ab Fertigstellung BA bis Fertigstellung Mauer . . . .	269
E.32	MV 1R ( $T_0 = 23 \text{ }^\circ\text{C}$ , Baubeginn 1. Juli): Spannungs- und Nullspannungsentwicklung CE 2 des BA 8 ab Fertigstellung BA bis Fertigstellung Mauer . . . .	269

---

E.33 MV 1R ( $T_0 = 23 \text{ }^\circ\text{C}$ , Baubeginn 1. Juli): Spannungs- und Nullspannungsentwicklung CE 3 des BA 8 ab Fertigstellung BA bis Fertigstellung Mauer . . . .	270
E.34 MV 1R ( $T_0 = 23 \text{ }^\circ\text{C}$ , Baubeginn 1. Juli): Spannungs- und Nullspannungsentwicklung CE 4 des BA 8 ab Fertigstellung BA bis Fertigstellung Mauer . . . .	270
E.35 MV 1R ( $T_0 = 23 \text{ }^\circ\text{C}$ , Baubeginn 1. Juli): Spannungs- und Nullspannungsentwicklung CE 5 des BA 8 ab Fertigstellung BA bis Fertigstellung Mauer . . . .	271
E.36 MV 1R ( $T_0 = 23 \text{ }^\circ\text{C}$ , Baubeginn 1. Juli): Spannungs- und Nullspannungsentwicklung CE 6 des BA 8 ab Fertigstellung BA bis Fertigstellung Mauer . . . .	271
E.37 MV 1R ( $T_0 = 23 \text{ }^\circ\text{C}$ , Baubeginn 1. Juli): Spannungs- und Nullspannungsentwicklung CE 7 des BA 8 ab Fertigstellung BA bis Fertigstellung Mauer . . . .	272
E.38 MV 5R ( $T_0 = 15 \text{ }^\circ\text{C}$ , Baubeginn 1. Juli): Spannungs- und Nullspannungsentwicklung CE 1 des BA 8 ab Fertigstellung BA bis Fertigstellung Mauer . . . .	273
E.39 MV 5R ( $T_0 = 15 \text{ }^\circ\text{C}$ , Baubeginn 1. Juli): Spannungs- und Nullspannungsentwicklung CE 2 des BA 8 ab Fertigstellung BA bis Fertigstellung Mauer . . . .	273
E.40 MV 5R ( $T_0 = 15 \text{ }^\circ\text{C}$ , Baubeginn 1. Juli): Spannungs- und Nullspannungsentwicklung CE 3 des BA 8 ab Fertigstellung BA bis Fertigstellung Mauer . . . .	274
E.41 MV 5R ( $T_0 = 15 \text{ }^\circ\text{C}$ , Baubeginn 1. Juli): Spannungs- und Nullspannungsentwicklung CE 4 des BA 8 ab Fertigstellung BA bis Fertigstellung Mauer . . . .	274
E.42 MV 5R ( $T_0 = 15 \text{ }^\circ\text{C}$ , Baubeginn 1. Juli): Spannungs- und Nullspannungsentwicklung CE 5 des BA 8 ab Fertigstellung BA bis Fertigstellung Mauer . . . .	275
E.43 MV 5R ( $T_0 = 15 \text{ }^\circ\text{C}$ , Baubeginn 1. Juli): Spannungs- und Nullspannungsentwicklung CE 6 des BA 8 ab Fertigstellung BA bis Fertigstellung Mauer . . . .	275
E.44 MV 5R ( $T_0 = 15 \text{ }^\circ\text{C}$ , Baubeginn 1. Juli): Spannungs- und Nullspannungsentwicklung CE 7 des BA 8 ab Fertigstellung BA bis Fertigstellung Mauer . . . .	276
E.45 MV 7R ( $T_0 = 10 \text{ }^\circ\text{C}$ , Baubeginn 1. Juli): Spannungs- und Nullspannungsentwicklung CE 1 des BA 8 ab Fertigstellung BA bis Fertigstellung Mauer . . . .	277
E.46 MV 7R ( $T_0 = 10 \text{ }^\circ\text{C}$ , Baubeginn 1. Juli): Spannungs- und Nullspannungsentwicklung CE 2 des BA 8 ab Fertigstellung BA bis Fertigstellung Mauer . . . .	277
E.47 MV 7R ( $T_0 = 10 \text{ }^\circ\text{C}$ , Baubeginn 1. Juli): Spannungs- und Nullspannungsentwicklung CE 3 des BA 8 ab Fertigstellung BA bis Fertigstellung Mauer . . . .	278
E.48 MV 7R ( $T_0 = 10 \text{ }^\circ\text{C}$ , Baubeginn 1. Juli): Spannungs- und Nullspannungsentwicklung CE 4 des BA 8 ab Fertigstellung BA bis Fertigstellung Mauer . . . .	278
E.49 MV 7R ( $T_0 = 10 \text{ }^\circ\text{C}$ , Baubeginn 1. Juli): Spannungs- und Nullspannungsentwicklung CE 5 des BA 8 ab Fertigstellung BA bis Fertigstellung Mauer . . . .	279
E.50 MV 7R ( $T_0 = 23 \text{ }^\circ\text{C}$ , Baubeginn 1. Juli): Spannungs- und Nullspannungsentwicklung CE 6 des BA 8 ab Fertigstellung BA bis Fertigstellung Mauer . . . .	279

E.51	MV 7R ( $T_0 = 23 \text{ }^\circ\text{C}$ , Baubeginn 1. Juli): Spannungs- und Nullspannungsentwicklung CE 7 des BA 8 ab Fertigstellung BA bis Fertigstellung Mauer . . . . .	280
E.52	MV 1R: Frischbetontemperatur $T_0 = 23^\circ\text{C}$ und Baubeginn am 1. Juli. Resultierende Nullspannungstemperaturen bei viskoelastischer Berechnung. Darstellung in verschiedenen Ansichten und Schnitten (siehe jeweils linke untere Bildecke) .	282
E.53	MV 5R: Frischbetontemperatur $T_0 = 15 \text{ }^\circ\text{C}$ und Baubeginn am 1. Juli. Resultierende Nullspannungstemperaturen bei viskoelastischer Berechnung. Darstellung in verschiedenen Ansichten und Schnitten (siehe jeweils linke untere Bildecke) .	283
E.54	MV 7R: Frischbetontemperatur $T_0 = 10 \text{ }^\circ\text{C}$ und Baubeginn am 1. Juli. Resultierende Nullspannungstemperaturen bei viskoelastischer Berechnung. Darstellung in verschiedenen Ansichten und Schnitten (siehe jeweils linke untere Bildecke) .	284
F.1	Quadratische Regression zur Bestimmung der Koeffizienten $a_m, b_m$ , und $c_m$ , sowie $a_y, b_y$ , und $c_y$ der Gleichungen 8.2 und 8.3 in Abhängigkeit der Frischbetontemperatur $T_0$ . . . . .	287
F.2	Quadratische Regression zur Bestimmung der Koeffizienten $a_m, b_m$ , und $c_m$ , sowie $a_y, b_y$ , und $c_y$ der Gleichungen 8.2 und 8.3 für die kombinierte vertikale und horizontale Arbeitsfuge . . . . .	288
F.3	Lineare Regression zur Bestimmung der Koeffizienten $a_n$ und $b_n$ , sowie $a_p$ und $b_p$ aus (8.7) und (8.8) in Abhängigkeit des Zementgehalts $m_z$ . . . . .	290
F.4	Lineare Regression zur Bestimmung der Koeffizienten $a_n$ und $b_n$ , sowie $a_p$ und $b_p$ aus (8.7) und (8.8) für die kombinierte vertikale und horizontale Arbeitsfuge	291

# Tabellenverzeichnis

3.1	Wärmeübergangskoeffizienten $\alpha_w$ in Abhängigkeit der Windgeschwindigkeit $v_w$ nach Groth u. a. (2009), McAdams (1942), Davies (2004), Jürges (1924), Agullo u. a. (1996) und Santillán u. a. (2014) . . . . .	16
3.2	Hauptphasen des Portlandzementklinkers und deren Massenanteile nach Stark u. a. (2000)/Henning u. a. (2014) . . . . .	24
3.3	Ansätze zur Beschreibung der Reifefunktion . . . . .	32
3.4	Zusammenstellung der Aktivierungsenergien $E_A$ in kJ/mol für verschiedene Zemente . . . . .	33
3.5	Empirische Ansätze zur Beschreibung des Hydratationsgrades . . . . .	38
3.6	Ansätze normierter empirischer Formfunktionen von Portlandzement . . . . .	40
4.1	Anhaltswerte für die Wärmeleitfähigkeit $\lambda$ und die spezifische Wärmekapazität $c$ der einzelnen Betonbestandteile nach Rostásy u. a. (2002b) und Mandry (1961)	47
4.2	Wärmeausdehnkoeffizienten $\alpha_T$ in $1 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$ der einzelnen Betonbestandteile (Dettling 1962; Ziegeldorf u. a. 1979; Rostásy u. a. 2002b) . . . . .	48
4.3	Modellierungsansätze für die Bruchdehnung unter Druckbeanspruchung . . . . .	50
4.4	Ansätze zur Beschreibung der Spannungs-Dehnungs-Beziehung . . . . .	50
4.5	Ansätze für die Entwicklung des E-Moduls . . . . .	52
4.6	Ansätze für die Entwicklung des E-Moduls (Fortsetzung) . . . . .	53
4.7	Ansätze für die zeitliche Entwicklung der Druckfestigkeit $f_c$ . . . . .	56
4.8	Ansätze für die zeitliche Entwicklung der Zugfestigkeit $f_{ct}$ . . . . .	57
4.9	Kriechmodelle speziell für jungen Beton aus Anders u. a. (2013) . . . . .	72
4.10	Parameter für das Modell von De Schutter u. a. (1997) . . . . .	73
6.1	Untersuchte Modellierungsvarianten MV 1 bis MV 8 . . . . .	101
8.1	Durch Regression ermittelte Koeffizienten der Gleichungen 8.2 und 8.3 für die einzelnen Mauerbereiche . . . . .	174
8.2	Durch Regression ermittelte Koeffizienten der Gleichungen 8.7 und 8.8 für die einzelnen Mauerbereiche . . . . .	175

A.1	Wärmeausdehnkoeffizienten $\alpha_T$ in $1 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$ von Betonen mit unterschiedlichen Zementgehalten in trockenem und wassergesättigtem Zustand nach Dettling (1962) . . . . .	204
A.2	Maximale Belastungsgrad für die Gültigkeit der Linearität zwischen Spannung und Dehnung nach bei erhärtetem Beton . . . . .	204
A.3	In der Literatur verfügbare Parameter der Festigkeitsansätze aus den Tabellen 4.7 und 4.8 . . . . .	205
A.4	In der Literatur ermittelte Regressionsparameter für unterschiedliche Betonrezepturen der in Tabelle 4.9 angegebenen Kriechmodelle . . . . .	206
A.5	Vom Autor mittels der kleinsten Fehlerquadrate ermittelte Regressionsparameter für den Ansatz von Gutsch (1998) anhand der Messwerte von De Schutter u. a. (1997) . . . . .	206
A.6	Grafische Darstellung der Varianten für die Superposition . . . . .	209
A.7	Modellansätze für das autogene Schwinden . . . . .	213
A.8	Modellansätze für das Trocknungsschwinden . . . . .	214
B.1	Deutsche Staumauern gemäß ICOLD-Verzeichnis und deren Aufteilung in verschiedene Bauformen und -materialien . . . . .	216
B.2	Kennwerte der deutschen Gewichtsstaumauern aus Beton . . . . .	218
B.3	Kennwerte der deutschen Gewichtsstaumauern aus Beton (Fortsetzung) . . . . .	219
B.4	Klimadaten des Referenzklimas . . . . .	220
B.5	Verwendete Höhenkorrekturfaktoren in $^{\circ}\text{C}$ pro 100 Höhenmetern . . . . .	220
B.6	Statistische Kennwerte der untersuchten Geometrieparameter an deutschen Gewichtsstaumauern aus Beton . . . . .	221
B.7	Bezeichnungen und Massenanteile der beim Staumauerbau in Deutschland hauptsächlich verwendeten Zementsorten gemäß der vorliegenden Datengrundlage	221
F.1	Koeffizienten (Steigung $m$ und $y$ -Achsenabschnitt $y$ ) der linearen Regression zur Abbildung der Nullspannungstemperatur in Abhängigkeit der mittleren Lufttemperatur $T_L$ aus Abbildung 8.3 . . . . .	286
F.2	Mittlere Fehlerabweichung (RMSE) und Regressionsgüte ( $R^2$ ) der linearen Regression aus Abbildung 8.3 und den zugehörigen Koeffizienten aus Tabelle F.1	286
F.3	Mittlere Fehlerabweichung (RMSE) und Regressionsgüte ( $R^2$ ) der quadratischen Regression aus Abbildung F.1 und F.2 . . . . .	288

F.4	Koeffizienten (Steigung $n$ und $y$ -Achsenabschnitt $p$ ) der linearen Regression zur Abbildung der Änderung der Nullspannungstemperatur in Abhängigkeit des Zementgehalts $m_z$ aus Abbildung 8.6 . . . . .	289
F.5	Mittlere Fehlerabweichung (RMSE) und Regressionsgüte ( $R^2$ ) der linearen Regression aus Abbildung 8.6 und den zugehörigen Koeffizienten aus Tabelle F.4	289
F.6	Mittlere Fehlerabweichung (RMSE) und Regressionsgüte ( $R^2$ ) der linearen Regression aus Abbildung F.3 und F.4 . . . . .	291



# **A Ergänzungen zu den Grundlagen**

## A.1 Materialeigenschaften

**Tabelle A.1:** Wärmeausdehnkoeffizienten  $\alpha_T$  in  $1 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$  von Betonen mit unterschiedlichen Zementgehalten in trockenem und wassergesättigtem Zustand nach Dettling (1962)

Betonzuschlag	Wärmedehnzahl von Beton mit einem Zementgehalt von 200/300/400 kg/m <sup>3</sup>	
	wassergesättigt	trocken
Quarzgestein	11,6/11,6/11,6	12,7/13,0/13,4
Quarzsand und Quarzkies	11,1/11,1/11,2	12,2/12,6/13,0
Granit, Gneis, Liparit	7,9/8,1/8,3	9,1/9,7/10,2
Syenit, Trachyt, Diorit, Andesit, Gabbro, Diabas, Basalt	7,2/7,4/7,6	8,5/9,1/9,6
dichter Kalkstein	5,4/5,7/6,0	6,6/7,2/7,9

**Tabelle A.2:** Maximale Belastungsgrad für die Gültigkeit der Linearität zwischen Spannung und Dehnung nach bei erhärtetem Beton

Autor	Belastungsgrad $\eta$ in %
Byfors (1980)	30 - 40
Marx (1987)	< 40
CEB (1993)	< 40
Hamfler (1998)	30 - 50
Gutsch (1998)	30 - 50
Rottler (1998)	< 20
Lopes Madaleno (2002)	25 - 40
EC 2-1 (2011)	< 45
Anders (2013)	40 - 45

**Tabelle A.3:** In der Literatur verfügbare Parameter der Festigkeitsansätze aus den Tabellen 4.7 und 4.8

Ansatz nach	Betonrezeptur			Parameter		
	Zement	$m_z$   $m_w$   $m_{fa}$ kg/m <sup>3</sup>	w/z	$\alpha_0$	a	c
Laube (1990)	CEM I 32 R	240 185 80	0,77	0,17	-	1,0
Rostásy und Onken (1994)	CEM I 32,5 R	270 165 60	0,61	0,19		
	CEM III/B 32,5	390 183 -	0,47	0,35	1,0	1,0
Gutsch (1998)	CEM I 32 R	270 175 60	0,65	0,20		
	CEM III/B 32,5	390 183 -	0,47	0,37	1,5	1,0
De Schutter u. Taerwe (1996)	CEM I 52,5 R	300 150 -	0,5	0,25	0,84	0,46
	CEM III/B 32,5	300 150 -	0,5	0,25	1,4	0,88
	CEM III/C 32,5	300 150 -	0,5	0,29	0,97	0,78
Wesche (1993)	CEM I 52,5 R	nicht angegeben	0,35/0,55/0,75		1,1/1,15/1,2	-1,5
	CEM I 32,5 R				1,2/1,3/1,4	-2,8
	CEM III 32,5				1,3/1,5/1,7	-4,4
Ansatz nach	Zement	Temperatur °C	w/z	$t_{w0}$ d	$f_c(t_w = \infty)$ N/mm <sup>2</sup>	$k_r$ 1/d
Carino (2001)	CEM I	10,0	0,45/0,6	0,8/0,95	57,9/31,0	0,202/0,212
		21,5		0,1/0,22	44,1/29,0	0,401/0,336
		40,5		0,21/0,10	31,7/24,8	2,673/1,482
	CEM II	10,0		0,95/0,87	53,8/46,9	0,205/0,153
		22,5		0,37/0,28	46,2/30,3	0,351/0,287
		40,5		0,16/0,21	40,7/27,6	1,641/0,911
	CEM III	10,0		0,64/0,74	57,2/37,2	0,523/0,508
		21,0		0,28/0,28	44,8/31,7	0,844/0,832
		42,0		0,14/0,18	38,6/24,1	3,313/3,204

$m_z$  = Masse Zement,  $m_w$  = Masse Wasser,  $m_{fa}$  = Masse Flugasche

## A.2 Kriechmodelle

**Tabelle A.4:** In der Literatur ermittelte Regressionsparameter für unterschiedliche Betonrezepturen der in Tabelle 4.9 angegebenen Kriechmodelle. Gewonnen aus C = Kriechversuchen (Creep) und R = Relaxationsversuchen (Relaxation) von [1] = Laube (1990), [2] = Rostásy u. a. (1994), [3] = Gutsch (1998) und [4] = De Schutter u. a. (2000)

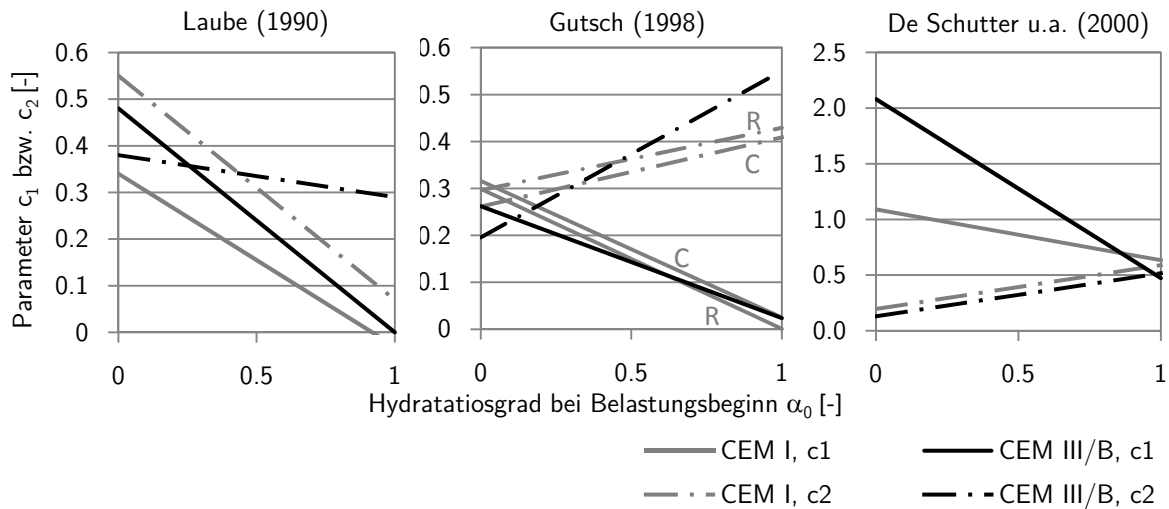
Ansatz nach	Versuch		Betonrezeptur			Regressionsparameter					
	von	Art	Zement	$m_z$	$m_w$	$m_{fa}$	$a_1$	$a_2$	$a_3$	$b_1$	$b_2$
Laube (1990)	[1]	R	CEM I 32 R	240	185	80	0,34	-0,37	-	0,55	-0,48
	[2]	R	CEM I 32,5 R	270	165	60	nicht bestimmt. aber abweichend von [1]				
		R	CEM III/B 32,5	390	183	-	0,48	-0,48	-	0,38	-0,09
Gutsch (1998)	[3]	C	CEM I 32 R	270	175	60	0,3160	-0,2909	-	0,2614	0,1475
		R	CEM I 32 R	270	175	60	0,2991	-0,2981	-	0,2962	0,1332
		R	CEM III/B 32,5	390	183	-	0,2623	-0,2387	-	0,1955	0,3549
De Schutter u. Taerwe (2000)	[4]	C	CEM I 52,5 R	300	150	-	1,090	-0,456	-	0,196	0,394
		C	CEM III/B 32,5	300	150	-	2,081	-1,608	-	0,130	0,386
		C	CEM III/C 32,5	300	150	-	0,425	-0,100	$23e^{-10\alpha_0}$	0,080	0,340

$m_z$  = Masse Zement,  $m_w$  = Masse Wasser,  $m_{fa}$  = Masse Flugasche

**Tabelle A.5:** Vom Autor mittels der kleinsten Fehlerquadrate ermittelte Regressionsparameter für den Ansatz von Gutsch (1998) anhand der Messwerte von De Schutter u. a. (1997)

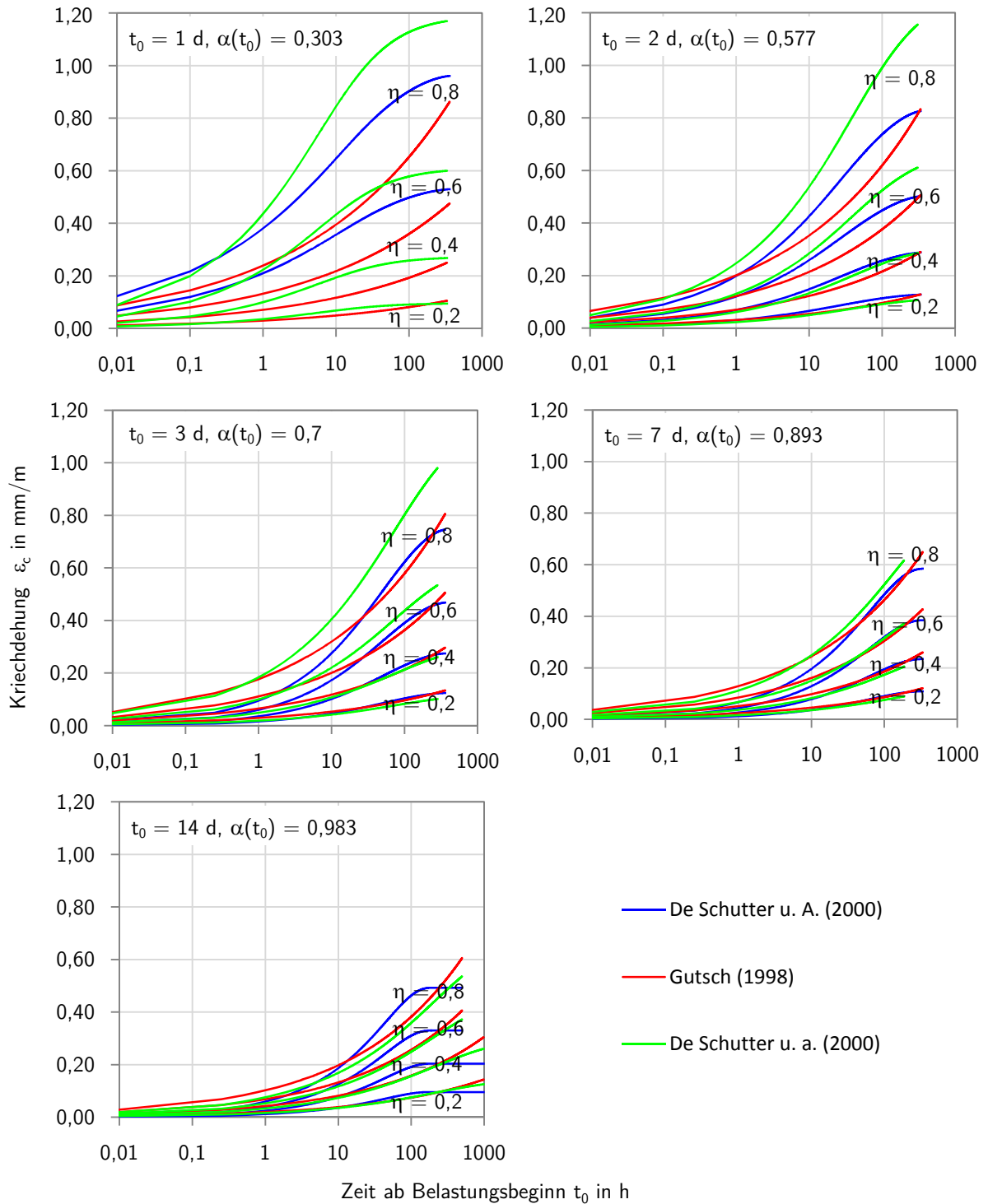
Ansatz nach	Versuch		Betonrezeptur			Regressionsparameter				
	von	Art	Zement	$m_z$	$m_w$	$m_{fa}$	$a_1$	$a_2$	$b_1$	$b_2$
Gutsch (1998)	[4*]	C	CEM III/B 32,5	300	150	-	0,5260	-0,4292	0,1875	0,1006

$m_z$  = Masse Zement,  $m_w$  = Masse Wasser,  $m_{fa}$  = Masse Flugasche



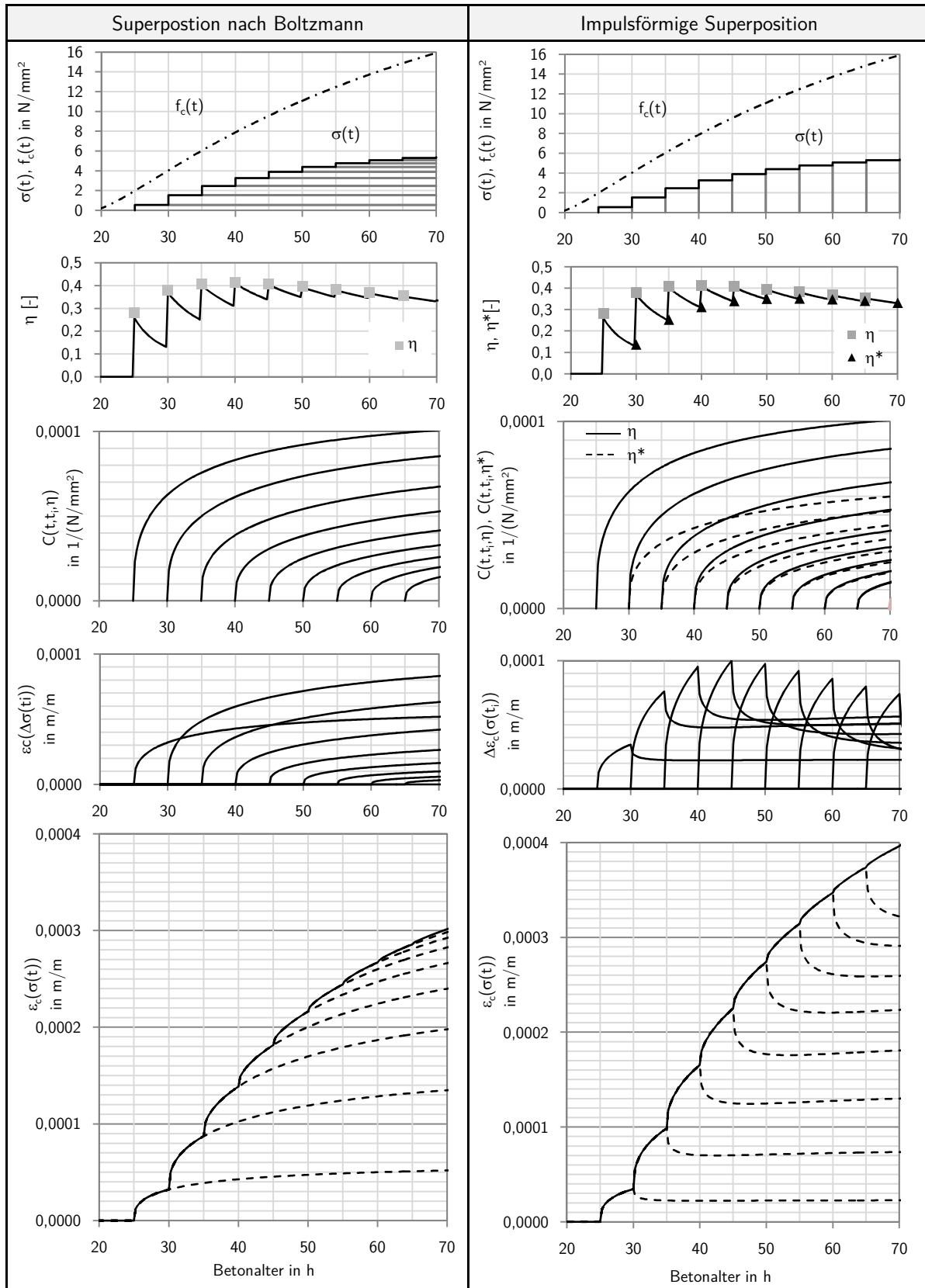
**Abbildung A.1:** Grafische Darstellung der aus den in Tabelle A.4 dargestellten Regressionsparametern resultierenden Parameter  $c_1$  und  $c_2$

**Anmerkungen zu Tabelle A.4** Während Laube (1990) selbst nur einen Beton mit einem CEM I untersucht hat, haben Rostásy u. a. (1994) für das Modell von Laube (1990) auch einen Beton mit einem CEM III/B untersucht. Rostásy u. a. (1994) und Gutsch (1998) bestimmen ihre Regressionsparameter für das Kriechen beide anhand von Relaxationsversuchen. Da sie jedoch unterschiedliche Ansätze zur gegenseitigen Überführung von Relaxation und Kriechen verwenden, weichen Ihre ermittelten Regressionsparameter der von ihnen getesteten CEM III/B Zemente trotz identischer Rezeptur, voneinander ab. Gutsch (1998) hat einen CEM I Zement sowohl anhand eines Kriechversuchs als auch mittels einer Relaxationsversuches getestet, um die festgestellten Defizite bei der gegenseitigen Überführung von Kriech- und Relaxationsmodellen zu kompensieren. De Schutter u. a. (2000) hingegen haben ihre Regressionsparameter ausschließlich anhand von Kriechversuchen ermittelt. Die Regressionsparameter in Tabelle A.4 und die resultierenden Parameter  $c_1$  und  $c_2$  in Abbildung A.1 zeigen, dass die Parameter jeweils stark von der Betonrezeptur abhängig sind und daher nicht auf andere Betonrezepturen übertragbar sind (Kosmahl 2006). Um den Ansatz von Gutsch (1998) auf die in dieser Arbeit angesetzte Betonrezeptur zu übertragen, werden die Regressionsparameter für den Ansatz von Gutsch (1998) anhand der Messwerte von De Schutter u. a. (1997) mittels der Methode der kleinsten Fehlerquadrate ermittelt. Die sich daraus ergebenden Regressionsparameter sind in Tabelle A.5 dargestellt.

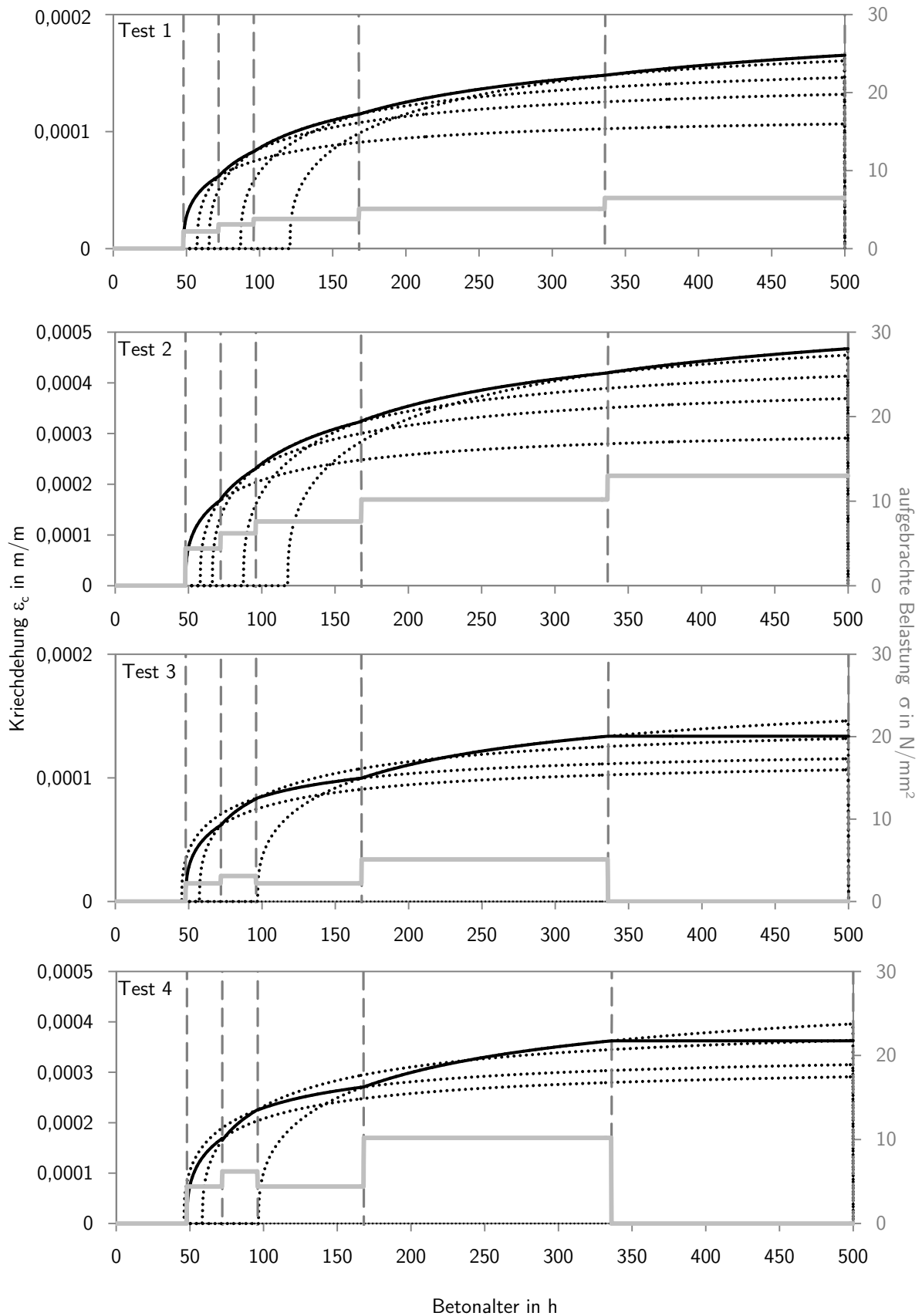


**Abbildung A.2:** Modellierter Kriechdehnung der Kriechmodelle aus Tabelle 4.9 für unterschiedliche Belastungsgrade  $\eta$  unter Ansatz einer nichtlinearer Spannungs-Dehnungs Beziehung zu verschiedenen Belastungszeitpunkten  $t_0$

**Tabelle A.6:** Grafische Darstellung der Varianten für die Superposition



**Anmerkungen zu Tabelle A.6** Durch die Zunahme der Festigkeit  $f_c$  fällt der Entlastungsgrad  $\eta^* = \sigma(t_i)/f_c(t_{i+1})$  am Ende eines Intervalls (schwarze Dreiecke) geringer aus als der zugehörige Belastungsgrad  $\eta = \sigma(t_i)/f_c(t_i)$  am Anfang der Intervalle (graue Quadrate). Dies bewirkt eine Reduktion des fiktiven Rückkriechens, wodurch die Gesamtkriechdehnung unter Verwendung der impulsförmigen Superposition signifikant höher ausfällt als die Superposition nach Boltzmann.



**Abbildung A.3:** Grafische Darstellung der Zusammensetzung der Kriechdehnung anhand der äquivalenten Zeitmethode für die Versuche von De Schutter u. a. (2000)

### A.3 Schwindmodelle

Tabelle A.7 gibt eine Übersicht über gängige Modellansätze für das autogene Schwinden. Mit den gezeigten Ansätzen kann die Rückverlängerung infolge chemischen Quellens nicht abgebildet werden. Bei massigen Bauteilen, bei denen sich hohe Prozesstemperaturen infolge Hydratation im Bauteilinneren ausprägen, ist dies jedoch vernachlässigbar (Lopes Madaleno 2002). Die Ansätze von Müller u. a. (2002) und EC2-1 (2011) unterscheiden sich lediglich durch die Bestimmung des Endschwindmaßes  $\varepsilon_{as0}$ .

Tabelle A.8 zeigt Modellansätze für das Trocknungsschwinden. Des Weiteren existieren auch Modelle die Trocknungsschwinden und autogenes Schwinden nicht separat betrachten, sondern direkt die Gesamtschwinddehnung ermitteln. Hierzu zählt beispielsweise das Modell von Bažant u. a. (1978), welches hier jedoch nicht weiter erläutert wird.

**Tabelle A.7:** Modellansätze für das autogene Schwinden

Ansatz nach	Modell für autogenes Schwinden
Gutsch (1998)	$\varepsilon_{as}(t, t_1) = \varepsilon_{as0} \cdot \left[ \frac{t-t_1}{t_{as}+t-t_1} \right]^{0,5}$ <p><math>\varepsilon_{as0} = 2,9712 \cdot 10^{-4}</math>, <math>t_{as} = 13.880</math> h für CEM I, <math>t_1 = 24</math>h</p>
Tazawa (1993)	$\varepsilon_{as} \left( t_w, t_{w0}, \frac{w}{z} \right) = \gamma \cdot \varepsilon_{as0} \left( \frac{w}{z} \right) \cdot \beta(t_w, t_{w0})$ <p>mit <math>\beta(t_w, t_{w0}) = 1 - \exp(-a(t_w - t_{w0})^b)</math></p> $\varepsilon_{as0} \approx -1300 \cdot \exp(-5,9 \cdot \frac{w}{z}) \cdot 10^{-6} \quad \text{für } 0,2 \leq \frac{w}{z} \leq 0,5$ $\varepsilon_{as0} \approx -70 \cdot 10^{-6} \quad \text{für } \frac{w}{z} > 0,5$ <p><math>t_{w0}</math> = wirksames Alter bei Kontraktionsbeginn a, b = Parameter in Abhängigkeit von w/z, <math>\gamma = 1</math> für CEM I</p>
Müller und Kvitsel (2002)	$\varepsilon_{as}(t) = \varepsilon_{as0}(f_{cm}) \cdot \beta(t)$ <p>mit <math>\beta(t) = 1 - \exp\left(-0,2 \cdot \left(\frac{t}{t_1}\right)^{0,5}\right)</math></p> $\varepsilon_{as0}(f_{cm}) = -\alpha \left( \frac{f_{cm}/f_{cm0}}{6+f_{cm}/f_{cm0}} \right)^{2,5} \cdot 10^{-6}$ <p><math>f_{cm0} = 10</math> N/mm<sup>2</sup>, <math>\alpha = 700</math> für CEM I, <math>\alpha = 800</math> für CEM III, <math>t_1 = 1</math>d <math>f_{cm}</math> = mittlere zylindrische Druckfestigkeit nach 28 d in N/mm<sup>2</sup></p>
EC2-1 (2011)	$\varepsilon_{as}(t) = \varepsilon_{as0} \cdot \beta(t)$ <p>mit <math>\beta(t) = 1 - \exp(-0,2 \cdot \sqrt{t})</math></p> $\varepsilon_{as0} = 2,5(f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6}$ <p><math>f_{ck}</math> = charakteristische zylindrische Druckfestigkeit nach 28 d in N/mm<sup>2</sup></p>

$\varepsilon_{as0}$  = Endschwindmaß,  $\beta$  = Zeitfunktion,  $t_1$  = Kontraktionsbeginn  $\approx 1$ d bzw. 24h,

**Tabelle A.8:** Modellansätze für das Trocknungsschwinden

Ansatz nach	Modell Trocknungsschwinden
Müller und Kvitsel (2002)	$\varepsilon_{ds}(t, t_s) = \varepsilon_{ds0}(f_{cm}) \cdot \beta_{RH} \cdot \beta_{ds}(t - t_s)$ <p>mit:</p> $\beta_{ds}(t - t_s) = \left( \frac{(t-t_s)/t_1}{350 \cdot (h/h_0)^2 + (t-t_s)/t_1} \right)^{0,5}$ $\varepsilon_{ds0}(f_{cm}) = \left[ (220 + 110 \cdot a) \cdot \exp\left(-b \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}\right) \right] \cdot 10^{-6}$ $\beta_{RH} = \begin{cases} -1,55 \cdot \left[ 1 - \left( \frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right] & \text{für } 40 \leq RH \leq 99\% \cdot \beta_{s1} \\ 0,25 & \text{für } RH \geq 99\% \cdot \beta_{s1} \end{cases}$ $\beta_{s1} = \left( \frac{3,5 \cdot f_{cm0}}{f_{cm}} \right)^{0,1} \leq 1,0$ <p>a = 4, b = 0,12 für CEM I  a = 3, b = 0,13 für CEM III  t<sub>1</sub> = 1d, h<sub>0</sub> = 100 mm, β<sub>s1</sub> = Beiwert innere Austrocknung</p>
EC2-1 (2011)	$\varepsilon_{ds}(t, t_s) = k_h \cdot \varepsilon_{ds0} \cdot \beta(t, t_s)$ <p>mit:</p> $\beta(t, t_s) = \frac{(t-t_s)}{(t-t_s) + 0,04\sqrt{h^3}}$ $\varepsilon_{ds0}(f_{cm}) = \left[ (220 + 110 \cdot a) \cdot \exp\left(-b \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}\right) \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH}$ $\beta_{RH} = 1,55 \cdot \left[ 1 - \left( \frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right]$ <p>a = 4, b = 0,12 für CEM I  a = 3, b = 0,13 für CEM III  k<sub>h</sub> = Koeffizient für wirksame Bauteildicke = 0,7 bis 1,0</p>

t<sub>s</sub> = Beginn der Austrocknung, h = wirksame Bauteildicke in mm = 2A<sub>c</sub>/u,

A<sub>c</sub> = Betonquerschnittsfläche, u = Umfangslänge der Trocknungsoberfläche

f<sub>cm0</sub> = 10 N/mm<sup>2</sup>, f<sub>cm</sub> = mittlere zylindrische Druckfestigkeit nach 28 d in N/mm<sup>2</sup>

RH = relative Luftfeuchte, RH<sub>0</sub> = 100%,

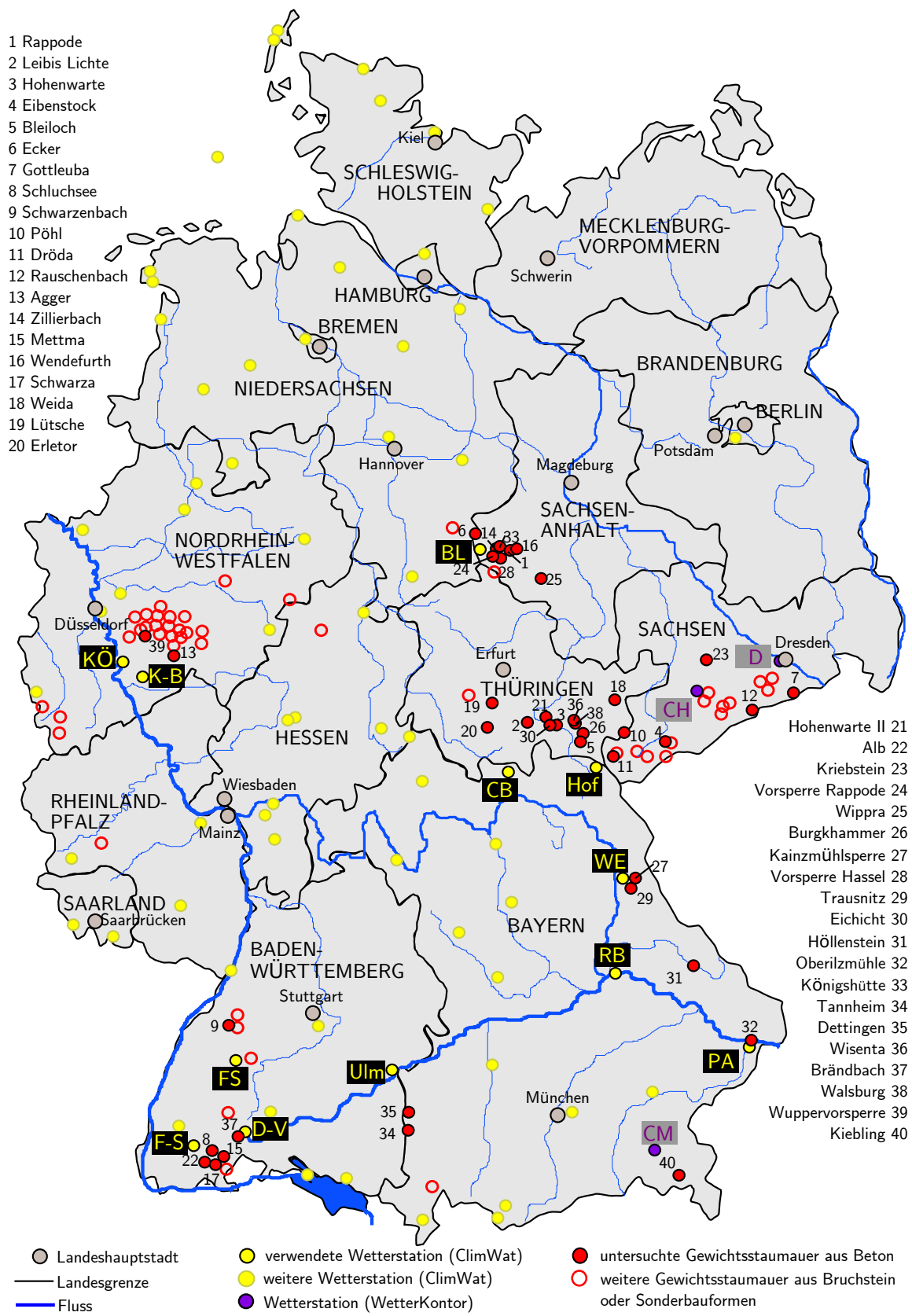
## **B Analyse deutscher Gewichtsstaumauern aus Beton**

Die für die Analyse genutzten Daten sind aus folgenden frei zugänglichen Quellen entnommen: Enzweiler (1925), Saalfeld (1926), Feldmann (1927), Braun (1937), Rau (1938), Widemann (1950), Widemann (1953), Schulze (1955), Blumenthal (1957), Wölfel (1959), Dröge (1967), Berthold (1984), Franke u. a. (1987), Garbrecht (1987), Löbel u. a. (1991), Seidel (1991), Simon u. a. (1991), Jäger u. a. (1992), Schmidt (1992), Deubner u. a. (1993), Pape (1993), Sieber (1993), Beuschold u. a. (1994), ENBW (1995), Franke (2001), Wagner (2004), Schöne u. a. (2007), Dold u. a. (2008), Köngeter u. a. (2013) und Zweckverband Kriebsteintalsperre (2016).

Die Geometrieabmessungen sind auf Grundlage der vorliegenden Daten nicht immer eindeutig und exakt bestimmbar. Bei den in Tabelle B.2 und B.3 aufgeführten Werten handelt es sich daher um Anhaltswerte, die eventuell von den bei den einzelnen Betreibern hinterlegten Werten geringfügig abweichen können.

**Tabelle B.1:** Deutsche Staumauern gemäß ICOLD-Verzeichnis und deren Aufteilung in verschiedene Bauformen und -materialien (die Namen der nur mit Nummern aufgeführten Talsperren sind Abbildung B.1 zu entnehmen)

87	Staumauern in Deutschland inkl. Vorsperren	Bez. ICOLD
2	Bogenstaumauern aus Beton ( <i>Oker, Ofenwald</i> )	VA
1	Pfeilerstaumauer aus Beton ( <i>Olef</i> )	CB
1	Bogenreihenstaumauer aus Beton ( <i>Linach</i> )	MV
83	Gewichtsstaumauern	PG
1	aus Bruchstein mit Betonvorsatzschale ( <i>Tambach-Dietharz</i> )	
1	aus Bruchstein mit verkleideter Betonerhöhung ( <i>Neustadt</i> )	
1	aus Beton und Bruchstein im oberen Viertel der Mauer ( <i>Dreilägerbach</i> )	
6	aus Beton mit Bruchsteinverblendung ( <i>9, 13, 18, 29, 37, 38</i> )	
35	aus Beton ( <i>1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 10, 11, 12, 14, 15, 16, 17, 19, 20, 21, 22, 23, 24, 25, 26, 27, 28, 30, 31, 32, 33, 34, 35, 36, 39, 40, Witznau</i> )	
39	aus Bruchstein ( <i>Saidenbach, Urft, Sosa, Ennepe, Lehmühle, Eder, Werda, Sengbach, Diemel, Möhne, Klingenberg, Lister, NeunzehnhainII, Herbringhauser, Malter, Oester, Hasper, Kerspe, Glör, Carlsfeld, Neye, Fürwigge, Brucher, Einsiedel, Jubach, Fuelbecke, Lingese, Muldenberg, NeunzehnhainI, Ronsdorf, Pirk, Kirschbaumwasen, Dhron, Eschbach, Heilenbecke, Forbach, Euba, Panzer, Heimbach</i> )	



- 1 Rappode
- 2 Leibis Lichte
- 3 Hohenwarte
- 4 Eibenstock
- 5 Bleiloch
- 6 Ecker
- 7 Gottleuba
- 8 Schluchsee
- 9 Schwarzenbach
- 10 Pöhl
- 11 Dröda
- 12 Rauschenbach
- 13 Agger
- 14 Zillierbach
- 15 Mettma
- 16 Wendefurth
- 17 Schwarza
- 18 Weida
- 19 Lütische
- 20 Erletor

- Hohenwarte II 21
- Alb 22
- Kriebstein 23
- Vorsperre Rappode 24
- Wippra 25
- Burgkhammer 26
- Kainzmühlsperre 27
- Vorsperre Hassel 28
- Trausnitz 29
- Eichicht 30
- Höllenstein 31
- Oberilzmühle 32
- Königshütte 33
- Tannheim 34
- Dettingen 35
- Wisenta 36
- Brändbach 37
- Walsburg 38
- Wuppervorsperre 39
- Kiebling 40

- Landeshauptstadt
- verwendete Wetterstation (ClimWat)
- untersuchte Gewichtsstaumauer aus Beton
- Landesgrenze
- weitere Wetterstation (ClimWat)
- weitere Gewichtsstaumauer aus Bruchstein oder Sonderbauformen
- Fluss
- Wetterstation (WetterKontor)

**Abbildung B.1:** Übersicht der Gewichtsstaumauern in Deutschland und ausgewählter Wetterstationen

**Tabelle B.2:** Kennwerte der deutschen Gewichtsstaumauern aus Beton

Nr.	Bundesland	Fertigstellung	Name	Höhe ü. GS		Geometriekennwerte										Blockbreiten		Beschreibung des Zementsorte	Zementbezeichnung nach DIN	Zugordnete Wetterstation bzw. weitere nahegelegene	Achsenform	Ausrichtung Sperrachse Normalenrichtung WS
				hG [m]	hGS [m]	m <sub>w</sub> [1:x]	m <sub>L</sub> [1:x]	b <sub>K</sub> [m]	b <sub>F</sub> [m]	b <sub>F</sub> /h <sub>G</sub> [-]	e <sub>w</sub> [m]	e <sub>L</sub> [m]	h <sub>s</sub> [m]	b <sub>BL, Ra</sub> [m]	b <sub>BL, Mi</sub> [m]							
1	ST	1959	Rappbode	106		0.02	0.73	10.1	80	0.7547	14.8	10.4	12.7	10	16	HOZ 225 mit 20% POZ-Klinker-Anteil	CEM III/B	Braunlage	I	NW-SO_NO		
2	TH	2005	Leibis Lichte	101.5		0	0.78	8.5	84.5	0.8325	8.8	1.96	18.3	10	15	CEM II/B-S 32.5 RMA	CEM II/B-S	Erfurt/Coburg	I	W-O_N		
3	TH	1941	Hohenwarte	74.9		0	0.72	9.7	53.2	0.71	6.3	3.6	13.5	15	15	60% Trägorlandzement und 40% Thurnant	-	Erfurt/Coburg	(	N-S_W		
4	SN	1982	Eibenstock	65.5		0	0.73	7.26	61.8	0.9435	8.71	4.4	14	10	15	Hochfement ZZ 4/25	CEM III	Chemnitz/Hof	I	N-S_O		
5	TH	1932	Bleiloch	65		0.02	0.68	7.2	46	0.7077	3.1	5	5	26	26	34% Portlandzement und 66% Thurnant	-	Hof/Bayreuth/Gera	(	W-O_N		
6	ST	1942	Ecker	65		0.02	0.68	2.2	45	0.6923	3.65	4.2	7.23	10	12	Eisenortlandzement	CEM II/A-S CEM II/B-S	Bad Harzburg/ Braunlage	I	NO-SW_NW		
7	SN	1974	Gottleuba	65		0	0.75	7						10	15			Dresden (Flughafen)	I	NW-SO_NO		
8	BW	1932	Schluchsee	63.5		0.03	0.75	3.7	36	0.5669	15	8	10	14	16	Hochfement mit wenig Kalk wegen aggressiver Kohlensäure und weichem Wasser	CEM III	Feldberg-Schwarzwal	I	N-S_W		
9	BW	1926	Schwarzenbach	63.5		0.06	0.62	6.2	50	0.7874	5	4	5	25	36	5 verschiedene Mixturen aus 52,76% Eisenortlandzement, 0,11% Kalk, 31,46% Trass	-	Freudenstadt	I	NO-SW_SO		
10	SN	1964	Pöhl	61.5		0	0.73	7	40	0.6499	2.3	0	4	10	15			Hof/Gera/Chemnitz	(	NO-SW_NW		
11	SN	1971	Dröda	52		0	0.75	6.4	46	0.8846	5.7	2.7	6	10	15			Hof	I	NW-SO_NO		
12	SN	1968	Rauschenbach	47.9		0	0.71	4	33.3	0.6956	5	1.6	0	10	15	CEM III/A Hochfement	CEM III/A	Dresden (Flughafen)	I	NW-SO_SW		
13	NRW	1929	Agger	45		0.01	0.69	6.3	34.6	0.7693	1	1.8	5.6	10	16	Portlandement und Trass	CEM II/A-P CEM II/B-P	Lüdenscheid/ Köln-Bonn	(	W-O_S		
14	ST	1936	Zillierbach	45		0	0.65	6.03	33.2	0.7373	6	1	6	12	12			Braunlage	I	W-O_N		
15	BW	1943	Mettma	43.5		0.03	0.72	3.1	33.8	0.777	5.8	2.7	4.8	13	13	Hochfement mit wenig Kalk wegen aggressiver Kohlensäure und weichem Wasser	CEM III	Feldberg- Schwarzwal	I	NO-SW_SO		
16	ST	1967	Wendefurth	43.5		0	0.67	7.1	26.7	0.6138	6	4.7	4.7	11	16	Hochfement HZ 225	CEM III	Braunlage	(	NO-SW_SO		
17	BW	1931	Schwarza	43		0.03	0.72	3.7	35.6	0.8279	12.2	4.7	6.9	12	20.5	Hochfement mit wenig Kalk wegen aggressiver Kohlensäure und weichem Wasser	CEM III	Feldberg- Schwarzwal	I	NW-SO_SW		
18	TH	1956	Weida	33		0	0.74	3.5	29.6	0.897	2	3.2	4.5	15	15	GSZ 225 Gipschlackzement, SHZ 225 Sulfatlackzement	SCC	Hof/Chemnitz	(	W-O_N		
19	TH	1938	Lütsche	32		0	0.65	9.4	21.6	0.6734	8	3.3	8.71	15.4	15.4			Erfurt/Coburg	(	N-S_O		
20	TH	1968	Erlator	31		0	0.79	4	24.1	0.7774	1.5	1.2	0	10	10			Coburg/Chemnitz	I	W-O_S		

**Tabelle B.3:** Kennwerte der deutschen Gewichtsstaumauern aus Beton (Fortsetzung)

Nr.	Bundesland	Fertigstellung	Name	Höhe ü. GS		Geometrie Kennwerte										Blockbreiten		Beschreibung des Zementsorte	Zementbezeichnung nach DIN	Zugeordnete Wetterstation bzw. weitere nahegelegene	Achsenform	Ausrichtung Sperrnackel-Normalenrichtung WS
				hG [m]	hCS	m <sub>w</sub> [1:x]	m <sub>L</sub> [1:x]	b <sub>K</sub> [m]	b <sub>F</sub> [m]	b <sub>F</sub> /h <sub>G</sub> [-]	e <sub>w</sub> [m]	e <sub>L</sub> [m]	h <sub>s</sub> [m]	b <sub>BL,Ra</sub> [m]	b <sub>BL,LI</sub> [m]							
21	TH	1963	Hohenwarte II	30		0.05	0.7	3	16.6	0.5533	5.2	3	5	14	14			Coburg/Erfurt		Z	-	
22	BW	1941	Alb	28.5		0.03	0.72	3.36	23.3	0.8158	4.24	3.38	4	10	14.6			Feldberg-Schwarzwald	CEM III		I	W-O_S
23	SN	1930	Kriebstein	28		0.04	0.72	4	21	0.75				8.5	8.5			Chemnitz (Stadt)			I	NW-SO_NO
24	ST	1961	VS Rappbode	25		0	0.65	4.6	16	0.64	2.6	0	3	12	12			Braunlage			I	NW-SO_NO
25	ST	1952	Wippra	24.9		0	0.69	3.5	25	1.004	2.7	0	2.7	10	10			Erfurt/Braunlage	-		I	W-O_S
26	TH	1932	Burgkammer	22		0.02	0.68							12	12			Hof	CEM II/B-P		I	NO-SW_SO
27	BY	1955	Kainzmühl	22														Weiden			I	NW-SO_SW
28	ST	1959	VS Hassel	21		0	0.64	2.5	14	0.6667	1.7	1.9	0	9	9			Braunlage	CEM III		I	N-S_W
29	BY	1952	Trausnitz	20		0.03	0.66	5.25	13.7	0.685	5	3.7	1.2	8	19			Weiden			(	N-S_W
30	TH	1945	Eichicht	19.5		0.02	0.71	4.7	12.4	0.6364	2.8	2.8	0	15	15			Coburg	-		I	N-S_W
31	BY	1926	Höllenstein	19.2										10	10			Regensburg			I	NO-SW_NW
32	BY	1966	Oberlzmühle	19														Passau			I	W-O_S
33	ST	1956	Königshütte	18		0	0.66	5	11.3	0.6278	2.4	2.4	3.3	11.5	11.5			Braunlage	CEM III		I	N-S_O
34	BW	1922	Tannheim	17														Ulm			I	NW-SO_NO
35	BW	1928	Dettingen	16										10	15			Ulm			I	NO-SW_NW
36	TH	1920	Wisenta	15.2										11.2	11.2			Hof			I	W-O_N
37	BW	1922	Brändbach	15										15	15			Donaueschingen-Villingen			I	NW-SO_NO
38	TH	1939	Walsburg	15										19.5	19.5			Hof			I	W-O_N
39	NRW	1976	VS Wupper	15										9.3	9.3			Käln			I	N-S_W
40	BY	1913	Kibling	13														Chemning (Stadt)			I	NW-SO_NO

**Tabelle B.4:** Klimadaten des Referenzklimas

Monat	minimale nächtlige Lufttemperatur	maximale Lufttemperatur tagsüber	Luft- feuchtigkeit	Windge- schwindigkeit	tägliche Sonnenschein- dauer	Niederschlag
	$T_{L,min}$ [°C]	$T_{L,max}$ [°C]	$r_L$ [%]	$v_W$ [m/s]	$n$ [h]	$N_R$ [mm]
Januar	-4,5	0,8	86	3,9	1,5	86
Februar	-3,9	2,3	84	3,7	2,5	69
März	-1,0	7,0	79	3,7	3,6	73
April	2,5	11,9	75	3,4	5,0	73
Mai	6,5	16,7	74	3,2	6,1	85
Juni	9,9	20,0	74	3,0	6,6	101
Juli	11,6	21,6	75	3,0	6,6	100
August	11,2	21,2	76	2,9	6,1	95
September	8,6	18,1	80	3,2	5,1	73
Oktober	4,6	12,6	82	3,5	3,7	71
November	0,5	5,9	86	3,8	1,8	84
Dezember	-2,6	2,2	87	4,0	1,4	99

**Tabelle B.5:** Verwendete Höhenkorrekturfaktoren in °C pro 100 Höhenmetern

Monat	Jan	Feb	Mrz	Apr	Mai	Jun	Jul	Aug	Sep	Okt	Nov	Dez
Nacht	0,39	0,47	0,58	0,59	0,58	0,59	0,54	0,53	0,47	0,37	0,43	0,39
Tag	0,44	0,60	0,83	0,92	0,91	0,92	0,91	0,90	0,82	0,60	0,53	0,40

**Tabelle B.6:** Statistische Kennwerte der untersuchten Geometrieparameter an deutschen Gewichtsstaumauern aus Beton

	$h_G$ [m]	$m_W$ [1:x]	$m_L$ [1:x]	$b_K$ [m]	$b_F/h_G$ [m]	$e_W$ [m]	$e_L$ [m]	$h_S$ [m]	$b_{BL,Ra}$ [m]	$b_{BL,Mi}$ [m]
Max.	106,0	0,06	0,79	10,0	1,00	15,0	10,4	18,3	26,0	36,0
Min.	13,0	0,00	0,60	2,2	0,55	1,0	0,0	0,0	8,0	8,0
Mittelwert	38,8	0,01	0,70	5,5	0,74	5,5	3,2	5,8	12,0	14,5
Median	30,5	0,00	0,71	5,0	0,72	5,0	3,0	5,0	10,0	15,0
25% Quartil	28,0	0,00	0,66	3,7	0,66	2,6	1,8	3,1	10,0	11,0
75% Quartil	63,5	0,03	0,73	7,0	0,80	6,2	4,2	7,1	14,0	16,0
Datenverfügbarkeit	100%	75%	75%	73%	70%	68%	68%	68%	73%	73%

**Tabelle B.7:** Bezeichnungen und Massenanteile der beim Staumauerbau in Deutschland hauptsächlich verwendeten Zementsorten gemäß der vorliegenden Datengrundlage

Bezeichnung				Massenanteile Hauptbestandteile				
DIN 1164 (alt)	DIN EN 197-1			Klinker	Hütten-sand	Calcium-sulfat	Puzzolan	
DIN 4210 (alt)	DIN EN 15743			K	S	Cs	P	
EPZ	Eisenportland-zement	CEM II	Portland-hüttenzement	CEM II/B-S	65-79	21-35	-	-
TrZ	Trasszement		Portland-puzzolan-zement	CEM II/A-P	80-94	-	-	6-20
				CEM II/B-P	65-79	-	-	21-35
HOZ	Hochofen-zement	CEM III	Hochofen-zement	CEM III/A	35-64	36-65	-	-
				CEM III/B	20-34	66-80	-	-
SHZ	Sulfathütten-zement	SCC	Sulfathütten-zement	SCC	0-5	>75	5-20	-
Nicht in DIN deklariert				Klinker	Thurament			
				K	S + Cs			
Portlandzement mit Thurament (Abweichende Massenanteile von SCC)				34-50	50-66		-	
Trasszement mit Thurament				39-56	40		4-12	
Eisenportlandzement + Kalk + Trass				52-76		0-11	24-37	



## **C Berechnungsformeln für die Ermittlung der Wärmestromrate infolge Sonneneinstrahlung**

## C.1 Berechnung der extraterrestrischen Sonnenstrahlung

Die extraterrestrische Sonnenstrahlung vor Eintritt in die Erdatmosphäre wird nach Page (1986) berechnet:

$$I_E = I_{SC}(1,0 + 0,03344 \cdot \cos(\theta - 2,80)) \quad \text{mit} \quad \theta = 360 \cdot n_d/365,25 \quad (\text{C.1})$$

mit:

$I_E$	extraterrestrische Sonnenstrahlung	W/m <sup>2</sup>
$I_{SC}$	Solarkonstante = 1367	W/m <sup>2</sup>
$\theta$	Tageswinkel	°
$n_d$	Tag des Jahres	°

Durch eine Jahreslänge von 365,25 Tagen wird das Schaltjahr berücksichtigt. Der Verlauf der extraterrestrischen Sonnenstrahlung über das Jahr ist in Abbildung C.1 abgebildet.

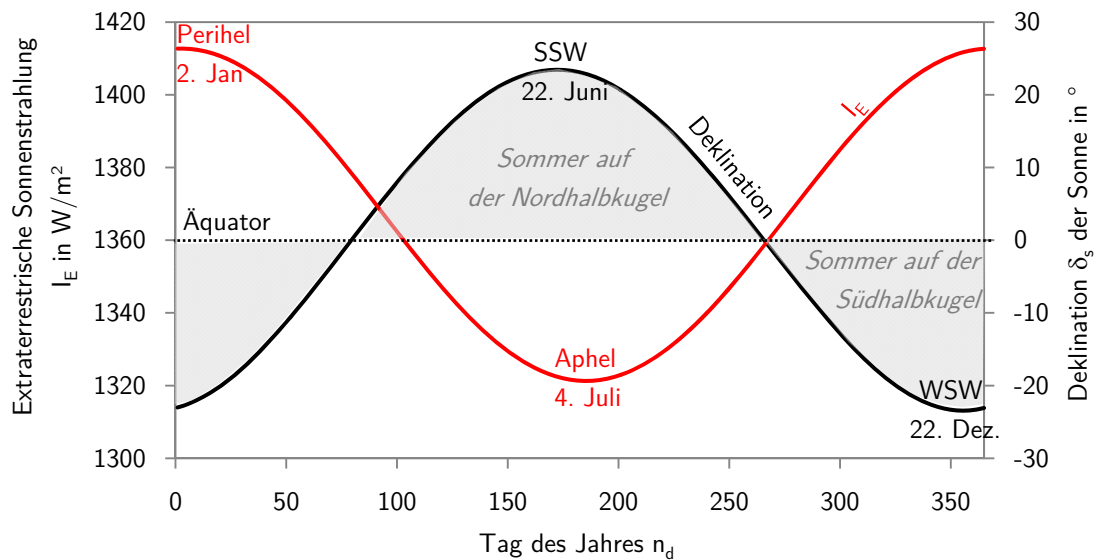
## C.2 Berechnung der Parameter zur Beschreibung des Sonnenstandes

Der Sonnenstand an einem Standort lässt sich über den Sonnenazimut  $\alpha_s$  und die Sonnenhöhe  $\gamma_s$  beschreiben. Beide Größen werden aus dem von der Erde zur Sonne zeigenden Einheitsvektor  $v_s$  abgeleitet, der mit Hilfe des Breitengrads  $\beta$ , dem Tageswinkel  $\omega_s$  und der Sonnendeklination  $\delta_s$  aufgestellt werden kann:

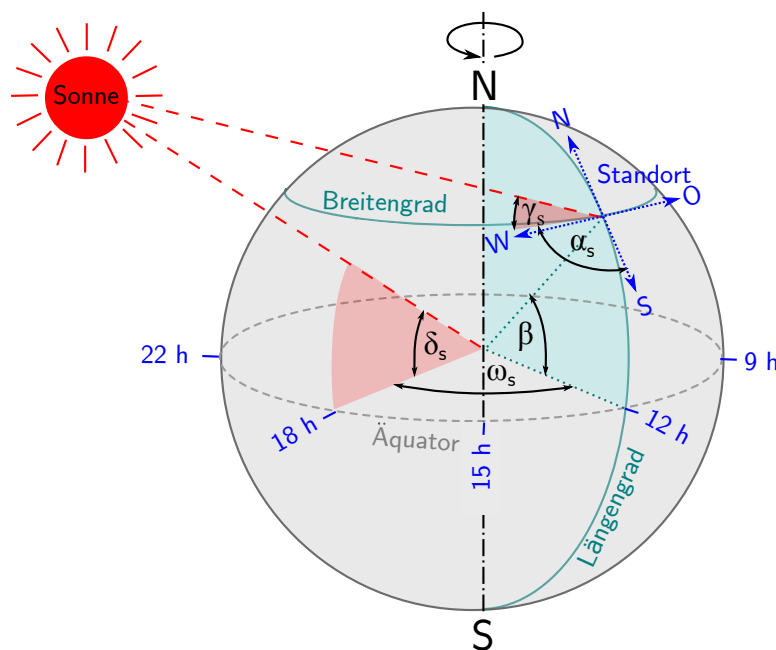
$$v_s = \begin{pmatrix} e_1 \\ e_2 \\ e_3 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \cos \delta_s \cdot \cos \omega_s \cdot \sin \beta - \sin \delta_s \cdot \cos \beta \\ \cos \delta_s \cdot \sin \omega_s \\ \cos \delta_s \cdot \cos \omega_s \cdot \cos \beta + \sin \delta_s \cdot \sin \beta \end{pmatrix} \quad (\text{C.2})$$

$$\alpha_s = \arctan \left( \frac{e_2}{e_1} \right) = \arctan \left( \frac{\cos \delta_s \cdot \sin \omega_s}{\cos \delta_s \cdot \cos \omega_s \cdot \sin \beta - \sin \delta_s \cdot \cos \beta} \right) \quad (\text{C.3})$$

$$\gamma_s = \arcsin(e_3) = \arcsin(\cos \delta_s \cdot \cos \omega_s \cdot \cos \beta + \sin \delta_s \cdot \sin \beta) \quad (\text{C.4})$$



**Abbildung C.1:** Verlauf der extraterrestrischen Strahlungswärmerate  $I_E$  der Sonne unmittelbar vor Eintritt in die Erdatmosphäre nach Formel C.1 und gegenläufiger Verlauf der Sonnendeklination  $\delta_s$  mit ihren Extrema zur Sommersonnenwende (SSW) und zur Wintersonnenwende (WSW) nach Formel C.6



**Abbildung C.2:** Definition der Winkel zur Beschreibung des Sonnenstandes eines beliebigen Standortes auf der Erde (Sonnenaizmut  $\alpha_s$ , Sonnenhöhe  $\gamma_s$ , Stundenwinkel  $\omega_s$ , Sonnendeklination  $\delta_s$  und Breitengrad  $\beta$ )

Der Stundenwinkel ergibt sich zu:

$$\omega_s = \frac{360^\circ}{24 \text{ h}} \cdot (h_d - 12.0) \quad (\text{C.5})$$

mit:

$\omega_s$	Stundenwinkel (siehe Abbildung C.2)	°
$h_d$	Stunde des Tages ( $0 \text{ h} < h_d \leq 24 \text{ h}$ )	h

Die Sonnendeklination  $\delta_s$  resultiert aus der Schiefstellung der Erdrotationsachse gegenüber der Erdumlaufbahn um  $23,5^\circ$  und ist für die Existenz der Jahreszeiten verantwortlich (PG-Net 2006). Sie stellt den Winkel  $\delta_s$  zwischen dem Breitengrad an dem die Sonne im Zenit steht und dem Äquator (siehe Abbildung C.2) dar. Sie wechselt periodisch zwischen  $+23,5^\circ$  und  $-23,5^\circ$  wie aus Abbildung C.1 ersichtlich. Die Sonnendeklination kann nach Page (1986) mit folgender empirischer Formel aus dem Tageswinkel  $\theta$  angenähert werden:

$$\delta_s = \arcsin(0.3978 \cdot \sin(\theta - 80,2 + 1,92 \sin(\theta - 2,8))) \quad (\text{C.6})$$

### C.3 Bodenreflexion auf geneigte Flächen

Geneigte Flächen werden durch die von der umgebenden horizontalen Bodenoberfläche reflektierten Strahlung  $I_R$  beaufschlagt. Dieser Strahlungsanteil ist nach Liu u. a. (1963) abhängig von der Neigung  $\beta$  der Fläche gemäß Abbildung 3.3 und der Reflektionszahl  $s$  der Umgebung:

$$I_R(\beta_f, \alpha_f) = s \cdot (\tilde{I}_B + \tilde{I}_D) \cdot \frac{1 - \cos \beta_f}{2} \quad (\text{C.7})$$

Die Reflektionszahl wird für schneefreie Bedingungen von Liu u. a. (1963) zu durchschnittlich  $s = 0,2$  angegeben.

### C.4 Modellierung der Sonnenstrahlung auf der Erdoberfläche nach Qin (2005)

Qin (2005) hat sich mit der Berechnung der Sonneneinstrahlung bei RCC-Dämmen auseinandergesetzt und stellt anhand der Literatur verschiedener Autoren ein detailliertes Berechnungsverfahren vor. Die verwendete Literatur umfasst Kondratyev u. a. (1960), Kasten (1965), Kehlbeck (1975), Orgill u. a. (1977), Paltridge u. a. (1977), Kasten (1980), Aydinli (1981), WMO (1981), Spencer (1982), Page (1986), Gueymard (1987), Maxwell (1987), Muneer

(1987), Kasten u. a. (1989), Muneer (1990), Perez u. a. (1990), Reindl u. a. (1990), Ineichen u. a. (1992), Kasten (1996), Muneer u. a. (1996) und Muneer (2007). Die wesentlichen Formeln seines Berechnungsansatzes sind im Folgenden zusammengestellt.

### C.4.1 Direkte Sonnenstrahlung bei wolkenlosem Himmel

Die Intensität der direkten Sonnenstrahlung  $I_B$  an der Erdoberfläche wird mittels des Sonnenhöhenwinkels  $\gamma_s$ , dem Linke'schen Trübungsfaktor  $T_L$ , der relative optische Luftmasse  $m$  und der Rayleigh'schen optischen Dicke  $\delta_R$  der reinen Atmosphäre berechnet (Page 1986):

$$I_B = I_E e^{-T_L(\gamma_s)m\delta_R} \quad (\text{C.8})$$

**Die optische Luftmasse  $m$ :** Sie ergibt sich nach Kasten (1965) zu:

$$m = \frac{p}{p_0} \cdot \frac{1}{\sin \gamma_s} \quad (\text{C.9})$$

und mit Berücksichtigung der atmosphärischen Brechung und der Erdkrümmung nach Kasten u. a. (1989) zu:

$$m = \frac{p}{p_0} \cdot \frac{1}{\sin \gamma_s + 0.50572(\gamma_s + 6.07995)^{-1.6364}} \quad (\text{C.10})$$

Das Luftdruckverhältnis  $\frac{p}{p_0}$  ist dabei die Korrektur für die Ortshöhe und lässt sich mit  $\frac{p}{p_0} = 1 - \frac{z}{8000}$  approximieren, wobei  $z$  die geografische Höhe des Standortes ist.

**Die Rayleigh'sche optische Dichte  $\delta_R$ :** Sie wird nach Kasten (1980) und Kasten (1996) in Abhängigkeit der optischen Luftmasse  $m$  wie folgt approximiert:

$$\delta_R = \begin{cases} \frac{1}{9.4+0.9m} & \text{für } m > 20 \\ \frac{1}{6.6296+1.7513m-0.1202m^2+0.0065m^3-0.00013m^4} & \text{für } 1 < m < 20 \end{cases} \quad (\text{C.11})$$

**Der Linke'sche Trübungsfaktor  $T_L$ :** Er setzt sich aus mehreren Korrekturfaktoren für Höhe  $T_{L1}$ , Luftfeuchtigkeit  $T_{L2}$ , Aerosoleffekte  $T_{L3}$  und Sonnenhöhe  $T_{L4}$  zusammen (WMO 1981):

$$T_L(\gamma_s) = \hat{T}_L + T_{L4}(\gamma_s) \quad \text{mit} \quad \hat{T}_L = 3,3 + T_{L1} + T_{L2} + T_{L3} \quad (\text{C.12})$$

mit dem von der geografische Höhe des Standortes  $z$  abhängigen Höhenkorrekturfaktor:

$$T_{L_1} = -3,5 \times 10^{-5} \cdot z \quad (\text{C.13})$$

und dem Luftfeuchtigkeitskorrekturfaktor:

$$T_{L_2} = 0,5 \cdot \ln(p_w) - 1,1 \quad (\text{C.14})$$

ergibt sich mit dem Wasserdampfdruck  $p_w$  am Boden des Ortes in Abhängigkeit der relativen Luftfeuchtigkeit  $r_L$  nach ASHRAE (1983) und dem Sättigungswasserdampfdruck  $p_{ws}$  nach Tetens (1930) in Abhängigkeit der Lufttemperatur  $T_a$ :

$$p_w = r_L \cdot p_{ws} \quad \text{und} \quad p_{ws} = 6,1 e^{(17,3T_a)/(237,3+T_a)} \quad (\text{C.15})$$

Der Aerosolkorrekturfaktor wird über die Farbe des Himmels abgeschätzt:

$$T_{L_3} = \begin{cases} -0,8 & \text{für tiefblau} \\ -0,3 & \text{für klares blau} \\ 0 & \text{für mittelblau} \\ 0,7 & \text{für blasses blau} \\ 2,1 & \text{für milchiges blau} \\ >4 & \text{für weißlich} \end{cases} \quad (\text{C.16})$$

Der Sonnenhöhenkorrekturfaktor ergibt sich zu:

$$T_{L_4}(\gamma_s) = \begin{cases} -0,85 + 2,25 \sin \gamma_s - 1,11 \sin^2 \gamma_s & \text{für } \hat{T}_L > 2,5 \\ \frac{(-0,85 + 2,25 \sin \gamma_s - 1,11 \sin^2 \gamma_s)(T_L - 1)}{1,5} & \text{für } \hat{T}_L < 2,5 \end{cases} \quad (\text{C.17})$$

### C.4.2 Direkte Sonnenstrahlung bei bewölktem Himmel

Durch den Bewölkungsgrad  $m_c$  wird die direkte Sonnenstrahlung reduziert. Die Reduktion kann näherungsweise aus dem Verhältnis zwischen tatsächlicher Sonnenscheindauer  $n$  und potentieller Sonnenscheindauer  $N$  ermittelt werden. Die potentielle Sonnenscheindauer entspricht dabei der Tageslichtdauer.

$$\tilde{I}_B = I_B \cdot (1 - m_c) = I_B \cdot \frac{n}{N} \quad (\text{C.18})$$

### C.4.3 Diffuse Sonnenstrahlung bei wolkenlosem Himmel

Die diffuse Himmelsstrahlung  $I_D$  kann unter Annahme einer isotropen Streuung der Sonnenstrahlung in der Atmosphäre nach Page (1986) wie folgt abgeschätzt werden:

$$I_D = 0,5(I_E - I_B - I_{abs}) \sin \gamma_s \quad (\text{C.19})$$

Die von der Atmosphäre absorbierte Strahlung  $I_{abs}$  kann nach Aydinli (1981) berechnet werden:

$$I_{abs} = I_0(1 - q_a^m) \quad \text{mit} \quad q_a^m = \left( \sum_{i=0}^5 a_i \gamma_s^i \right) (0,506 - 0,010788 \cdot T_L(\gamma_s)) \quad (\text{C.20})$$

### C.4.4 Diffuse Sonnenstrahlung bei bewölktem Himmel

Die diffuse Sonnenstrahlung bei wolkigem Himmel  $\tilde{I}_D$  kann nach Muneer u. a. (1996) über den Beam-Clearness-Index  $K_B$  berechnet werden:

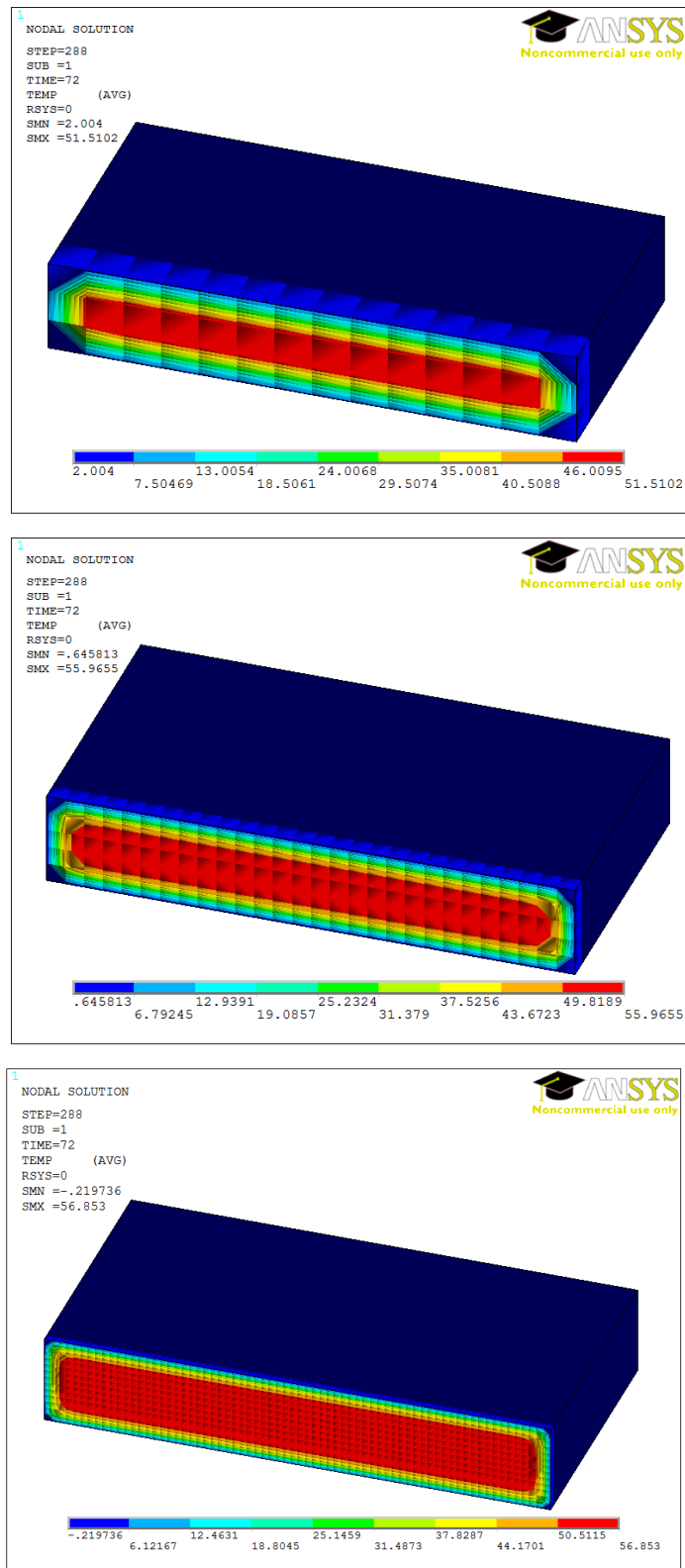
$$\tilde{I}_D = \tilde{I}_B \cdot a K_B^{-b} \quad \text{mit} \quad K_B = \tilde{I}_B / I_E \quad (\text{C.21})$$

Dabei sind  $a$  und  $b$  Regressionskonstanten, die von Muneer u. a. (1996) für einige Standorte in Großbritannien zu  $a = 0,285$  und  $b = 1,006$  ermittelt wurden.



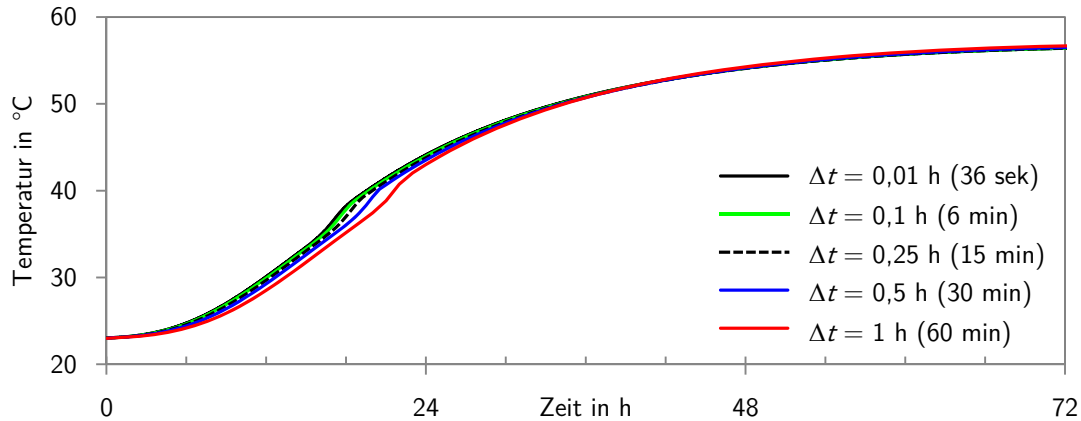
## **D Untersuchungen zur Parameterwahl**

### **D.1 Sensitivitätsanalyse zur Wahl der Elementgröße**

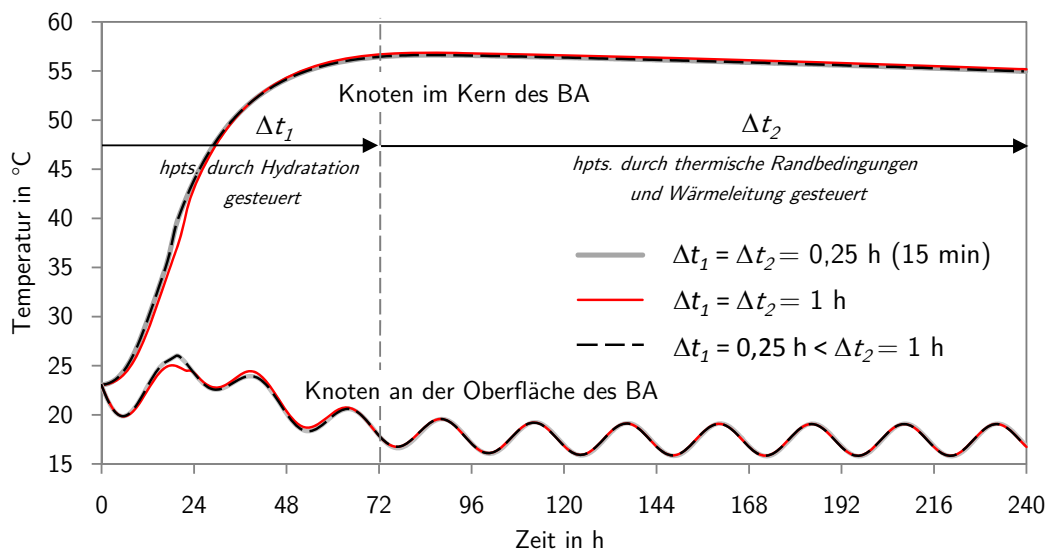


**Abbildung D.1:** Ergebnisse der Sensitivitätsanalyse mit den Elementgrößen 1 m (oben), 0,5 m (Mitte) und 0,2 m (unten) anhand eines einzelnen Betonierabschnittes

## D.2 Sensitivitätsanalyse zur Wahl der Zeitschrittweite

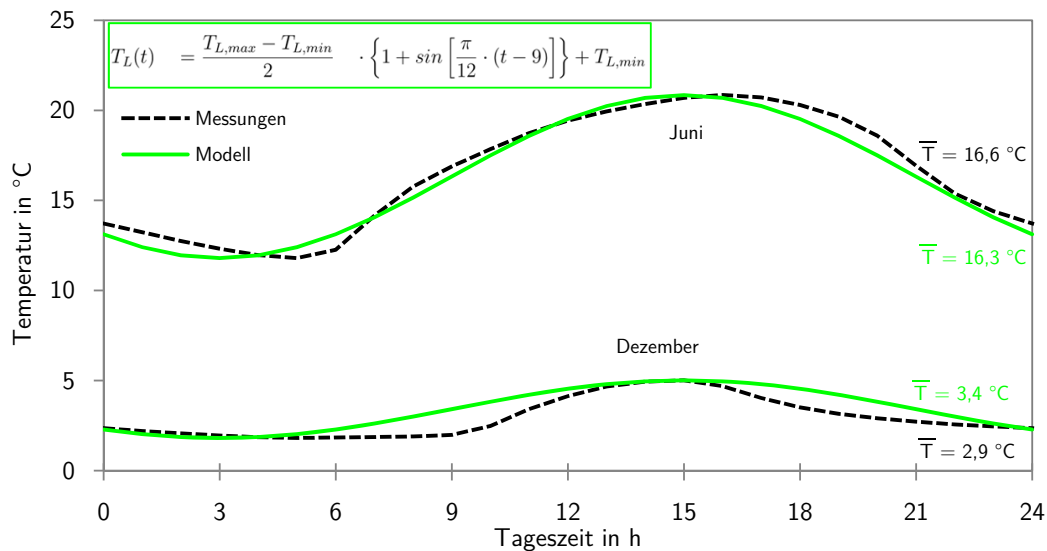


**Abbildung D.2:** Anhand des Hydratationsmodells nach De Schutter u. a. (1995b) berechnete Temperaturentwicklung unter adiabatischen Randbedingungen infolge Hydratation bei Verwendung unterschiedlicher Berechnungszeitschrittweiten  $\Delta t$  innerhalb der ersten 72 h



**Abbildung D.3:** In ANSYS anhand des Hydratationsmodells nach De Schutter u. a. (1995b) modellierte Temperaturentwicklung bei Verwendung unterschiedlicher adaptiver Berechnungszeitschrittweiten  $\Delta t_1$  und  $\Delta t_2$

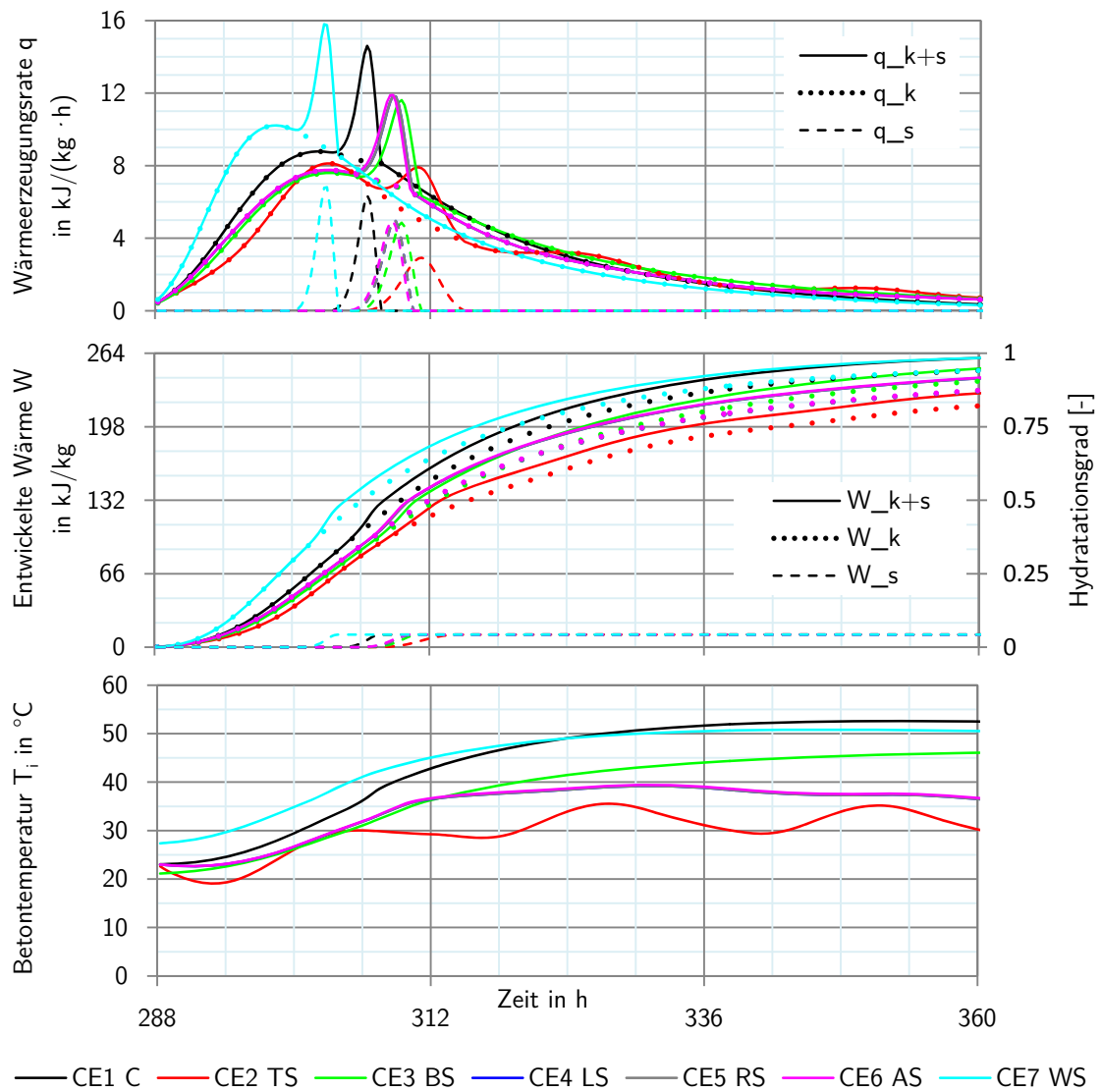
### D.3 Zeitpunkt der maximalen und minimalen Lufttemperaturen



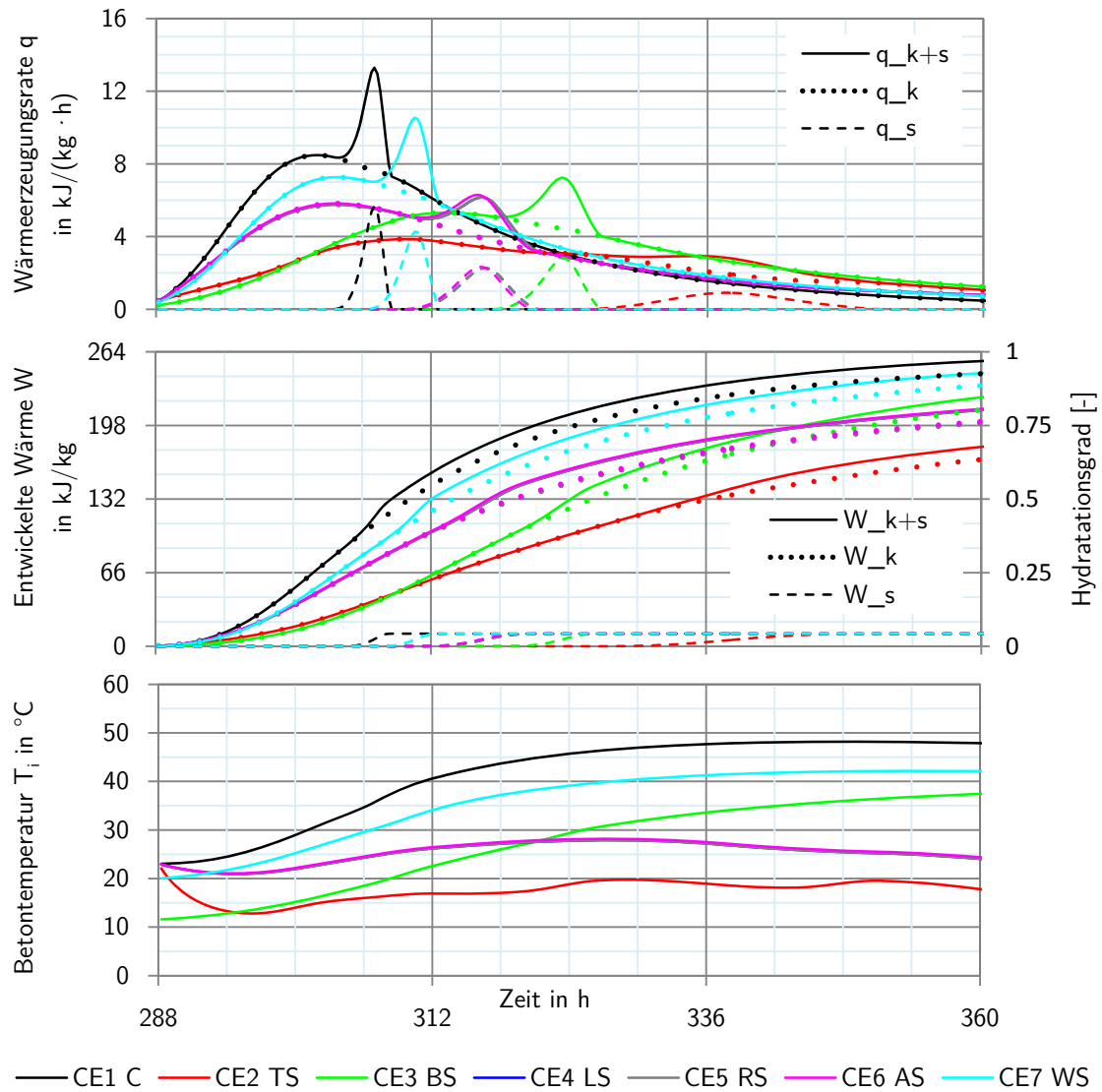
**Abbildung D.4:** Erwärmung und Abkühlung der Lufttemperatur im Tagesverlauf. Gegenüberstellung von gemittelten Stundenwerten (2010-2015) der IWS-eigenen Wetterstation Lauchäcker auf dem Campus Uni Stuttgart Vaihingen und des mit (6.1) modellierten Tagesganges im Juni (Monat der Sommersonnenwende) und Dezember (Monat der Wintersonnenwende) mit den zugehörigen Tagesmittelwerten  $\bar{T}$ .

# **E Berechnungsergebnisse**

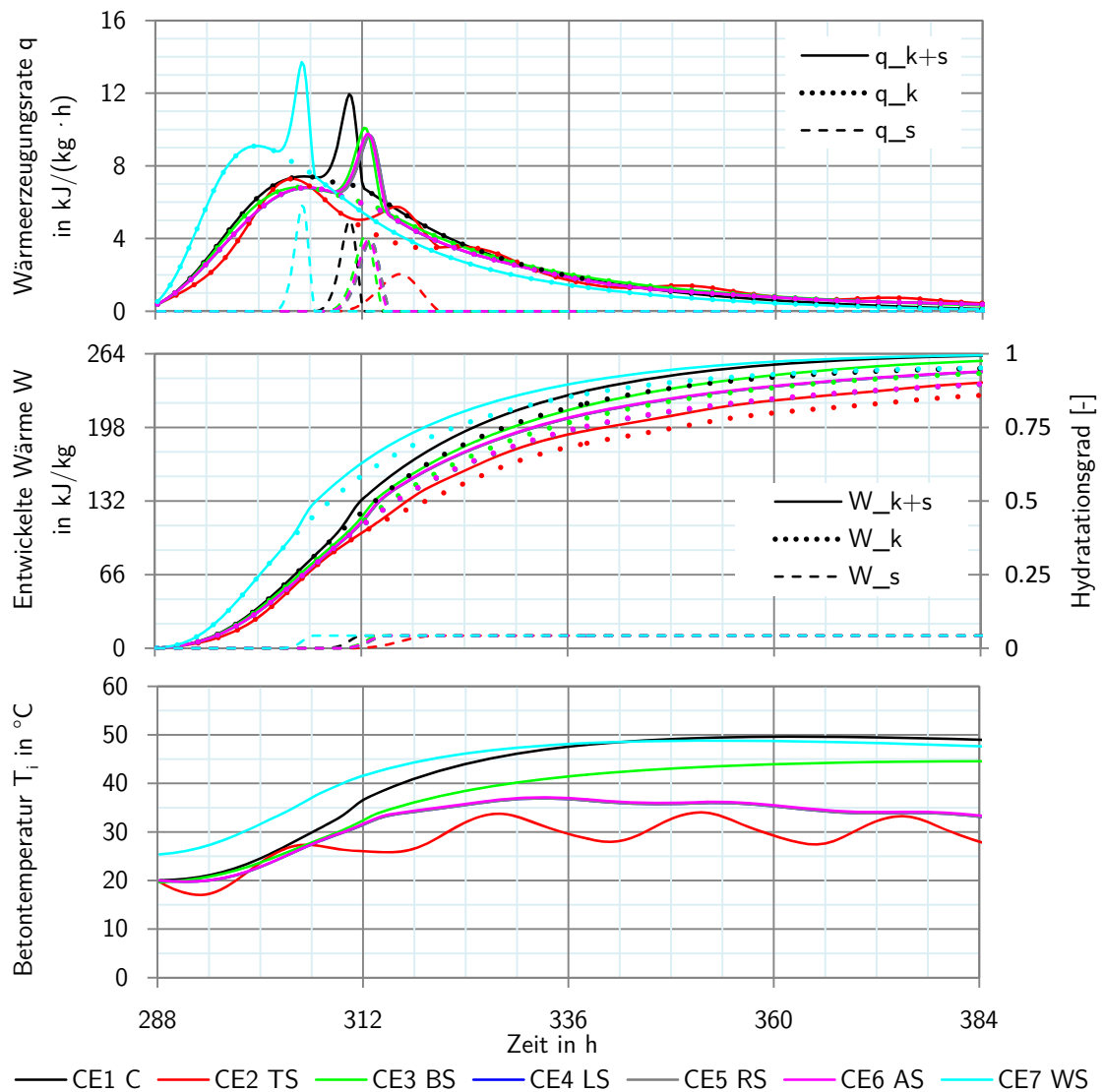
## **E.1 Thermische Modellierung**



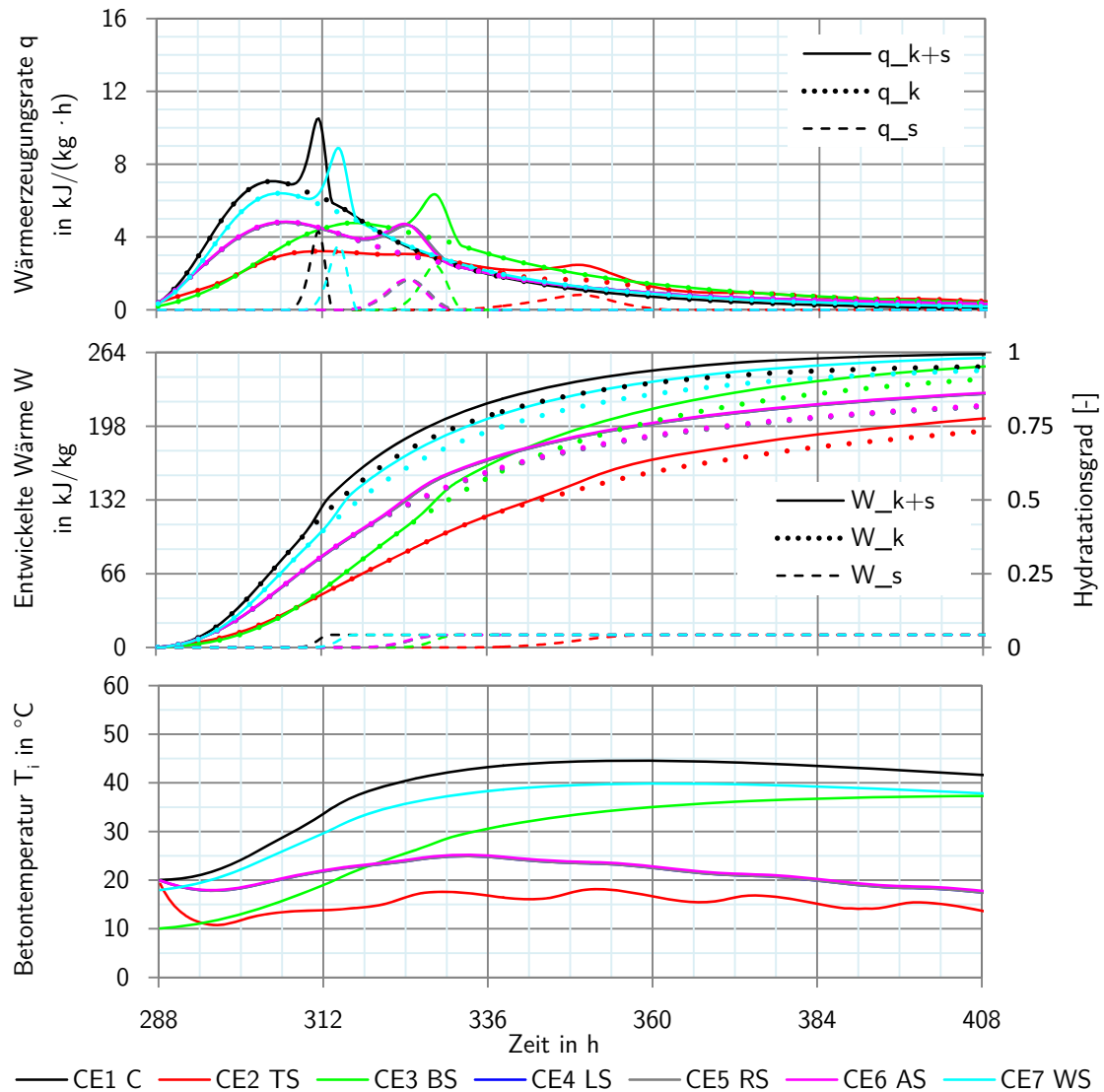
**Abbildung E.1:** MV 1: Frischbetontemperatur  $T_0 = 23 \text{ }^{\circ}\text{C}$  und Baubeginn am 1. Juli. Wärme- und Temperaturentwicklung der einzelnen Kontrollelemente (CE 1 bis CE 7) des BA 8 innerhalb der ersten drei Tage



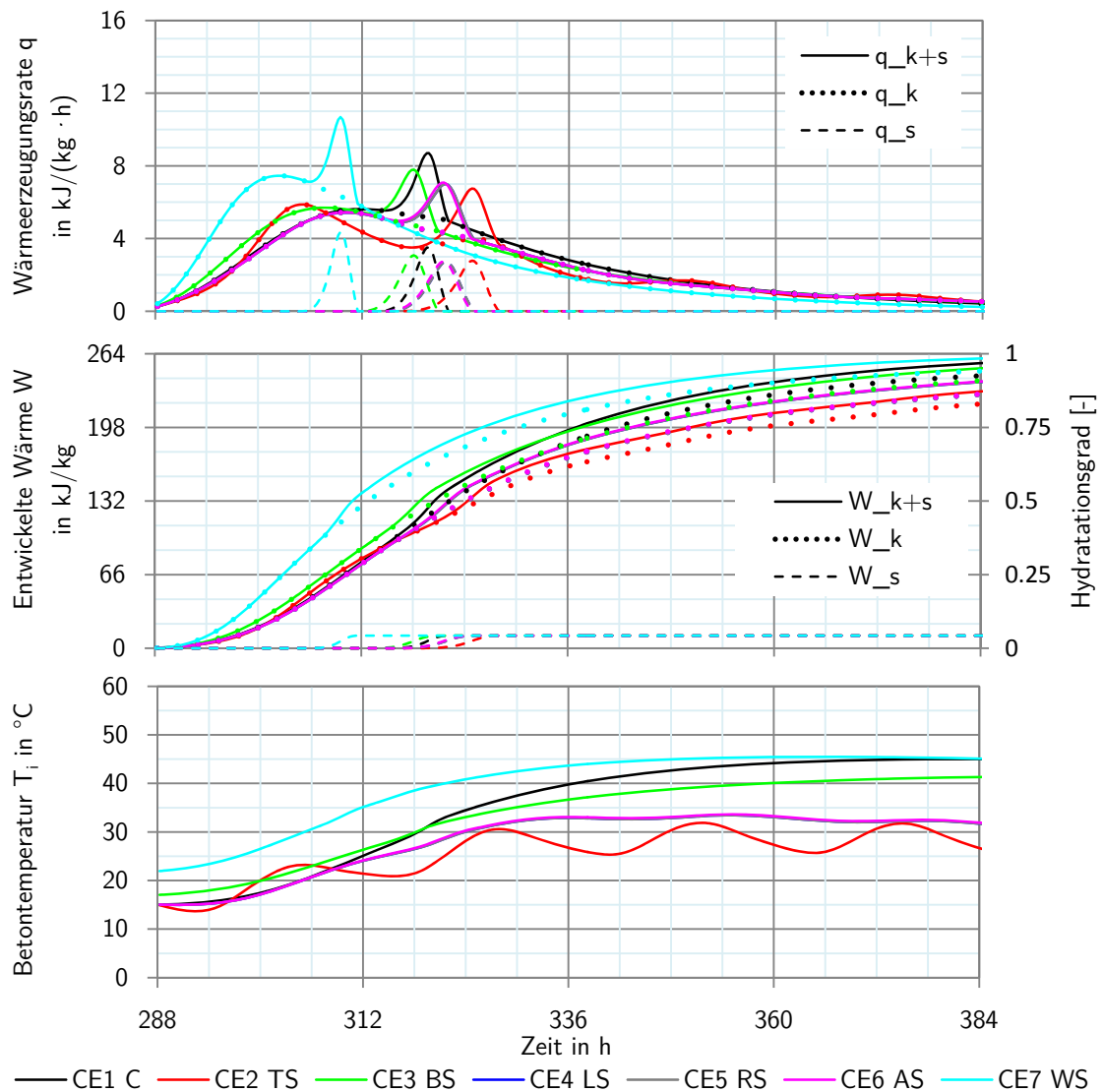
**Abbildung E.2:** MV 2: Frischbetontemperatur  $T_0 = 23 \text{ }^{\circ}\text{C}$  und Baubeginn am 1. Januar. Wärme- und Temperaturentwicklung der einzelnen Kontrollelemente (CE 1 bis CE 7) des BA 8 innerhalb der ersten drei Tage



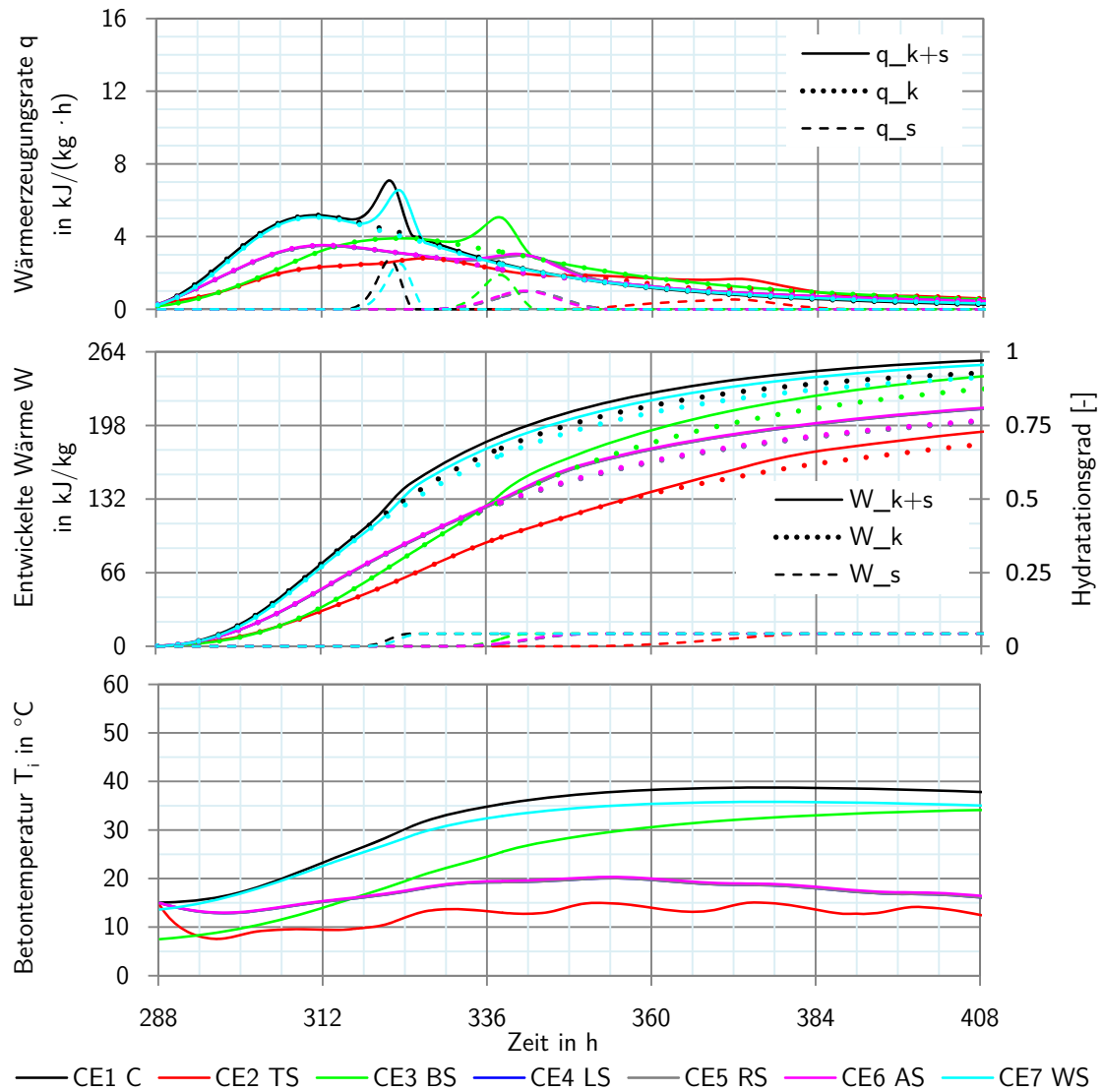
**Abbildung E.3:** MV 3: Frischbetontemperatur  $T_0 = 20\text{ }^{\circ}\text{C}$  und Baubeginn am 1. Juli. Wärme- und Temperaturentwicklung der einzelnen Kontrollelemente (CE 1 bis CE 7) des BA 8 innerhalb der ersten drei Tage



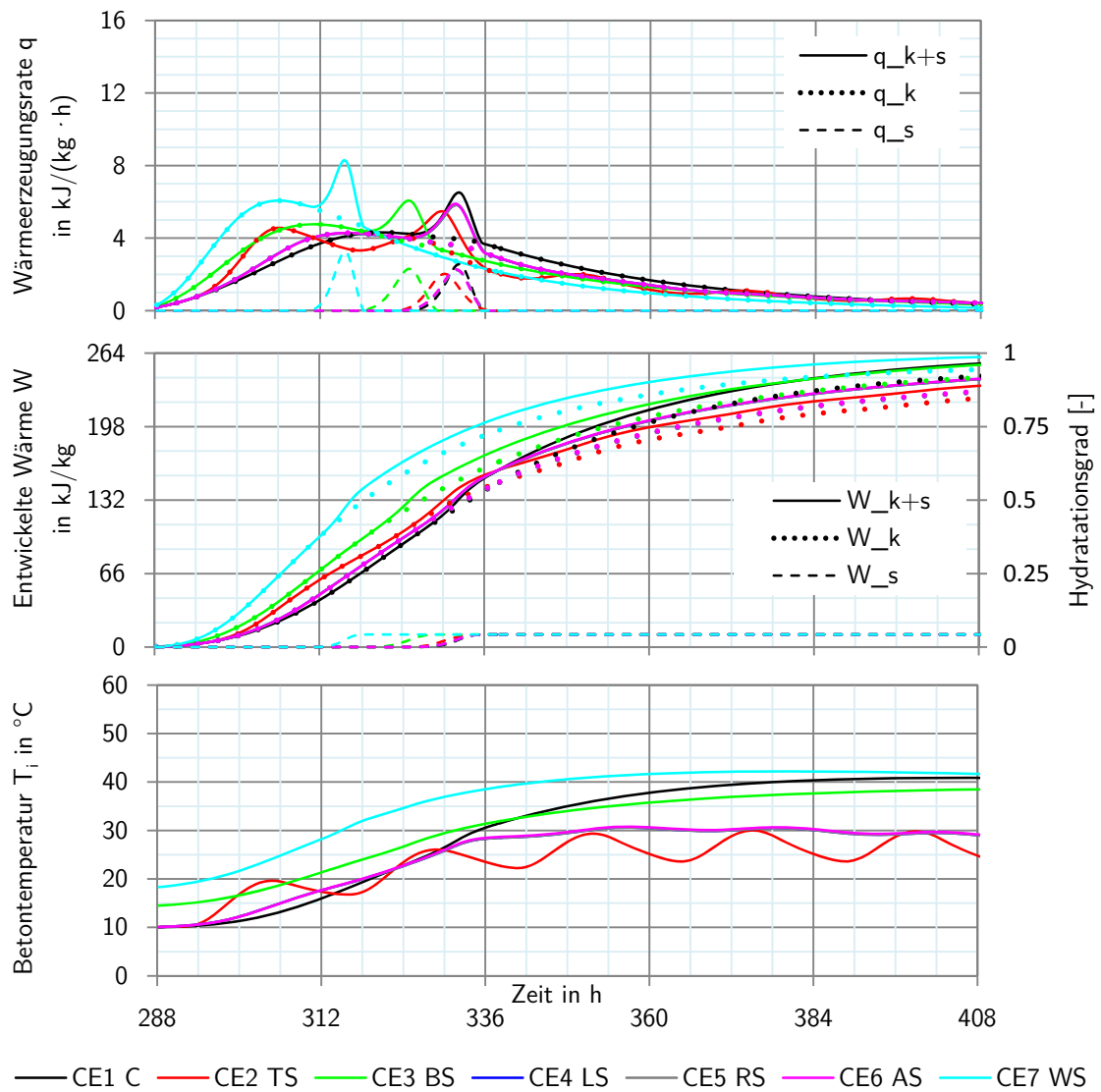
**Abbildung E.4:** MV 4: Frischbetontemperatur  $T_0 = 20\text{ }^{\circ}\text{C}$  und Baubeginn am 1. Januar. Wärme- und Temperaturentwicklung der einzelnen Kontrollelemente (CE 1 bis CE 7) des BA 8 innerhalb der ersten drei Tage



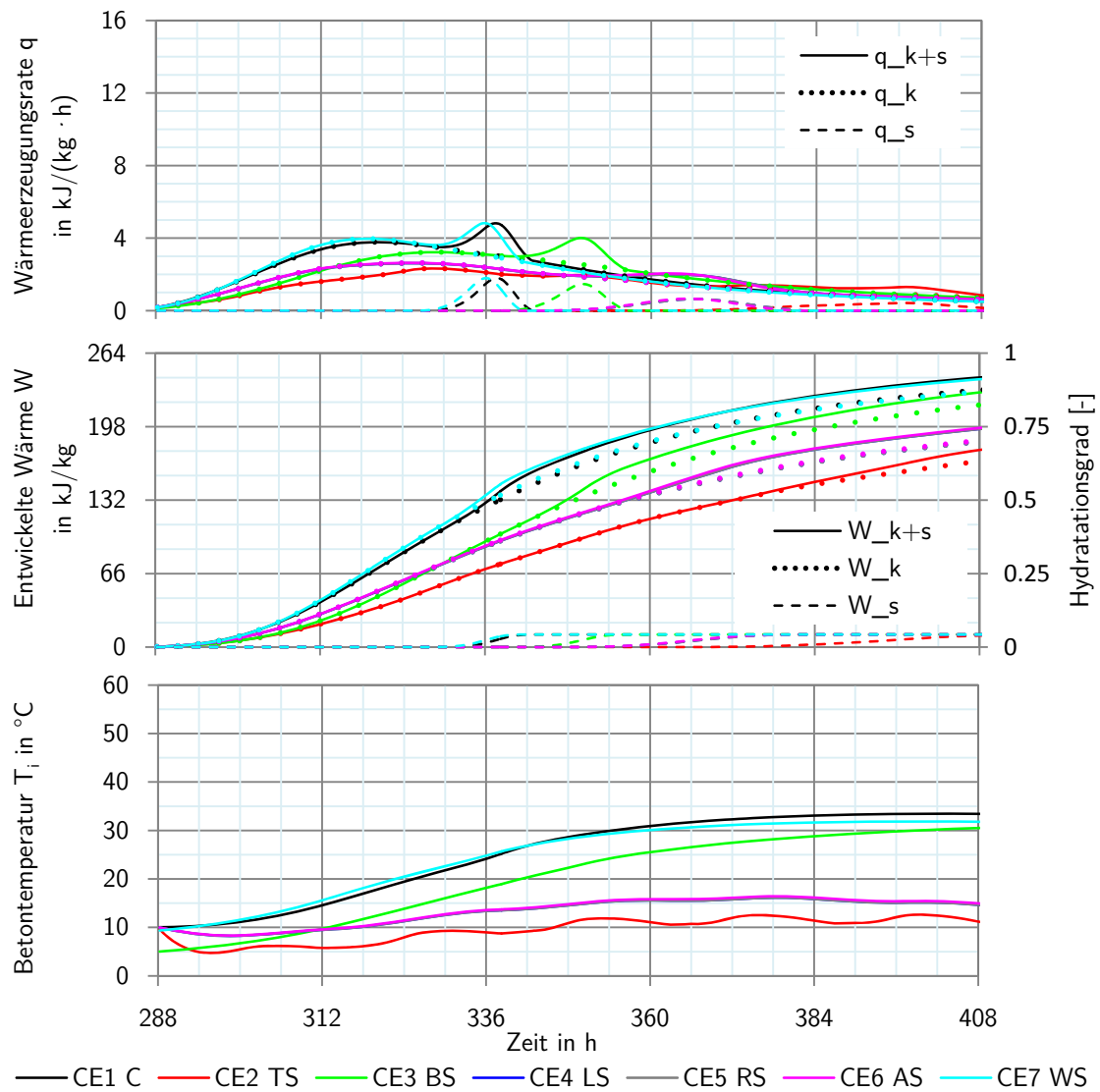
**Abbildung E.5:** MV 5: Frischbetontemperatur  $T_0 = 15\text{ }^{\circ}\text{C}$  und Baubeginn am 1. Juli. Wärme- und Temperaturentwicklung der einzelnen Kontrollelemente (CE 1 bis CE 7) des BA 8 innerhalb der ersten fünf Tage



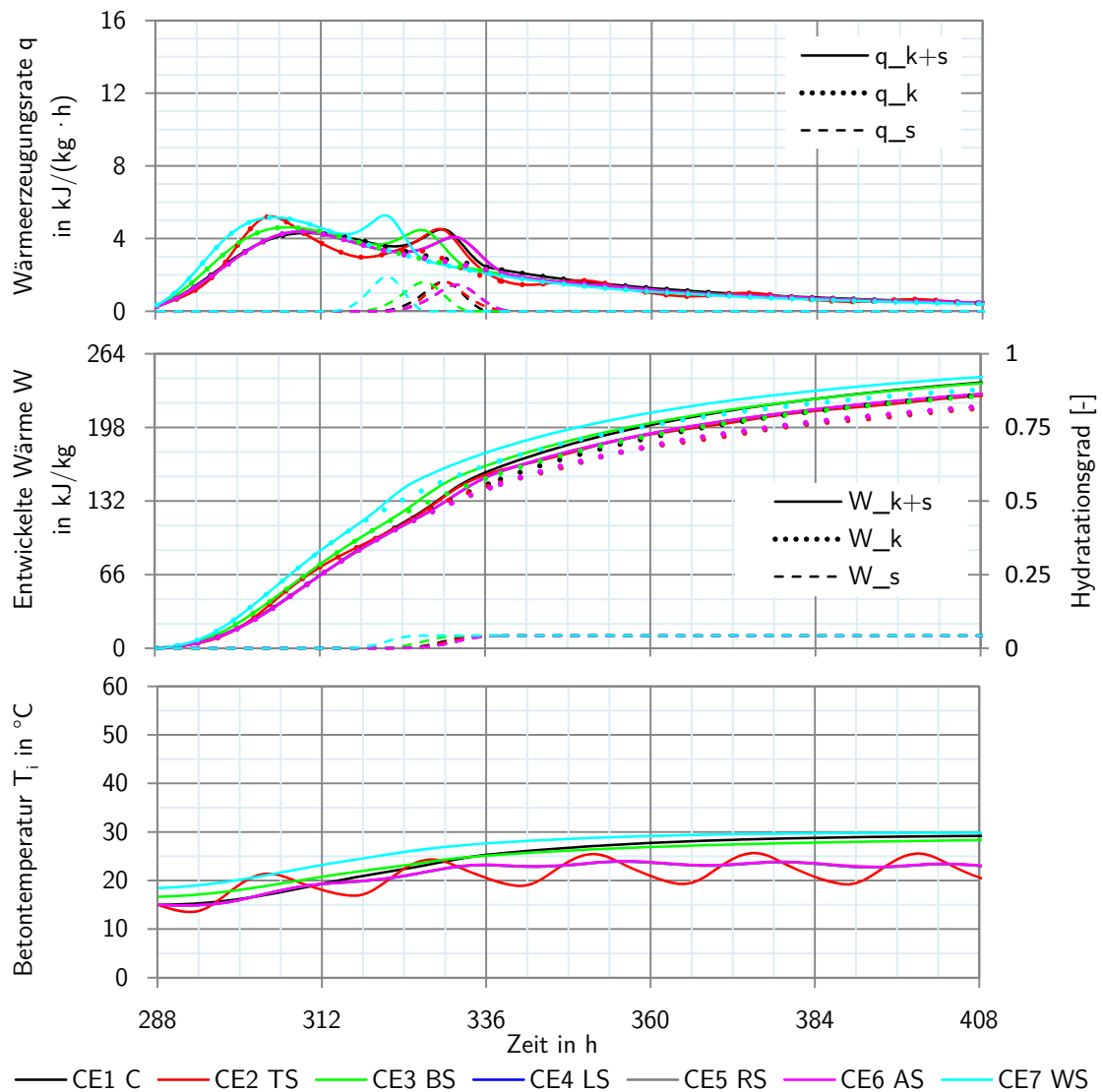
**Abbildung E.6:** MV 6: Frischbetontemperatur  $T_0 = 15^{\circ}\text{C}$  und Baubeginn am 1. Januar. Wärme- und Temperaturentwicklung der einzelnen Kontrollelemente (CE 1 bis CE 7) des BA 8 innerhalb der ersten fünf Tage



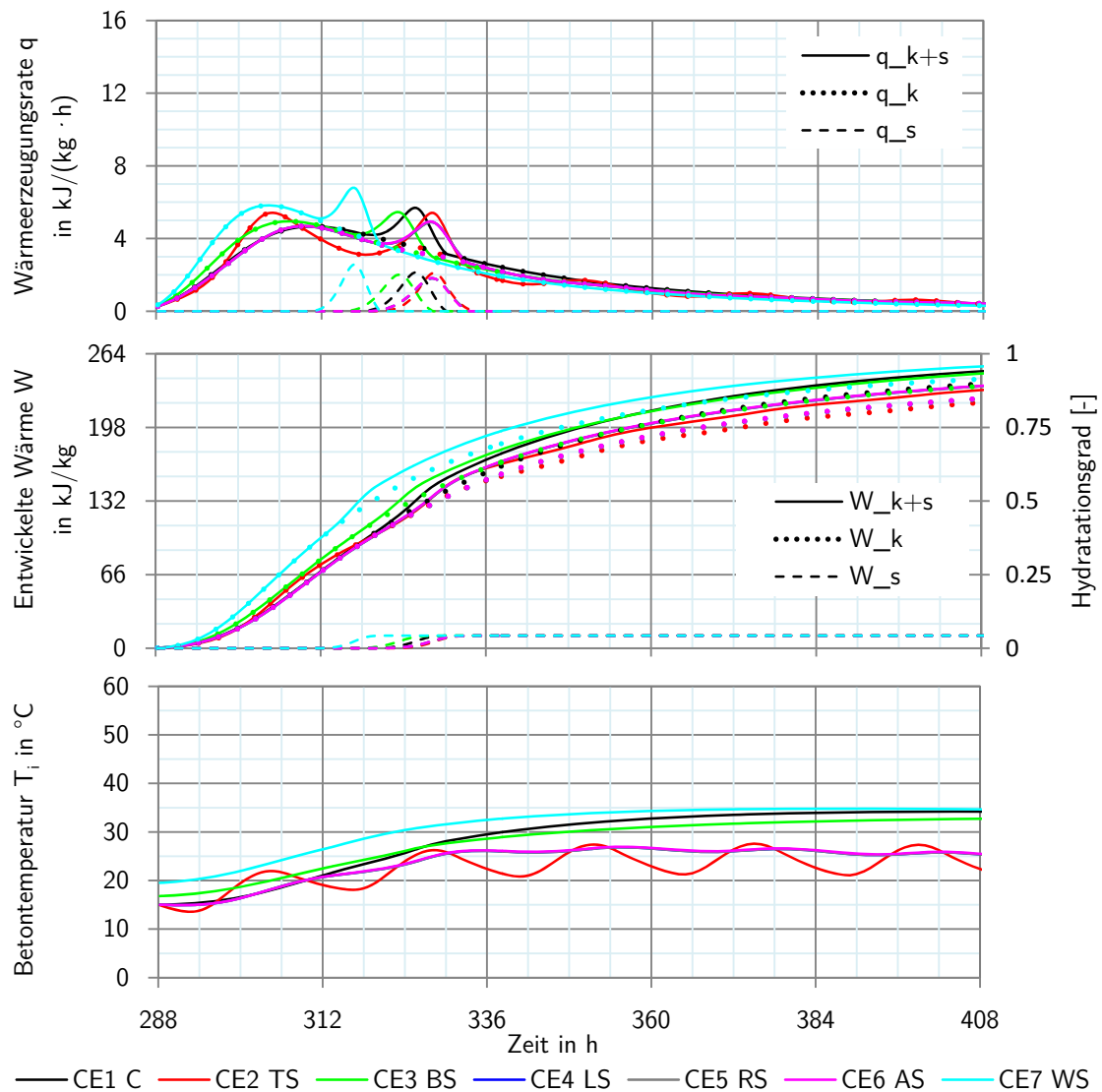
**Abbildung E.7:** MV 7: Frischbetontemperatur  $T_0 = 10 \text{ }^{\circ}\text{C}$  und Baubeginn am 1. Juli. Wärme- und Temperaturentwicklung der einzelnen Kontrollelemente (CE 1 bis CE 7) des BA 8 innerhalb der ersten fünf Tage



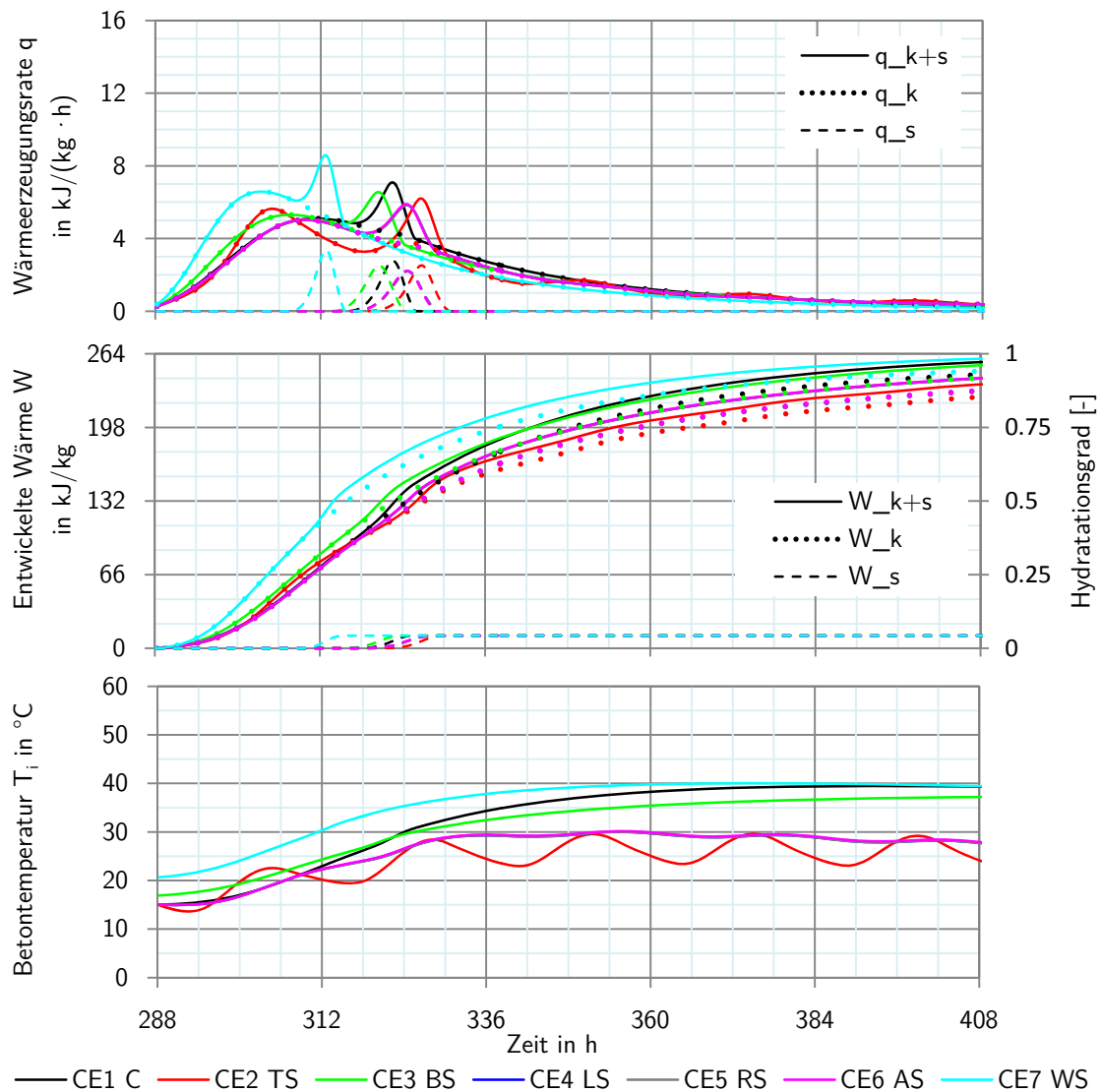
**Abbildung E.8:** MV 8: Frischbetontemperatur  $T_0 = 10\text{ }^{\circ}\text{C}$  und Baubeginn am 1. Januar. Wärme- und Temperaturentwicklung der einzelnen Kontrollelemente (CE 1 bis CE 7) des BA 8 innerhalb der ersten fünf Tage



**Abbildung E.9:** MV 5-150: Frischbetontemperatur  $T_0 = 15 \text{ }^{\circ}\text{C}$ , Zementgehalt  $ZR = 150 \text{ kg}/\text{m}^3$  und Baubeginn am 1. Juli. Wärme- und Temperaturentwicklung der einzelnen Kontrollelemente (CE 1 bis CE 7) des BA 8 innerhalb der ersten fünf Tage



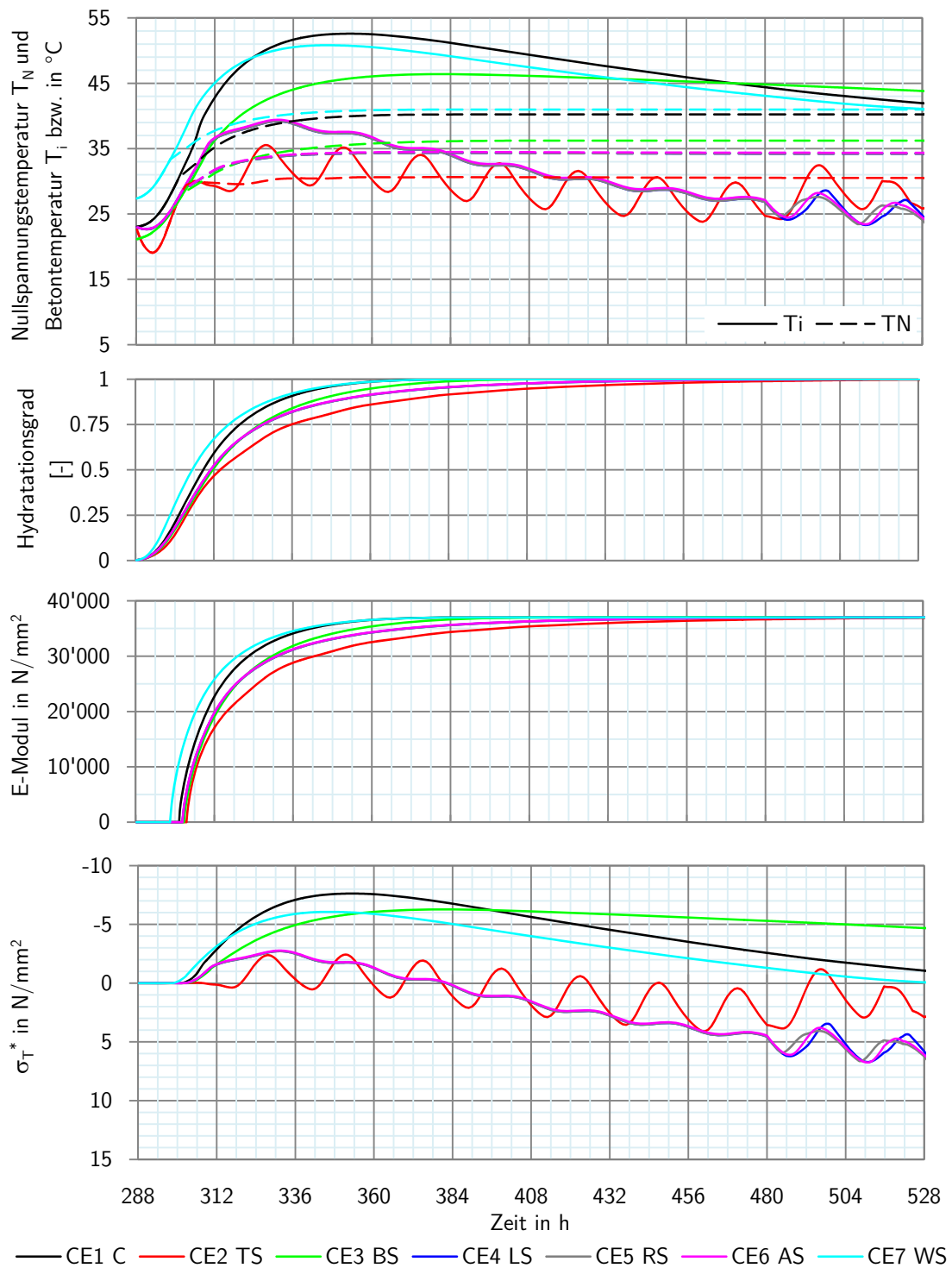
**Abbildung E.10:** MV 5-200: Frischbetontemperatur  $T_0 = 15 \text{ }^{\circ}\text{C}$ , Zementgehalt  $ZR = 200 \text{ kg}/\text{m}^3$  und Baubeginn am 1. Januar. Wärme- und Temperaturentwicklung der einzelnen Kontrollelemente (CE 1 bis CE 7) des BA 8 innerhalb der ersten fünf Tage



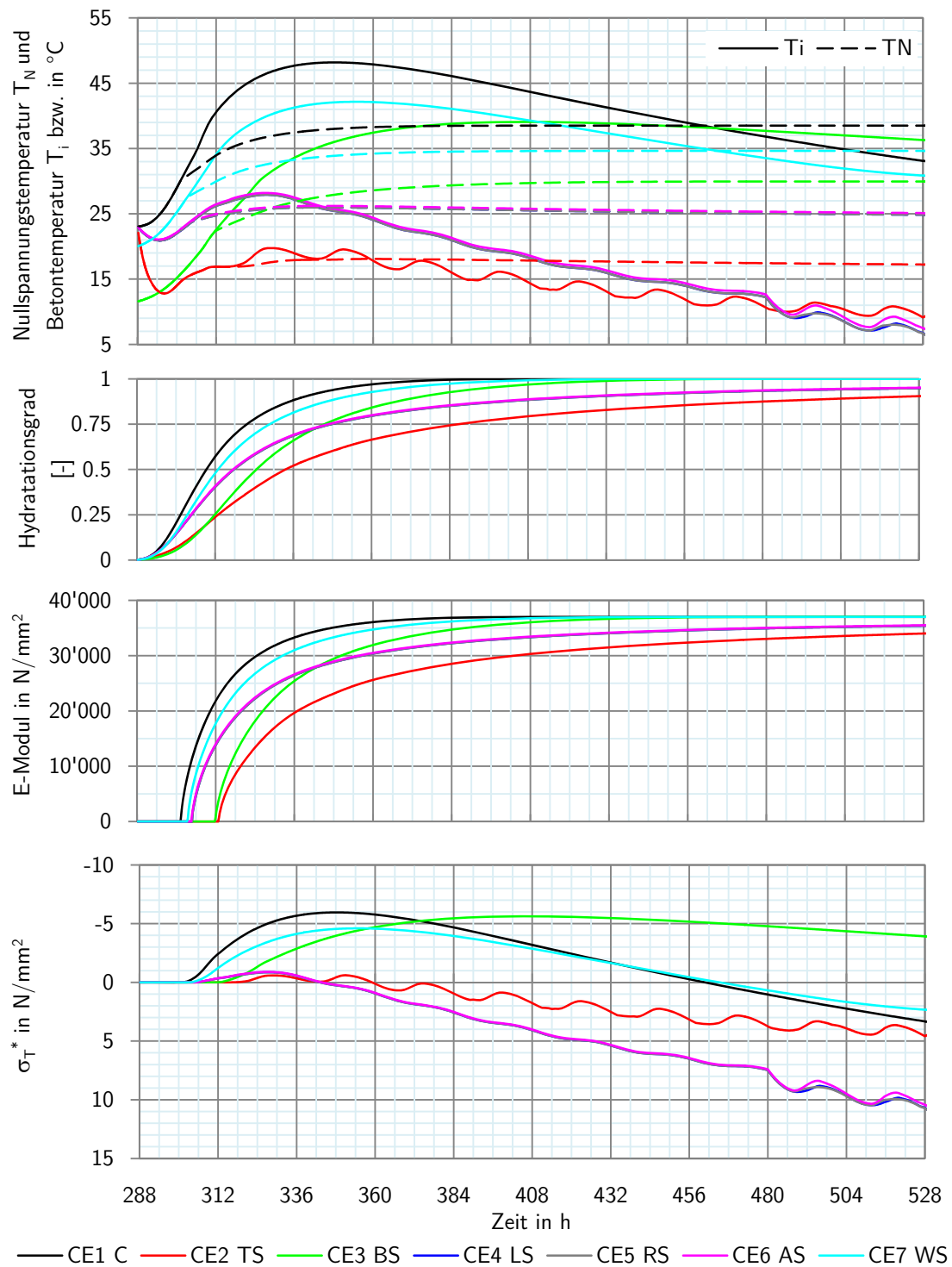
**Abbildung E.11:** MV 5-250: Frischbetontemperatur  $T_0 = 15 \text{ }^{\circ}\text{C}$ , Zementgehalt  $ZR = 250 \text{ kg}/\text{m}^3$  und Baubeginn am 1. Januar. Wärme- und Temperaturentwicklung der einzelnen Kontrollelemente (CE 1 bis CE 7) des BA 8 innerhalb der ersten fünf Tage

## **E.2 Elastische Strukturmodellierung**

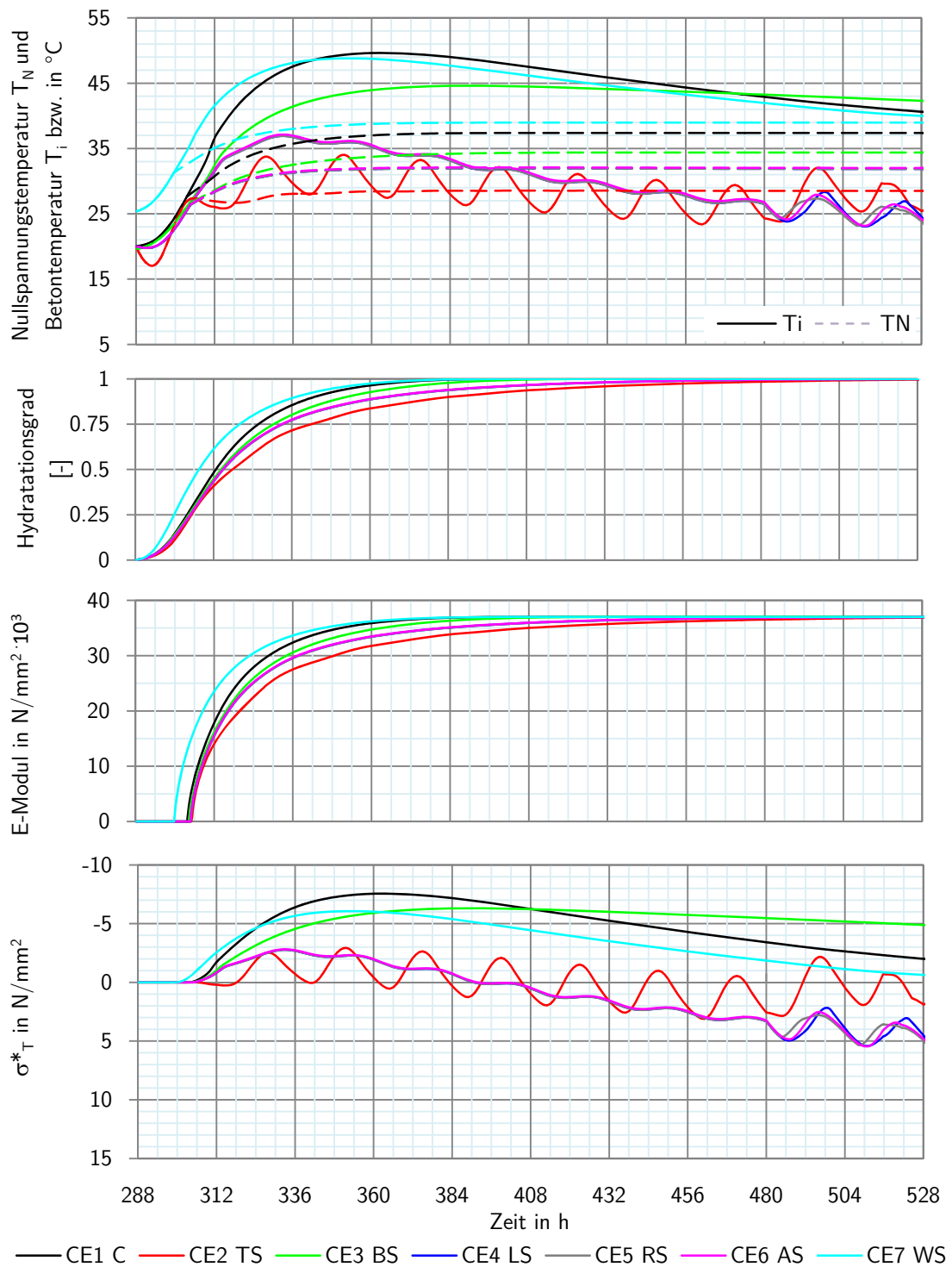
### **E.2.1 Entwicklungsverlauf des BA 8**



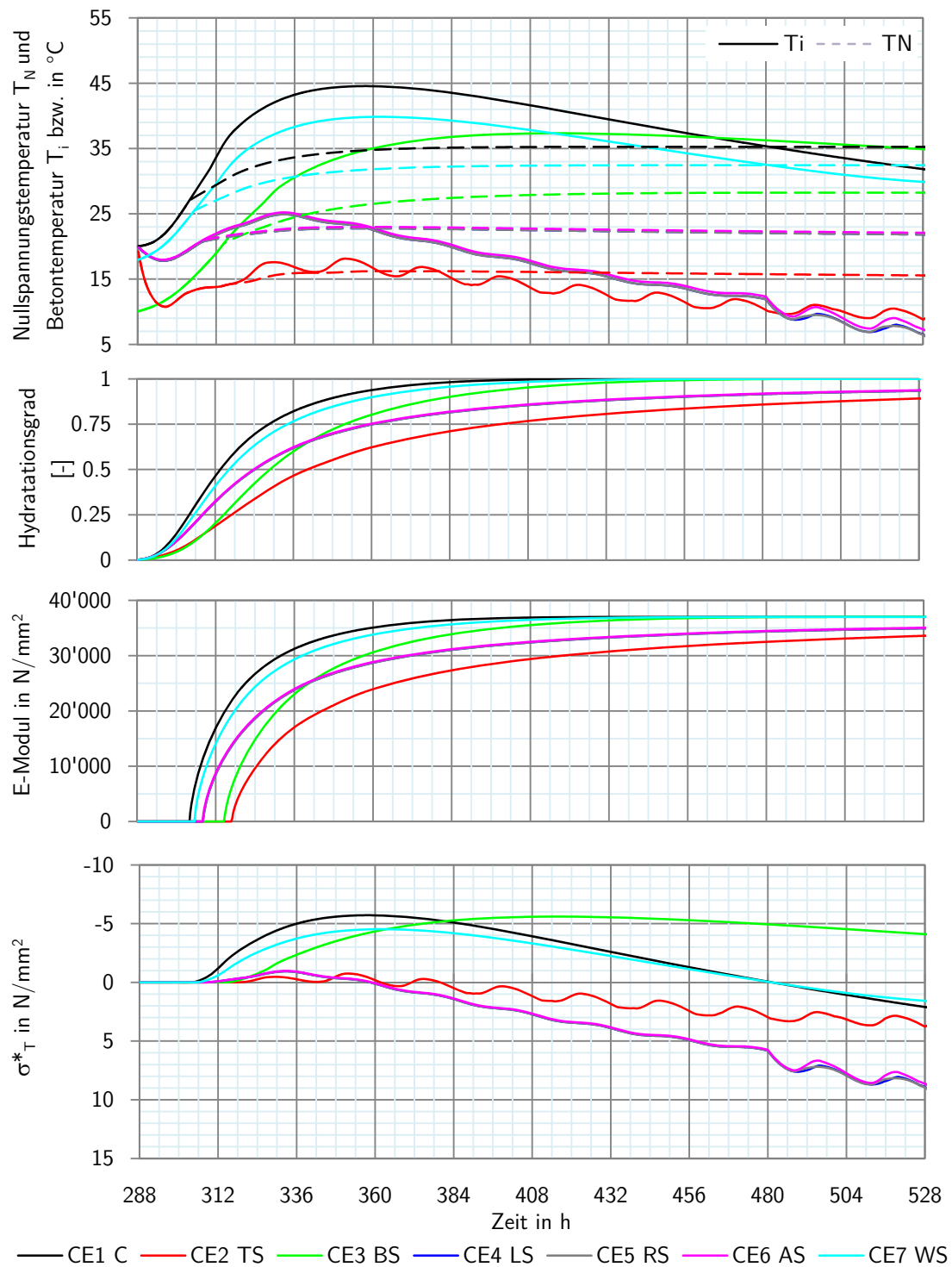
**Abbildung E.12:** MV 1: Frischbetontemperatur  $T_0 = 23 \text{ }^{\circ}\text{C}$  und Baubeginn am 1. Juli. Steifigkeits-, Spannungs- und Nullspannungsentwicklung der einzelnen Kontrollelemente (CE 1 bis CE 7) des BA 8 innerhalb der ersten zehn Tage



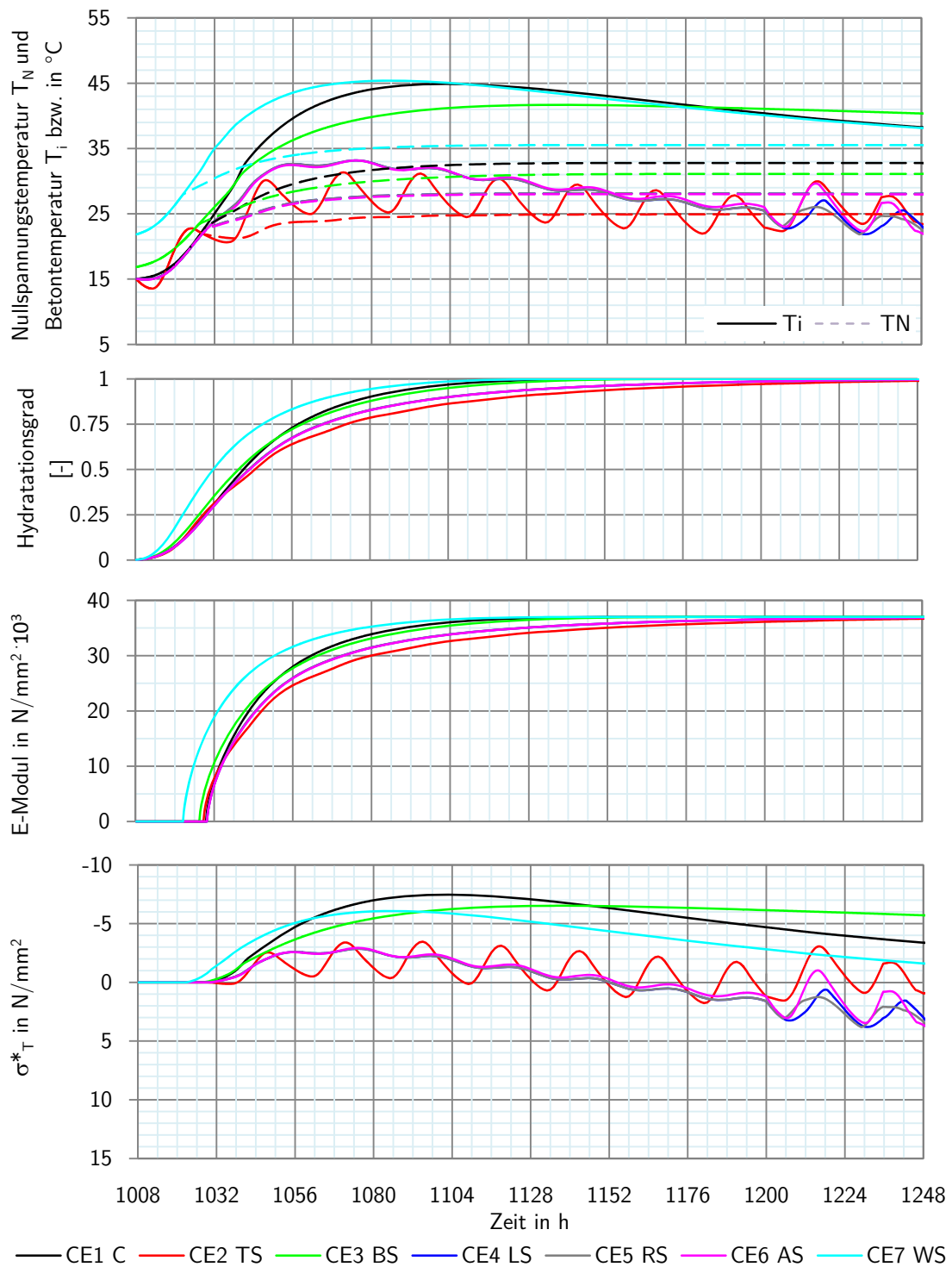
**Abbildung E.13:** MV 2: Frischbetontemperatur  $T_0 = 23 \text{ }^\circ\text{C}$  und Baubeginn am 1. Januar. Steifigkeits-, Spannungs- und Nullspannungsentwicklung der einzelnen Kontrollelemente (CE 1 bis CE 7) des BA 8 innerhalb der ersten zehn Tage



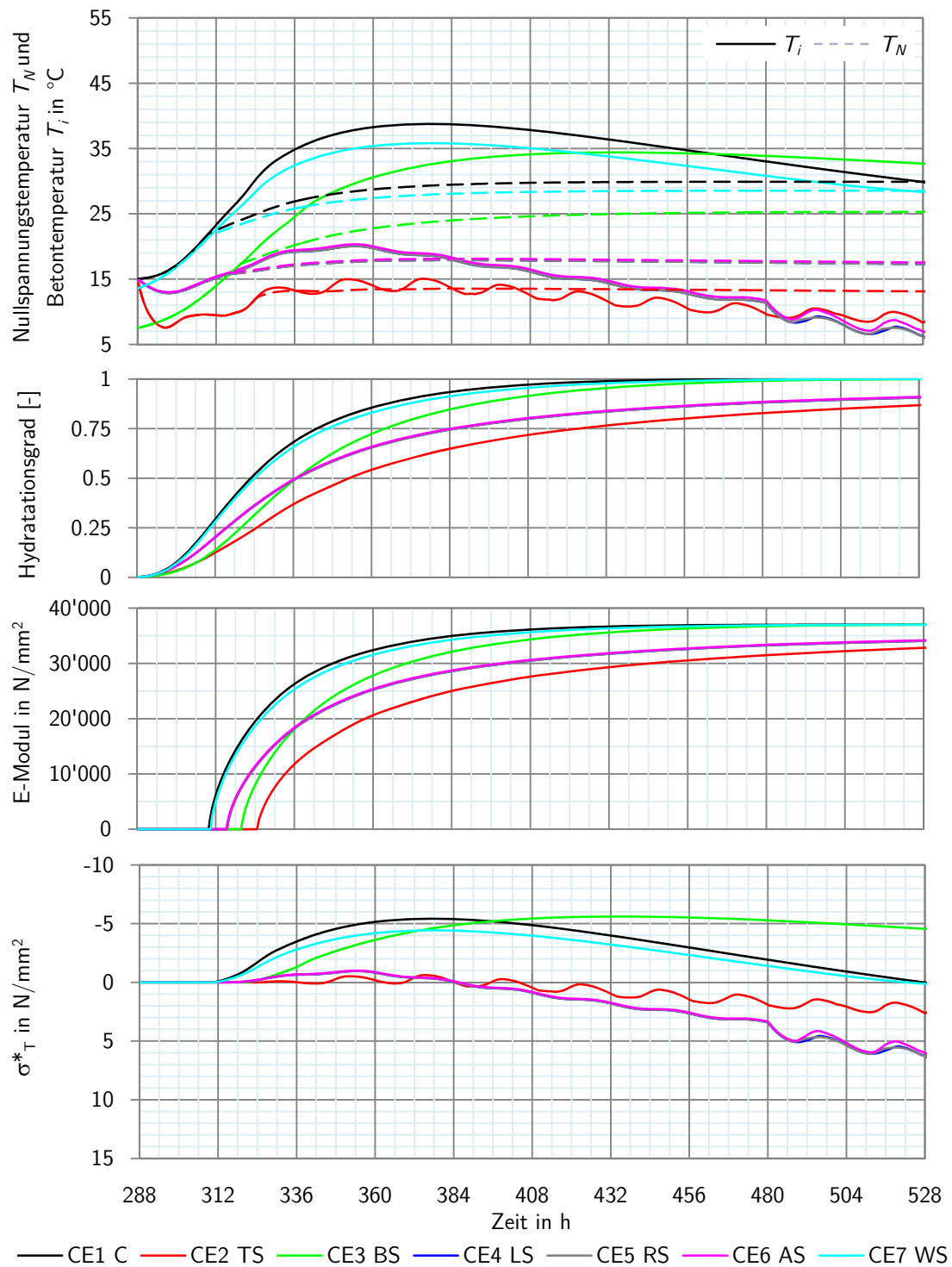
**Abbildung E.14:** MV 3: Frischbetontemperatur  $T_0 = 20 \text{ }^{\circ}\text{C}$  und Baubeginn am 1. Juli. Steifigkeits-, Spannungs- und Nullspannungsentwicklung der einzelnen Kontrollelemente (CE 1 bis CE 7) des BA 8 innerhalb der ersten zehn Tage



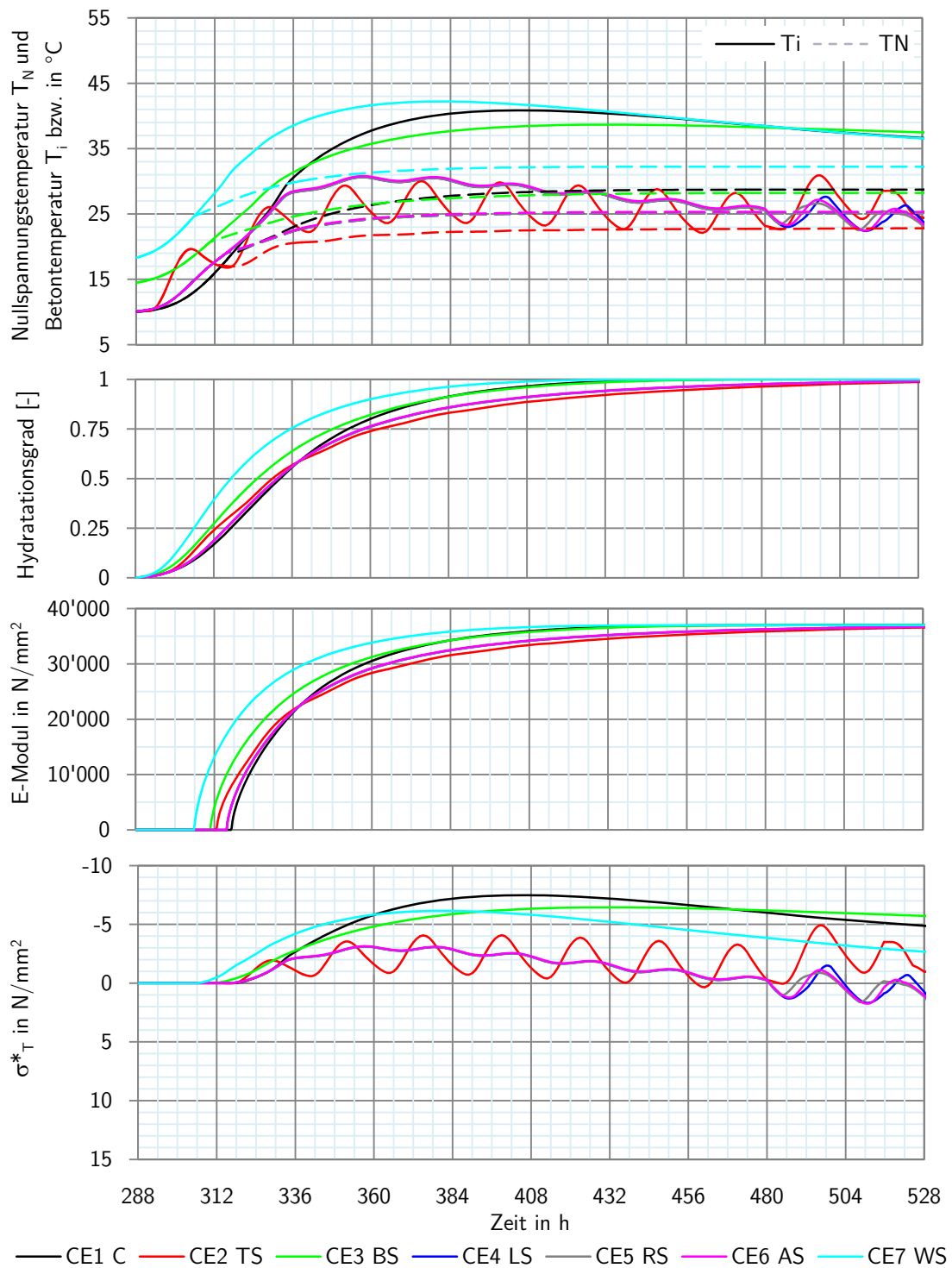
**Abbildung E.15:** MV 4: Frischbetontemperatur  $T_0 = 20\text{ }^{\circ}\text{C}$  und Baubeginn am 1. Januar. Steifigkeits-, Spannungs- und Nullspannungsentwicklung der einzelnen Kontrollelemente (CE 1 bis CE 7) des BA 8 innerhalb der ersten zehn Tage



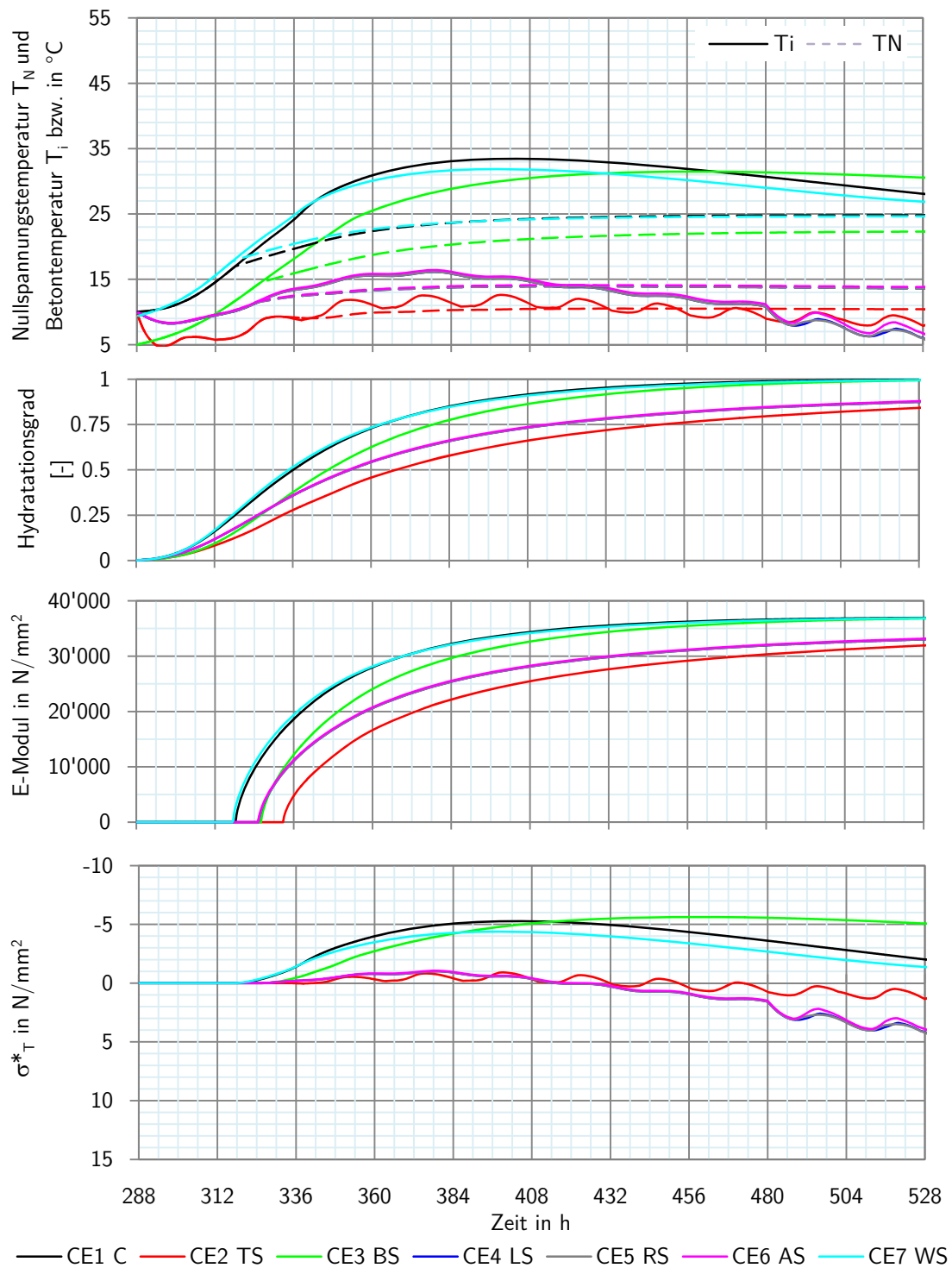
**Abbildung E.16:** MV 5: Frischbetontemperatur  $T_0 = 15 \text{ }^{\circ}\text{C}$  und Baubeginn am 1. Juli. Steifigkeits-, Spannungs- und Nullspannungsentwicklung der einzelnen Kontrollelemente (CE 1 bis CE 7) des BA 8 innerhalb der ersten zehn Tage



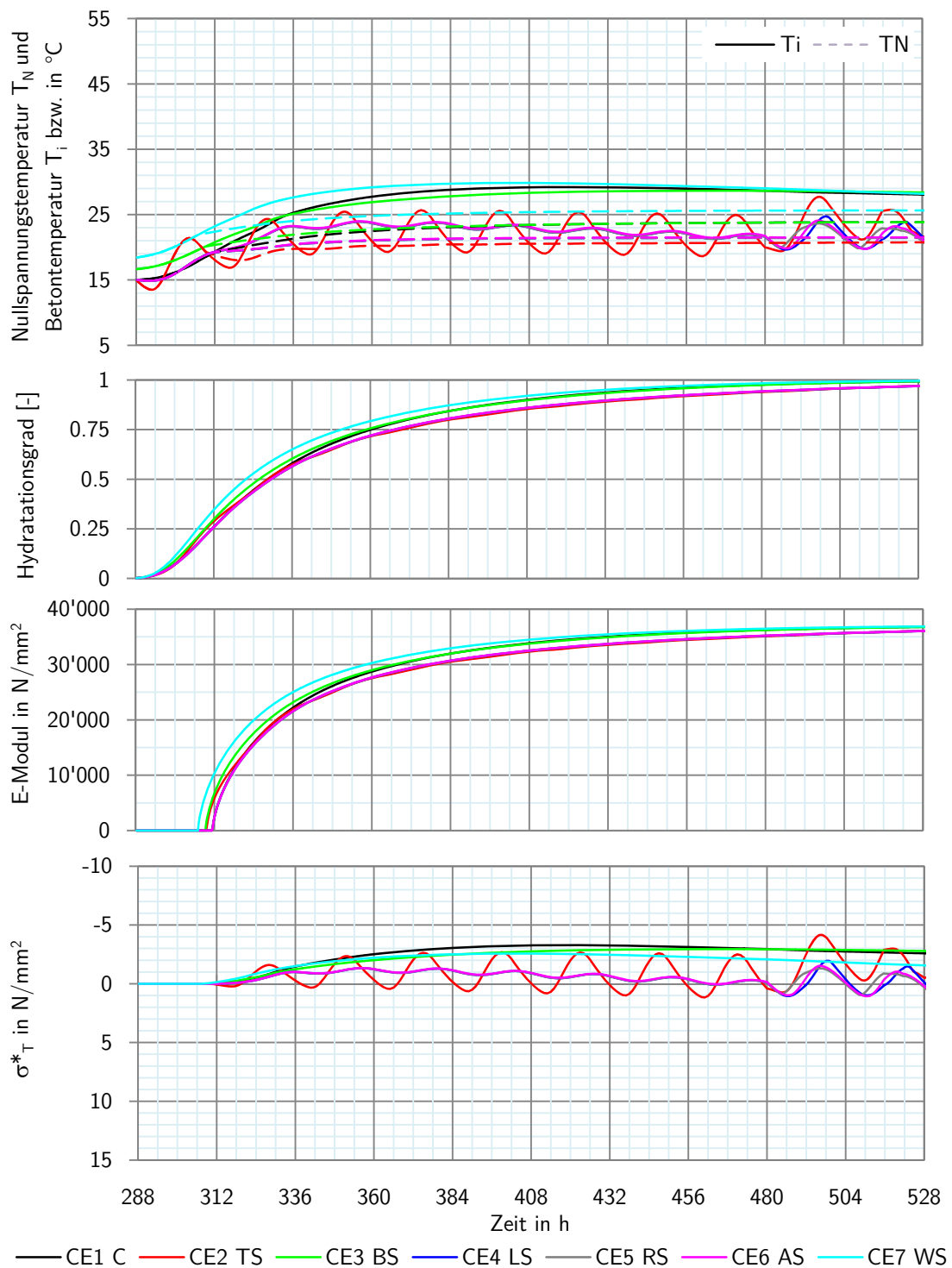
**Abbildung E.17:** MV 6: Frischbetontemperatur  $T_0 = 15 \text{ °C}$  und Baubeginn am 1. Januar. Steifigkeits-, Spannungs- und Nullspannungsentwicklung der einzelnen Kontrollelemente (CE 1 bis CE 7) des BA 8 innerhalb der ersten zehn Tage



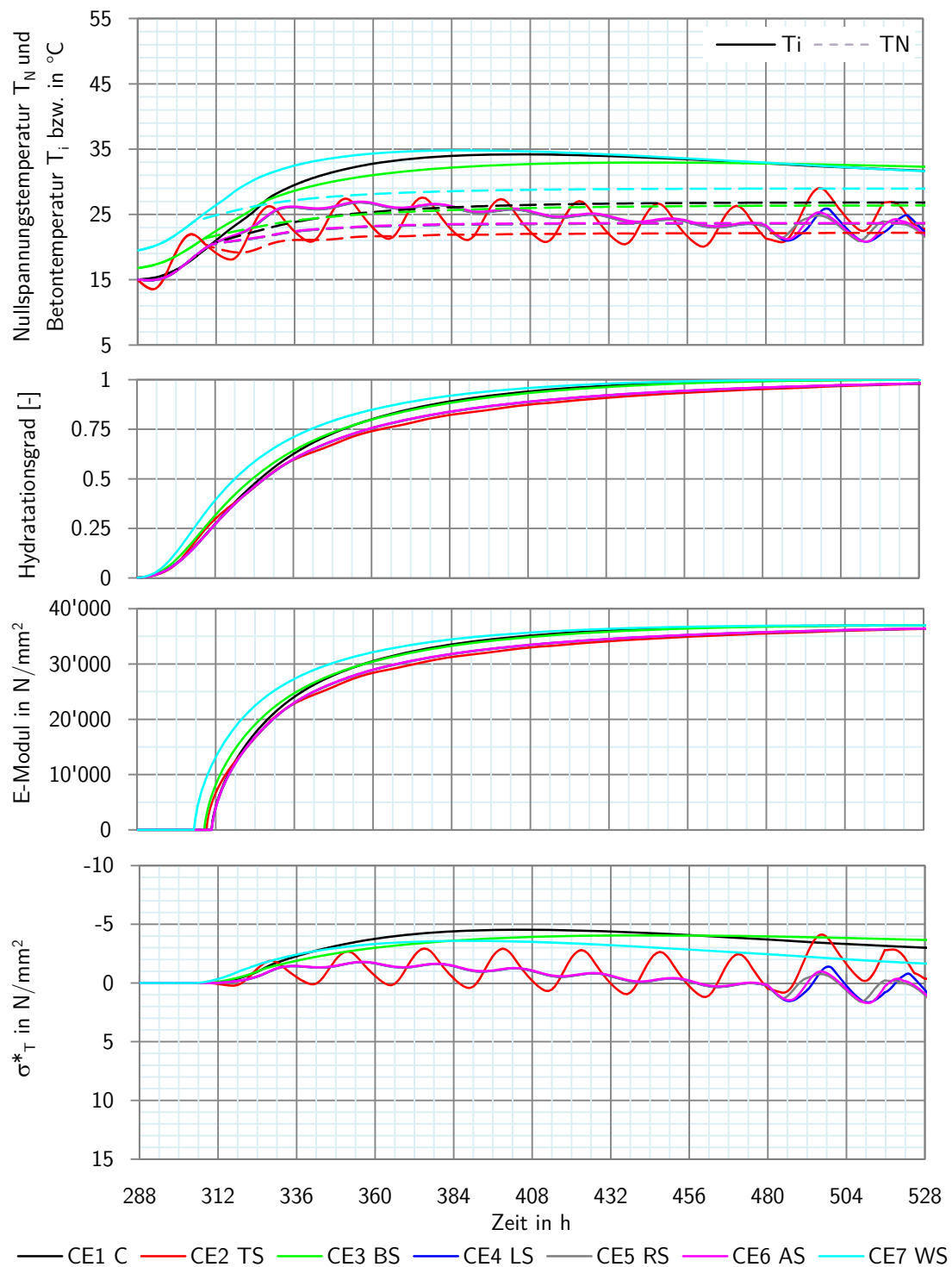
**Abbildung E.18:** MV 7: Frischbetontemperatur  $T_0 = 10\text{ }^{\circ}\text{C}$  und Baubeginn am 1. Juli. Steifigkeits-, Spannungs- und Nullspannungsentwicklung der einzelnen Kontrollelemente (CE 1 bis CE 7) des BA 8 innerhalb der ersten zehn Tage



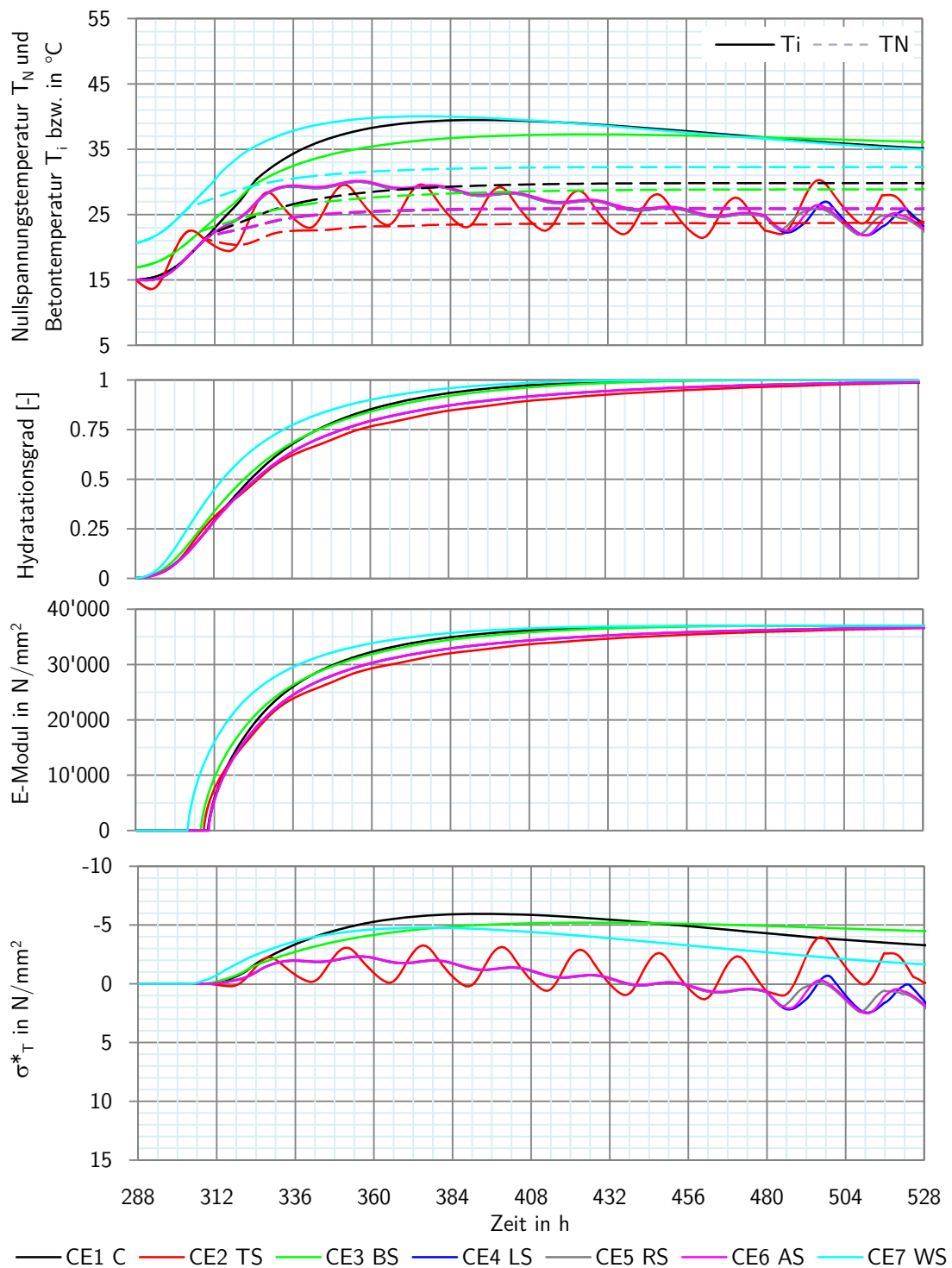
**Abbildung E.19:** MV 8: Frischbetontemperatur  $T_0 = 10\text{ °C}$  und Baubeginn am 1. Januar. Steifigkeits-, Spannungs- und Nullspannungsentwicklung der einzelnen Kontrollelemente (CE 1 bis CE 7) des BA 8 innerhalb der ersten zehn Tage



**Abbildung E.20:** MV 5-ZR150: Frischbetontemperatur  $T_0 = 15 \text{ }^\circ\text{C}$ , Zementgehalt  $ZR = 150 \text{ kg/m}^3$  und Baubeginn am 1. Juli. Steifigkeits-, Spannungs- und Nullspannungsentwicklung der einzelnen Kontrollelemente (CE 1 bis CE 7) des BA 8 innerhalb der ersten zehn Tage



**Abbildung E.21:** MV 5-ZR200: Frischbetontemperatur  $T_0 = 15 \text{ }^{\circ}\text{C}$ , Zementgehalt  $\text{ZR} = 200 \text{ kg}/\text{m}^3$  und Baubeginn am 1. Januar. Steifigkeits-, Spannungs- und Nullspannungsentwicklung der einzelnen Kontrollelemente (CE 1 bis CE 7) des BA 8 innerhalb der ersten zehn Tage

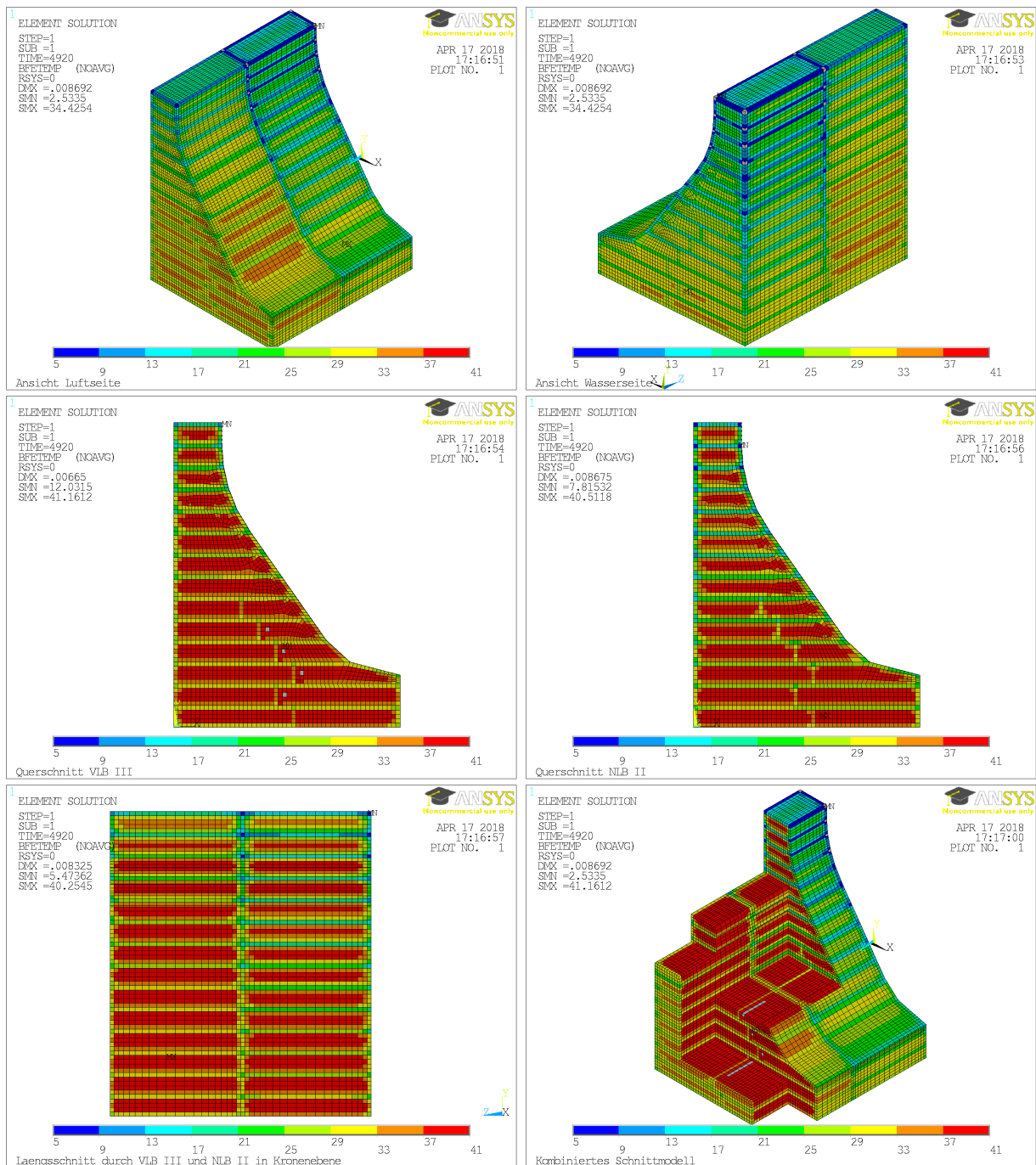


**Abbildung E.22:** MV 5-ZR250: Frischbetontemperatur  $T_0 = 15 \text{ }^{\circ}\text{C}$ , Zementgehalt  $\text{ZR} = 250 \text{ kg}/\text{m}^3$  und Baubeginn am 1. Januar. Steifigkeits-, Spannungs- und Nullspannungsentwicklung der einzelnen Kontrollelemente (CE 1 bis CE 7) des BA 8 innerhalb der ersten zehn Tage

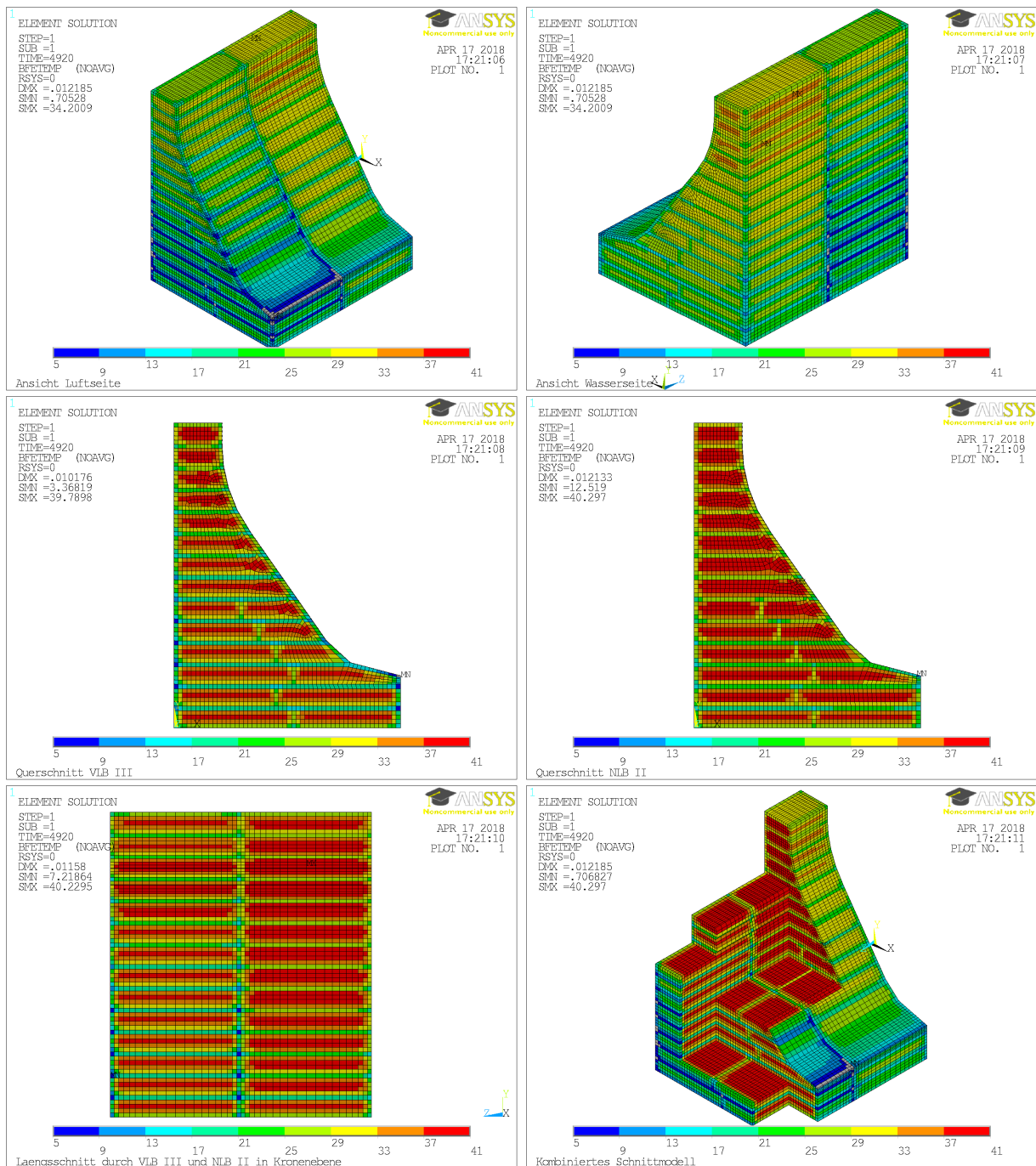
## **E.2.2 Räumliche Verteilung der resultierenden Nullspannungstemperaturen**

Zugunsten der Vergleichbarkeit wird in allen nachfolgenden Darstellungen der elastischen Nullspannungstemperatur eine identische Skala von 5 °C bis 41 °C verwendet. Grau dargestellte Bereiche über- bzw. unterschreiten den festgelegten Maximal- bzw. Minimalwert geringfügig, sind aber zugunsten einer besseren Lesbarkeit und Vergleichbarkeit von der Legende nicht mehr mit abgedeckt.

## E Berechnungsergebnisse

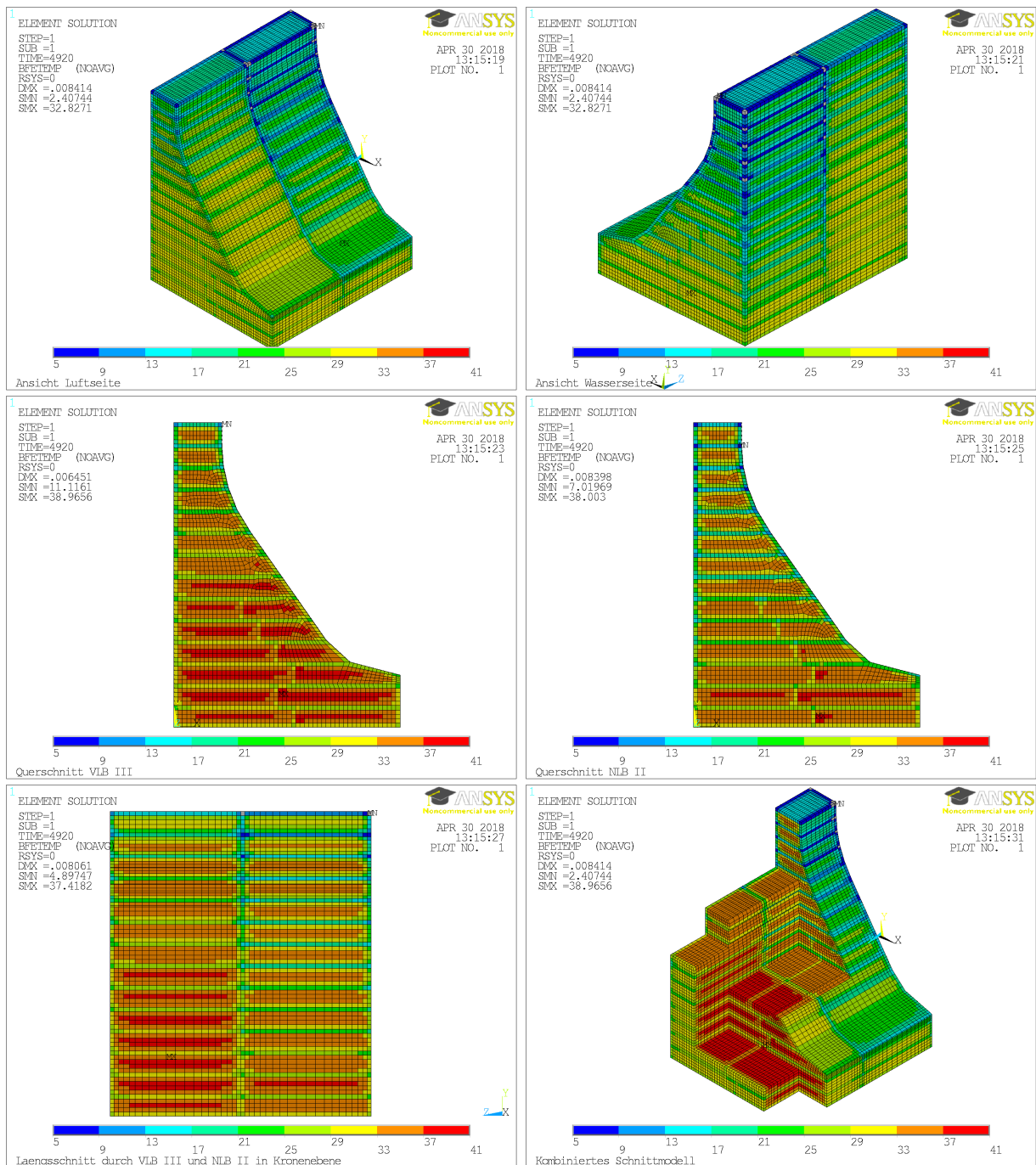


**Abbildung E.23:** MV 1: Frischbetontemperatur  $T_0 = 23 \text{ }^\circ\text{C}$  und Baubeginn am 1. Juli. Resultierende Nullspannungstemperaturen bei elastischer Berechnung. Darstellung in verschiedenen Ansichten und Schnitten (siehe jeweils linke untere Bildecke)

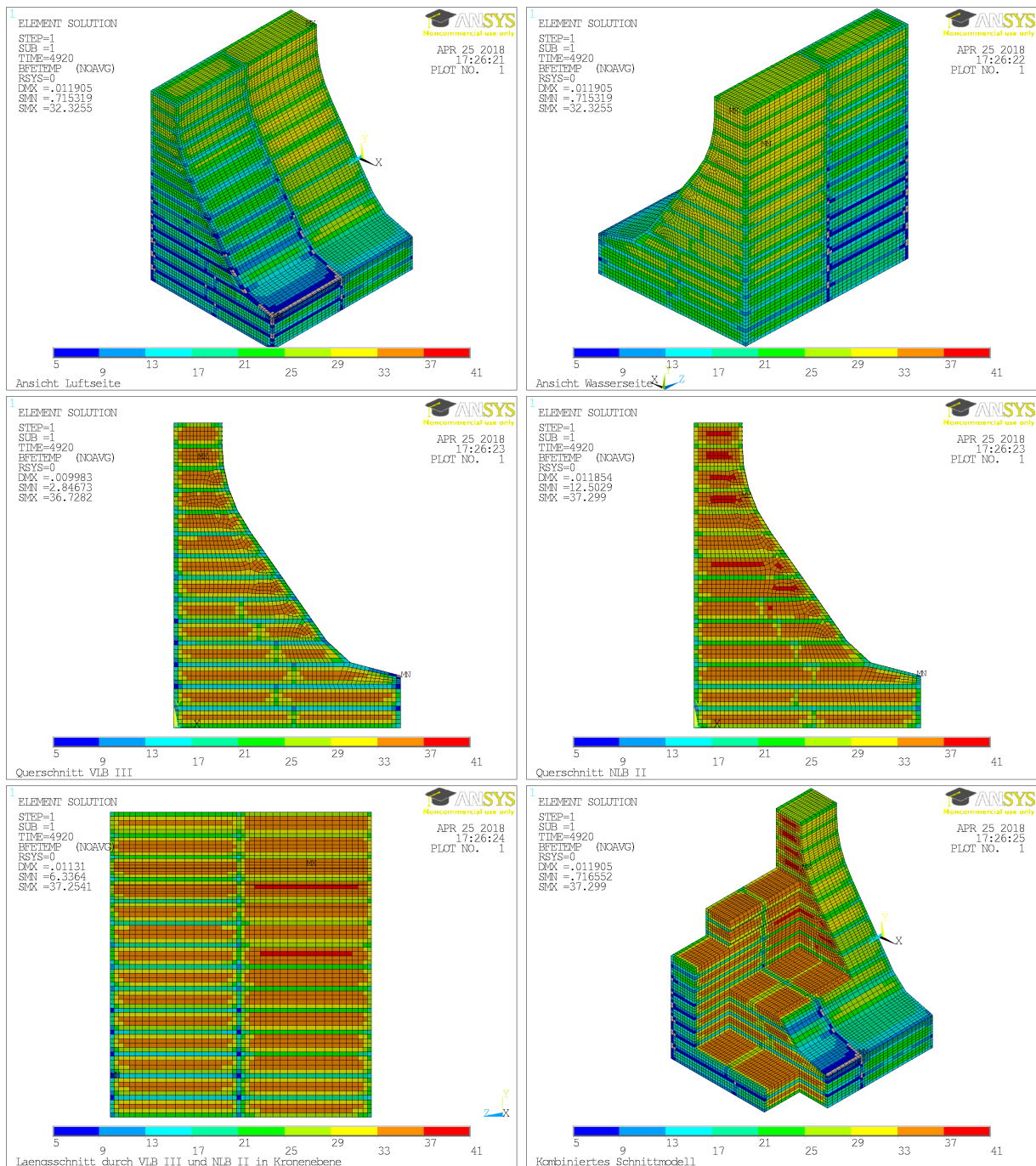


**Abbildung E.24:** MV 2: Frischbetontemperatur  $T_0 = 23 \text{ }^\circ\text{C}$  und Baubeginn am 1. Januar. Resultierende Nullspannungstemperaturen bei elastischer Berechnung. Darstellung in verschiedenen Ansichten und Schnitten (siehe jeweils linke untere Bildecke)

## E Berechnungsergebnisse

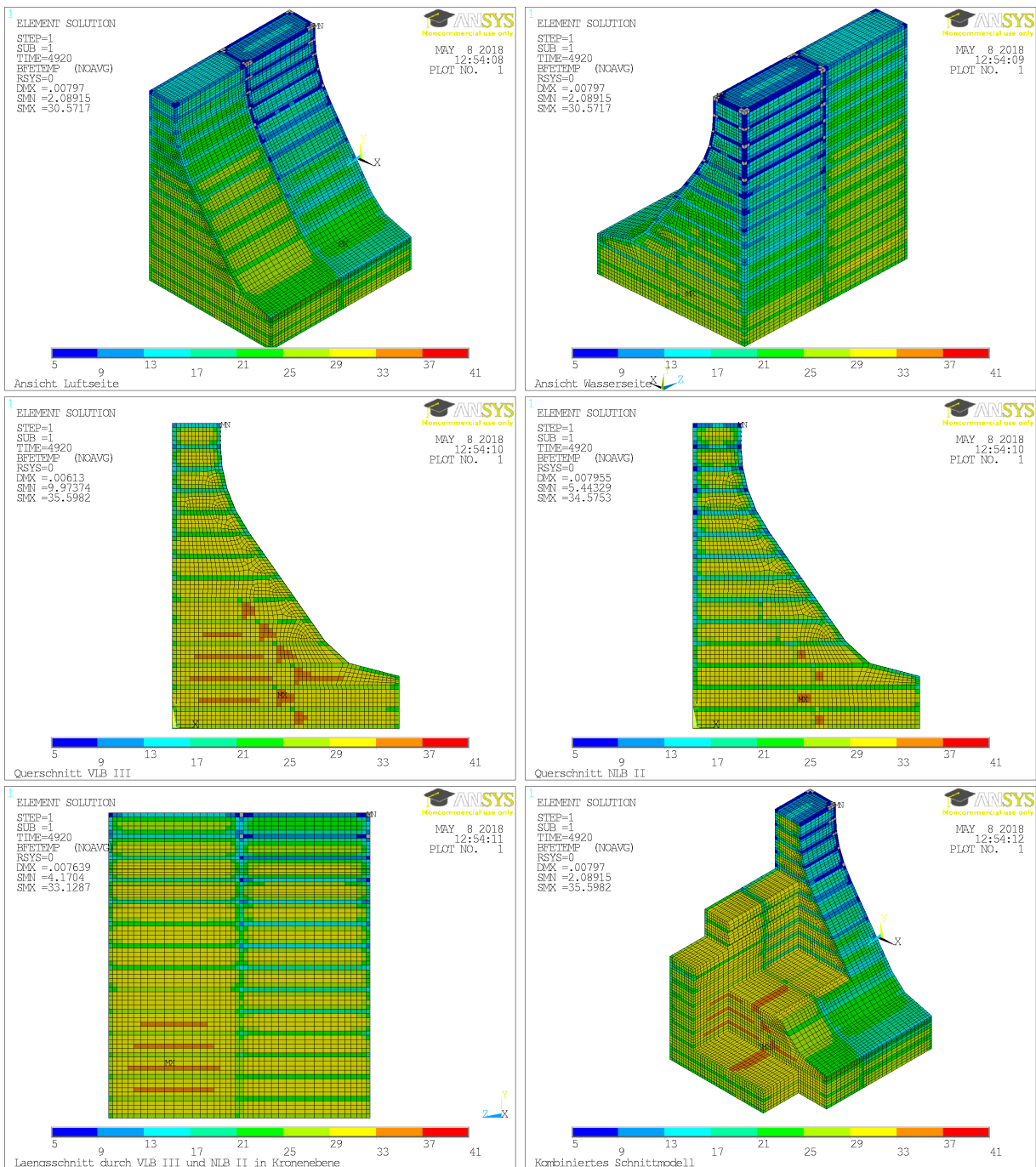


**Abbildung E.25:** MV 3: Frischbetontemperatur  $T_0 = 20 \text{ }^\circ\text{C}$  und Baubeginn am 1. Juli. Resultierende Nullspannungstemperaturen bei elastischer Berechnung. Darstellung in verschiedenen Ansichten und Schnitten (siehe jeweils linke untere Bildecke)

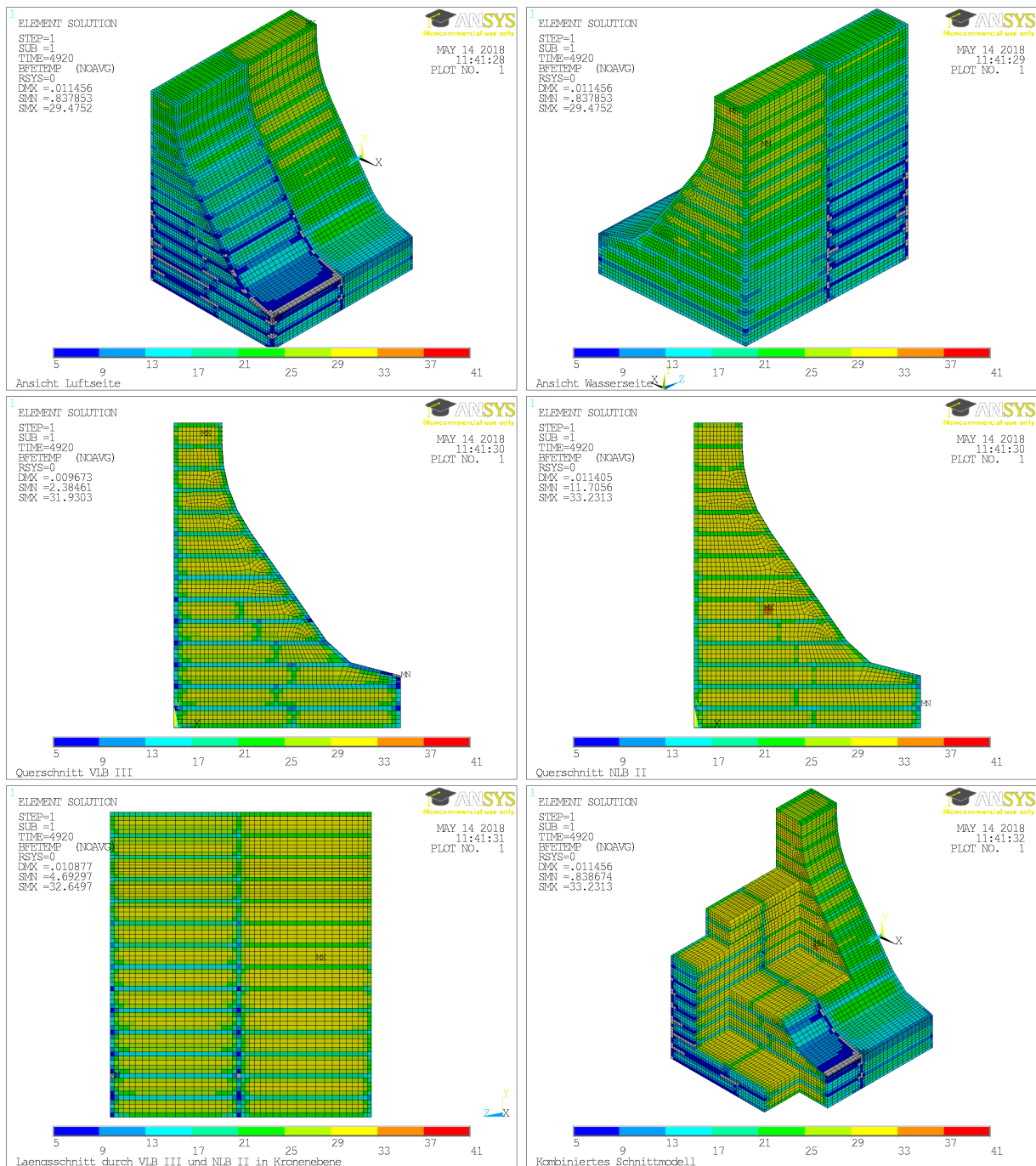


**Abbildung E.26:** MV 4: Frischbetontemperatur  $T_0 = 20 \text{ }^\circ\text{C}$  und Baubeginn am 1. Januar. Resultierende Nullspannungstemperaturen bei elastischer Berechnung. Darstellung in verschiedenen Ansichten und Schnitten (siehe jeweils linke untere Bildecke)

## E Berechnungsergebnisse

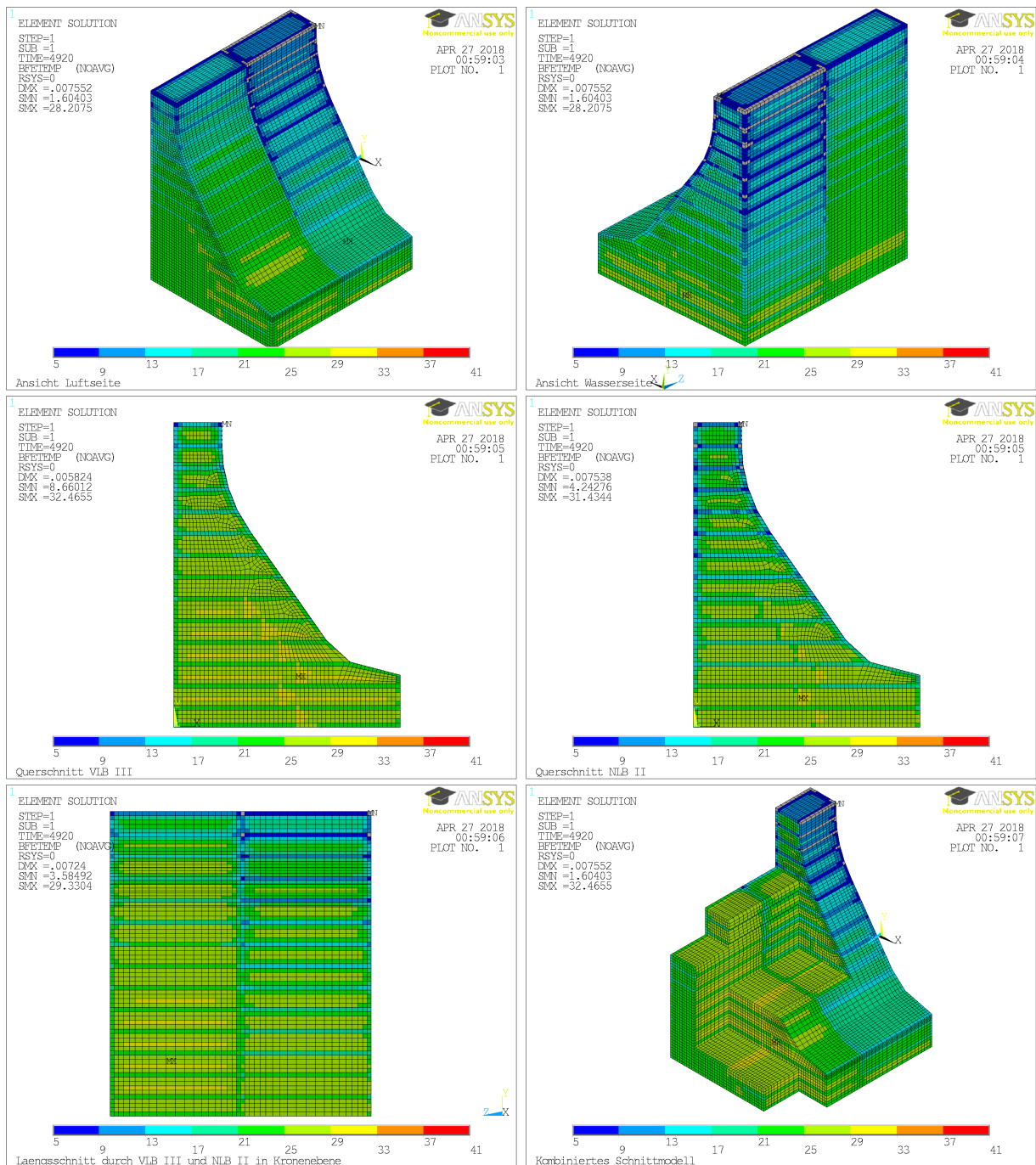


**Abbildung E.27:** MV 5: Frischbetontemperatur  $T_0 = 15 \text{ }^\circ\text{C}$  und Baubeginn am 1. Juli. Resultierende Nullspannungstemperaturen bei elastischer Berechnung. Darstellung in verschiedenen Ansichten und Schnitten (siehe jeweils linke untere Bildecke)

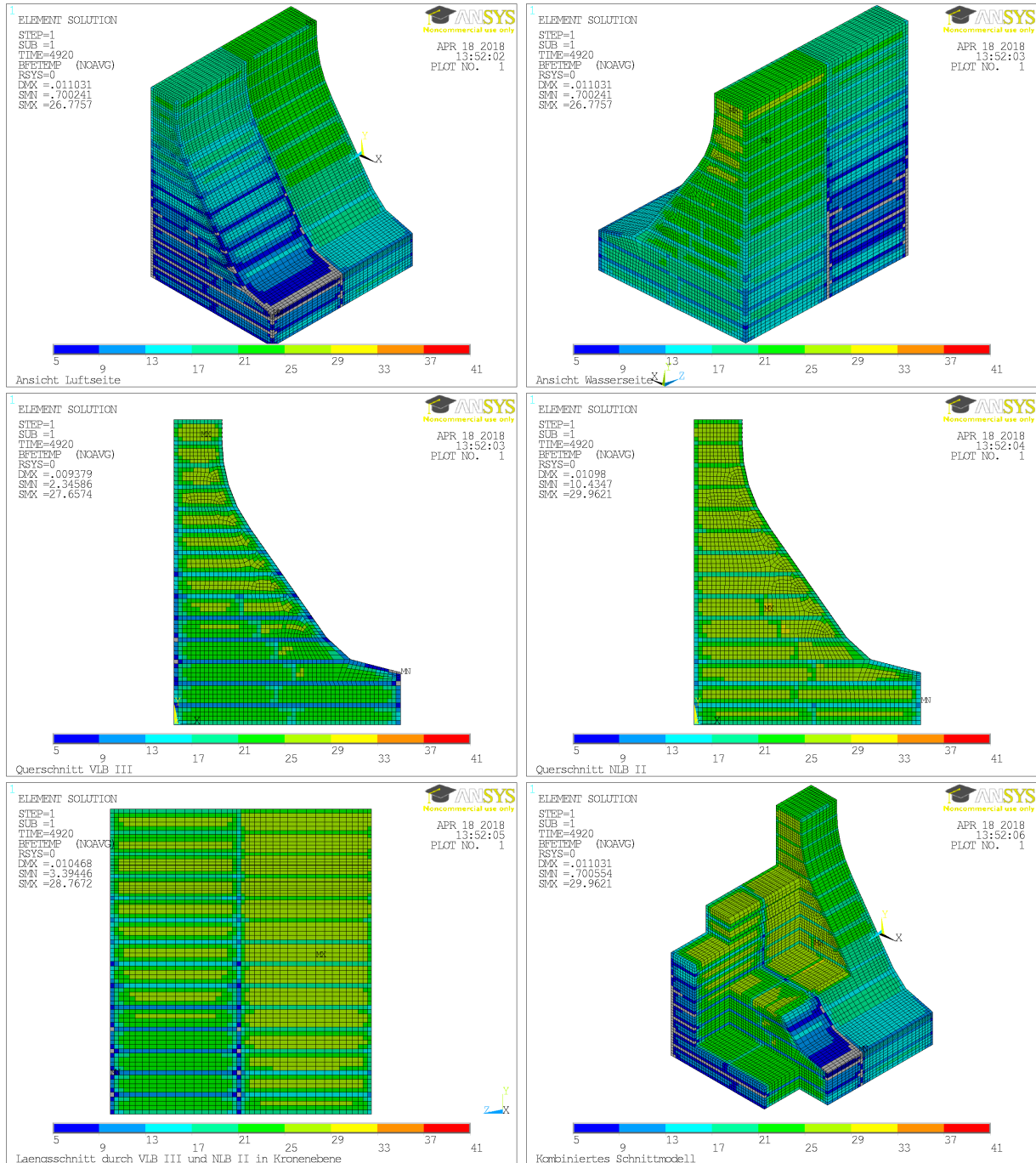


**Abbildung E.28:** MV 6: Frischbetontemperatur  $T_0 = 15 \text{ }^\circ\text{C}$  und Baubeginn am 1. Januar. Resultierende Nullspannungstemperaturen bei elastischer Berechnung. Darstellung in verschiedenen Ansichten und Schnitten (siehe jeweils linke untere Bildecke)

## E Berechnungsergebnisse



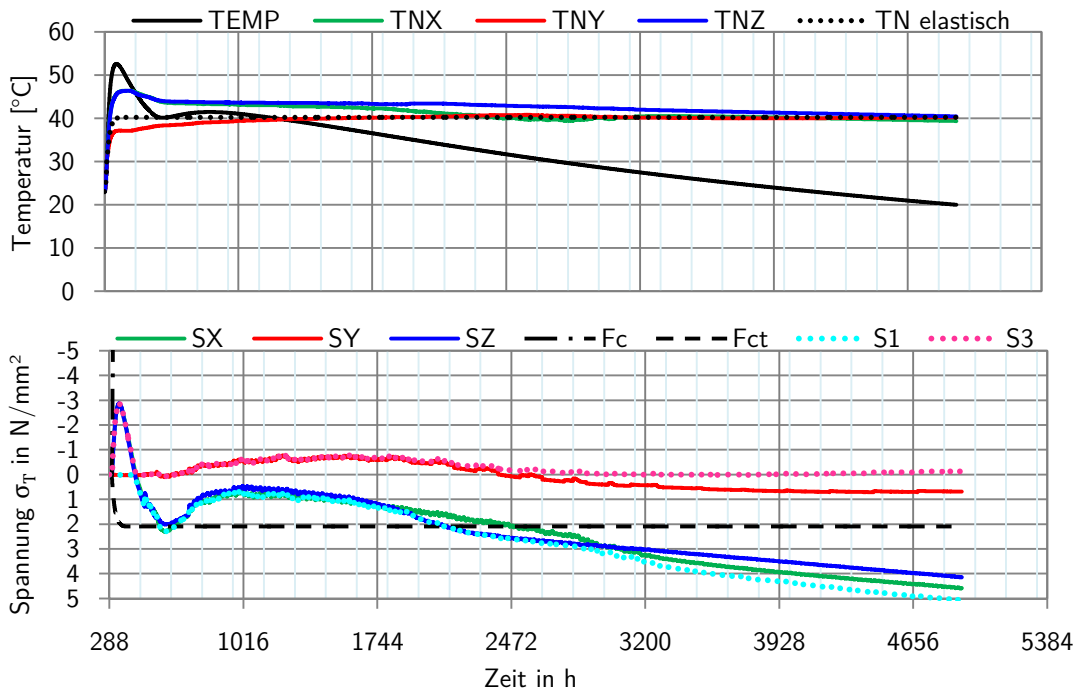
**Abbildung E.29:** MV 7: Frischbetontemperatur  $T_0 = 10 \text{ }^\circ\text{C}$  und Baubeginn am 1. Juli. Resultierende Nullspannungstemperaturen bei elastischer Berechnung. Darstellung in verschiedenen Ansichten und Schnitten (siehe jeweils linke untere Bildecke)



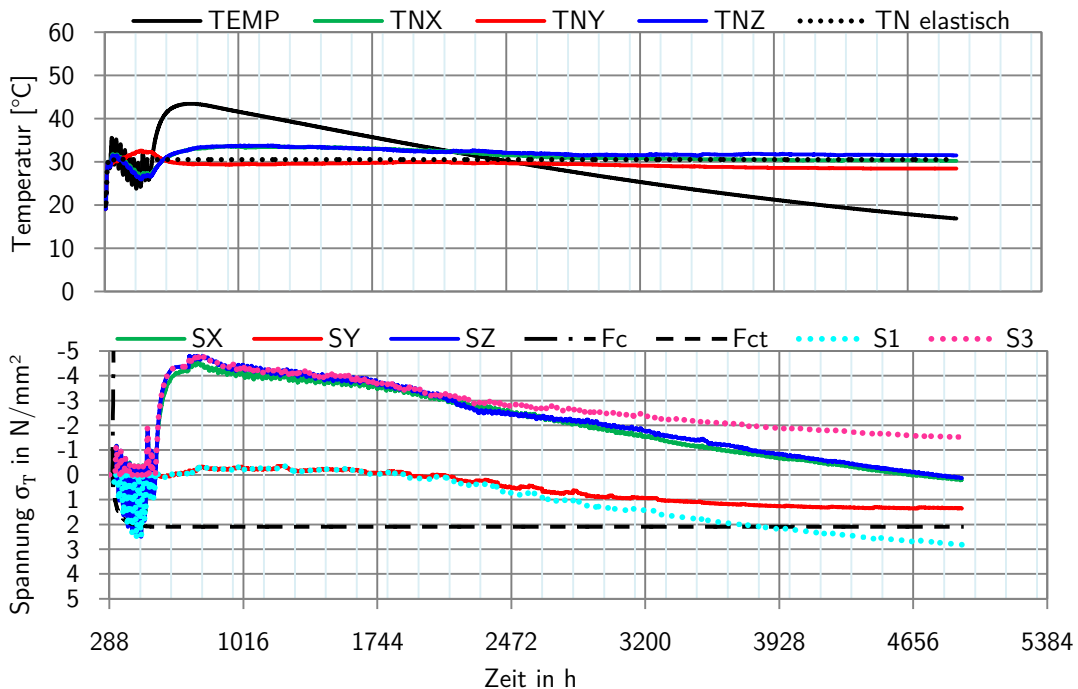
**Abbildung E.30:** MV 8: Frischbetontemperatur  $T_0 = 10 \text{ }^\circ\text{C}$  und Baubeginn am 1. Januar. Resultierende Nullspannungstemperaturen bei elastischer Berechnung. Darstellung in verschiedenen Ansichten und Schnitten (siehe jeweils linke untere Bildecke)

## **E.3 Viskoelastische Strukturmodellierung**

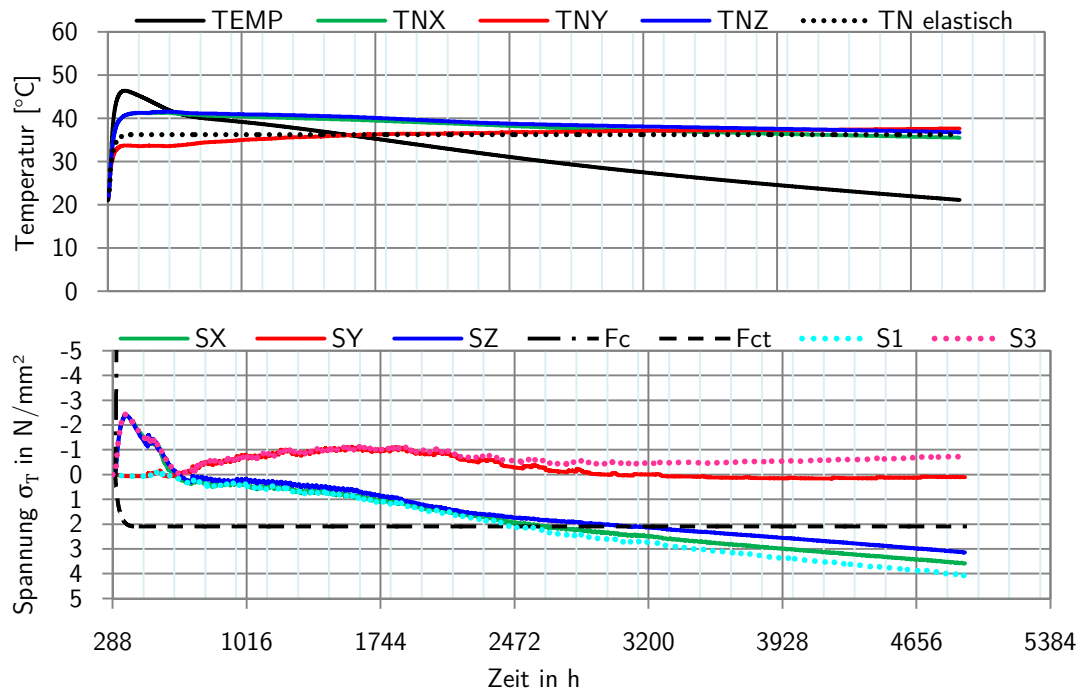
### **E.3.1 Entwicklungsverlauf des BA8**



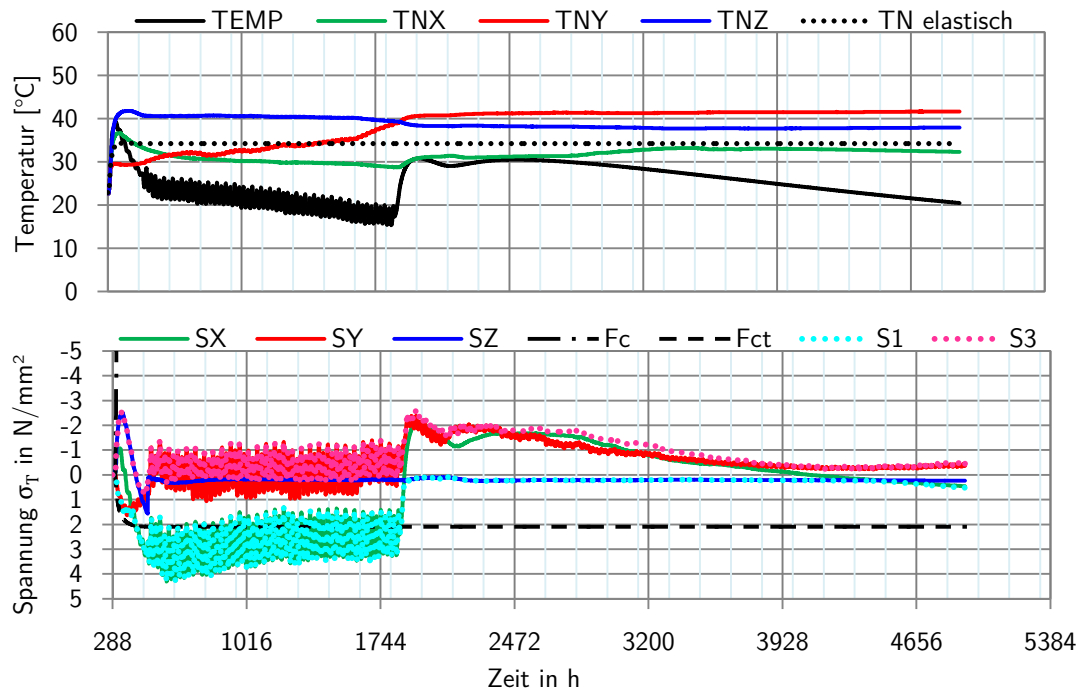
**Abbildung E.31:** MV 1R ( $T_0 = 23 \text{ }^\circ\text{C}$ , Baubeginn 1. Juli): Spannung- und Nullspannungsentwicklung CE 1 des BA 8 ab Fertigstellung BA bis Fertigstellung Mauer



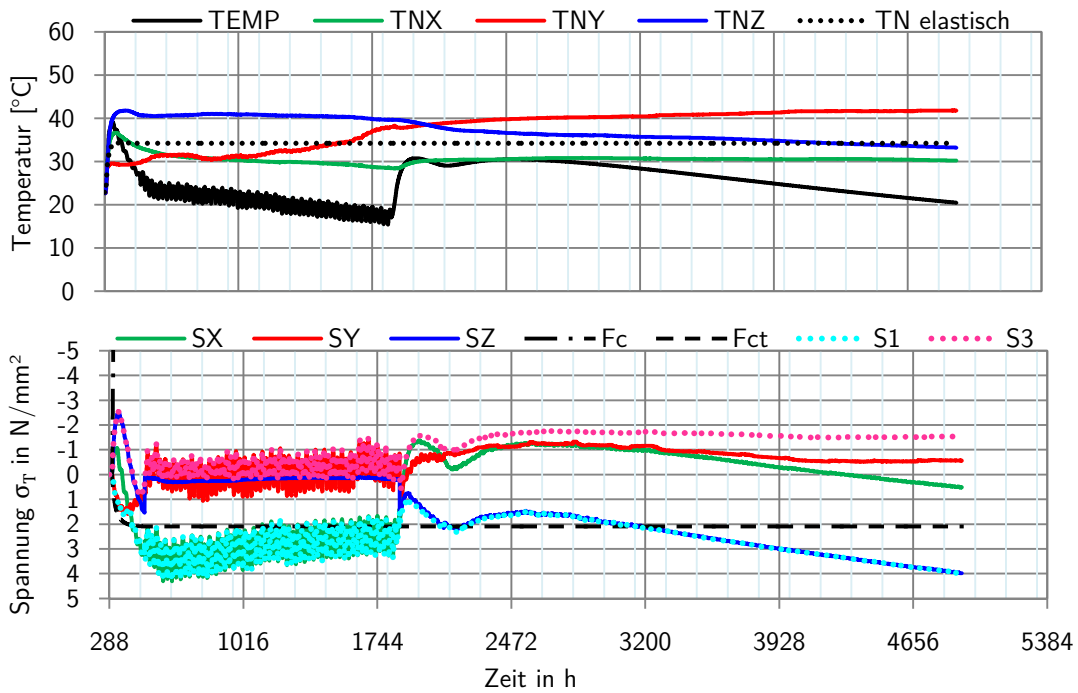
**Abbildung E.32:** MV 1R ( $T_0 = 23 \text{ }^\circ\text{C}$ , Baubeginn 1. Juli): Spannung- und Nullspannungsentwicklung CE 2 des BA 8 ab Fertigstellung BA bis Fertigstellung Mauer



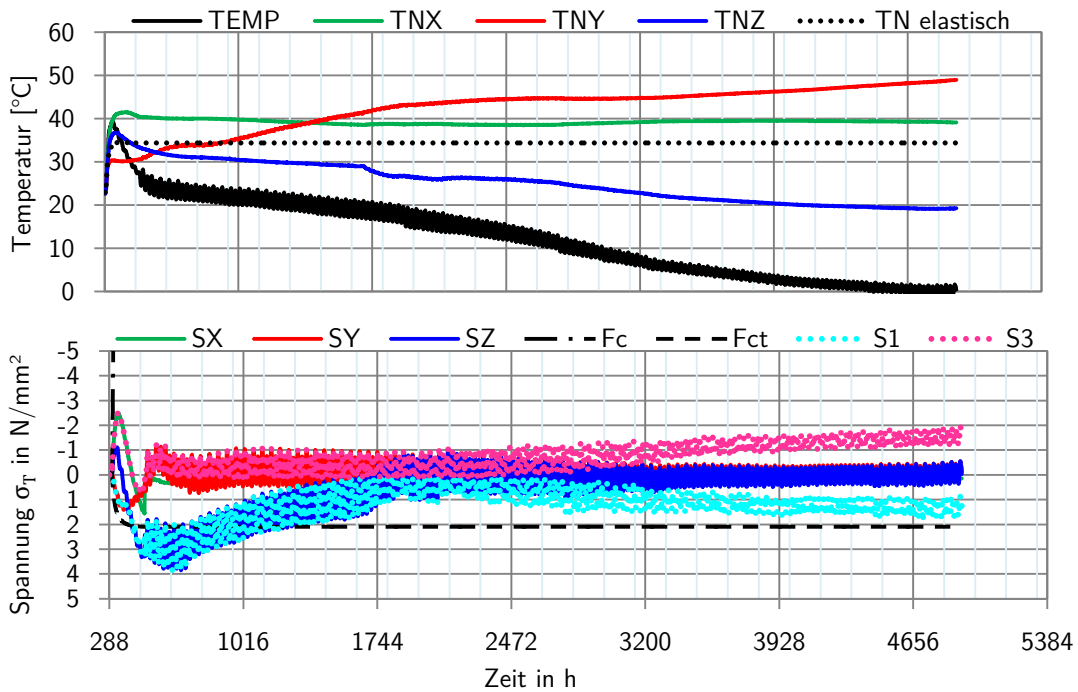
**Abbildung E.33:** MV 1R ( $T_0 = 23 \text{ }^\circ\text{C}$ , Baubeginn 1. Juli): Spannungs- und Nullspannungsentwicklung CE 3 des BA 8 ab Fertigstellung BA bis Fertigstellung Mauer



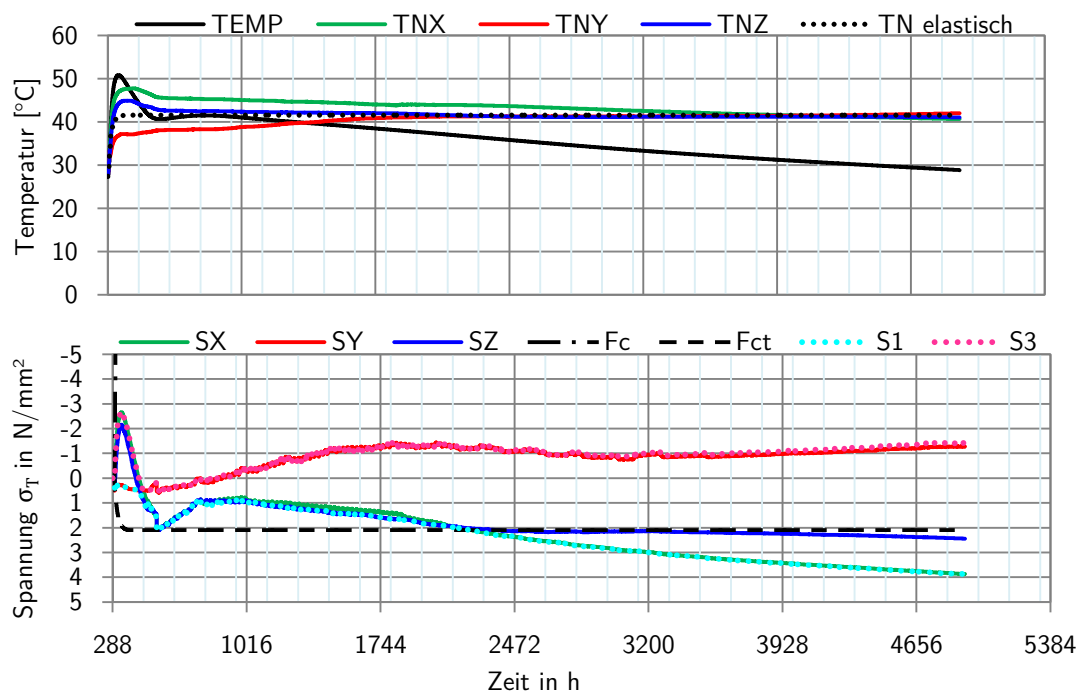
**Abbildung E.34:** MV 1R ( $T_0 = 23 \text{ }^\circ\text{C}$ , Baubeginn 1. Juli): Spannungs- und Nullspannungsentwicklung CE 4 des BA 8 ab Fertigstellung BA bis Fertigstellung Mauer



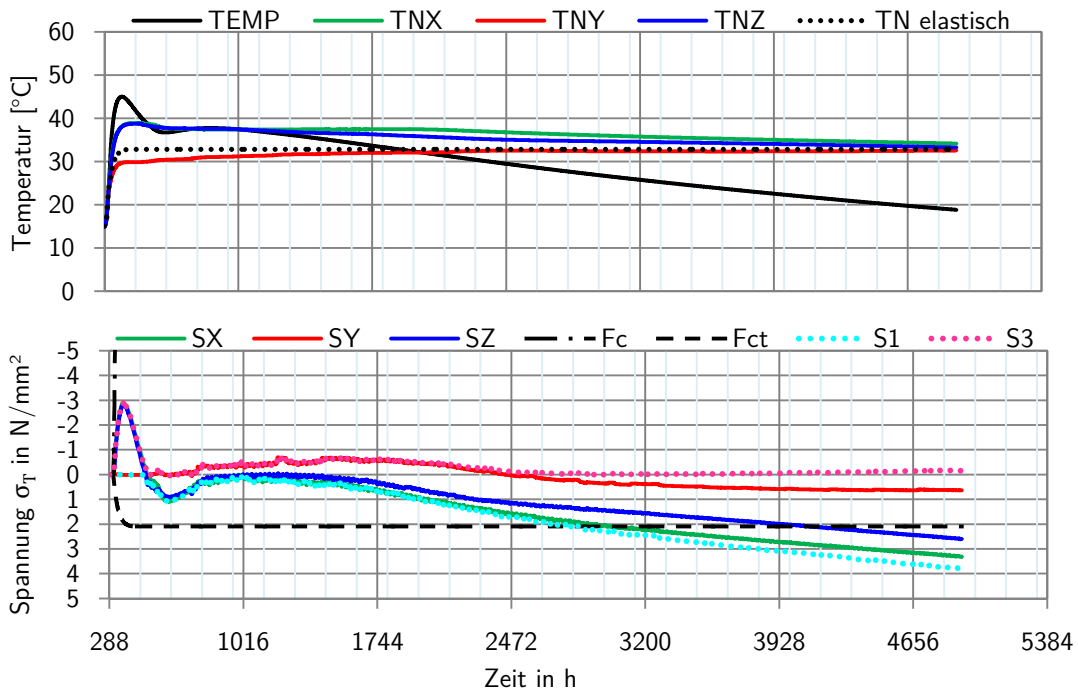
**Abbildung E.35:** MV 1R ( $T_0 = 23 \text{ }^\circ\text{C}$ , Baubeginn 1. Juli): Spannungs- und Nullspannungs-entwicklung CE 5 des BA 8 ab Fertigstellung BA bis Fertigstellung Mauer



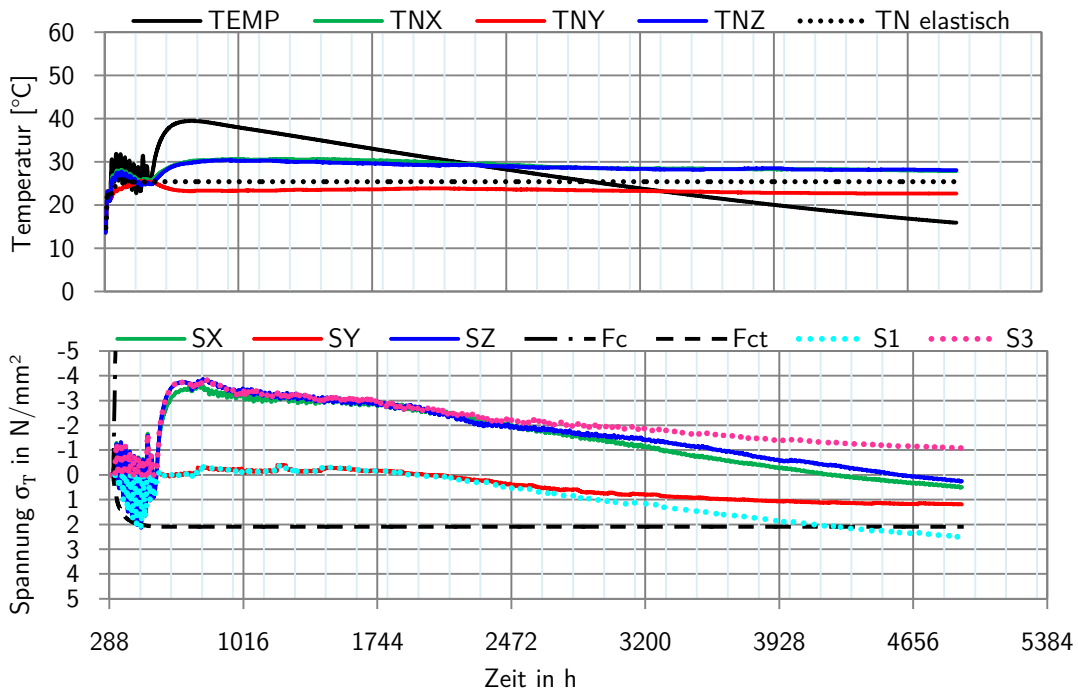
**Abbildung E.36:** MV 1R ( $T_0 = 23 \text{ }^\circ\text{C}$ , Baubeginn 1. Juli): Spannungs- und Nullspannungs-entwicklung CE 6 des BA 8 ab Fertigstellung BA bis Fertigstellung Mauer



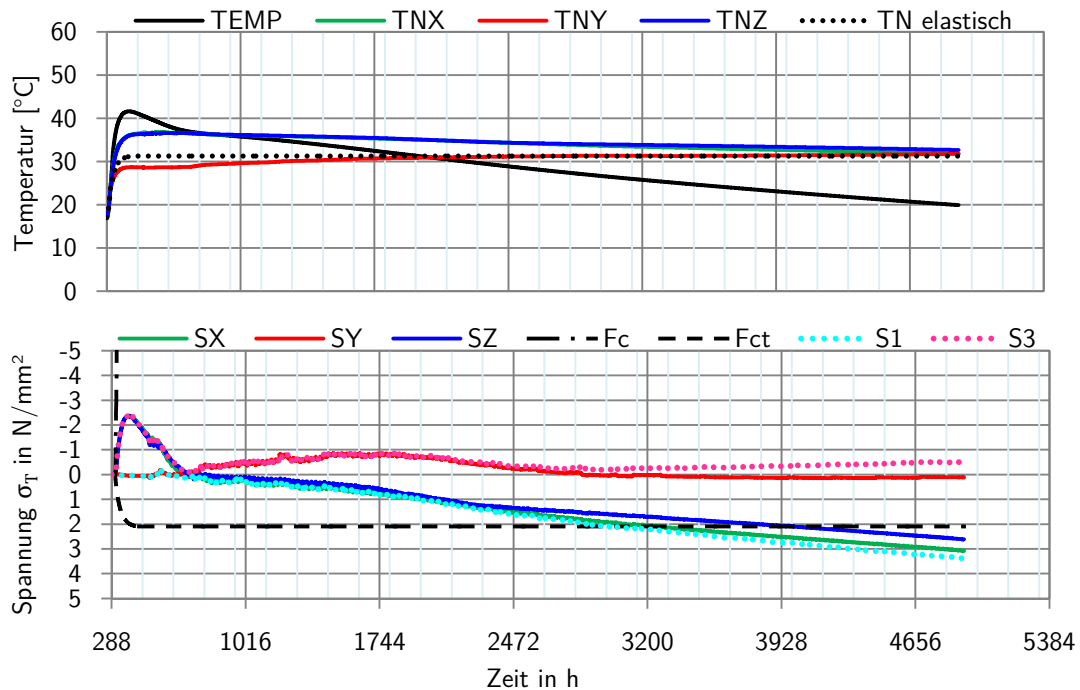
**Abbildung E.37:** MV 1R ( $T_0 = 23 \text{ }^\circ\text{C}$ , Baubeginn 1. Juli): Spannungs- und Nullspannungsentwicklung CE 7 des BA 8 ab Fertigstellung BA bis Fertigstellung Mauer



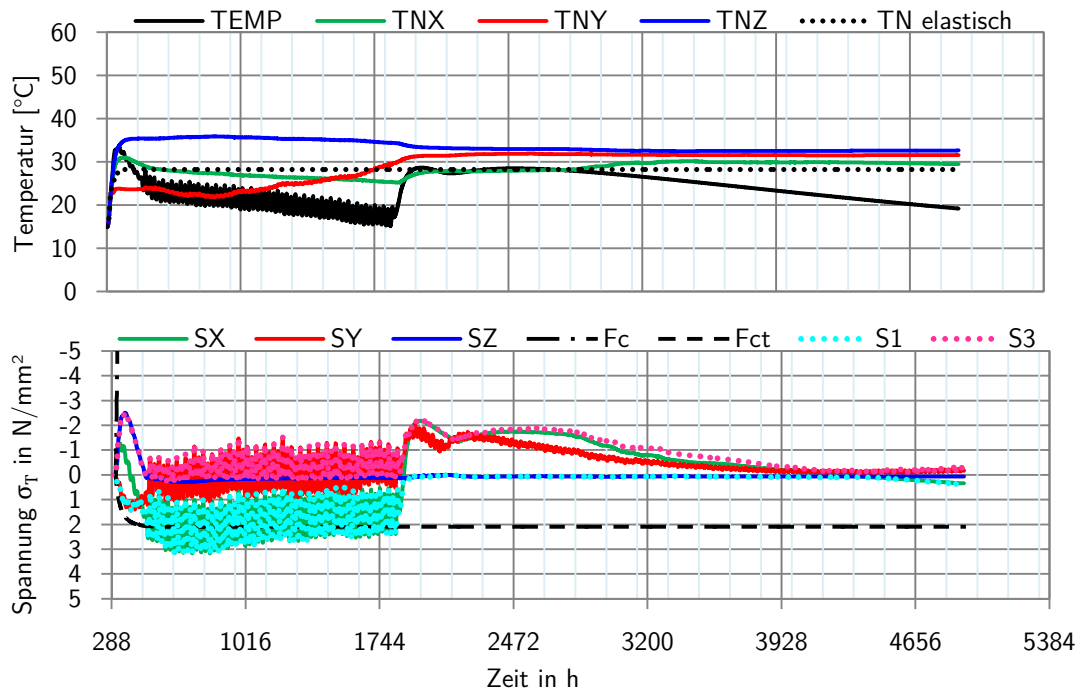
**Abbildung E.38:** MV 5R ( $T_0 = 15 \text{ }^\circ\text{C}$ , Baubeginn 1. Juli): Spannung- und Nullspannungsentwicklung CE 1 des BA 8 ab Fertigstellung BA bis Fertigstellung Mauer



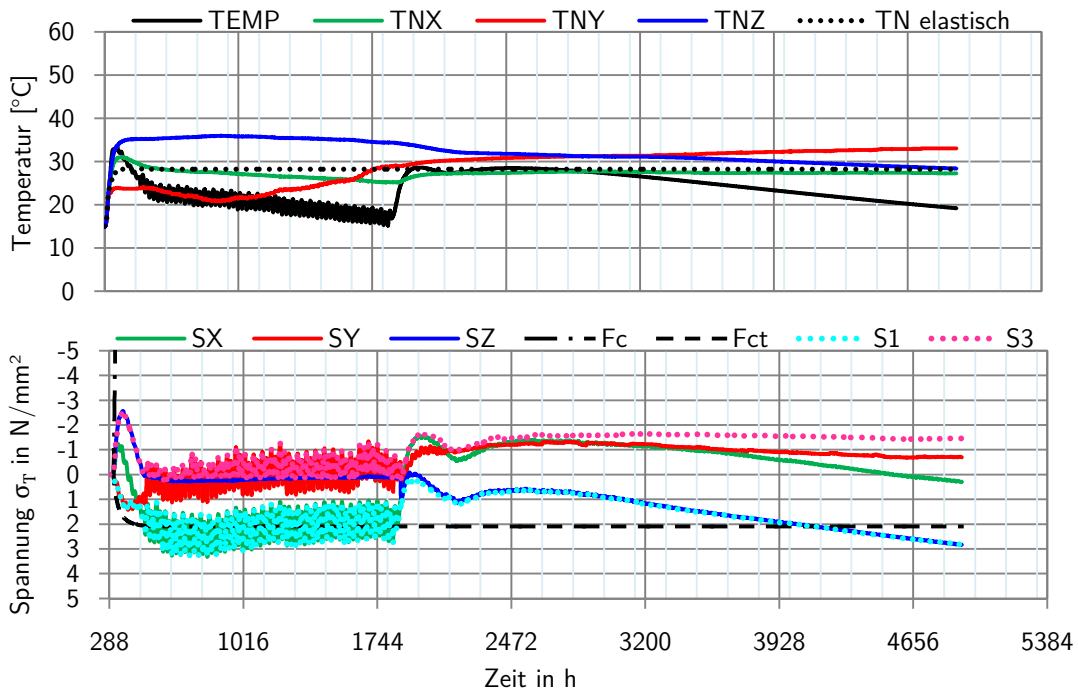
**Abbildung E.39:** MV 5R ( $T_0 = 15 \text{ }^\circ\text{C}$ , Baubeginn 1. Juli): Spannung- und Nullspannungsentwicklung CE 2 des BA 8 ab Fertigstellung BA bis Fertigstellung Mauer



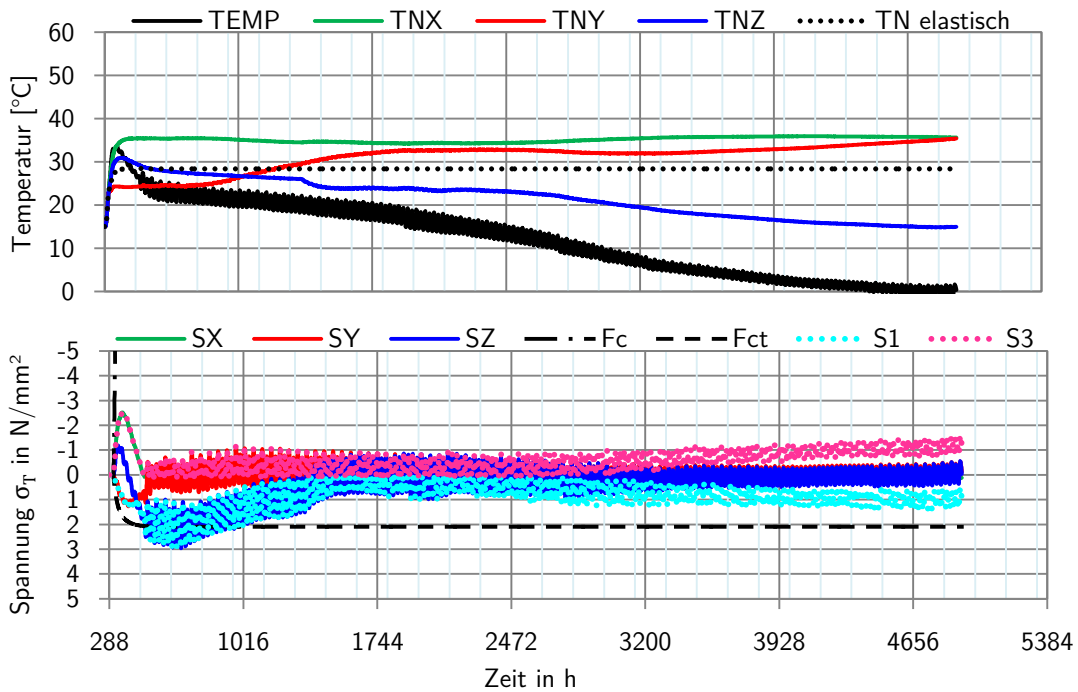
**Abbildung E.40:** MV 5R ( $T_0 = 15 \text{ }^\circ\text{C}$ , Baubeginn 1. Juli): Spannungs- und Nullspannungsentwicklung CE 3 des BA 8 ab Fertigstellung BA bis Fertigstellung Mauer



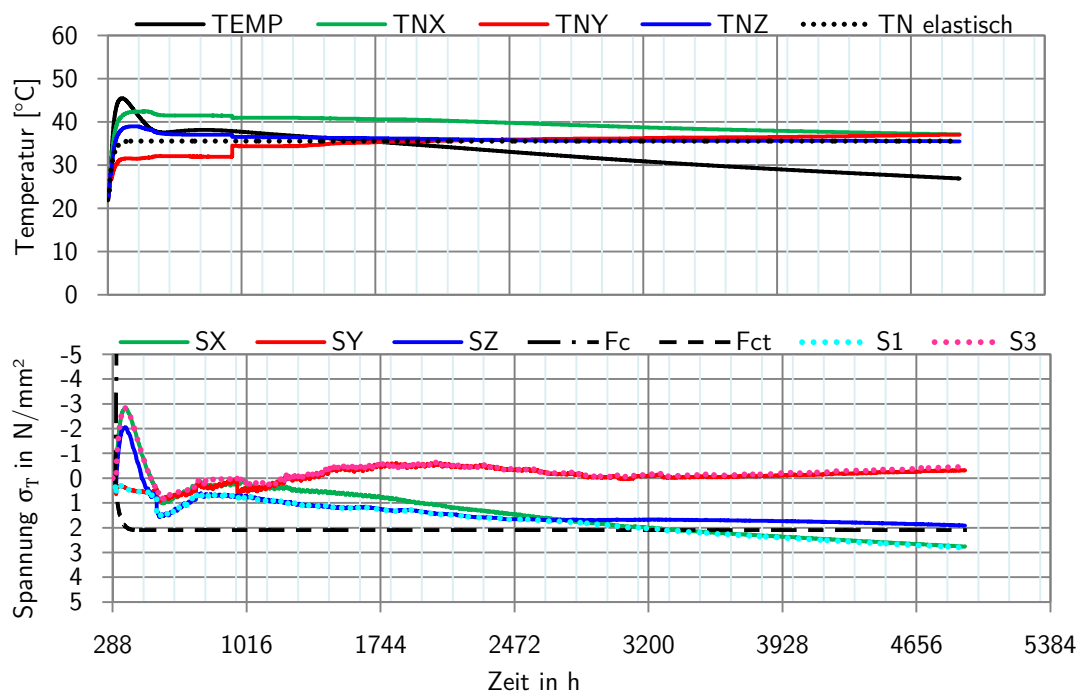
**Abbildung E.41:** MV 5R ( $T_0 = 15 \text{ }^\circ\text{C}$ , Baubeginn 1. Juli): Spannungs- und Nullspannungsentwicklung CE 4 des BA 8 ab Fertigstellung BA bis Fertigstellung Mauer



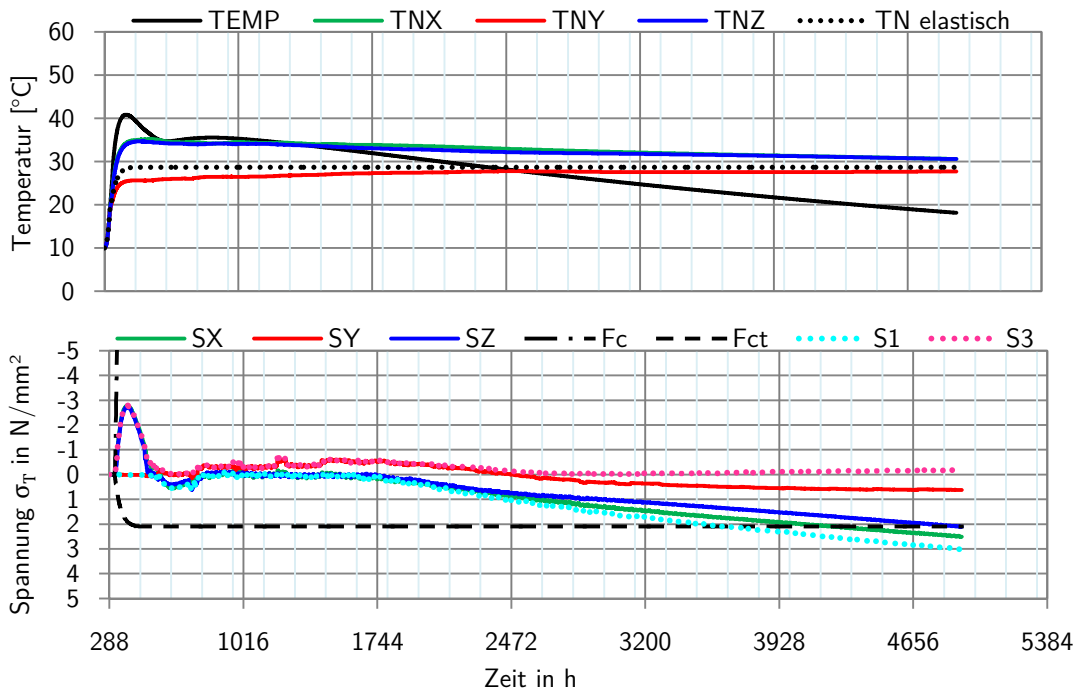
**Abbildung E.42:** MV 5R ( $T_0 = 15 \text{ }^\circ\text{C}$ , Baubeginn 1. Juli): Spannung- und Nullspannungsentwicklung CE 5 des BA 8 ab Fertigstellung BA bis Fertigstellung Mauer



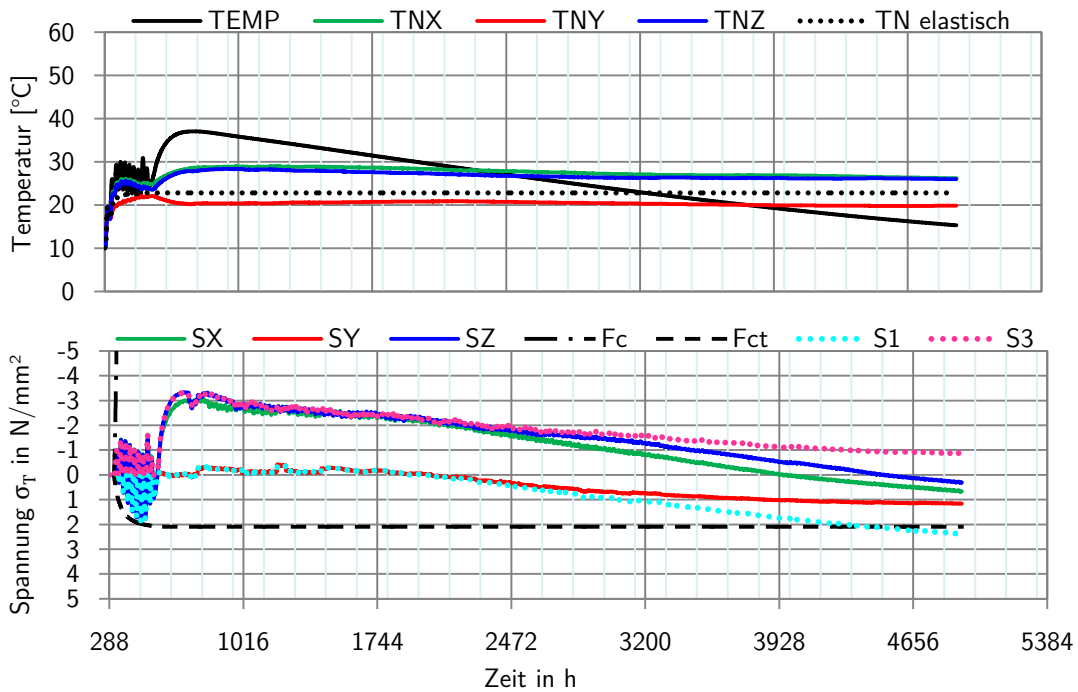
**Abbildung E.43:** MV 5R ( $T_0 = 15 \text{ }^\circ\text{C}$ , Baubeginn 1. Juli): Spannung- und Nullspannungsentwicklung CE 6 des BA 8 ab Fertigstellung BA bis Fertigstellung Mauer



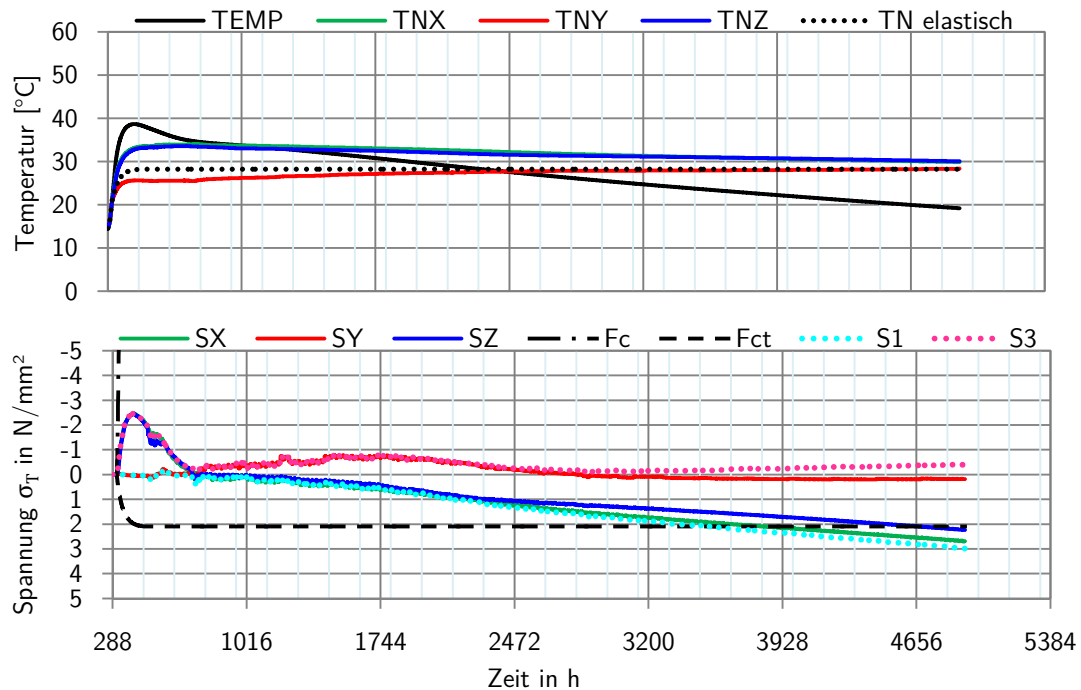
**Abbildung E.44:** MV 5R ( $T_0 = 15 \text{ }^\circ\text{C}$ , Baubeginn 1. Juli): Spannungs- und Nullspannungsentwicklung CE 7 des BA 8 ab Fertigstellung BA bis Fertigstellung Mauer



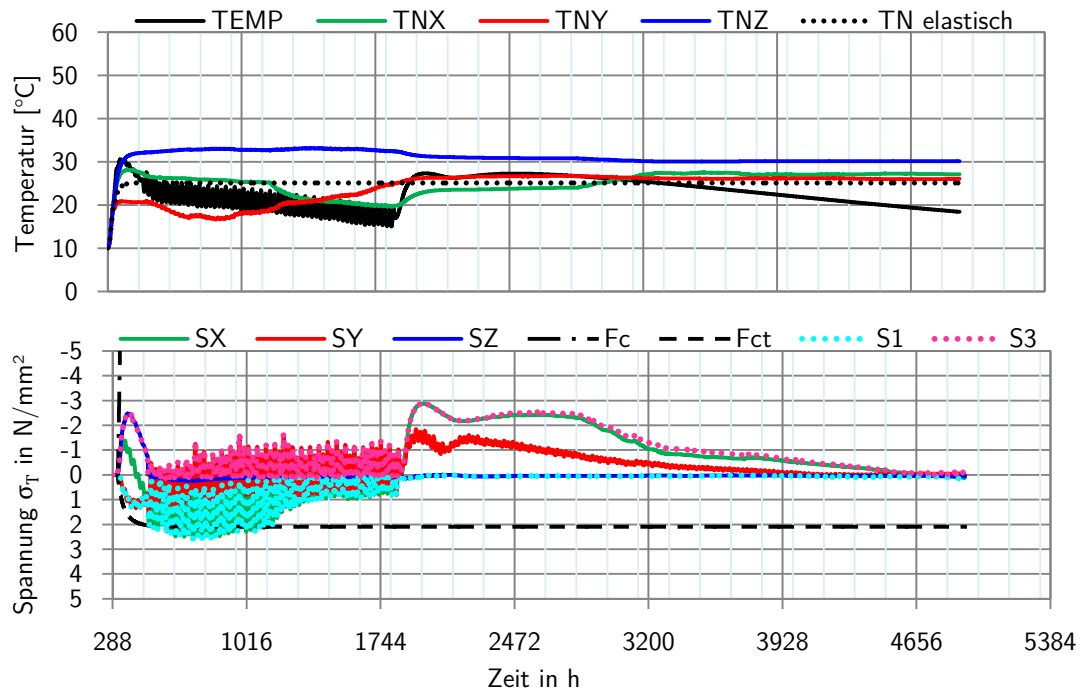
**Abbildung E.45:** MV 7R ( $T_0 = 10 \text{ }^\circ\text{C}$ , Baubeginn 1. Juli): Spannung- und Nullspannungsentwicklung CE 1 des BA 8 ab Fertigstellung BA bis Fertigstellung Mauer



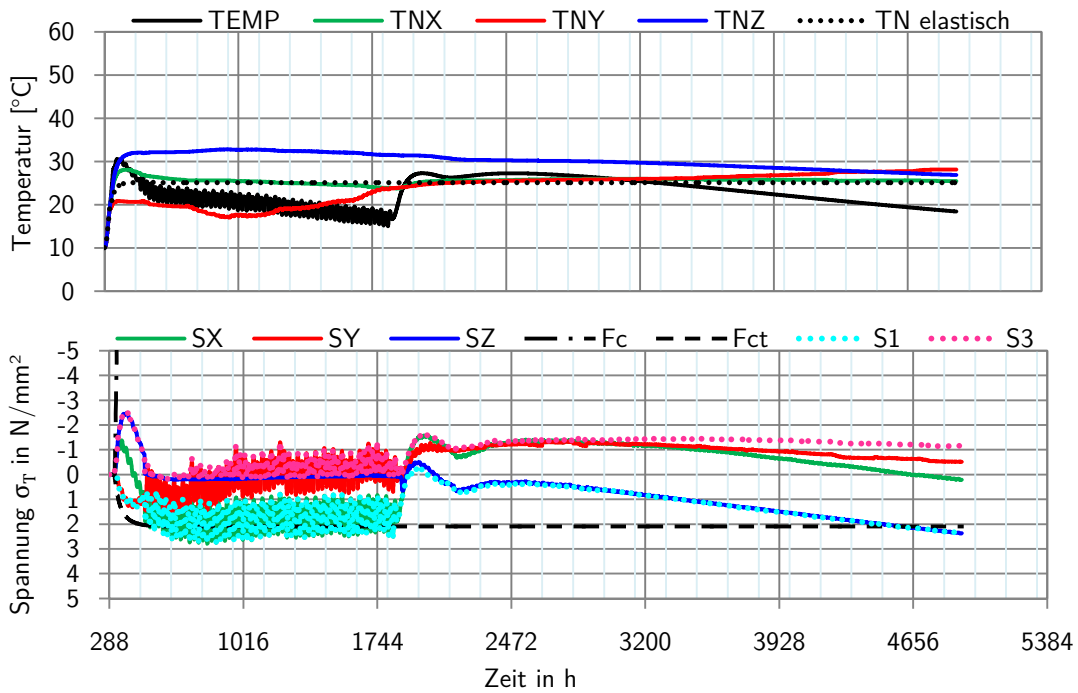
**Abbildung E.46:** MV 7R ( $T_0 = 10 \text{ }^\circ\text{C}$ , Baubeginn 1. Juli): Spannung- und Nullspannungsentwicklung CE 2 des BA 8 ab Fertigstellung BA bis Fertigstellung Mauer



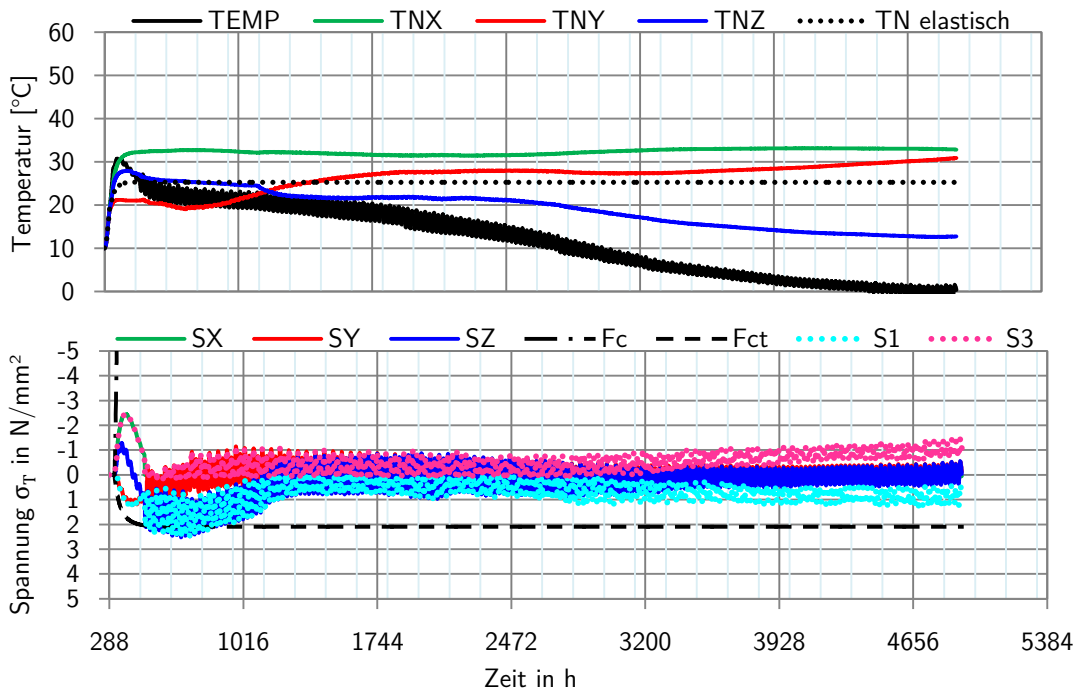
**Abbildung E.47:** MV 7R ( $T_0 = 10 \text{ }^\circ\text{C}$ , Baubeginn 1. Juli): Spannungs- und Nullspannungsentwicklung CE 3 des BA 8 ab Fertigstellung BA bis Fertigstellung Mauer



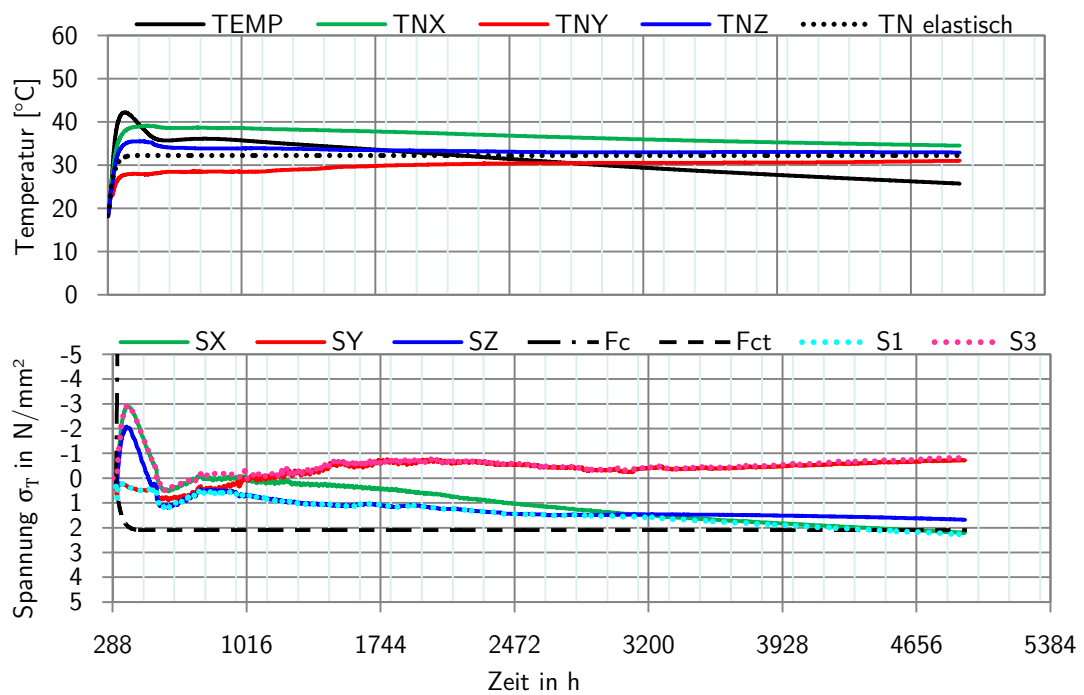
**Abbildung E.48:** MV 7R ( $T_0 = 10 \text{ }^\circ\text{C}$ , Baubeginn 1. Juli): Spannungs- und Nullspannungsentwicklung CE 4 des BA 8 ab Fertigstellung BA bis Fertigstellung Mauer



**Abbildung E.49:** MV 7R ( $T_0 = 10\text{ °C}$ , Baubeginn 1. Juli): Spannungs- und Nullspannungsentwicklung CE 5 des BA 8 ab Fertigstellung BA bis Fertigstellung Mauer



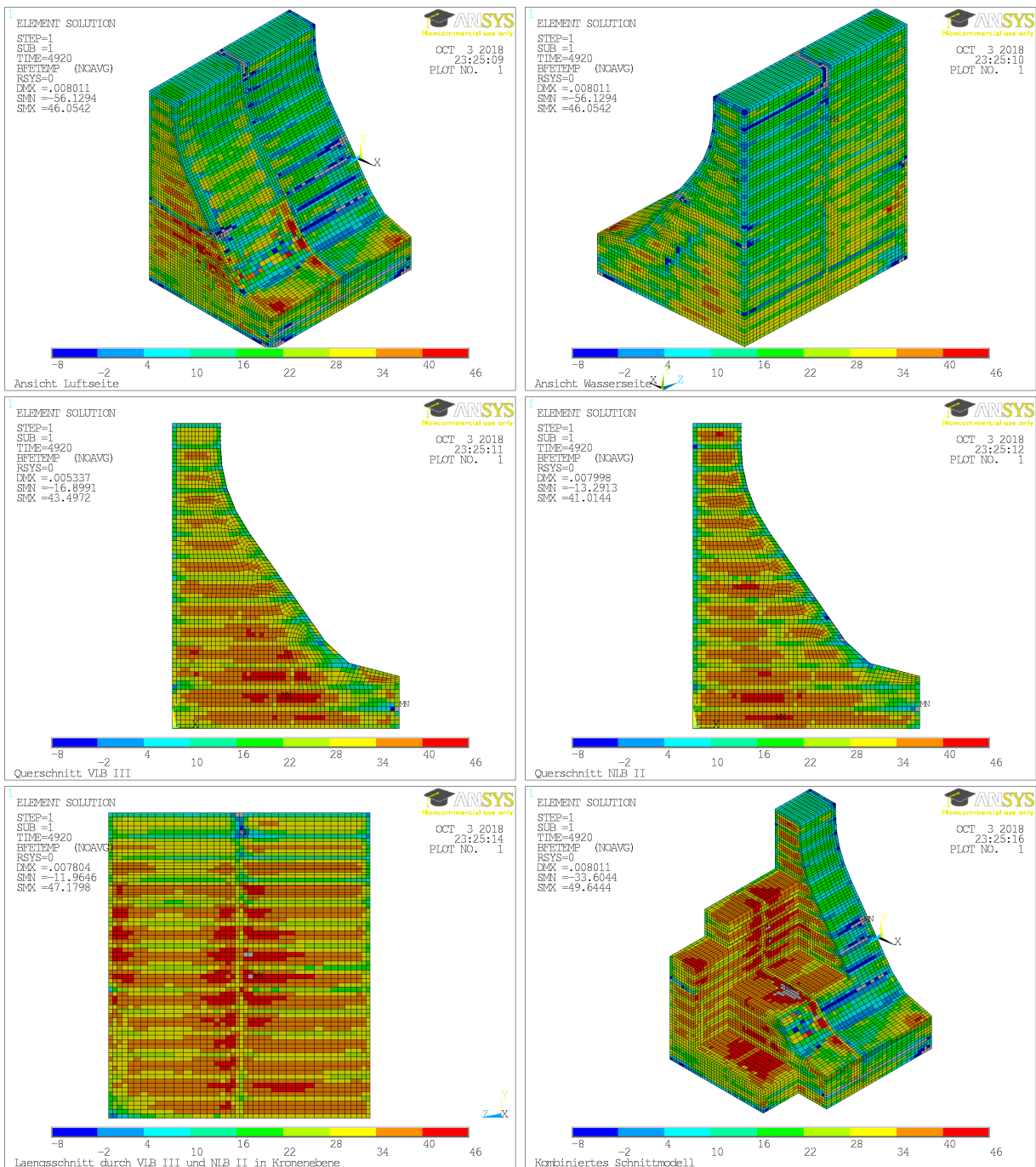
**Abbildung E.50:** MV 7R ( $T_0 = 23\text{ °C}$ , Baubeginn 1. Juli): Spannungs- und Nullspannungsentwicklung CE 6 des BA 8 ab Fertigstellung BA bis Fertigstellung Mauer



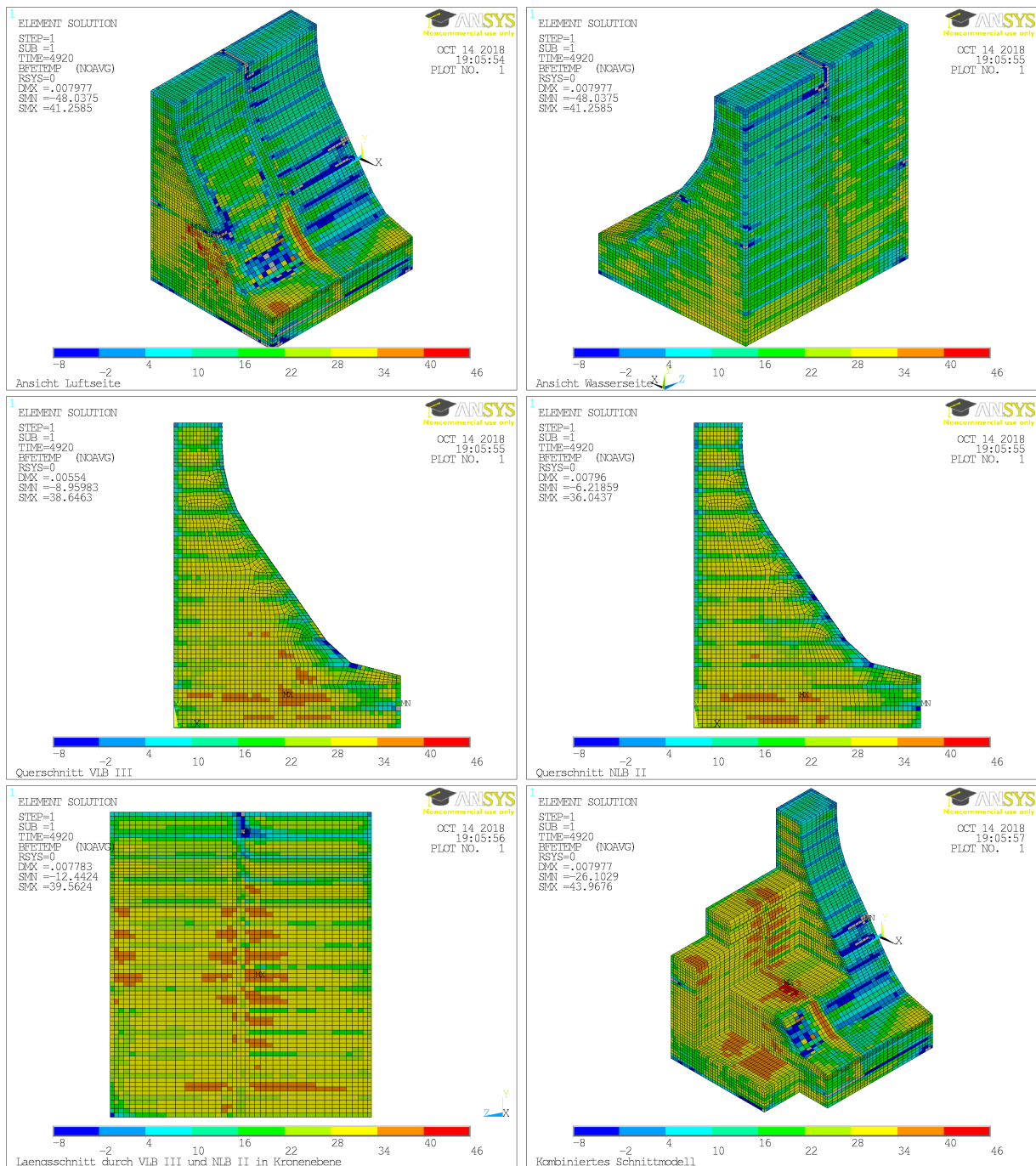
**Abbildung E.51:** MV 7R ( $T_0 = 23 \text{ } ^\circ \text{C}$ , Baubeginn 1. Juli): Spannungs- und Nullspannungsentwicklung CE 7 des BA 8 ab Fertigstellung BA bis Fertigstellung Mauer

### **E.3.2 Räumliche Verteilung der resultierenden Nullspannungstemperaturen**

## E Berechnungsergebnisse

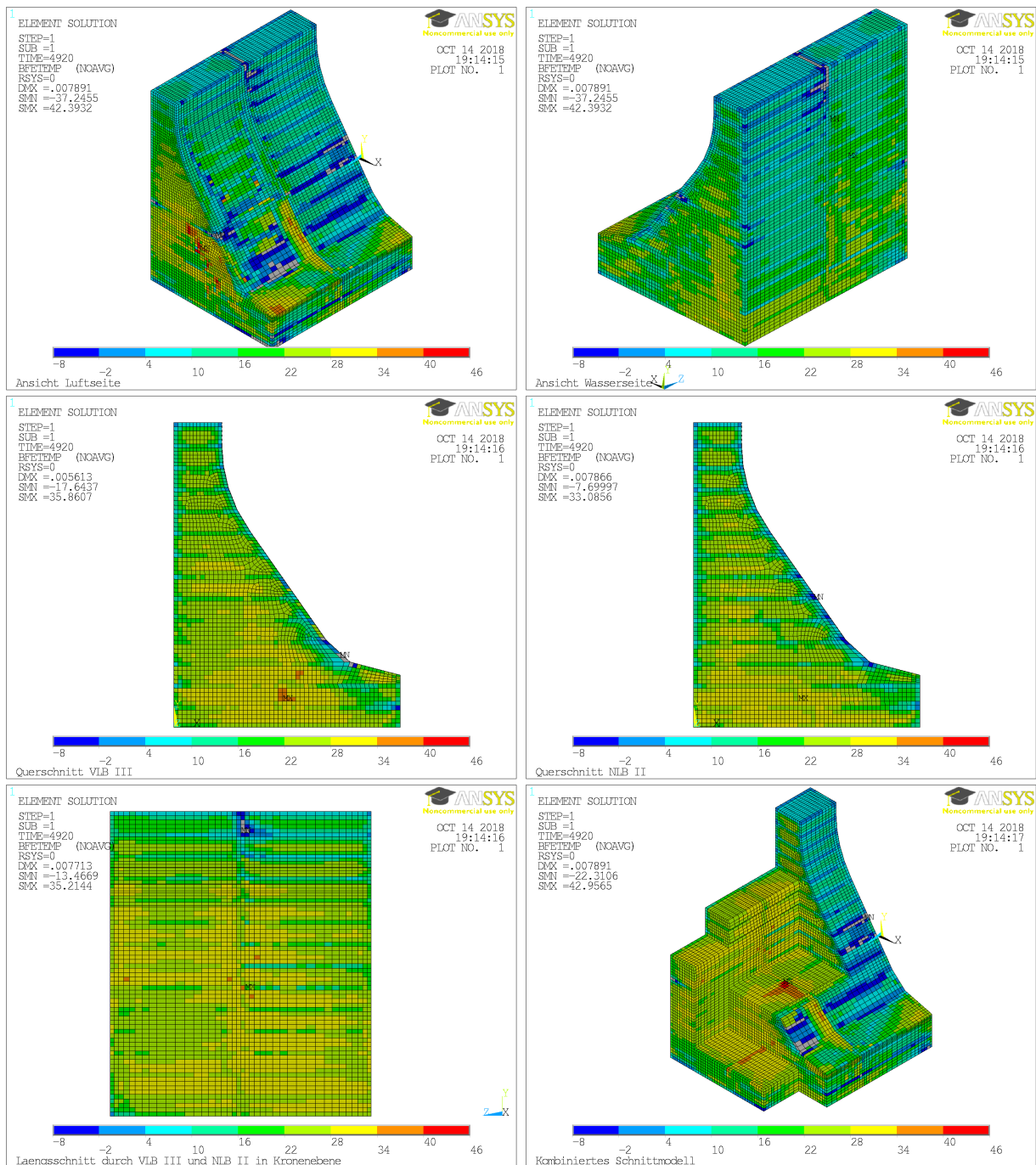


**Abbildung E.52:** MV 1R: Frischbetontemperatur  $T_0 = 23^\circ\text{C}$  und Baubeginn am 1. Juli. Resultierende Nullspannungstemperaturen bei viskoelastischer Berechnung. Darstellung in verschiedenen Ansichten und Schnitten (siehe jeweils linke untere Bildecke)



**Abbildung E.53:** MV 5R: Frischbetontemperatur  $T_0 = 15 \text{ }^\circ\text{C}$  und Baubeginn am 1. Juli. Resultierende Nullspannungstemperaturen bei viskoelastischer Berechnung. Darstellung in verschiedenen Ansichten und Schnitten (siehe jeweils linke untere Bildecke)

## E Berechnungsergebnisse



**Abbildung E.54:** MV 7R: Frischbetontemperatur  $T_0 = 10 \text{ }^\circ\text{C}$  und Baubeginn am 1. Juli. Resultierende Nullspannungstemperaturen bei viskoelastischer Berechnung. Darstellung in verschiedenen Ansichten und Schnitten (siehe jeweils linke untere Bildecke)

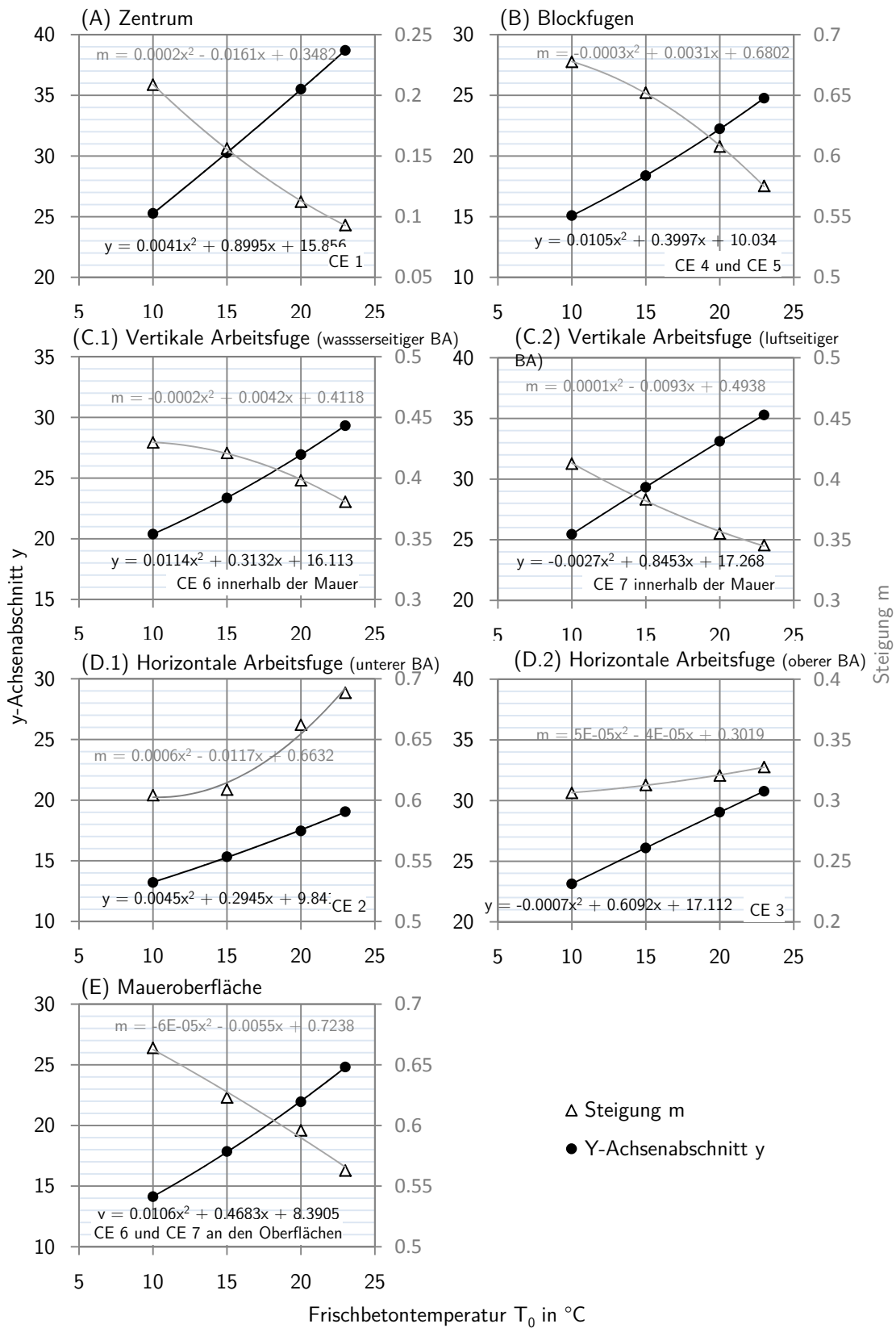
## **F Entwicklung des Berechnungsansatzes**

**Tabelle F.1:** Koeffizienten (Steigung  $m$  und y-Achsenabschnitt  $y$ ) der linearen Regression zur Abbildung der Nullspannungstemperatur in Abhängigkeit der mittleren Lufttemperatur  $T_L$  aus Abbildung 8.3

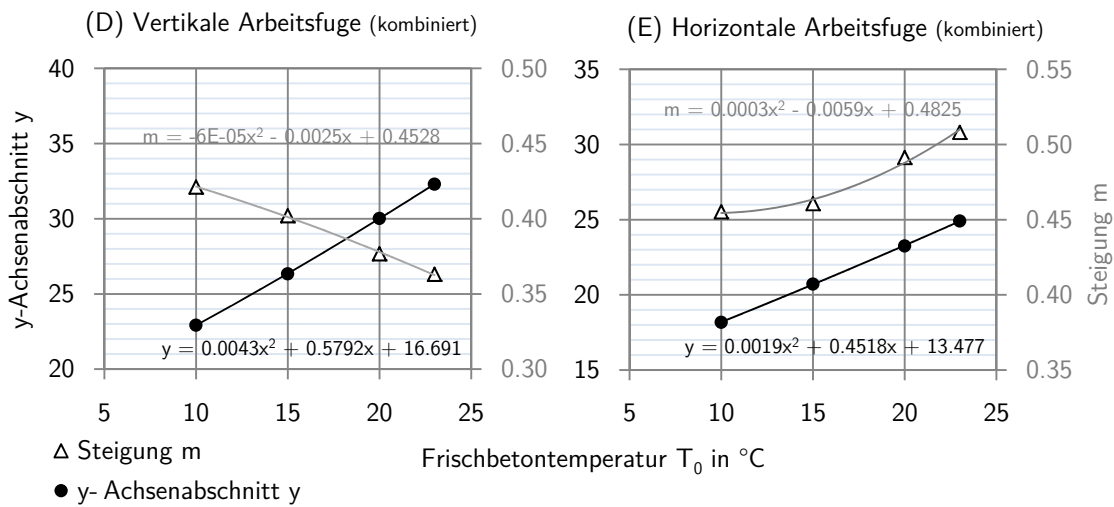
Mauerbereiche	Frischbetontemperatur							
	$T_0 = 23^\circ\text{C}$		$T_0 = 20^\circ\text{C}$		$T_0 = 15^\circ\text{C}$		$T_0 = 10^\circ\text{C}$	
	m	y	m	y	m	y	m	y
Zentrum	0,09	38,70	0,11	35,50	0,16	30,26	0,21	25,27
Blockfugen	0,58	24,76	0,61	22,24	0,65	18,37	0,68	15,08
Vertikale Arbeitsfuge (wasserseitiger BA)	0,38	29,32	0,40	26,94	0,42	23,36	0,43	20,39
Vertikale Arbeitsfuge (luftseitiger BA)	0,35	35,29	0,36	33,12	0,38	29,33	0,41	25,46
Vertikale Arbeitsfuge (kombiniert)	0,36	32,31	0,38	30,03	0,40	26,35	0,42	22,92
Horizontale Arbeitsfuge (unterer BA)	0,69	19,05	0,66	17,47	0,61	15,34	0,60	13,22
Horizontale Arbeitsfuge (oberer BA)	0,33	30,77	0,32	29,04	0,31	26,10	0,31	23,14
Horizontale Arbeitsfuge (kombiniert)	0,51	24,91	0,49	23,25	0,46	20,72	0,46	18,18
Oberfläche	0,56	24,81	0,60	21,95	0,62	17,85	0,66	14,12

**Tabelle F.2:** Mittlere Fehlerabweichung (RMSE) und Regressionsgüte ( $R^2$ ) der linearen Regression aus Abbildung 8.3 und den zugehörigen Koeffizienten aus Tabelle F.1

Mauerbereiche	Frischbetontemperatur							
	23°C		20°C		15°C		10°C	
	RMSE	$R^2$	RMSE	$R^2$	RMSE	$R^2$	RMSE	$R^2$
	[K]	[-]	[K]	[-]	[K]	[-]	[K]	[-]
Zentrum	0,13	0,95	0,16	0,95	0,22	0,95	0,31	0,95
Blockfugen	0,62	0,97	0,89	0,95	1,45	0,89	1,78	0,85
Vertikale Arbeitsfuge (wasserseitiger BA)	0,30	1,00	0,32	1,00	0,37	1,00	0,42	1,00
Vertikale Arbeitsfuge (luftseitiger BA)	0,19	1,00	0,22	1,00	0,29	1,00	0,33	1,00
Vertikale Arbeitsfuge (kombiniert)	2,86	0,42	2,94	0,43	2,86	0,47	2,50	0,56
Horizontale Arbeitsfuge (unterer BA)	0,97	0,95	0,94	0,95	0,96	0,94	1,09	0,92
Horizontale Arbeitsfuge (oberer BA)	0,60	1,00	0,58	1,00	0,55	1,00	0,53	1,00
Horizontale Arbeitsfuge (kombiniert)	4,64	0,33	4,62	0,31	4,37	0,31	3,98	0,34
Oberfläche	0,73	0,96	0,69	0,96	1,10	0,92	1,04	0,94



**Abbildung F.1:** Quadratische Regression zur Bestimmung der Koeffizienten  $a_m, b_m,$  und  $c_m,$  sowie  $a_y, b_y,$  und  $c_y$  der Gleichungen 8.2 und 8.3 in Abhängigkeit der Frischbetontemperatur  $T_0$



**Abbildung F.2:** Quadratische Regression zur Bestimmung der Koeffizienten  $a_m, b_m,$  und  $c_m,$  sowie  $a_y, b_y,$  und  $c_y$  der Gleichungen 8.2 und 8.3 für die kombinierte vertikale und horizontale Arbeitsfuge

**Tabelle F.3:** Mittlere Fehlerabweichung (RMSE) und Regressionsgüte ( $R^2$ ) der quadratischen Regression aus Abbildung F.1 und F.2

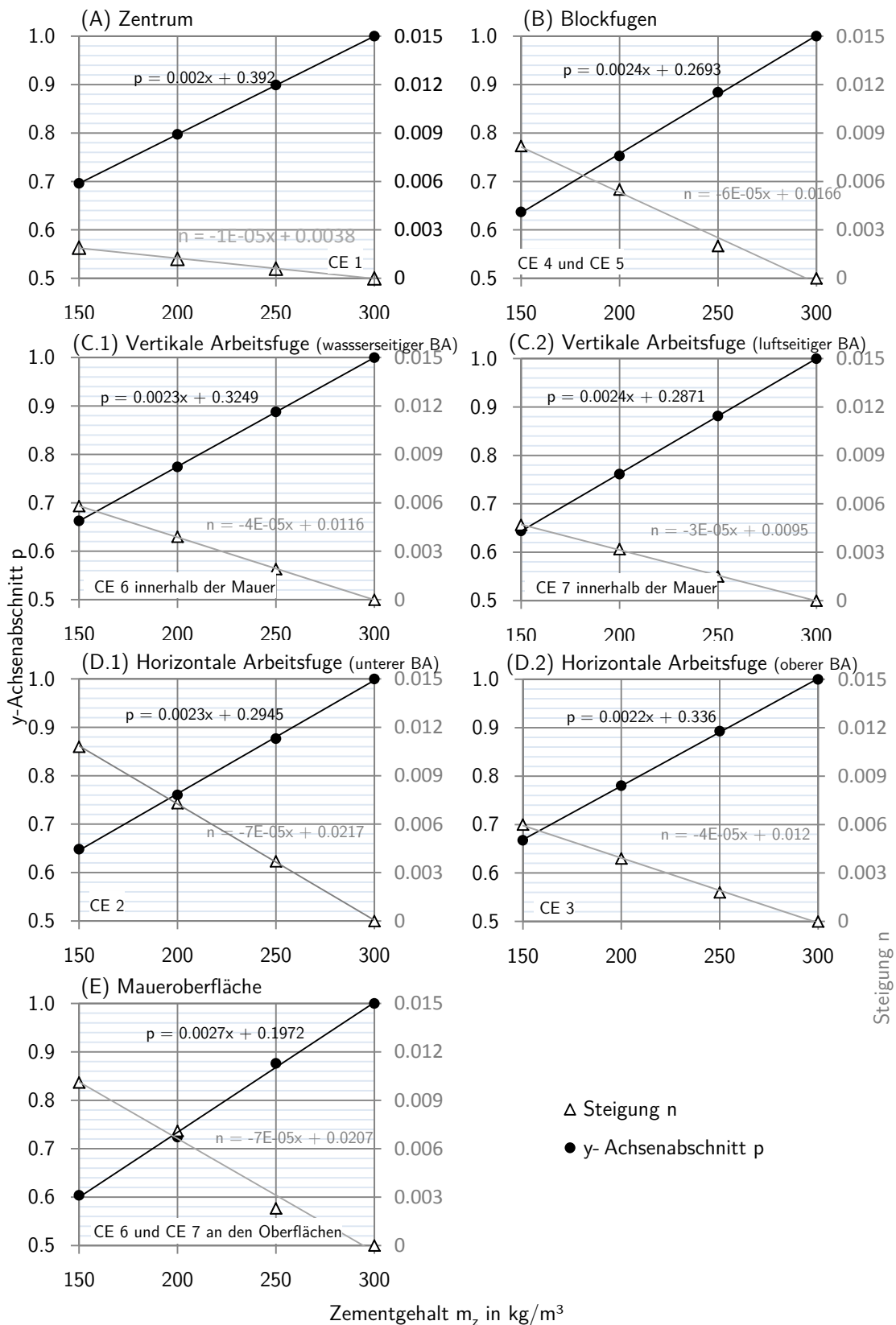
Mauerbereiche	y-Achsenabschnitt y		Steigung m	
	RMSE	$R^2$	RMSE	$R^2$
	[-]	[-]	[-]	[-]
Zentrum	0,01	1,00	0,01	1,00
Blockfugen	0,02	1,00	0,01	1,00
Vertikale Arbeitsfuge (wasserseitiger BA)	0,01	1,00	0,01	1,00
Vertikale Arbeitsfuge (luftseitiger BA)	0,01	1,00	0,01	0,99
Vertikale Arbeitsfuge (kombiniert)	0,01	1,00	0,00	1,00
Horizontale Arbeitsfuge (unterer BA)	0,05	1,00	0,01	0,98
Horizontale Arbeitsfuge (oberer BA)	0,02	1,00	0,00	1,00
Horizontale Arbeitsfuge (kombiniert)	0,03	1,00	0,01	0,99
Oberfläche	0,04	1,00	0,00	0,99

**Tabelle F.4:** Koeffizienten (Steigung  $n$  und y-Achsenabschnitt  $p$ ) der linearen Regression zur Abbildung der Änderung der Nullspannungstemperatur in Abhängigkeit des Zementgehalts  $m_z$  aus Abbildung 8.6

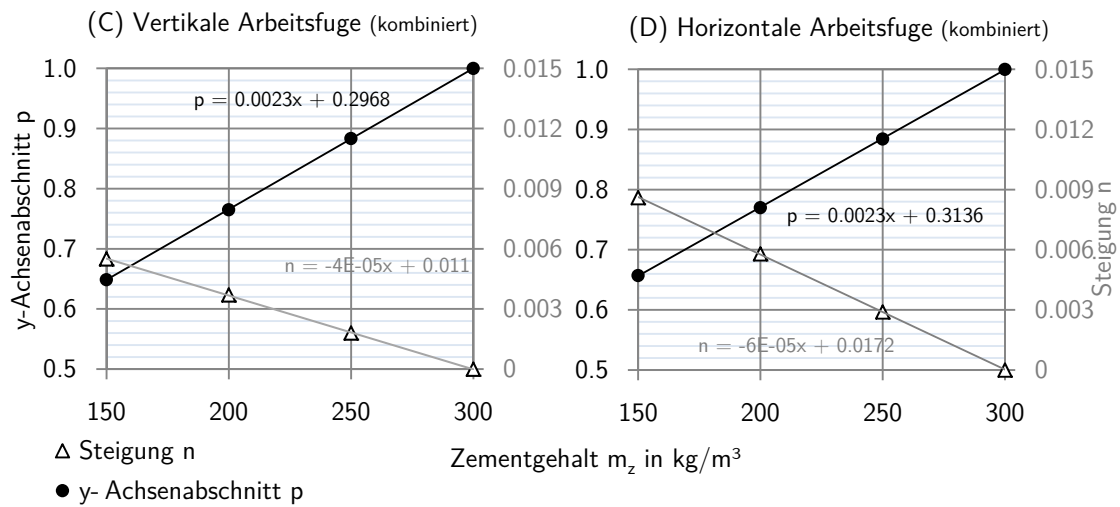
Mauerbereiche	Zementgehalt $m_z$ in $\text{kg}/\text{m}^3$							
	300		250		200		150	
	n	p	n	p	n	p	n	p
Zentrum	0	1	0,0006	0,899	0,0012	0,7972	0,0019	0,6961
Blockfugen	0	1	0,002	0,8842	0,0055	0,7525	0,0082	0,6371
Vertikale Arbeitsfuge (wasserseitiger BA)	0	1	0,0019	0,888	0,0039	0,7743	0,0058	0,6628
Vertikale Arbeitsfuge (luftseitiger BA)	0	1	0,0015	0,8816	0,0032	0,7615	0,0047	0,644
Vertikale Arbeitsfuge (kombiniert)	0	1	0,0017	0,8848	0,0036	0,7679	0,0053	0,6534
Horizontale Arbeitsfuge (unterer BA)	0	1	0,0037	0,8767	0,0073	0,7605	0,0108	0,6484
Horizontale Arbeitsfuge (oberer BA)	0	1	0,0018	0,8929	0,0039	0,7803	0,006	0,6677
Horizontale Arbeitsfuge (kombiniert)	0	1	0,0028	0,8848	0,0056	0,7704	0,0084	0,6581
Oberfläche	0	1	0,0023	0,8763	0,0071	0,7239	0,0101	0,6036

**Tabelle F.5:** Mittlere Fehlerabweichung (RMSE) und Regressionsgüte ( $R^2$ ) der linearen Regression aus Abbildung 8.6 und den zugehörigen Koeffizienten aus Tabelle F.4

Mauerbereiche	Zementgehalt $m_z$ in $\text{kg}/\text{m}^3$							
	300		250		200		150	
	RMSE	$R^2$	RMSE	$R^2$	RMSE	$R^2$	RMSE	$R^2$
	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
Zentrum	0,000	-	0,001	0,97	0,001	0,99	0,001	0,99
Blockfugen	0,000	-	0,006	0,59	0,012	0,86	0,015	0,90
Vertikale Arbeitsfuge (wasserseitiger BA)	0,000	-	0,001	1,00	0,001	1,00	0,001	1,00
Vertikale Arbeitsfuge (luftseitiger BA)	0,000	-	0,001	1,00	0,001	1,00	0,001	1,00
Vertikale Arbeitsfuge (kombiniert)	0,000	-	0,005	0,50	0,011	0,51	0,017	0,49
Horizontale Arbeitsfuge (unterer BA)	0,000	-	0,008	0,77	0,009	0,95	0,013	0,96
Horizontale Arbeitsfuge (oberer BA)	0,000	-	0,002	1,00	0,004	1,00	0,005	1,00
Horizontale Arbeitsfuge (kombiniert)	0,000	-	0,008	0,65	0,014	0,84	0,023	0,81
Oberfläche	0,000	-	0,008	0,58	0,007	0,97	0,009	0,98



**Abbildung F.3:** Lineare Regression zur Bestimmung der Koeffizienten  $a_n$  und  $b_n$ , sowie  $a_p$  und  $b_p$  aus (8.7) und (8.8) in Abhängigkeit des Zementgehalts  $m_z$



**Abbildung F.4:** Lineare Regression zur Bestimmung der Koeffizienten  $a_n$  und  $b_n$ , sowie  $a_p$  und  $b_p$  aus (8.7) und (8.8) für die kombinierte vertikale und horizontale Arbeitsfuge

**Tabelle F.6:** Mittlere Fehlerabweichung (RMSE) und Regressionsgüte ( $R^2$ ) der linearen Regression aus Abbildung F.3 und F.4

Mauerbereiche	y-Achsenabschnitt $p$		Steigung $n$	
	RMSE	$R^2$	RMSE	$R^2$
	[-]	[-]	[-]	[-]
Zentrum	0,006	1,000	0,001	0,998
Blockfugen	0,010	0,999	0,001	0,990
Vertikale Arbeitsfuge (wasserseitiger BA)	0,006	1,000	0,000	0,999
Vertikale Arbeitsfuge (luftseitiger BA)	0,011	1,000	0,000	1,000
Vertikale Arbeitsfuge (kombiniert)	0,010	1,000	0,001	1,000
Horizontale Arbeitsfuge (unterer BA)	0,010	1,000	0,001	1,000
Horizontale Arbeitsfuge (oberer BA)	0,005	1,000	0,000	0,999
Horizontale Arbeitsfuge (kombiniert)	0,003	1,000	0,001	1,000
Oberfläche	0,008	0,998	0,001	0,983



# Literatur

- ACI, American Concrete Institut (1971). „Effects on Concrete Constituents, Environment, and Stress on Creep and Shrinkage of Concrete“. In: *Special Publication 27*, S. 1–42.
- ACI, American Concrete Institut (2007). *305R-06: Specification for hot weather concreting: an ACI standard*. Farmington Hills.
- ACI, American Concrete Institut (2008). *308R-01: Guide to Curing Concrete (Reapproved 2008)*.
- ASHRAE, American Society of Heating, Refrigerating and Air-Conditioning Engineers (1983). *Handbook of Fundamentals*. 1 edition. Atlanta.
- Acker, P (1986). „Critique des modeles de calcul actuels. Orientation pour la recherche pure“. In: *Annales ITBTP*.
- Acker, P., M. Y. Lau und F. Collet (1989). „Comportement differe du beton: Validation experimentale de la methode du temps equivalent“. In: *Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussees* 163, S. 31–39.
- Adam, T. (2006). „Ein Modell zur Beschreibung der Hydratation von Beton in Abhängigkeit vom Feuchtegehalt“. Dissertation. TU Darmstadt.
- Agullo, L., E. Mirambell und A. Aguado (1996). „A model for the analysis of concrete dams due to environmental thermal effects“. In: *International Journal of Numerical Methods for Heat & Fluid Flow* 6.4, S. 25–36.
- Alexander, K. (1972). „The relationship between strength and the composition and fineness of cement“. In: *Cement and Concrete Research* 2.6, S. 663–680.
- Allen, R. G., L. S. Pereira, D. Raes und M. Smith (1998). *Irrigation and drainage paper No. 56*. Rome: FAO, Food and Agriculture Organization of the United Nations, S. 26–40.
- Altoubat, S. A. und D. A. Lange (2001). „Creep, shrinkage and cracking of restrained concrete at early age“. In: *Materials Journal* 98, S. 323–331.
- Anders, I. (2013). „Stoffgesetz zur Beschreibung des Kriech- und Relaxationsverhaltens junger normal- und hochfester Betone“. Dissertation. KIT Karlsruhe.

- Anders, I. und H. S. Müller (2013). „Material law on the time-dependent stress-strain behavior of young concretes“. In: *Mechanics and Physics of Creep, Shrinkage, and Durability of Concrete*.
- Atrushi, D. S. (2003). „Tenside and Compressive Creep of Early Age Concrete: Testing and Modelling“. Dissertation. NTNU Trondheim.
- Aydinli, S. (1981). „Über die Berechnung der zur Verfügung stehenden Solarenergie und des Tageslichtes“. Dissertation. TU Berlin.
- Baehr, H. D. und K. Stephan (2010). *Wärme- und Stoffübertragung: mit zahlreichen Tabellen sowie 62 Beispielen und 94 Aufgaben*. 7., neu bearb. Aufl. Berlin: Springer. 791 S.
- Bažant, Z. P. und S. T. Wu (1974). „Rate-type creep law of aging concrete based on maxwell chain“. In: *Matériaux et Construction* 7.1, S. 45–60.
- Bažant, Z. P. und L. Panula (1978). „Practical prediction of time-dependent deformations of concrete“. In: *Matériaux et Construction* 11.5, S. 307–316.
- Bažant, Z., A. Hauggaard, S. Baweja und F. Ulm (1997). „Microprestress-Solidification Theory for Concrete Creep. I: Aging and Drying Effects“. In: *Journal of Engineering Mechanics* 123.11, S. 1188–1194.
- Bažant, Z. P. (1986). „Creep and shrinkage of concrete: Mathematical modeling“. In: *4. RILEM International Symposium, Illinois*.
- Bažant, Z. P. und J.-C. Chern (1985). „Triple power law for concrete creep“. In: *Journal of Engineering Mechanics* 111.1, S. 63–83.
- Bažant, Z. P. und S. Prasanna (1989). „Solidification Theory for Concrete Creep. I: Formulation“. In: *Journal of Engineering Mechanics* 115.8, S. 1691–1703.
- Bažant, Z. P., C. Huet und H. S. Müller (1994). „Comment on recent analysis of concrete creep linearity and applicability of principle of superposition“. In: *Materials and Structures* 27.6, S. 359–361.
- Berthold, J. (1984). „Technische und technologische Erfahrungen beim Bau der Talsperre Eibenstock“. In: *Bauplanung-Bautechnik* 38.5, S. 196–199.
- Beuschold, E. u. a. (1994). *Talsperren in Sachsen-Anhalt*. Blankenburg/Harz: Talsperrenmeisterei des Landes Sachsen-Anhalt. 247 S.
- Blind, H. und D. Linse (1987). „Gewichtsstaumauern“. In: *Wasserbauten aus Beton*. Handbuch für Beton-, Stahlbeton- und Spannbetonbau. Berlin: W. Ernst.

- Blumenthal, W. O. (1957). „Der Bau der Olef-Talsperre“. In: *Wasser und Boden* 9.10, S. 379–386.
- Boeraeve, P. (1988). „La methode du temps equivalent pour la prediction des deformations dues au fluage du beton : prise en compte de la recouvrance“. In: *Materials and Structures/Materiaux et Constructions* 21.126, S. 431–435.
- Brameshuber, W. und H. K. Hilsdorf (1989). „Development of Strength and Deformability of Very Young Concrete“. In: *Fracture of Concrete and Rock*. Hrsg. von S. P. Shah und S. E. Swartz. Springer New York, S. 409–421.
- Braun, G. (1937). „Der Bau der Hohenwarte-Talsperre“. In: *Deutsche Wasserwirtschaft* 32.7.
- Brehm, D., K. Knoblich und B. Sanner (1989). „Ergebnisse von Temperaturmessungen im oberflächennahen Erdreich“. In: *Zeitschrift für angewandte Geowissenschaften* 15.8, S. 61–72.
- Breitenbücher, R. (1989). „Zwangsspannungen und Rißbildung infolge Hydratationswärme“. Dissertation. TU München.
- Breugel, K. V. (1991). „Simulation of hydration and formation of structure in hardening cement-based materials“. Dissertation. TU Delft.
- Breugel, K. van (1980). *Artificial Cooling of Hardening Concrete*. Research Report 5-80-9. Delft University of Technology Research.
- Breugel, K. van (1994). „Prediction of Temperature Development“. In: *Proceedings*. International RILEM-Symposium. Munich.
- Brown, T. D. und M. Y. Javaid (1970). „The thermal conductivity of fresh concrete“. In: *Matériaux et Construction* 3.6, S. 411–416.
- Brutsaert, W. (1965). „A model for evaporation as a molecular diffusion process into a turbulent atmosphere“. In: *Journal of Geophysical Research* 70, S. 5017–5024.
- Byfors, J. (1980). „Plain concrete at early ages“. KTH Stockholm.
- CEB, Comité euro-international du béton (1993). *CEB-FIP model code 1990: design code*. London: T. Telford.
- Carino, N. J. und R. C. Tank (1992). „Maturity Function for Concretes Made With Various Cements and Admixtures“. In: *ACI Materials Journal* 89.2, S. 188–196.
- Czernin, W. (1977). *Zementchemie für Bauingenieure*. 3., neubearb. Aufl. Wiesbaden ; Berlin: Bauverlag. 196 S.

- DBV, Deutscher Beton-Verein e.V (1995). *Beton-Handbuch: Leitsätze für Bauüberwachung und Bauausführung*. 3., neubearb. Aufl. 1995. Vieweg Verlagsgesellschaft. 408 S.
- Dalton, J. (1802). „Experimental essays on the constitution of mixed gases ; on the force of steam or vapour from water and other liquids in different temperatures, both in a Torricellian vacuum and in air ; on evaporation ; and on the expansion of gases“. In: *Memoirs of the Literary and Philosophical Society of Manchester*. S. 535–602.
- Davies, M. G. (2004). *Building Heat Transfer*. John Wiley & Sons. 527 S.
- De Schutter, G. (2002). „Finite element simulation of thermal cracking in massive hardening concrete elements using degree of hydration based material laws“. In: *Computers & Structures* 80.27–30, S. 2035–2042.
- De Schutter, G. und L. Taerwe (1995a). „General hydration model for portland cement and blast furnace slag cement“. In: *Cement and Concrete Research* 25.3, S. 593–604.
- De Schutter, G. und L. Taerwe (1995b). „Specific heat and thermal diffusivity of hardening concrete“. In: *Magazine of Concrete Research* 47.172, S. 203–208.
- De Schutter, G. und L. Taerwe (1997). „Towards a more fundamental non-linear basic creep model for early age concrete“. In: *Magazine of Concrete Research* 49.180, S. 195–200.
- De Schutter, G. und L. Taerwe (1996). „Degree of hydration-based description of mechanical properties of early age concrete“. In: *Materials and Structures* 29.6, S. 335–344.
- De Schutter, G. und L. Taerwe (2000). „Fictitious degree of hydration method for the basic creep of early age concrete“. In: *Materials and Structures* 33.6, S. 370–380.
- Dettling, H. (1962). *Die Wärmedehnung des Zementsteins, der Gesteine und der Betone*. Stuttgart: Otto-Graf Institut.
- Deubner, H. u. a. (1993). *Talsperren in Thüringen*. Thüringer Talsperrenverwaltung. 276 S.
- Dischinger, F. (1937). „Untersuchungen über die Knicksicherheit, die elastische Verformung und das Kriechen des Betons bei Bogenbrücken“. In: *Der Bauingenieur* 18.33/34, S. 487–520.
- Dold, W., B. Janzing und W. Seim (2008). *Das grosse Buch der Linachtalsperre*. Vöhrenbach: dold.verlag.
- Domone, P. L. (1974). „Uniaxial tensile creep and failure of concrete“. In: *Magazine of Concrete Research* 26.88, S. 144–152.
- Dröge, L. (1967). „Talsperre Rauschenbach - Wasserwirtschaftliche Verhältnisse“. In: *Besondere Mitteilungen zum IX Internationalen Talsperrenkongress*. Verlag für Bauwesen, S. 105–118.

- EC1-5 (2010). *EC1-5 Einwirkungen auf Tragwerke - Allgemeine Einwirkungen - Temperatureinwirkungen*.
- EC2-1 (2011). *EC2-1 Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*.
- ENBW (1995). *Schwarzenbachtalsperre Talsperrenbuch*.
- Eibl, J., N.-V. Waubke, W. Klingsch, U. Schneider und G. Rieche (1974). *Studie zur Erfassung spezieller Betoneigenschaften im Reaktordruckbehälterbau*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, S. 237.
- Eierle, B. (2000a). „Berechnungsmodelle für rißgefährdete Betonbauteile unter frühem Temperaturzwang“. Dissertation. TU München.
- Eierle, B. (2000b). *Zwang und Rissbildung infolge Hydratationswärme - Grundlagen, Berechnungsmodelle und Tragverhalten*. Heft 512. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton.
- Emborg, M. (1989). „Thermal stresses in concrete structures at early ages“. Dissertation. LTU Luleå.
- Enzweiler (1925). „Der Bau der Schwarzenbachtalsperre“. In: *Der Bauingenieur* 6.11.
- FAO, Food and Agriculture Organization of the United Nations (2016). *Water Development and Management Unit - Information Resources - Databases*.
- Feldmann (1927). „Die Tiefbauten des Schwarzenbachwerkes“. In: *Zeitschrift für Bauwesen* 77.7-9, S. 59–66.
- Franke, P. (2001). *Dams in Germany*. Hrsg. von DTK Deutscher Verband für Wasserwirtschaft und Kulturbau. Essen: Glückauf.
- Franke, P. und W. Frey (1987). *Talsperren in der Bundesrepublik Deutschland*. Hrsg. von DNK, Nationales Komitee für Große Talsperren in der Bundesrepublik Deutschland. Berlin: Systemdruck GmbH. 404 S.
- Freiesleben, H., H. Hanson und E. Pederson (1977). „Maleinstrument til kontrol af betons haerdning“. In: *Nordisk betong* 1.19, S. 21–25.
- Garbrecht, G. (1987). *Historische Talsperren*. Hrsg. von DVWK Deutscher Verband für Wasserwirtschaft und Kulturbau. Stuttgart: Wittwer. 464 S.
- Gopalakrishnan, K. S., A. M. Neville und A. Ghali (1969). „Creep Poisson's Ratio of Concrete Under Multiaxial Compression“. In: *Journal Proceedings* 66.12, S. 1008–1019.
- Grishin, M. M. (1982). „Design and Construction Criteria of Concrete Gravity Dams“. In: *Hydraulic Structures*. Bd. 1. Moscow: Mir Publishers.

- Groth, C. und G. Müller (2009). *FEM für Praktiker Band 3: Temperaturfelder*. 5. Aufl. Renningen: Expert-Verlag. 439 S.
- Grube, H. (1991). *Ursachen des Schwindens von Beton und Auswirkungen auf Betonbauteile*. Bd. 52. Schriftenreihe der Zementindustrie. Düsseldorf: Beton-Verlag.
- Grube, H. (2003). „Definition der verschiedenen Schwindarten, Ursachen, Größe der Verformungen und baupraktische Bedeutung. Die Schwindverformungen des Betons“. In: *Beton* 53.12, S. 598–603.
- Grube, H. und W. Hintzen (1993). „Prüfverfahren zur Voraussage der Temperaturerhöhung im Beton infolge Hydratationswärme des Zements“. In: *Beton* 43.5, S. 230–234.
- Grübl, P., H. Weigler und S. Karl (2002). *Beton: Arten, Herstellung und Eigenschaften*. 2. Aufl. Handbuch für Beton-, Stahlbeton- und Spannbetonbau. Berlin: Ernst. 788 S.
- Grünberg, J. und H. Hamfler (1994). *Beanspruchung und Rissbeschränkung in Stahlbetonbauteilen infolge Hydratationswärmeeinwirkung*. Forschungsbericht 9095. Universität Hannover: Institut für Massivbau.
- Gueymard, C. (1987). „An anisotropic solar irradiance model for tilted surfaces and its comparison with selected engineering algorithms“. In: *Solar Energy* 38.5, S. 367–386.
- Gul, M. S., T. Muneer und H. D. Kambezidis (1998). „Models for obtaining solar radiation from other meteorological data“. In: *Solar Energy* 64.1–3, S. 99–108.
- Gutsch, A.-W. (1998). „Stoffeigenschaften jungen Betons - Versuche und Modelle“. Dissertation. TU Braunschweig.
- Gutsch, A. W. und F. S. Rostásy (2001). *Spannungs-Dehnungslinie, viskoelastisches Verhalten und autogenes Schwinden jungen Betons. Forschungsprojekt der europäischen Gemeinschaft Brite Euram BE96-3843 IPACS*. TU Braunschweig, Institut für Baustoffe.
- Hamfler, H. (1988). *Berechnung von Temperatur-, Feuchte- und Verschiebungsfeldern in erhärtenden Stahlbetonteilen nach der Methode der finiten Elemente*. Bd. 395. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. Ernst & Sohn.
- Hammer, T. A., R. William und W. Zirjacks (2004). *Thermal Analysis, Construction, and Monitoring Methods for Frozen Ground - Chapter 1: Ground temperature observations*. American Society of Civil Engineers, S. 9–46.
- Hansen, P. (1956). *Physical properties of concrete at early ages*. Schools of Mines and Metallurgy of the University of Missouri.

- Henning, O., D. Knöfel und D. Stephan (2014). *Baustoffchemie: Eine Einführung für Bauingenieure und Architekten*. 7. Aufl. Berlin: Beuth.
- Henning, W. (1987). „Zwangrissbildung und Bewehrung von Stahlbetonwänden auf steifen Unterbauten“. Dissertation. TU Braunschweig.
- Hesse, C. (2009). „Der Reaktionsverlauf der frühen Hydratation von Portlandzement in Relation zur Temperatur“. Dissertation. FAU Erlangen-Nürnberg.
- Hilsdorf, H. K. und H. S. Müller (1987). „Stoffgesetze für das Kriechen und Schwinden von Dischinger bis heute“. In: *Spannweite der Gedanken*. Hrsg. von M. Specht. Springer Berlin Heidelberg, S. 193–212.
- Holt, E. E. (2001). *Early age autogenous shrinkage of concrete*. Bd. 446. VTT Publications. Technical Research Centre of Finland.
- Huckfeldt, J. (1993). „Thermomechanik hydratisierenden Betons: Theorie, Numerik und Anwendung“. Dissertation. TU Braunschweig. 219 S.
- Hummel, A., K. Wesche, W. Brand, H. Rüschi, K. Kordina und H. K. Hilsdorf (1962). *Versuche über das Kriechen unbewehrten Betons*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton 146. Berlin: Ernst. 133 S.
- ICOLD (1987). „Finite elements methods in analysis and design of dams“. In: (Bulletin 30).
- Ineichen, P., R. R. Perez, R. D. Seal, E. L. Maxwell und A. Zalenka (1992). „Dynamic global-to-direct irradiance conversion models“. In: *ASHRAE Transactions* 98.1, S. 354–369.
- Jaegermann, C. H. und J. Glücklich (1968). „Effect of plastic shrinkage on subsequent shrinkage and swelling of the hardened concrete“. In: *Matls & Structures, Res & Testing* 1.1-3, S. 126.
- Jäger, W. und L. Dröge (1992). „Talsperre Rauschenbach - Standsicherheit einmal anders erreicht“. In: *Wasserwirtschaft* 82.12, S. 624–628.
- Jonasson, J. E. (1994). „Modelling of temperature, moisture and stresses in young concrete“. Dissertation. LTU Luleå.
- Jürges, W. (1924). *Der Wärmeübergang an einer ebenen Wand*. München: R. Oldenbourg.
- Kampen, R. (2014). *Zement-Merkblatt Betontechnik B3: Betonzusätze - Zusatzmittel und Zusatzstoffe*. Hrsg. von Verein Deutscher Zementwerke e. V. (VDZ).
- Kanstad, T., T. A. Hammer, O. Bjøntegaard und E. J. Sellevold (2003). „Mechanical properties of young concrete: part II: Determination of model parameters and test program proposals“. In: *Materials and Structures* 36.4, S. 226–230.

- Kasten, F. (1980). „A simple parameterization of the pyrheliometric formula for determining the Linke turbidity factor“. In: *Meteorologische Rundschau* 33, S. 124–127.
- Kasten, F. (1996). „The linke turbidity factor based on improved values of the integral Rayleigh optical thickness“. In: *Solar Energy* 56.3, S. 239–244.
- Kasten, F. (1965). „A new table and approximation formula for the relative optical air mass“. In: *Archiv für Meteorologie, Geophysik und Bioklimatologie, Serie B* 14.2, S. 206–223.
- Kasten, F. und A. T. Young (1989). „Revised optical air mass tables and approximation formula“. In: *Applied Optics* 28.22, S. 4735–4738.
- Kehlbeck, F. (1975). *Einfluss der Sonnenstrahlung bei Brückenbauwerken*. Werner-Verlag.
- Kondo, R. und S. Ueda (1968). „Kinetics of Hydration of Cements“. In: *Proceedings of the Fifth International Symposium on the Chemistry of Cement, II, Hydration of Cements, Tokyo, Japan*. Bd. 2, S. 203–212.
- Kondratyev, K. J. und M. Manolova (1960). „The radiation balance of slopes“. In: *Solar Energy* 4.1, S. 14–19.
- Köngeter, J., S. Heimerl, B. Kohler, M. Ebert und C. Libisch (2013). *Talsperren in Deutschland*. Hrsg. von Deutsches Talsperren Komitee (DTK). Wiesbaden: Springer Vieweg. 492 S.
- Kosmahl, M. (2006). „Entwicklung der Beanspruchungen im jungen Beton infolge der Hydratation: Modellierung und numerische Analyse am Beispiel einer massigen Stahlbetonwand.“ Dissertation. Leibniz Universität Hannover.
- Kraus, H. (2004). *Die Atmosphäre der Erde - Eine Einführung in die Meteorologie*. 3. Bonn: Springer.
- LUBW, Landesanstalt für Umwelt Messungen und Naturschutz Baden-Württemberg (2016). *Klimaatlas BW - Grundlagen*.
- Laplante, P. (1993). „Propriétés mécaniques des bétons durcissants: analyse comparée des bétons classiques et à très hautes performances“. Dissertation. École des Ponts Paris.
- Lattermann, E. (2006). „Kapitel 3.3.3 Konstruktives und Technologisches zum Bau einer Gewichtsstaumauer“. In: *Gewässerkunde, Flußbau, Stauanlagen, Wasserkraftwerke*. Berlin: Bauwerk-Verl.
- Laube, M. (1990). „Werkstoffmodell zur Berechnung von Temperaturspannungen in massigen Betonbauteilen im jungen Alter“. Dissertation. TU Braunschweig.
- Lauth, G. J. und J. Kowalczyk (2015). *Thermodynamik*. Berlin, Heidelberg: Springer.

- Léger, P., J. Venturelli und S. S. Bhattacharjee (1. Dez. 1993). „Seasonal temperature and stress distributions in concrete gravity dams. Part 1: modelling“. In: *Canadian Journal of Civil Engineering* 20.6, S. 999–1017.
- Linse, D. (2011). „Staumauern aus Beton und Mauerwerk“. In: *Beton-Kalender 2011*. Hrsg. von K. Bergmeister, F. Fingerloos und J.-D. Wörner. Berlin: Ernst & Sohn, S. 221–274.
- Liu, B. Y. und R. C. Jordan (1963). „The long-term average performance of flat-plate solar-energy collectors: with design data for the US, its outlying possessions and Canada“. In: *Solar Energy* 7.2, S. 53–74.
- Löbel, P. und F. Schams (1991). „Die Rekonstruktion von Talsperren in Sachsen und Thüringen“. In: *Wasser und Boden* 43.10, S. 620–626.
- Locher, F. W. (1973). „Erstarren und Anfangsfestigkeit von Zement“. In: *Zement, Kalk, Gips* 26.2, S. 53–62.
- Locher, F. W., W. Richartz und S. Sprung (1976). „Erstarren von Zement, Teil I: Reaktion und Gefügeentwicklung“. In: *Zement-Kalk-Gips* 29.10, S. 435–442.
- Lopes Madaleno, A. C. und S. Naupold (1998). *Messtechnische Untersuchung der Hydratationswärme des Zementes unter adiabatischen und isothermen Bedingungen*. Bauhaus-Universität Weimar.
- Lopes Madaleno, A. C. (2002). „Erfassung von Verformungs- und Spannungszuständen im jungen Beton infolge Temperatur“. Dissertation. Bauhaus-Universität Weimar.
- Mandry, W. (1961). *Über das Kühlen von Beton*. Berlin, Heidelberg: Springer.
- Mangold, M. (1994). „Die Entwicklung von Zwang- und Eigenspannung in Betonbauteilen während der Hydratation“. Dissertation. TU München.
- Manns, W. und K. Zeus (1979). „Einfluss von Zusatzmitteln auf den Widerstand von jungem beton gegen Rissbildung bei scharfem austrocknen“. In: *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton* 302.
- Manns, W. (1970). *Über den Einfluß der elastischen Eigenschaften von Zementstein und Zuschlag auf die elastischen Eigenschaften von Mörtel und Beton*. Wiesbaden.
- Marechal, J. C. (1972). „Variations in the Modulus of Elasticity and Poisson's Ratio with Temperature“. In: *ACI Special Publication* 34, S. 495–504.
- Marx, W. (1987). „Berechnung von Temperatur und Spannung in Massenbeton infolge Hydratation“. Dissertation. Universität Stuttgart.

- Maxwell, E. L. (1987). *A quasi-physical model for converting hourly global horizontal to direct normal insolation*. Golden, CO (USA): Solar Energy Research Institut (NREL).
- McAdams, W. H. (1942). *Heat transmission*. New York, London: McGraw-Hill Book Company.
- Meghella, M. (2009). *10th ICOLD Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams*. Gennevilliers Paris.
- Morimoto, H. und W. Koyanagi (1995). „Estimation of stress relaxation in concrete at early ages“. In: *Thermal Cracking in Concrete at Early Ages: Proceedings of the International RILEM Symposium, 10-12.10.1994*. Bd. 25. Munich, Germany: E & FN Spon, S. 95–102.
- Müller, H. S. und V. Kvitsel (2002). „Kriechen und Schwinden von Beton“. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 97.1, S. 8–19.
- Müller, H. S. (1986). „Zur Vorhersage des Kriechens von Konstruktionsbeton: Dissertation“. Dissertation. KIT Karlsruhe.
- Muneer, T. (1990). „Solar radiation model for Europe“. In: *Building services engineering research and technology* 11.4, S. 153–163.
- Muneer, T, M Gul, H Kambezedis und S Alwinkle (1996). „An all-sky solar radiation model based on meteorological data“. In: *Proceedings of the CIBSE/ASHRAE Joint Annual Conference*. Harrogate, United Kingdom.
- Muneer, T. (1987). „Solar Radiation Modelling for the United Kingdom“. Dissertation. RGU Aberdeen.
- Muneer, T. (2007). *Solar Radiation and Daylight Models*. Routledge. 380 S.
- Neville, A. M. (1997). *Properties of concrete*. 4. Aufl. Harlow, Essex: Longman-Verl. 844 S.
- Neville, A. M., W. H. Dilger und J. J. Brooks (1983). *Creep of plain and structural concrete*. Construction press.
- Nolting, E. H. (1988). „Zur Frage der Entwicklung lastunabhängiger Verformungen und Wärmedehnzahlen junger Betone“. Dissertation. Leibniz Universität Hannover.
- Novák, P., A. Moffat, C. Nalluri und R. Narayanan (1996). „Chapter 3.5 Design features and construction“. In: *Hydraulic structures*. London: E & FN Spon.
- Odler, I. (1991). „Strength of cement (final report)“. In: *Materials and Structures* 24.2, S. 143–157.
- Orgill, J. F. und K. G. T. Hollands (1977). „Correlation equation for hourly diffuse radiation on a horizontal surface“. In: *Solar Energy* 19.4, S. 357–359.

- Østergaard, L., D. A. Lange, S. A. Altoubat und H. Stang (2001). „Tensile basic creep of early-age concrete under constant load“. In: *Cement and Concrete Research* 31.12, S. 1895–1899.
- PG-Net, Physische Geografie Fachbereich Geowissenschaften der FU Berlin (2006). *Himmelsmechanische Grundlagen*. <http://www.geo.fu-berlin.de> 04.07.2016.
- PIK, Potsdamer Institut für Klimaforschung (2016). *Bodentemperatur*.
- Page, J. K. (1986). *Prediction of solar radiation on inclined surfaces*. Solar energy R & D in the European Community Series F Volume 3. Dordrecht, Boston: D. Reidel Publishing Company. 459 S.
- Paltridge, G. W. und C. M. R. Platt (1977). „Radiative processes in meteorology and climatology“. In: *Quarterly Journal of the Royal Meteorological Society* 103.437, S. 527–528.
- Palyvos, J. A. (2008). „A survey of wind convection coefficient correlations for building envelope energy systems' modeling“. In: *Applied Thermal Engineering* 28.8, S. 801–808.
- Pape, H. (1993). *Bodetalsperren*. Weimardruck. 40 S.
- Penman, H. L. (1. Feb. 1956). „Estimating evaporation“. In: *Eos, Transactions American Geophysical Union* 37.1, S. 43–50.
- Perez, R., P. Ineichen, R. Seals, J. Michalsky und R. Stewart (1. Jan. 1990). „Modeling daylight availability and irradiance components from direct and global irradiance“. In: *Solar Energy* 44.5, S. 271–289.
- Petzold, K. (1997). *Lehrbuch der Bauphysik: Schall - Wärme - Feuchte - Licht - Brand - Klima*. Vieweg+Teubner Verlag. 731 S.
- Plannerer, M. (1998). „Temperaturspannungen in Betonbauteilen während der Erhärtung“. Dissertation. TU München.
- Plannerer, M. und R. Springenschmid (2000). „Experimentelle Ermittlung der Verformungskennwerte von jungem Beton und der Zwangsspannungen in situ“. In: *Bewehrte Betonbauteile unter Betriebsbedingungen*. Hrsg. von Deutsche Forschungsgemeinschaft (DFG). Wiley-VCH Verlag, S. 347–360.
- Polifke, W. und J. Kopitz (2009). *Wärmeübertragung: Grundlagen, analytische und numerische Methoden*. 2. Aufl. München: Pearson Studium. 606 S.
- Popovics, S. (1970). „A Review of Stress-Strain Relationships for Concrete“. In: *Journal Proceedings* 67.3, S. 243–248.

- Powers, T. C. und T. L. Brownyard (1948). *Studies of the physical properties of hardened Portland cement paste*. Bulletin 22. Portland Cement Association.
- Press, H. (1985). „2.216 Einzelheiten der Ausbildung und der Ausführung von Gewichtsstau-mauern“. In: *Talsperren*. 2. Aufl. Stauanlagen & Wasserkraftwerke Band 1. Berlin: Ernst & Sohn.
- Qin, M. (2005). „Wirklichkeitsnahe und recheneffiziente Ermittlung von Temperatur und Spannungen bei großen RCC-Staumauern“. Dissertation. Universität Stuttgart.
- Rastrup, E (1954). „Heat of hydration“. In: *Magazine of Concrete Research* 6.17, S. 79–92.
- Rau (1938). „Kühlmaßnahmen an der Hohenwart-Talsperre“. In: *Beton und Eisen* 37.16, S. 34.
- Reindl, D., W. Beckman und J. Duffie (1990). „Evaluation of hourly tilted surface radiation models“. In: *Solar Energy* 45.1, S. 9–17.
- Reinhardt, H.-W., J. Blauwendraad und J. Jongendijk (1982). „Temperature development in concrete strures taking accounts of state dependent properties“. In: *Proceedings of International Conference on Concrete at Early Ages. RILEM*. Paris, S. 211–218.
- Ross, A. D. (1959). „A note on the maturity and creep of concrete“. In: *Rilem Bulletin* 16, S. 55.
- Rostásy, F. S. und W. Alda (1976). *Untersuchungen über das rheologische Verhalten von jungem Beton unter einaxialer Zug- und Druckbeanspruchung*. Ro 288/2. Stuttgart: Otto-Graf Institut.
- Rostásy, F. S. und P. Onken (1994). *Konstitutives Stoffmodell für jungen Beton: Forschungsbericht*. IBMB TU Braunschweig.
- Rostásy, F. S., M. Krauß und H. Budelmann (2002a). „Planungswerkzeug zur Kontrolle der frühen Rißbildung in massigen Betonbauteilen - Teil 1: Felder der Temperatur, der freien Verformungen und mechanischen Betoneigenschaften im Bauteil“. In: *Bautechnik* 79.7, S. 431–435.
- Rostásy, F. S., M. Krauß und H. Budelmann (2002b). „Planungswerkzeug zur Kontrolle der frühen Rißbildung in massigen Betonbauteilen, Teil 3: Eigenschaften und Stoffmodelle jungen Betons“. In: *Bautechnik* 79.9, S. 641–647.
- Rostásy, F., M. Laube und P. Onken (1993). „Zur Kontrolle früher Temperaturrisse in Betonbauteilen“. In: *Bauingenieur* 68, S. 5–14.
- Rostásy, F. S., K.-T. Teichen und H. Engelke (1972). *Beitrag zur Klärung des Zusammenhanges von Kriechen und Relaxation bei Normalbeton*. Straßenbau und Straßenverkehrstechnik 139. Universität Stuttgart: Otto-Graf Institut.

- Rottler, S. (1998). „Kriechen von Beton unter veränderlicher Spannung“. Dissertation. Karlsruhe: KIT Karlsruhe.
- Rucker, P., K. Beckhaus, K.-H. Wiegring und P. Schiebl (2003). „Temperaturspannungen in dicken Betonbauteilen im jungen Alter - Messung und Berechnung“. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 98.7, S. 389–397.
- Saalfeld, O. (1926). „Die Saale Talsperre bei Hohenwarte“. In: *Die Bautechnik* 4.17, S. 238–241.
- Sadeghi, A. M., H. D. Scott und J. A. Ferguson (1984). „Estimating evaporation: A comparison between Penman, Idso-Jackson, and zero-flux methods“. In: *Agricultural and Forest Meteorology* 33.2-3, S. 225–238.
- Santillán, D., E. Salet, D. J. Vicente und M. A. Toledo (2014). „Treatment of Solar Radiation by Spatial and Temporal Discretization for Modeling the Thermal Response of Arch Dams“. In: *Journal of Engineering Mechanics* 140.11, S. 05014001–1–18.
- Sartori, E. (2000). „A critical review on equations employed for the calculation of the evaporation rate from free water surfaces“. In: *Solar Energy* 68.1, S. 77–89.
- Saul, A. G. A. (1951). „Principles underlying the stream coring of concrete at atmospheric pressure“. In: *Magazine of concrete research* 3.6.
- Schäffel, P. (2009). „Zum Einfluss schwindreduzierender Zusatzmittel und Wirkstoffe auf das autogene Schwinden und weitere Eigenschaften von Zementstein“. Dissertation. Bauhaus-Universität Weimar.
- Schertenleib, M.-H. und H. Egli-Brož (2011). „Globale Klimatologie: Meteorologie, Wetterinformation und Klimatologie“. In: *Globale Klimatologie: Meteorologie, Wetterinformation und Klimatologie*. Compendio Bildungsmedien AG, S. 63+64.
- Schlüßler, K. H. und O. P. Mčedlov (1990). *Der Baustoff Beton: Grundlagen der Strukturbildung und der Technologie*. Berlin: Verl. für Bauwesen.
- Schmidt, M. (1992). *Talsperren im Harz: Ost- und Westharz*. 6. erw. Aufl. Clausthal-Zellerfeld: Piepersche Druckerei und Verlag. 118 S.
- Schöne, K. und B. Andreas, Hrsg. (2007). *Talsperren in Sachsen*. 1. Aufl. Pirna: Landestalsperrenverwaltung des Freistaates Sachsen. 232 S.
- Schöppel, K. (1993). *Entwicklung der Zwangsspannungen im Beton während der Hydratation*. Techn. Univ., Baustoffinst. 158 S.

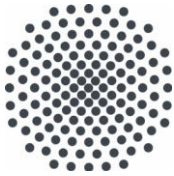
- Schulze, E. (1955). „Die Bauausführung der Okertalsperre und der Okervorsperre“. In: *Wasser und Boden* 7.2, S. 25–35.
- Seidel, J. (1991). „40 Jahre Talsperrenbau der ehemaligen DDR“. In: *Wasser und Boden* 43.10, S. 612–616.
- Sheibany, F. und M. Ghaemian (Mai 2006). „Effects of Environmental Action on Thermal Stress Analysis of Karaj Concrete Arch Dam“. In: *Journal of Engineering Mechanics* 132.5, S. 532–544.
- Shen, J.-H. (1992). *Lineare und nichtlineare Theorie des Kriechens und der Relaxation von Beton unter Druckbeanspruchung*. Berlin: Beuth. 36 S.
- Sieber, H.-U. (1993). „Technische Besonderheiten der Gewichtsstaumauern Rauschenbach, Gottleuba und Eibenstock“. In: *Wasserwirtschaft* 83.7/8, S. 390–393.
- Simon, M., G. Dietz und H. Engelbrecht (1991). „Talsperren in der ehemaligen DDR“. In: *Wasser und Boden* 43.10, S. 617–620.
- SimuTech (2018). *FEA Tips & Tricks: Rotation Convention in ANSYS Mechanical APDL*. <https://www.simutechgroup.com> 11.10.2018.
- Sonntag, D. und D. Heinze (1982). *Sättigungsdampfdruck- und Sättigungsdampfdichtetafeln für Wasser und Eis*. Leipzig: Deutscher Verlag für Grundstoffindustrie.
- Spencer, J. W. (1982). „A comparison of methods for estimating hourly diffuse solar radiation from global solar radiation“. In: *Solar Energy* 29.1, S. 19–32.
- Springenschmid, R. (1984). „Die Ermittlung der Spannungen infolge von Schwinden und Hydratationswärme im Beton.“ In: *Beton- und Stahlbetonbau* 79.10, S. 263–269.
- Staffa, M. (1994). „Zur Vermeidung von hydratationsbedingten Rissen in Stahlbetonwänden.“ In: *Beton- und Stahlbetonbau* 89.1, S. 4–8.
- Stafford, R. O. (1969). „On mathematical forms for the material functions in nonlinear viscoelasticity“. In: *Journal of the Mechanics and Physics of Solids* 17.5, S. 339–358.
- Stark, J. und B. Wicht (2000). *Zement und Kalk: der Baustoff als Werkstoff*. Basel: Birkhäuser.
- Stolz, D., J. Görtz, S. Wieprecht und K. Terheiden (2018a). „Meteorological impact on the Schluchsee dam A new model to improve the temporal resolution of the measured meteorological data“. In: *Tagungsband des Wasserbausymposium 2018*. Graz.

- Stolz, D., J. Görtz, S. Wieprecht und K. Terheiden (2018b). „The Influence of Different Thermal Boundary Conditions on the Temperature Distribution in Concrete Gravity Dams“. In: *Proceedings of ICOLD 26th International Congress on Large Dams (1. - 7. Juli 2018, Vienna, Austria)*.
- Stucky, A. und M.-H. Derron (1957). *Problèmes thermiques posés par la construction des barrages-réservoirs*. Bd. 38. OCLC: 732149342. Lausanne: Ecole Polytechnique de l'Université de Lausanne.
- Tanabe, T und Y Ishikawa (1993). „Time-dependent behaviour of concrete at early ages and its modeling“. In: *Rilem Proceedings*. Chapman & Hall, S. 435–435.
- Tančev, L. (2005). „General structural features of gravity dams“. In: *Dams and appurtenant hydraulic structures*. Leiden; New York: A.A. Balkema Publishers.
- Taplin, J. (1959). „A method for following the hydration reaction in portland cement paste“. In: *Australian Journal of Applied Science* 10.3, S. 329–345.
- Tazawa, E.-i. (1999). *Autogenous Shrinkage of Concrete*. London, New York: Taylor & Francis. 432 S.
- Terheiden, K. (2007). „Feuchte- und Salztransport: Charakterisierung der Interaktion zwischen Porenfluid und porösem Bauwerkstoff“. Dissertation. Bauhaus-Universität Weimar. 179 S.
- Tetens, O. (1930). „Über einige meteorologische Begriffe“. In: *Zeitschrift für Geophysik* 6, S. 297–309.
- Thomas, H. H. (1976). *The engineering of large dams*. London, New York: Wiley. 818 S.
- Trost, H (1966). „Spannungs-Dehnungs-Gesetz eines viskoelastischen Festkörpers wie Beton und Folgerungen für Stabtragwerke aus Stahlbeton und Spannbeton“. In: *Beton* 16, S. 233–248.
- Trost, H (1967). „Auswirkungen des Superpositionsprinzips auf Kriech- und Relaxationsprobleme bei Beton und Spannbeton“. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 62.10, S. 230–238.
- Troxell, G. E., J. M. Raphael und R. E. Davis (1958). „Long time creep and shrinkage tests of plain and reinforced concrete“. In: *ASTM Proceeding*. Bd. 58.
- Tschoegl, N. W. (1989). *The Phenomenological Theory of Linear Viscoelastic Behavior*. Berlin, Heidelberg: Springer.
- USBR, U.S. Bureau of Reclamation (1949). *Boulder Canyon project. Final reports*. Denver.

- Umehara, H., T. Uehara, T. Iisaka und A. Sugiyama (1994). „Effect of creep in concrete at early ages on thermal stress“. In: *Thermal Cracking in Concrete at Early Ages: Rilem Proceedings*. Bd. 25. München: Chapman & Hall, S. 79–86.
- Unterwellenborn (1938). *Thurament*. Hrsg. von Zementfabrik Thuringia. 85 S.
- VDI, Verein Deutscher Ingenieure - Gesellschaft Energietechnik (1998). *Erdwärme*. Düsseldorf: VDI-GET.
- VDI, Verein Deutscher Ingenieure (2013). *VDI-Wärmeatlas*. 11. Aufl.
- VDZ (2002). *Zement-Taschenbuch*.
- Vietinghoff, H. (2000). *Die Verdunstung freier Wasserflächen: Grundlagen, Einflußfaktoren und Methoden der Ermittlung*. 1. Aufl. UFO Naturwissenschaft 201. Allensbach: UFO, Atelier für Gestaltung & Verl. 113 S.
- WMO, World meteorological Organization (1981). *Meteorological aspects of solar radiation as an energy source*. Bd. 172. Technicl Note.
- Wagner, J.-P. (2004). „Massenbetone für die Gewichtsstauwand Leibis Lichte“. In: *Beton-Information 2/3*, S. 19–28.
- Weber, J. W. und K. Wesche (2013). *Entwicklung eines Verfahrens zur Vorausbestimmung der Druckfestigkeit von Normal- und Leichtbetonen in Abhängigkeit von den Matrix- und Zuschlageigenschaften unter Anwendung mathematisch-statistischer Verfahren*. Springer-Verlag. 173 S.
- Weigler, H. und S. Karl (1974). *Junger Beton : Beanspruchung, Festigkeit, Verformung*. Forschungsberichte aus dem Institut für Massivbau der Technischen Hochschule Darmstadt 20. Darmstadt: Inst. für Massivbau d. Techn. Hochsch.
- Weigler, H. und S. Karl Sieghart (1981). „Kriechen des Betons bei frühzeitiger Belastung. Einfluss der Erhärtungsgeschwindigkeit des Zements“. In: *Betonwerk und Fertigteiltechnik* 47.9, S. 519–522.
- Wesche, K. (1973). *Über das Kriechen von Zementstein, Mörtel und Beton*. Springer-Verlag. 189 S.
- Wesche, K. (1982). „Baustoffkennwerte zur Berechnung von Temperaturfeldern in Betonbauteilen“. Festschrift Prof. Dr. Riessauw. Genf.
- Wesche, K. (1993). *Beton, Mauerwerk: (nichtmetallisch-anorganische Stoffe) ; Herstellung, Eigenschaften, Verwendung, Dauerhaftigkeit*. Wiesbaden: Bauverl.

- Westman, G. (1994). „Basic Creep and Relaxation of Young Concrete“. In: *Thermal Cracking in Concrete at Early Ages: Rilem Proceedings*. Bd. 25. München: Chapman & Hall, S. 87–94.
- Westman, G. (1999). „Concrete creep and thermal stresses: new creep models and their effects on stress development“. Dissertation. LTU Luleå.
- WetterKontor (2015). *Monats- und Jahreswerte Deutschland - Temperatur, Niederschlag und Sonnenschein* -<https://www.wetterkontor.de/de/wetter/deutschland/monatswerte.asp>.
- Widemann, B. (1950). „Der Bau der Eckertalsperre“. In: *Wasserwirtschaft* 40, S. 55–60.
- Widemann, B. (1953). „Grob- und Rüttelbeton, Größtkornbeton“. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 48.8, S. 194–197.
- Wierig, H. und E. Gollasch (1982). *Untersuchungen über das Verformungsverhalten von jungem Beton*. Mitteilungen aus dem Institut für Baustoffkunde und Materialprüfung der Universität Hannover Heft 47.
- Wihler, H.-D. (2003). „Der Einfluss der Temperatur auf die Festigkeitsentwicklung bei Mörteln und Betonen“. In: *Beton* 5, S. 240–242.
- Wischers, G (1984). *Zementtaschenbuch 1984*. Bauverlag Düsseldorf.
- Wölfel, W. (1959). „Die Baustelleneinrichtung der Talsperre Pöhl“. In: *Bauplanung-Bautechnik* 13.7, S. 295–301.
- Ziegeldorf, S., H. S. Müller, J. Plöhn und H. K. Hilsdorf (1982). „Autogenous shrinkage and crack formation in Young concrete“. In: *RILEM - International Conference on Concrete of Early Ages*. Paris, S. 83–88.
- Ziegeldorf, S., K. Kleiser und H. K. Hilsdorf (1979). *Vorherbestimmung und Kontrolle des thermischen Ausdehnungskoeffizienten von Beton*. Berlin, München, Düsseldorf: Ernst & Sohn.
- Zilch, K. und G. Zehetmaier (2006). *Bemessung im konstruktiven Betonbau: Grundlagen und Tragfähigkeit*. Springer-Verlag. 537 S.
- Zweckverband Kriebsteintalsperre (25. Feb. 2016). *Talsperre Kriebstein*.





## Institut für Wasser- und Umweltsystemmodellierung Universität Stuttgart

Pfaffenwaldring 61  
70569 Stuttgart (Vaihingen)  
Telefon (0711) 685 - 60156  
Telefax (0711) 685 - 51073  
E-Mail: [iws@iws.uni-stuttgart.de](mailto:iws@iws.uni-stuttgart.de)  
<http://www.iws.uni-stuttgart.de>

### Direktoren

Prof. Dr. rer. nat. Dr.-Ing. András Bárdossy  
Prof. Dr.-Ing. Rainer Helmig  
Prof. Dr.-Ing. Wolfgang Nowak  
Prof. Dr.-Ing. Silke Wieprecht

### Vorstand (Stand 1.5.2019)

Prof. Dr. rer. nat. Dr.-Ing. A. Bárdossy  
Prof. Dr.-Ing. R. Helmig  
Prof. Dr.-Ing. W. Nowak  
Prof. Dr.-Ing. S. Wieprecht  
Prof. Dr. J.A. Sander Huisman  
Jürgen Braun, PhD  
apl. Prof. Dr.-Ing. H. Class  
PD Dr.-Ing. Claus Haslauer  
Stefan Haun, PhD  
PD Dr.-Ing. habil. Sergey Oladyshkin  
Dr. rer. nat. J. Seidel  
Dr.-Ing. K. Terheiden

### Emeriti

Prof. Dr.-Ing. habil. Dr.-Ing. E.h. Jürgen Giesecke  
Prof. Dr.h.c. Dr.-Ing. E.h. Helmut Kobus, PhD

### Lehrstuhl für Wasserbau und Wassermengenwirtschaft

Leiterin: Prof. Dr.-Ing. Silke Wieprecht  
Stellv.: Dr.-Ing. Kristina Terheiden  
**Versuchsanstalt für Wasserbau**  
Leiter: Stefan Haun, PhD

### Lehrstuhl für Hydromechanik und Hydrosystemmodellierung

Leiter: Prof. Dr.-Ing. Rainer Helmig  
Stellv.: apl. Prof. Dr.-Ing. Holger Class

### Lehrstuhl für Hydrologie und Geohydrologie

Leiter: Prof. Dr. rer. nat. Dr.-Ing. András Bárdossy  
Stellv.: Dr. rer. nat. Jochen Seidel  
**Hydrogeophysik der Vadosen Zone**  
(mit Forschungszentrum Jülich)  
Leiter: Prof. Dr. J.A. Sander Huisman

### Lehrstuhl für Stochastische Simulation und Sicherheitsforschung für Hydrosysteme

Leiter: Prof. Dr.-Ing. Wolfgang Nowak  
Stellv.: PD Dr.-Ing. habil. Sergey Oladyshkin

### VEGAS, Versuchseinrichtung zur Grundwasser- und Altlastensanierung

Leiter: Jürgen Braun, PhD  
PD Dr.-Ing. Claus Haslauer

## Verzeichnis der Mitteilungshefte

- 1 Röhnisch, Arthur: *Die Bemühungen um eine Wasserbauliche Versuchsanstalt an der Technischen Hochschule Stuttgart*, und Fattah Abouleid, Abdel: *Beitrag zur Berechnung einer in lockeren Sand gerammten, zweifach verankerten Spundwand*, 1963
- 2 Marotz, Günter: *Beitrag zur Frage der Standfestigkeit von dichten Asphaltbelägen im Großwasserbau*, 1964
- 3 Gurr, Siegfried: *Beitrag zur Berechnung zusammengesetzter ebener Flächentragwerke unter besonderer Berücksichtigung ebener Stauwände, mit Hilfe von Randwert- und Lastwertmatrizen*, 1965
- 4 Plica, Peter: *Ein Beitrag zur Anwendung von Schalenkonstruktionen im Stahlwasserbau*, und Petrikat, Kurt: *Möglichkeiten und Grenzen des wasserbaulichen Versuchswesens*, 1966

- 5 Plate, Erich: *Beitrag zur Bestimmung der Windgeschwindigkeitsverteilung in der durch eine Wand gestörten bodennahen Luftschicht*, und  
Röhnisch, Arthur; Marotz, Günter: *Neue Baustoffe und Bauausführungen für den Schutz der Böschungen und der Sohle von Kanälen, Flüssen und Häfen; Gestehungskosten und jeweilige Vorteile*, sowie  
Unny, T.E.: *Schwingungsuntersuchungen am Kegelstrahlschieber*, 1967
- 6 Seiler, Erich: *Die Ermittlung des Anlagenwertes der bundeseigenen Binnenschiffahrtsstraßen und Talsperren und des Anteils der Binnenschifffahrt an diesem Wert*, 1967
- 7 *Sonderheft anlässlich des 65. Geburtstages von Prof. Arthur Röhnisch mit Beiträgen von*  
Benk, Dieter; Breitling, J.; Gurr, Siegfried; Haberhauer, Robert; Honekamp, Hermann; Kuz, Klaus Dieter; Marotz, Günter; Mayer-Vorfelder, Hans-Jörg; Miller, Rudolf; Plate, Erich J.; Radomski, Helge; Schwarz, Helmut; Vollmer, Ernst; Wildenhahn, Eberhard; 1967
- 8 Jumikis, Alfred: *Beitrag zur experimentellen Untersuchung des Wassernachschubs in einem gefrierenden Boden und die Beurteilung der Ergebnisse*, 1968
- 9 Marotz, Günter: *Technische Grundlagen einer Wasserspeicherung im natürlichen Untergrund*, 1968
- 10 Radomski, Helge: *Untersuchungen über den Einfluß der Querschnittsform wellenförmiger Spundwände auf die statischen und rammtechnischen Eigenschaften*, 1968
- 11 Schwarz, Helmut: *Die Grenztragfähigkeit des Baugrundes bei Einwirkung vertikal gezogener Ankerplatten als zweidimensionales Bruchproblem*, 1969
- 12 Erbel, Klaus: *Ein Beitrag zur Untersuchung der Metamorphose von Mittelgebirgsschneedecken unter besonderer Berücksichtigung eines Verfahrens zur Bestimmung der thermischen Schneequalität*, 1969
- 13 Westhaus, Karl-Heinz: *Der Strukturwandel in der Binnenschifffahrt und sein Einfluß auf den Ausbau der Binnenschiffskanäle*, 1969
- 14 Mayer-Vorfelder, Hans-Jörg: *Ein Beitrag zur Berechnung des Erdwiderstandes unter Ansatz der logarithmischen Spirale als Gleitflächenfunktion*, 1970
- 15 Schulz, Manfred: *Berechnung des räumlichen Erddruckes auf die Wandung kreiszylindrischer Körper*, 1970
- 16 Mobasseri, Manoutschehr: *Die Rippenstützmauer. Konstruktion und Grenzen ihrer Standicherheit*, 1970
- 17 Benk, Dieter: *Ein Beitrag zum Betrieb und zur Bemessung von Hochwasserrückhaltebecken*, 1970
- 18 Gàl, Attila: *Bestimmung der mitschwingenden Wassermasse bei überströmten Fischbauchklappen mit kreiszylindrischem Staublech*, 1971, vergriffen
- 19 Kuz, Klaus Dieter: *Ein Beitrag zur Frage des Einsetzens von Kavitationserscheinungen in einer Düsenströmung bei Berücksichtigung der im Wasser gelösten Gase*, 1971, vergriffen
- 20 Schaak, Hartmut: *Verteilleitungen von Wasserkraftanlagen*, 1971
- 21 *Sonderheft zur Eröffnung der neuen Versuchsanstalt des Instituts für Wasserbau der Universität Stuttgart mit Beiträgen von*  
Brombach, Hansjörg; Dirksen, Wolfram; Gàl, Attila; Gerlach, Reinhard; Giesecke, Jürgen; Holthoff, Franz-Josef; Kuz, Klaus Dieter; Marotz, Günter; Minor, Hans-Erwin; Petrikat, Kurt; Röhnisch, Arthur; Rueff, Helge; Schwarz, Helmut; Vollmer, Ernst; Wildenhahn, Eberhard; 1972
- 22 Wang, Chung-su: *Ein Beitrag zur Berechnung der Schwingungen an Kegelstrahlschiebern*, 1972
- 23 Mayer-Vorfelder, Hans-Jörg: *Erdwiderstandsbeiwerte nach dem Ohde-Variationsverfahren*, 1972
- 24 Minor, Hans-Erwin: *Beitrag zur Bestimmung der Schwingungsanfachungsfunktionen überströmter Stauklappen*, 1972, vergriffen
- 25 Brombach, Hansjörg: *Untersuchung strömungsmechanischer Elemente (Fluidik) und die Möglichkeit der Anwendung von Wirbelkammerelementen im Wasserbau*, 1972, vergriffen
- 26 Wildenhahn, Eberhard: *Beitrag zur Berechnung von Horizontalfilterbrunnen*, 1972

- 27 Steinlein, Helmut: *Die Eliminierung der Schwebstoffe aus Flußwasser zum Zweck der unterirdischen Wasserspeicherung, gezeigt am Beispiel der Iller*, 1972
- 28 Holthoff, Franz Josef: *Die Überwindung großer Hubhöhen in der Binnenschifffahrt durch Schwimmerhebewerke*, 1973
- 29 Röder, Karl: *Einwirkungen aus Baugrundbewegungen auf trog- und kastenförmige Konstruktionen des Wasser- und Tunnelbaues*, 1973
- 30 Kretschmer, Heinz: *Die Bemessung von Bogenstaumauern in Abhängigkeit von der Talform*, 1973
- 31 Honekamp, Hermann: *Beitrag zur Berechnung der Montage von Unterwasserpipelines*, 1973
- 32 Giesecke, Jürgen: *Die Wirbelkammertriode als neuartiges Steuerorgan im Wasserbau*, und Brombach, Hansjörg: *Entwicklung, Bauformen, Wirkungsweise und Steuereigenschaften von Wirbelkammerverstärkern*, 1974
- 33 Rueff, Helge: *Untersuchung der schwingungserregenden Kräfte an zwei hintereinander angeordneten Tiefschützen unter besonderer Berücksichtigung von Kavitation*, 1974
- 34 Röhnisch, Arthur: *Einpreßversuche mit Zementmörtel für Spannbeton - Vergleich der Ergebnisse von Modellversuchen mit Ausführungen in Hüllwellrohren*, 1975
- 35 *Sonderheft anlässlich des 65. Geburtstages von Prof. Dr.-Ing. Kurt Petrikat mit Beiträgen von:* Brombach, Hansjörg; Erbel, Klaus; Flinspach, Dieter; Fischer jr., Richard; Gàl, Attila; Gerlach, Reinhard; Giesecke, Jürgen; Haberhauer, Robert; Hafner Edzard; Hausenblas, Bernhard; Horlacher, Hans-Burkhard; Hutarew, Andreas; Knoll, Manfred; Krummet, Ralph; Marotz, Günter; Merkle, Theodor; Miller, Christoph; Minor, Hans-Erwin; Neumayer, Hans; Rao, Syamala; Rath, Paul; Rueff, Helge; Ruppert, Jürgen; Schwarz, Wolfgang; Topal-Gökceli, Mehmet; Vollmer, Ernst; Wang, Chung-su; Weber, Hans-Georg; 1975
- 36 Berger, Jochum: *Beitrag zur Berechnung des Spannungszustandes in rotationssymmetrisch belasteten Kugelschalen veränderlicher Wandstärke unter Gas- und Flüssigkeitsdruck durch Integration schwach singulärer Differentialgleichungen*, 1975
- 37 Dirksen, Wolfram: *Berechnung instationärer Abfluvorgänge in gestauten Gerinnen mittels Differenzenverfahren und die Anwendung auf Hochwasserrückhaltebecken*, 1976
- 38 Horlacher, Hans-Burkhard: *Berechnung instationärer Temperatur- und Wärmespannungsfelder in langen mehrschichtigen Hohlzylindern*, 1976
- 39 Hafner, Edzard: *Untersuchung der hydrodynamischen Kräfte auf Baukörper im Tiefwasserbereich des Meeres*, 1977, ISBN 3-921694-39-6
- 40 Ruppert, Jürgen: *Über den Axialwirbelkammerverstärker für den Einsatz im Wasserbau*, 1977, ISBN 3-921694-40-X
- 41 Hutarew, Andreas: *Beitrag zur Beeinflussbarkeit des Sauerstoffgehalts in Fließgewässern an Abstürzen und Wehren*, 1977, ISBN 3-921694-41-8, vergriffen
- 42 Miller, Christoph: *Ein Beitrag zur Bestimmung der schwingungserregenden Kräfte an unterströmten Wehren*, 1977, ISBN 3-921694-42-6
- 43 Schwarz, Wolfgang: *Druckstoßberechnung unter Berücksichtigung der Radial- und Längsverschiebungen der Rohrwandung*, 1978, ISBN 3-921694-43-4
- 44 Kinzelbach, Wolfgang: *Numerische Untersuchungen über den optimalen Einsatz variabler Kühlsysteme einer Kraftwerkskette am Beispiel Oberrhein*, 1978, ISBN 3-921694-44-2
- 45 Barczewski, Baldur: *Neue Meßmethoden für Wasser-Luftgemische und deren Anwendung auf zweiphasige Auftriebsstrahlen*, 1979, ISBN 3-921694-45-0
- 46 Neumayer, Hans: *Untersuchung der Strömungsvorgänge in radialen Wirbelkammerverstärkern*, 1979, ISBN 3-921694-46-9
- 47 Elalfy, Youssef-Elhassan: *Untersuchung der Strömungsvorgänge in Wirbelkammerdioden und -drosseln*, 1979, ISBN 3-921694-47-7
- 48 Brombach, Hansjörg: *Automatisierung der Bewirtschaftung von Wasserspeichern*, 1981, ISBN 3-921694-48-5
- 49 Geldner, Peter: *Deterministische und stochastische Methoden zur Bestimmung der Selbstdichtung von Gewässern*, 1981, ISBN 3-921694-49-3, vergriffen

- 50 Mehlhorn, Hans: *Temperaturveränderungen im Grundwasser durch Brauchwassereinleitungen*, 1982, ISBN 3-921694-50-7, vergriffen
- 51 Hafner, Edzard: *Rohrleitungen und Behälter im Meer*, 1983, ISBN 3-921694-51-5
- 52 Rinnert, Bernd: *Hydrodynamische Dispersion in porösen Medien: Einfluß von Dichteunterschieden auf die Vertikalvermischung in horizontaler Strömung*, 1983, ISBN 3-921694-52-3, vergriffen
- 53 Lindner, Wulf: *Steuerung von Grundwasserentnahmen unter Einhaltung ökologischer Kriterien*, 1983, ISBN 3-921694-53-1, vergriffen
- 54 Herr, Michael; Herzer, Jörg; Kinzelbach, Wolfgang; Kobus, Helmut; Rinnert, Bernd: *Methoden zur rechnerischen Erfassung und hydraulischen Sanierung von Grundwasserkontaminationen*, 1983, ISBN 3-921694-54-X
- 55 Schmitt, Paul: *Wege zur Automatisierung der Niederschlagsermittlung*, 1984, ISBN 3-921694-55-8, vergriffen
- 56 Müller, Peter: *Transport und selektive Sedimentation von Schwebstoffen bei gestautem Abfluß*, 1985, ISBN 3-921694-56-6
- 57 El-Qawasmeh, Fuad: *Möglichkeiten und Grenzen der Tropfbewässerung unter besonderer Berücksichtigung der Verstopfungsanfälligkeit der Tropfelemente*, 1985, ISBN 3-921694-57-4, vergriffen
- 58 Kirchenbaur, Klaus: *Mikroprozessorgesteuerte Erfassung instationärer Druckfelder am Beispiel seegangsbelasteter Baukörper*, 1985, ISBN 3-921694-58-2
- 59 Kobus, Helmut (Hrsg.): *Modellierung des großräumigen Wärme- und Schadstofftransports im Grundwasser*, Tätigkeitsbericht 1984/85 (DFG-Forschergruppe an den Universitäten Hohenheim, Karlsruhe und Stuttgart), 1985, ISBN 3-921694-59-0, vergriffen
- 60 Spitz, Karlheinz: *Dispersion in porösen Medien: Einfluß von Inhomogenitäten und Dichteunterschieden*, 1985, ISBN 3-921694-60-4, vergriffen
- 61 Kobus, Helmut: *An Introduction to Air-Water Flows in Hydraulics*, 1985, ISBN 3-921694-61-2
- 62 Kaleris, Vassilios: *Erfassung des Austausches von Oberflächen- und Grundwasser in horizontalebene Grundwassermodellen*, 1986, ISBN 3-921694-62-0
- 63 Herr, Michael: *Grundlagen der hydraulischen Sanierung verunreinigter Porengrundwasserleiter*, 1987, ISBN 3-921694-63-9
- 64 Marx, Walter: *Berechnung von Temperatur und Spannung in Massenbeton infolge Hydratation*, 1987, ISBN 3-921694-64-7
- 65 Koschitzky, Hans-Peter: *Dimensionierungskonzept für Sohlbelüfter in Schußrinnen zur Vermeidung von Kavitationsschäden*, 1987, ISBN 3-921694-65-5
- 66 Kobus, Helmut (Hrsg.): *Modellierung des großräumigen Wärme- und Schadstofftransports im Grundwasser*, Tätigkeitsbericht 1986/87 (DFG-Forschergruppe an den Universitäten Hohenheim, Karlsruhe und Stuttgart) 1987, ISBN 3-921694-66-3
- 67 Söll, Thomas: *Berechnungsverfahren zur Abschätzung anthropogener Temperaturanomalien im Grundwasser*, 1988, ISBN 3-921694-67-1
- 68 Dittrich, Andreas; Westrich, Bernd: *Bodenseeufenerosion, Bestandsaufnahme und Bewertung*, 1988, ISBN 3-921694-68-X, vergriffen
- 69 Huwe, Bernd; van der Ploeg, Rienk R.: *Modelle zur Simulation des Stickstoffhaushaltes von Standorten mit unterschiedlicher landwirtschaftlicher Nutzung*, 1988, ISBN 3-921694-69-8, vergriffen
- 70 Stephan, Karl: *Integration elliptischer Funktionen*, 1988, ISBN 3-921694-70-1
- 71 Kobus, Helmut; Zilliox, Lothaire (Hrsg.): *Nitratbelastung des Grundwassers, Auswirkungen der Landwirtschaft auf die Grundwasser- und Rohwasserbeschaffenheit und Maßnahmen zum Schutz des Grundwassers*. Vorträge des deutsch-französischen Kolloquiums am 6. Oktober 1988, Universitäten Stuttgart und Louis Pasteur Strasbourg (Vorträge in deutsch oder französisch, Kurzfassungen zweisprachig), 1988, ISBN 3-921694-71-X

- 72 Soyeaux, Renald: *Unterströmung von Stauanlagen auf klüftigem Untergrund unter Berücksichtigung laminarer und turbulenter Fließzustände*, 1991, ISBN 3-921694-72-8
- 73 Kohane, Roberto: *Berechnungsmethoden für Hochwasserabfluß in Fließgewässern mit überströmten Vorländern*, 1991, ISBN 3-921694-73-6
- 74 Hassinger, Reinhard: *Beitrag zur Hydraulik und Bemessung von Blocksteinrampen in flexibler Bauweise*, 1991, ISBN 3-921694-74-4, vergriffen
- 75 Schäfer, Gerhard: *Einfluß von Schichtenstrukturen und lokalen Einlagerungen auf die Längsdispersion in Porengrundwasserleitern*, 1991, ISBN 3-921694-75-2
- 76 Giesecke, Jürgen: *Vorträge, Wasserwirtschaft in stark besiedelten Regionen; Umweltforschung mit Schwerpunkt Wasserwirtschaft*, 1991, ISBN 3-921694-76-0
- 77 Huwe, Bernd: *Deterministische und stochastische Ansätze zur Modellierung des Stickstoffhaushalts landwirtschaftlich genutzter Flächen auf unterschiedlichem Skalenniveau*, 1992, ISBN 3-921694-77-9, vergriffen
- 78 Rommel, Michael: *Verwendung von Kluftdaten zur realitätsnahen Generierung von Kluftnetzen mit anschließender laminar-turbulenter Strömungsberechnung*, 1993, ISBN 3-92 1694-78-7
- 79 Marschall, Paul: *Die Ermittlung lokaler Stofffrachten im Grundwasser mit Hilfe von Einbohrloch-Meßverfahren*, 1993, ISBN 3-921694-79-5, vergriffen
- 80 Ptak, Thomas: *Stofftransport in heterogenen Porenaquiferen: Felduntersuchungen und stochastische Modellierung*, 1993, ISBN 3-921694-80-9, vergriffen
- 81 Haakh, Frieder: *Transientes Strömungsverhalten in Wirbelkammern*, 1993, ISBN 3-921694-81-7
- 82 Kobus, Helmut; Cirpka, Olaf; Barczewski, Baldur; Koschitzky, Hans-Peter: *Versuchseinrichtung zur Grundwasser- und Altlastensanierung VEGAS, Konzeption und Programmrahmen*, 1993, ISBN 3-921694-82-5
- 83 Zang, Weidong: *Optimaler Echtzeit-Betrieb eines Speichers mit aktueller Abflußregenerierung*, 1994, ISBN 3-921694-83-3, vergriffen
- 84 Franke, Hans-Jörg: *Stochastische Modellierung eines flächenhaften Stoffeintrages und Transports in Grundwasser am Beispiel der Pflanzenschutzmittelproblematik*, 1995, ISBN 3-921694-84-1
- 85 Lang, Ulrich: *Simulation regionaler Strömungs- und Transportvorgänge in Karstaquiferen mit Hilfe des Doppelkontinuum-Ansatzes: Methodenentwicklung und Parameteridentifikation*, 1995, ISBN 3-921694-85-X, vergriffen
- 86 Helmig, Rainer: *Einführung in die Numerischen Methoden der Hydromechanik*, 1996, ISBN 3-921694-86-8, vergriffen
- 87 Cirpka, Olaf: *CONTRACT: A Numerical Tool for Contaminant Transport and Chemical Transformations - Theory and Program Documentation -*, 1996, ISBN 3-921694-87-6
- 88 Haberlandt, Uwe: *Stochastische Synthese und Regionalisierung des Niederschlages für Schmutzfrachtberechnungen*, 1996, ISBN 3-921694-88-4
- 89 Croisé, Jean: *Extraktion von flüchtigen Chemikalien aus natürlichen Lockergesteinen mittels erzwungener Luftströmung*, 1996, ISBN 3-921694-89-2, vergriffen
- 90 Jorde, Klaus: *Ökologisch begründete, dynamische Mindestwasserregelungen bei Ausleitungskraftwerken*, 1997, ISBN 3-921694-90-6, vergriffen
- 91 Helmig, Rainer: *Gekoppelte Strömungs- und Transportprozesse im Untergrund - Ein Beitrag zur Hydrosystemmodellierung-*, 1998, ISBN 3-921694-91-4, vergriffen
- 92 Emmert, Martin: *Numerische Modellierung nichtisothermer Gas-Wasser Systeme in porösen Medien*, 1997, ISBN 3-921694-92-2
- 93 Kern, Ulrich: *Transport von Schweb- und Schadstoffen in staugeregelten Fließgewässern am Beispiel des Neckars*, 1997, ISBN 3-921694-93-0, vergriffen
- 94 Förster, Georg: *Druckstoßdämpfung durch große Luftblasen in Hochpunkten von Rohrleitungen* 1997, ISBN 3-921694-94-9

- 95 Cirpka, Olaf: *Numerische Methoden zur Simulation des reaktiven Mehrkomponententransports im Grundwasser*, 1997, ISBN 3-921694-95-7, vergriffen
- 96 Färber, Arne: *Wärmetransport in der ungesättigten Bodenzone: Entwicklung einer thermischen In-situ-Sanierungstechnologie*, 1997, ISBN 3-921694-96-5
- 97 Betz, Christoph: *Wasserdampfdestillation von Schadstoffen im porösen Medium: Entwicklung einer thermischen In-situ-Sanierungstechnologie*, 1998, SBN 3-921694-97-3
- 98 Xu, Yichun: *Numerical Modeling of Suspended Sediment Transport in Rivers*, 1998, ISBN 3-921694-98-1, vergriffen
- 99 Wüst, Wolfgang: *Geochemische Untersuchungen zur Sanierung CKW-kontaminierter Aquifere mit Fe(0)-Reaktionswänden*, 2000, ISBN 3-933761-02-2
- 100 Sheta, Hussam: *Simulation von Mehrphasenvorgängen in porösen Medien unter Einbeziehung von Hysterese-Effekten*, 2000, ISBN 3-933761-03-4
- 101 Ayros, Edwin: *Regionalisierung extremer Abflüsse auf der Grundlage statistischer Verfahren*, 2000, ISBN 3-933761-04-2, vergriffen
- 102 Huber, Ralf: *Compositional Multiphase Flow and Transport in Heterogeneous Porous Media*, 2000, ISBN 3-933761-05-0
- 103 Braun, Christopherus: *Ein Upscaling-Verfahren für Mehrphasenströmungen in porösen Medien*, 2000, ISBN 3-933761-06-9
- 104 Hofmann, Bernd: *Entwicklung eines rechnergestützten Managementsystems zur Beurteilung von Grundwasserschadensfällen*, 2000, ISBN 3-933761-07-7
- 105 Class, Holger: *Theorie und numerische Modellierung nichtisothermer Mehrphasenprozesse in NAPL-kontaminierten porösen Medien*, 2001, ISBN 3-933761-08-5
- 106 Schmidt, Reinhard: *Wasserdampf- und Heißluftinjektion zur thermischen Sanierung kontaminierter Standorte*, 2001, ISBN 3-933761-09-3
- 107 Josef, Reinhold: *Schadstoffextraktion mit hydraulischen Sanierungsverfahren unter Anwendung von grenzflächenaktiven Stoffen*, 2001, ISBN 3-933761-10-7
- 108 Schneider, Matthias: *Habitat- und Abflussmodellierung für Fließgewässer mit unscharfen Berechnungsansätzen*, 2001, ISBN 3-933761-11-5
- 109 Rathgeb, Andreas: *Hydrodynamische Bemessungsgrundlagen für Lockerdeckwerke an überströmbaren Erddämmen*, 2001, ISBN 3-933761-12-3
- 110 Lang, Stefan: *Parallele numerische Simulation instationärer Probleme mit adaptiven Methoden auf unstrukturierten Gittern*, 2001, ISBN 3-933761-13-1
- 111 Appt, Jochen; Stumpp Simone: *Die Bodensee-Messkampagne 2001, IWS/CWR Lake Constance Measurement Program 2001*, 2002, ISBN 3-933761-14-X
- 112 Heimerl, Stephan: *Systematische Beurteilung von Wasserkraftprojekten*, 2002, ISBN 3-933761-15-8, vergriffen
- 113 Iqbal, Amin: *On the Management and Salinity Control of Drip Irrigation*, 2002, ISBN 3-933761-16-6
- 114 Silberhorn-Hemminger, Annette: *Modellierung von Kluftaquifersystemen: Geostatistische Analyse und deterministisch-stochastische Kluftgenerierung*, 2002, ISBN 3-933761-17-4
- 115 Winkler, Angela: *Prozesse des Wärme- und Stofftransports bei der In-situ-Sanierung mit festen Wärmequellen*, 2003, ISBN 3-933761-18-2
- 116 Marx, Walter: *Wasserkraft, Bewässerung, Umwelt - Planungs- und Bewertungsschwerpunkte der Wasserbewirtschaftung*, 2003, ISBN 3-933761-19-0
- 117 Hinkelmann, Reinhard: *Efficient Numerical Methods and Information-Processing Techniques in Environment Water*, 2003, ISBN 3-933761-20-4
- 118 Samaniego-Eguiguren, Luis Eduardo: *Hydrological Consequences of Land Use / Land Cover and Climatic Changes in Mesoscale Catchments*, 2003, ISBN 3-933761-21-2
- 119 Neunhäuserer, Lina: *Diskretisierungsansätze zur Modellierung von Strömungs- und Transportprozessen in geklüftet-porösen Medien*, 2003, ISBN 3-933761-22-0
- 120 Paul, Maren: *Simulation of Two-Phase Flow in Heterogeneous Poros Media with Adaptive Methods*, 2003, ISBN 3-933761-23-9

- 121 Ehret, Uwe: *Rainfall and Flood Nowcasting in Small Catchments using Weather Radar*, 2003, ISBN 3-933761-24-7
- 122 Haag, Ingo: *Der Sauerstoffhaushalt staugeregelter Flüsse am Beispiel des Neckars - Analysen, Experimente, Simulationen -*, 2003, ISBN 3-933761-25-5
- 123 Appt, Jochen: *Analysis of Basin-Scale Internal Waves in Upper Lake Constance*, 2003, ISBN 3-933761-26-3
- 124 Hrsg.: Schrenk, Volker; Batereau, Katrin; Barczewski, Baldur; Weber, Karolin und Koschitzky, Hans-Peter: *Symposium Ressource Fläche und VEGAS - Statuskolloquium 2003, 30. September und 1. Oktober 2003*, 2003, ISBN 3-933761-27-1
- 125 Omar Khalil Ouda: *Optimisation of Agricultural Water Use: A Decision Support System for the Gaza Strip*, 2003, ISBN 3-933761-28-0
- 126 Batereau, Katrin: *Sensorbasierte Bodenluftmessung zur Vor-Ort-Erkundung von Schadensherden im Untergrund*, 2004, ISBN 3-933761-29-8
- 127 Witt, Oliver: *Erosionsstabilität von Gewässersedimenten mit Auswirkung auf den Stofftransport bei Hochwasser am Beispiel ausgewählter Stauhaltungen des Oberrheins*, 2004, ISBN 3-933761-30-1
- 128 Jakobs, Hartmut: *Simulation nicht-isothermer Gas-Wasser-Prozesse in komplexen Kluft-Matrix-Systemen*, 2004, ISBN 3-933761-31-X
- 129 Li, Chen-Chien: *Deterministisch-stochastisches Berechnungskonzept zur Beurteilung der Auswirkungen erosiver Hochwasserereignisse in Flusstauhaltungen*, 2004, ISBN 3-933761-32-8
- 130 Reichenberger, Volker; Helmig, Rainer; Jakobs, Hartmut; Bastian, Peter; Niessner, Jennifer: *Complex Gas-Water Processes in Discrete Fracture-Matrix Systems: Up-scaling, Mass-Conservative Discretization and Efficient Multilevel Solution*, 2004, ISBN 3-933761-33-6
- 131 Hrsg.: Barczewski, Baldur; Koschitzky, Hans-Peter; Weber, Karolin; Wege, Ralf: *VEGAS - Statuskolloquium 2004*, Tagungsband zur Veranstaltung am 05. Oktober 2004 an der Universität Stuttgart, Campus Stuttgart-Vaihingen, 2004, ISBN 3-933761-34-4
- 132 Asie, Kemal Jabir: *Finite Volume Models for Multiphase Multicomponent Flow through Porous Media*. 2005, ISBN 3-933761-35-2
- 133 Jacoub, George: *Development of a 2-D Numerical Module for Particulate Contaminant Transport in Flood Retention Reservoirs and Impounded Rivers*, 2004, ISBN 3-933761-36-0
- 134 Nowak, Wolfgang: *Geostatistical Methods for the Identification of Flow and Transport Parameters in the Subsurface*, 2005, ISBN 3-933761-37-9
- 135 Süß, Mia: *Analysis of the influence of structures and boundaries on flow and transport processes in fractured porous media*, 2005, ISBN 3-933761-38-7
- 136 Jose, Surabhin Chackiath: *Experimental Investigations on Longitudinal Dispersive Mixing in Heterogeneous Aquifers*, 2005, ISBN: 3-933761-39-5
- 137 Filiz, Fulya: *Linking Large-Scale Meteorological Conditions to Floods in Mesoscale Catchments*, 2005, ISBN 3-933761-40-9
- 138 Qin, Minghao: *Wirklichkeitsnahe und recheneffiziente Ermittlung von Temperatur und Spannungen bei großen RCC-Staumauern*, 2005, ISBN 3-933761-41-7
- 139 Kobayashi, Kenichiro: *Optimization Methods for Multiphase Systems in the Subsurface - Application to Methane Migration in Coal Mining Areas*, 2005, ISBN 3-933761-42-5
- 140 Rahman, Md. Arifur: *Experimental Investigations on Transverse Dispersive Mixing in Heterogeneous Porous Media*, 2005, ISBN 3-933761-43-3
- 141 Schrenk, Volker: *Ökobilanzen zur Bewertung von Altlastensanierungsmaßnahmen*, 2005, ISBN 3-933761-44-1
- 142 Hundecha, Hirpa Yeshewatesfa: *Regionalization of Parameters of a Conceptual Rainfall-Runoff Model*, 2005, ISBN: 3-933761-45-X
- 143 Wege, Ralf: *Untersuchungs- und Überwachungsmethoden für die Beurteilung natürlicher Selbstreinigungsprozesse im Grundwasser*, 2005, ISBN 3-933761-46-8

- 144 Breiting, Thomas: *Techniken und Methoden der Hydroinformatik - Modellierung von komplexen Hydrosystemen im Untergrund*, 2006, ISBN 3-933761-47-6
- 145 Hrsg.: Braun, Jürgen; Koschitzky, Hans-Peter; Müller, Martin: *Ressource Untergrund: 10 Jahre VEGAS: Forschung und Technologieentwicklung zum Schutz von Grundwasser und Boden*, Tagungsband zur Veranstaltung am 28. und 29. September 2005 an der Universität Stuttgart, Campus Stuttgart-Vaihingen, 2005, ISBN 3-933761-48-4
- 146 Rojanschi, Vlad: *Abflusskonzentration in mesoskaligen Einzugsgebieten unter Berücksichtigung des Sickerraumes*, 2006, ISBN 3-933761-49-2
- 147 Winkler, Nina Simone: *Optimierung der Steuerung von Hochwasserrückhaltebeckensystemen*, 2006, ISBN 3-933761-50-6
- 148 Wolf, Jens: *Räumlich differenzierte Modellierung der Grundwasserströmung alluvialer Aquifere für mesoskalige Einzugsgebiete*, 2006, ISBN: 3-933761-51-4
- 149 Kohler, Beate: *Externe Effekte der Laufwasserkraftnutzung*, 2006, ISBN 3-933761-52-2
- 150 Hrsg.: Braun, Jürgen; Koschitzky, Hans-Peter; Stuhmann, Matthias: *VEGAS-Statuskolloquium 2006*, Tagungsband zur Veranstaltung am 28. September 2006 an der Universität Stuttgart, Campus Stuttgart-Vaihingen, 2006, ISBN 3-933761-53-0
- 151 Niessner, Jennifer: *Multi-Scale Modeling of Multi-Phase - Multi-Component Processes in Heterogeneous Porous Media*, 2006, ISBN 3-933761-54-9
- 152 Fischer, Markus: *Beanspruchung eingeeerdeter Rohrleitungen infolge Austrocknung bindiger Böden*, 2006, ISBN 3-933761-55-7
- 153 Schneck, Alexander: *Optimierung der Grundwasserbewirtschaftung unter Berücksichtigung der Belange der Wasserversorgung, der Landwirtschaft und des Naturschutzes*, 2006, ISBN 3-933761-56-5
- 154 Das, Tapash: *The Impact of Spatial Variability of Precipitation on the Predictive Uncertainty of Hydrological Models*, 2006, ISBN 3-33761-57-3
- 155 Bielinski, Andreas: *Numerical Simulation of CO<sub>2</sub> sequestration in geological formations*, 2007, ISBN 3-933761-58-1
- 156 Mödinger, Jens: *Entwicklung eines Bewertungs- und Entscheidungsunterstützungssystems für eine nachhaltige regionale Grundwasserbewirtschaftung*, 2006, ISBN 3-933761-60-3
- 157 Manthey, Sabine: *Two-phase flow processes with dynamic effects in porous media - parameter estimation and simulation*, 2007, ISBN 3-933761-61-1
- 158 Pozos Estrada, Oscar: *Investigation on the Effects of Entrained Air in Pipelines*, 2007, ISBN 3-933761-62-X
- 159 Ochs, Steffen Oliver: *Steam injection into saturated porous media – process analysis including experimental and numerical investigations*, 2007, ISBN 3-933761-63-8
- 160 Marx, Andreas: *Einsatz gekoppelter Modelle und Wetterradar zur Abschätzung von Niederschlagsintensitäten und zur Abflussvorhersage*, 2007, ISBN 3-933761-64-6
- 161 Hartmann, Gabriele Maria: *Investigation of Evapotranspiration Concepts in Hydrological Modelling for Climate Change Impact Assessment*, 2007, ISBN 3-933761-65-4
- 162 Kebede Gurmessa, Tesfaye: *Numerical Investigation on Flow and Transport Characteristics to Improve Long-Term Simulation of Reservoir Sedimentation*, 2007, ISBN 3-933761-66-2
- 163 Trifković, Aleksandar: *Multi-objective and Risk-based Modelling Methodology for Planning, Design and Operation of Water Supply Systems*, 2007, ISBN 3-933761-67-0
- 164 Götzinger, Jens: *Distributed Conceptual Hydrological Modelling - Simulation of Climate, Land Use Change Impact and Uncertainty Analysis*, 2007, ISBN 3-933761-68-9
- 165 Hrsg.: Braun, Jürgen; Koschitzky, Hans-Peter; Stuhmann, Matthias: *VEGAS – Kolloquium 2007*, Tagungsband zur Veranstaltung am 26. September 2007 an der Universität Stuttgart, Campus Stuttgart-Vaihingen, 2007, ISBN 3-933761-69-7
- 166 Freeman, Beau: *Modernization Criteria Assessment for Water Resources Planning; Klamath Irrigation Project, U.S.*, 2008, ISBN 3-933761-70-0

- 167 Dreher, Thomas: *Selektive Sedimentation von Feinstschwebstoffen in Wechselwirkung mit wandnahen turbulenten Strömungsbedingungen*, 2008, ISBN 3-933761-71-9
- 168 Yang, Wei: *Discrete-Continuous Downscaling Model for Generating Daily Precipitation Time Series*, 2008, ISBN 3-933761-72-7
- 169 Kopecki, Ianina: *Calculational Approach to FST-Hemispheres for Multiparametrical Benthos Habitat Modelling*, 2008, ISBN 3-933761-73-5
- 170 Brommundt, Jürgen: *Stochastische Generierung räumlich zusammenhängender Niederschlagszeitreihen*, 2008, ISBN 3-933761-74-3
- 171 Papafotiou, Alexandros: *Numerical Investigations of the Role of Hysteresis in Heterogeneous Two-Phase Flow Systems*, 2008, ISBN 3-933761-75-1
- 172 He, Yi: *Application of a Non-Parametric Classification Scheme to Catchment Hydrology*, 2008, ISBN 978-3-933761-76-7
- 173 Wagner, Sven: *Water Balance in a Poorly Gauged Basin in West Africa Using Atmospheric Modelling and Remote Sensing Information*, 2008, ISBN 978-3-933761-77-4
- 174 Hrsg.: Braun, Jürgen; Koschitzky, Hans-Peter; Stuhmann, Matthias; Schrenk, Volker: *VEGAS-Kolloquium 2008 Ressource Fläche III*, Tagungsband zur Veranstaltung am 01. Oktober 2008 an der Universität Stuttgart, Campus Stuttgart-Vaihingen, 2008, ISBN 978-3-933761-78-1
- 175 Patil, Sachin: *Regionalization of an Event Based Nash Cascade Model for Flood Predictions in Ungauged Basins*, 2008, ISBN 978-3-933761-79-8
- 176 Assteerawatt, Anongnart: *Flow and Transport Modelling of Fractured Aquifers based on a Geostatistical Approach*, 2008, ISBN 978-3-933761-80-4
- 177 Karnahl, Joachim Alexander: *2D numerische Modellierung von multifraktionalem Schwebstoff- und Schadstofftransport in Flüssen*, 2008, ISBN 978-3-933761-81-1
- 178 Hiester, Uwe: *Technologieentwicklung zur In-situ-Sanierung der ungesättigten Bodenzone mit festen Wärmequellen*, 2009, ISBN 978-3-933761-82-8
- 179 Laux, Patrick: *Statistical Modeling of Precipitation for Agricultural Planning in the Volta Basin of West Africa*, 2009, ISBN 978-3-933761-83-5
- 180 Ehsan, Saqib: *Evaluation of Life Safety Risks Related to Severe Flooding*, 2009, ISBN 978-3-933761-84-2
- 181 Prohaska, Sandra: *Development and Application of a 1D Multi-Strip Fine Sediment Transport Model for Regulated Rivers*, 2009, ISBN 978-3-933761-85-9
- 182 Kopp, Andreas: *Evaluation of CO<sub>2</sub> Injection Processes in Geological Formations for Site Screening*, 2009, ISBN 978-3-933761-86-6
- 183 Ebigbo, Anozie: *Modelling of biofilm growth and its influence on CO<sub>2</sub> and water (two-phase) flow in porous media*, 2009, ISBN 978-3-933761-87-3
- 184 Freiboth, Sandra: *A phenomenological model for the numerical simulation of multiphase multicomponent processes considering structural alterations of porous media*, 2009, ISBN 978-3-933761-88-0
- 185 Zöllner, Frank: *Implementierung und Anwendung netzfreier Methoden im Konstruktiven Wasserbau und in der Hydromechanik*, 2009, ISBN 978-3-933761-89-7
- 186 Vasin, Milos: *Influence of the soil structure and property contrast on flow and transport in the unsaturated zone*, 2010, ISBN 978-3-933761-90-3
- 187 Li, Jing: *Application of Copulas as a New Geostatistical Tool*, 2010, ISBN 978-3-933761-91-0
- 188 AghaKouchak, Amir: *Simulation of Remotely Sensed Rainfall Fields Using Copulas*, 2010, ISBN 978-3-933761-92-7
- 189 Thapa, Pawan Kumar: *Physically-based spatially distributed rainfall runoff modelling for soil erosion estimation*, 2010, ISBN 978-3-933761-93-4
- 190 Wurms, Sven: *Numerische Modellierung der Sedimentationsprozesse in Retentionsanlagen zur Steuerung von Stoffströmen bei extremen Hochwasserabflussereignissen*, 2011, ISBN 978-3-933761-94-1

- 191 Merkel, Uwe: *Unsicherheitsanalyse hydraulischer Einwirkungen auf Hochwasserschutzdeiche und Steigerung der Leistungsfähigkeit durch adaptive Strömungsmodellierung*, 2011, ISBN 978-3-933761-95-8
- 192 Fritz, Jochen: *A Decoupled Model for Compositional Non-Isothermal Multiphase Flow in Porous Media and Multiphysics Approaches for Two-Phase Flow*, 2010, ISBN 978-3-933761-96-5
- 193 Weber, Karolin (Hrsg.): *12. Treffen junger WissenschaftlerInnen an Wasserbauinstituten*, 2010, ISBN 978-3-933761-97-2
- 194 Blifernicht, Jan-Geert: *Probability Forecasts of Daily Areal Precipitation for Small River Basins*, 2011, ISBN 978-3-933761-98-9
- 195 Hrsg.: Koschitzky, Hans-Peter; Braun, Jürgen: *VEGAS-Kolloquium 2010 In-situ-Sanierung - Stand und Entwicklung Nano und ISCO -*, Tagungsband zur Veranstaltung am 07. Oktober 2010 an der Universität Stuttgart, Campus Stuttgart-Vaihingen, 2010, ISBN 978-3-933761-99-6
- 196 Gafurov, Abror: *Water Balance Modeling Using Remote Sensing Information - Focus on Central Asia*, 2010, ISBN 978-3-942036-00-9
- 197 Mackenberg, Sylvia: *Die Quellstärke in der Sickerwasserprognose: Möglichkeiten und Grenzen von Labor- und Freilanduntersuchungen*, 2010, ISBN 978-3-942036-01-6
- 198 Singh, Shailesh Kumar: *Robust Parameter Estimation in Gauged and Ungauged Basins*, 2010, ISBN 978-3-942036-02-3
- 199 Doğan, Mehmet Onur: *Coupling of porous media flow with pipe flow*, 2011, ISBN 978-3-942036-03-0
- 200 Liu, Min: *Study of Topographic Effects on Hydrological Patterns and the Implication on Hydrological Modeling and Data Interpolation*, 2011, ISBN 978-3-942036-04-7
- 201 Geleta, Habtamu Itefa: *Watershed Sediment Yield Modeling for Data Scarce Areas*, 2011, ISBN 978-3-942036-05-4
- 202 Franke, Jörg: *Einfluss der Überwachung auf die Versagenswahrscheinlichkeit von Staustufen*, 2011, ISBN 978-3-942036-06-1
- 203 Bakimchandra, Oinam: *Integrated Fuzzy-GIS approach for assessing regional soil erosion risks*, 2011, ISBN 978-3-942036-07-8
- 204 Alam, Muhammad Mahboob: *Statistical Downscaling of Extremes of Precipitation in Mesoscale Catchments from Different RCMs and Their Effects on Local Hydrology*, 2011, ISBN 978-3-942036-08-5
- 205 Hrsg.: Koschitzky, Hans-Peter; Braun, Jürgen: *VEGAS-Kolloquium 2011 Flache Geothermie - Perspektiven und Risiken*, Tagungsband zur Veranstaltung am 06. Oktober 2011 an der Universität Stuttgart, Campus Stuttgart-Vaihingen, 2011, ISBN 978-3-933761-09-2
- 206 Haslauer, Claus: *Analysis of Real-World Spatial Dependence of Subsurface Hydraulic Properties Using Copulas with a Focus on Solute Transport Behaviour*, 2011, ISBN 978-3-942036-10-8
- 207 Dung, Nguyen Viet: *Multi-objective automatic calibration of hydrodynamic models – development of the concept and an application in the Mekong Delta*, 2011, ISBN 978-3-942036-11-5
- 208 Hung, Nguyen Nghia: *Sediment dynamics in the floodplain of the Mekong Delta, Vietnam*, 2011, ISBN 978-3-942036-12-2
- 209 Kuhlmann, Anna: *Influence of soil structure and root water uptake on flow in the unsaturated zone*, 2012, ISBN 978-3-942036-13-9
- 210 Tuhtan, Jeffrey Andrew: *Including the Second Law Inequality in Aquatic Ecodynamics: A Modeling Approach for Alpine Rivers Impacted by Hydropeaking*, 2012, ISBN 978-3-942036-14-6
- 211 Tolossa, Habtamu: *Sediment Transport Computation Using a Data-Driven Adaptive Neuro-Fuzzy Modelling Approach*, 2012, ISBN 978-3-942036-15-3

- 212 Tatomir, Alexandru-Bodgan: *From Discrete to Continuum Concepts of Flow in Fractured Porous Media*, 2012, ISBN 978-3-942036-16-0
- 213 Erbertseder, Karin: *A Multi-Scale Model for Describing Cancer-Therapeutic Transport in the Human Lung*, 2012, ISBN 978-3-942036-17-7
- 214 Noack, Markus: *Modelling Approach for Interstitial Sediment Dynamics and Reproduction of Gravel Spawning Fish*, 2012, ISBN 978-3-942036-18-4
- 215 De Boer, Cjestmir Volkert: *Transport of Nano Sized Zero Valent Iron Colloids during Injection into the Subsurface*, 2012, ISBN 978-3-942036-19-1
- 216 Pfaff, Thomas: *Processing and Analysis of Weather Radar Data for Use in Hydrology*, 2013, ISBN 978-3-942036-20-7
- 217 Lebreuz, Hans-Henning: *Addressing the Input Uncertainty for Hydrological Modeling by a New Geostatistical Method*, 2013, ISBN 978-3-942036-21-4
- 218 Darcis, Melanie Yvonne: *Coupling Models of Different Complexity for the Simulation of CO<sub>2</sub> Storage in Deep Saline Aquifers*, 2013, ISBN 978-3-942036-22-1
- 219 Beck, Ferdinand: *Generation of Spatially Correlated Synthetic Rainfall Time Series in High Temporal Resolution - A Data Driven Approach*, 2013, ISBN 978-3-942036-23-8
- 220 Guthke, Philipp: *Non-multi-Gaussian spatial structures: Process-driven natural genesis, manifestation, modeling approaches, and influences on dependent processes*, 2013, ISBN 978-3-942036-24-5
- 221 Walter, Lena: *Uncertainty studies and risk assessment for CO<sub>2</sub> storage in geological formations*, 2013, ISBN 978-3-942036-25-2
- 222 Wolff, Markus: *Multi-scale modeling of two-phase flow in porous media including capillary pressure effects*, 2013, ISBN 978-3-942036-26-9
- 223 Mosthaf, Klaus Roland: *Modeling and analysis of coupled porous-medium and free flow with application to evaporation processes*, 2014, ISBN 978-3-942036-27-6
- 224 Leube, Philipp Christoph: *Methods for Physically-Based Model Reduction in Time: Analysis, Comparison of Methods and Application*, 2013, ISBN 978-3-942036-28-3
- 225 Rodríguez Fernández, Jhan Ignacio: *High Order Interactions among environmental variables: Diagnostics and initial steps towards modeling*, 2013, ISBN 978-3-942036-29-0
- 226 Eder, Maria Magdalena: *Climate Sensitivity of a Large Lake*, 2013, ISBN 978-3-942036-30-6
- 227 Greiner, Philipp: *Alkoholinjektion zur In-situ-Sanierung von CKW Schadensherden in Grundwasserleitern: Charakterisierung der relevanten Prozesse auf unterschiedlichen Skalen*, 2014, ISBN 978-3-942036-31-3
- 228 Lauser, Andreas: *Theory and Numerical Applications of Compositional Multi-Phase Flow in Porous Media*, 2014, ISBN 978-3-942036-32-0
- 229 Enzenhöfer, Rainer: *Risk Quantification and Management in Water Production and Supply Systems*, 2014, ISBN 978-3-942036-33-7
- 230 Faigle, Benjamin: *Adaptive modelling of compositional multi-phase flow with capillary pressure*, 2014, ISBN 978-3-942036-34-4
- 231 Oladyshkin, Sergey: *Efficient modeling of environmental systems in the face of complexity and uncertainty*, 2014, ISBN 978-3-942036-35-1
- 232 Sugimoto, Takayuki: *Copula based Stochastic Analysis of Discharge Time Series*, 2014, ISBN 978-3-942036-36-8
- 233 Koch, Jonas: *Simulation, Identification and Characterization of Contaminant Source Architectures in the Subsurface*, 2014, ISBN 978-3-942036-37-5
- 234 Zhang, Jin: *Investigations on Urban River Regulation and Ecological Rehabilitation Measures, Case of Shenzhen in China*, 2014, ISBN 978-3-942036-38-2
- 235 Siebel, Rüdiger: *Experimentelle Untersuchungen zur hydrodynamischen Belastung und Standsicherheit von Deckwerken an überströmbaren Erddämmen*, 2014, ISBN 978-3-942036-39-9

- 236 Baber, Katherina: *Coupling free flow and flow in porous media in biological and technical applications: From a simple to a complex interface description*, 2014, ISBN 978-3-942036-40-5
- 237 Nuske, Klaus Philipp: *Beyond Local Equilibrium — Relaxing local equilibrium assumptions in multiphase flow in porous media*, 2014, ISBN 978-3-942036-41-2
- 238 Geiges, Andreas: *Efficient concepts for optimal experimental design in nonlinear environmental systems*, 2014, ISBN 978-3-942036-42-9
- 239 Schwenck, Nicolas: *An XFEM-Based Model for Fluid Flow in Fractured Porous Media*, 2014, ISBN 978-3-942036-43-6
- 240 Chamorro Chávez, Alejandro: *Stochastic and hydrological modelling for climate change prediction in the Lima region, Peru*, 2015, ISBN 978-3-942036-44-3
- 241 Yulizar: *Investigation of Changes in Hydro-Meteorological Time Series Using a Depth-Based Approach*, 2015, ISBN 978-3-942036-45-0
- 242 Kretschmer, Nicole: *Impacts of the existing water allocation scheme on the Limarí watershed – Chile, an integrative approach*, 2015, ISBN 978-3-942036-46-7
- 243 Kramer, Matthias: *Luftbedarf von Freistrahlturbinen im Gegendruckbetrieb*, 2015, ISBN 978-3-942036-47-4
- 244 Hommel, Johannes: *Modeling biogeochemical and mass transport processes in the subsurface: Investigation of microbially induced calcite precipitation*, 2016, ISBN 978-3-942036-48-1
- 245 Germer, Kai: *Wasserinfiltration in die ungesättigte Zone eines makroporösen Hanges und deren Einfluss auf die Hangstabilität*, 2016, ISBN 978-3-942036-49-8
- 246 Hörning, Sebastian: *Process-oriented modeling of spatial random fields using copulas*, 2016, ISBN 978-3-942036-50-4
- 247 Jambhekar, Vishal: *Numerical modeling and analysis of evaporative salinization in a coupled free-flow porous-media system*, 2016, ISBN 978-3-942036-51-1
- 248 Huang, Yingchun: *Study on the spatial and temporal transferability of conceptual hydrological models*, 2016, ISBN 978-3-942036-52-8
- 249 Kleinknecht, Simon Matthias: *Migration and retention of a heavy NAPL vapor and remediation of the unsaturated zone*, 2016, ISBN 978-3-942036-53-5
- 250 Kwakye, Stephen Oppong: *Study on the effects of climate change on the hydrology of the West African sub-region*, 2016, ISBN 978-3-942036-54-2
- 251 Kissinger, Alexander: *Basin-Scale Site Screening and Investigation of Possible Impacts of CO<sub>2</sub> Storage on Subsurface Hydrosystems*, 2016, ISBN 978-3-942036-55-9
- 252 Müller, Thomas: *Generation of a Realistic Temporal Structure of Synthetic Precipitation Time Series for Sewer Applications*, 2017, ISBN 978-3-942036-56-6
- 253 Grüninger, Christoph: *Numerical Coupling of Navier-Stokes and Darcy Flow for Soil-Water Evaporation*, 2017, ISBN 978-3-942036-57-3
- 254 Suroso: *Asymmetric Dependence Based Spatial Copula Models: Empirical Investigations and Consequences on Precipitation Fields*, 2017, ISBN 978-3-942036-58-0
- 255 Müller, Thomas; Mosthaf, Tobias; Gunzenhauser, Sarah; Seidel, Jochen; Bárdossy, András: *Grundlagenbericht Niederschlags-Simulator (NiedSim3)*, 2017, ISBN 978-3-942036-59-7
- 256 Mosthaf, Tobias: *New Concepts for Regionalizing Temporal Distributions of Precipitation and for its Application in Spatial Rainfall Simulation*, 2017, ISBN 978-3-942036-60-3
- 257 Fenrich, Eva Katrin: *Entwicklung eines ökologisch-ökonomischen Vernetzungsmodells für Wasserkraftanlagen und Mehrzweckspeicher*, 2018, ISBN 978-3-942036-61-0
- 258 Schmidt, Holger: *Microbial stabilization of lotic fine sediments*, 2018, ISBN 978-3-942036-62-7

- 259 Fetzer, Thomas: *Coupled Free and Porous-Medium Flow Processes Affected by Turbulence and Roughness – Models, Concepts and Analysis*, 2018, ISBN 978-3-942036-63-4
- 260 Schröder, Hans Christoph: *Large-scale High Head Pico Hydropower Potential Assessment*, 2018, ISBN 978-3-942036-64-1
- 261 Bode, Felix: *Early-Warning Monitoring Systems for Improved Drinking Water Resource Protection*, 2018, ISBN 978-3-942036-65-8
- 262 Gebler, Tobias: *Statistische Auswertung von simulierten Talsperrenüberwachungsdaten zur Identifikation von Schadensprozessen an Gewichtsstaumauern*, 2018, ISBN 978-3-942036-66-5
- 263 Harten, Matthias von: *Analyse des Zuppinger-Wasserrades – Hydraulische Optimierungen unter Berücksichtigung ökologischer Aspekte*, 2018, ISBN 978-3-942036-67-2
- 264 Yan, Jieru: *Nonlinear estimation of short time precipitation using weather radar and surface observations*, 2018, ISBN 978-3-942036-68-9
- 265 Beck, Martin: *Conceptual approaches for the analysis of coupled hydraulic and geomechanical processes*, 2019, ISBN 978-3-942036-69-6
- 266 Haas, Jannik: *Optimal planning of hydropower and energy storage technologies for fully renewable power systems*, 2019, ISBN 978-3-942036-70-2
- 267 Schneider, Martin: *Nonlinear Finite Volume Schemes for Complex Flow Processes and Challenging Grids*, 2019, ISBN 978-3-942036-71-9
- 268 Most, Sebastian Christopher: *Analysis and Simulation of Anomalous Transport in Porous Media*, 2019, ISBN 978-3-942036-72-6
- 269 Buchta, Rocco: *Entwicklung eines Ziel- und Bewertungssystems zur Schaffung nachhaltiger naturnaher Strukturen in großen sandgeprägten Flüssen des norddeutschen Tieflandes*, 2019, ISBN 978-3-942036-73-3
- 270 Thom, Moritz: *Towards a Better Understanding of the Biostabilization Mechanisms of Sediment Beds*, 2019, ISBN 978-3-942036-74-0
- 271 Stolz, Daniel: *Die Nullspannungstemperatur in Gewichtsstaumauern unter Berücksichtigung der Festigkeitsentwicklung des Betons*, 2019, ISBN 978-3-942036-75-7

Die Mitteilungshefte ab der Nr. 134 (Jg. 2005) stehen als pdf-Datei über die Homepage des Instituts: [www.iws.uni-stuttgart.de](http://www.iws.uni-stuttgart.de) zur Verfügung.