



Eva Maria Dorfmann, BSc

Zugkriechen von Beton in Abhängigkeit der Spannungsgeschichte

MASTERARBEIT

zur Erlangung des akademischen Grades

Diplom-Ingenieurin

Masterstudium Bauingenieurwissenschaften - Konstruktiver Ingenieurbau

eingereicht an der

Technischen Universität Graz

Betreuer

Ass.Prof. Dipl.-Wirtsch.-Ing. Dr.techn. Dirk Schlicke

Institut für Betonbau

Fakultät für Bauingenieurwissenschaften

EIDESSTATTLICHE ERKLÄRUNG

AFFIDAVIT

Ich erkläre an Eides statt, dass ich die vorliegende Arbeit selbstständig verfasst, andere als die angegebenen Quellen/Hilfsmittel nicht benutzt, und die den benutzten Quellen wörtlich und inhaltlich entnommenen Stellen als solche kenntlich gemacht habe. Das in TUGRAZonline hochgeladene Textdokument ist mit der vorliegenden Masterarbeit identisch.

I declare that I have authored this thesis independently, that I have not used other than the declared sources/resources, and that I have explicitly indicated all material which has been quoted either literally or by content from the sources used. The text document uploaded to TUGRAZonline is identical to the present master's thesis.

Datum / Date

Unterschrift / Signature

Danksagung

An dieser Stelle möchte ich mich ganz herzlich bei allen bedanken, die mich bei der Erstellung dieser Arbeit unterstützt haben.

Zu Beginn danke ich meinem Betreuer Ass. Prof. Dr. Dirk Schlicke für die Wahl des Themas, für die tatkräftige Unterstützung während der Versuchsdurchführung und für die hervorragende fachliche Betreuung. Außerdem möchte ich mich bei allen Mitarbeitern des Instituts für Betonbau bedanken, die bei der Versuchskörperherstellung mitgeholfen haben.

Des Weiteren bedanke ich mich auch bei den Mitarbeitern des Labors für konstruktiven Ingenieurbau, ohne deren Hilfe die Durchführung des Versuchs nicht möglich gewesen wäre.

Ein besonderer Dank gilt natürlich meinen Eltern Donata und Hubert, für die finanzielle, aber vor allem auch für die moralische Unterstützung während meiner gesamten Studienzzeit. Danken möchte ich an dieser Stelle auch meinem Bruder Elias, sowie meinen Freunden und Studienkollegen, auf deren Unterstützung ich immer zählen konnte.

Kurzfassung

In der vorliegenden Masterarbeit wird das Kriechverhalten des Betons unter Zugbeanspruchung untersucht. Besonderer Fokus liegt dabei auf dem Einfluss der Spannungsgeschichte, die massigere Bauteile im Erhärungszeitraum erfahren. Diese ist durch einen allmählichen Aufbau von Zugbeanspruchung mit zunehmendem Temperatúrausgleich nach Abklingen der Hydratation sowie gleichzeitig auftretendem Schwinden gekennzeichnet.

Ob sich das Zugkriechen im Falle dieser Zwangbeanspruchung vom Kriechverhalten unter Druck unterscheidet, wird in der Fachwelt kontrovers diskutiert. Darüber hinaus besteht die Frage, inwiefern sich das Zugkriechen infolge eines allmählichen Spannungsaufbaus vom Kriechverhalten unter einstufig aufgebrachtter Zugbeanspruchung unterscheidet, wenngleich das maximale Spannungsniveau ident ist.

Im Zuge des durchgeführten Versuchsprogrammes wurden diese Fragen speziell untersucht und in weiterer Folge durch die Auswertung der Messergebnisse beantwortet. Es wird insbesondere gezeigt, dass die Kriechverformung signifikant von der Belastungsgeschichte beeinflusst wird. Im Gegensatz zum heutigen Verständnis des Kriechens von Beton werden bei einstufiger Belastung trotz späterem Belastungsalter größere Kriechverformungen erreicht, als bei mehrstufigem Aufbringen der Last im deutlich früheren Belastungsalter.

Die gemessenen Kriechdehnungen werden schließlich mit den normativen Vorhersagemodellen verglichen. Die bestehenden normativen Modelle für das zeitabhängige Verformungsverhalten von Beton basieren auf empirischen Produktansätzen und berücksichtigen die unterschiedlichen Einflussfaktoren nur durch Festigkeitsklasse, Zementklasse und relative Luftfeuchtigkeit. Für die Betrachtung von Spannungsgeschichten kann die resultierende Kriechverformung außerdem über das Superpositionsprinzip bestimmt werden. Insgesamt kann mit den Ergebnissen dieser Arbeit gezeigt werden, dass eine präzise Vorhersage der Kriechverformung infolge der, in der vorliegenden Arbeit untersuchten Belastungsgeschichte, mit den normativen Vorhersagemodellen nicht möglich ist.

Mit Blick auf die Bemessung von Stahlbeton zeigt diese Arbeit auf, dass die oftmals reduzierend angesetzte Relaxation der erhärtungsbedingten Zwangskraft sehr gering ausfallen kann. Für die Beurteilung der Rissgefahr bzw. die Quantifizierung der aufzunehmenden Verformung bei der Rissbreitenbegrenzung infolge Zwangs sollte die Größe der Relaxation der erhärtungsbedingten Zwangskraft mit Vorsicht gewählt werden.

Abstract

Tensile creep of concrete depending on the stress history

The present master's thesis deals with the creep behavior of concrete under tension. The focus is set on the influence of the stress history according to the hardening of the concrete. In particular, this thesis deals with a reliable determination of the tensile creep to be expected due to temperature equalization and shrinkage.

Whether tensile creep will differ from compressive creep is controversially discussed among experts. In addition, it would be desirable to know whether tensile creep according to a gradual stress build-up differs from tensile creep according to an abrupt stress build-up, although the maximum stress level is identical in both cases. In the course of the experimental program carried out, these questions were specifically examined and subsequently answered by evaluating the results of the measurements. In particular, it is shown that the creep deformation is significantly influenced by the loading history. In contrast to today's understanding of the creep of concrete, however, it is shown that in the case of an abrupt stress build-up, despite a higher effective age at loading, larger creep deformations are achieved than in the case of gradual stress build-up at a significantly earlier concrete age. Finally, shrinkage and creep deformations of the samples were compared to the normative prediction models. The normative models that are currently being used for the prediction of creep are based on a product type approach. For simplicity, the influencing parameters of these models are restricted to concrete strength, the cement type, and the relative humidity of the ambient environment. For the consideration of stress histories, the resulting creep strains can also be determined by the superposition principle. Overall, the results of this thesis show that a precise prediction of the creep strains of the herein considered stress history is not possible with the normative prediction models.

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	1
1.1	Motivation	1
1.2	Aufbau der Arbeit	2
2	Grundlagen	3
2.1	Allgemeines	3
2.1.1	Spannungsentwicklung im jungen Beton	4
2.2	Normative Behandlung von Betonverformungen	6
2.2.1	Schwinden	6
2.2.2	Kriechen	10
2.3	Weiterführende Überlegungen zum tatsächlichen viskoelastischen Materialverhalten	12
2.3.1	Kriechmechanismus	12
2.3.2	Kriechmodelle	15
2.3.3	Rheologische Modelle zur Beschreibung der Kriechverformung	16
2.3.4	Abgrenzung von Druck- und Zugkriechen	18
2.4	Einfluss der Viskoelastizität auf die Spannungsgeschichte im Erhärtungszeitraum	19
3	Experimentelle Untersuchung	22
3.1	Versuchsbeschreibung	22
3.2	Probenherstellung und -vorbereitung	23
3.2.1	Beschreibung der Versuchskörper	23
3.2.2	Verwendeter Beton	24
3.2.3	Herstellung der Versuchskörper	24
3.3	Aufbau	27
3.4	Messtechnik	28
3.4.1	Kraftmessdose zur manuellen Steuerung der mehrstufigen Belastung	28
3.4.2	Verformungsmessung	28
3.5	Versuchsdurchführung	30
4	Ergebnisse der experimentellen Untersuchung	32
4.1	Allgemeines	32
4.2	Messergebnisse	32
4.2.1	Dehnung der Versuchskörper	32
4.2.2	Spaltzugfestigkeit und effektives Alter	33
4.2.3	Raumklima	35

4.3	Plausibilitätsüberprüfung der Messergebnisse	35
5	Auswertung der Versuchsergebnisse	36
5.1	Allgemeines	36
5.2	Lastabhängige Verformung	37
5.3	Gegenüberstellung des Zugkriechens infolge unterschiedlicher Belastungs- schichten	39
6	Interpretation, Nachrechnung und Schlussfolgerung für die Bemessung	41
6.1	Einfluss der Belastungsgeschichte auf das Zugkriechen von Beton	41
6.2	Vergleich der Versuchsergebnisse mit den bestehenden Modellen aus Euro- code und Model Code	42
6.2.1	Bestimmung von h_0 aus den gemessenen Schwindverformungen . . .	42
6.2.2	Nachrechnung des Kriechens im einstufigen Versuch	43
6.2.3	Nachrechnung des Kriechens im mehrstufigen Versuch	44
6.3	Schlussfolgerung für die Bemessung	49
7	Zusammenfassung und Ausblick	50
7.1	Zusammenfassung	50
7.2	Ausblick	51

1 Einleitung

1.1 Motivation

In der Erhärtingsphase entstehen durch Hydratation des Zements und die damit einhergehende Wärmeentwicklung Zwangsspannungen im Beton. Diese Zwangsspannungen können kritische Zugspannungen erreichen, die bei Überschreiten der Zugfestigkeit des Betons zur Rissbildung führen. Durch Rissbildung können in weiterer Folge die Dauerhaftigkeit und unter Umständen auch die Tragfähigkeit negativ beeinflusst werden. Eine wichtige Rolle bei der Entwicklung dieser Spannungen spielt das viskoelastische Materialverhalten des Betons. Dieses viskoelastische Verhalten äußert sich in einer Dehnungszunahme bei Beanspruchung, die im Allgemeinen als Kriechen bezeichnet wird. Mit Blick auf Zwangsbeanspruchungen führt dieses Kriechen zu Relaxation, was einen großen Einfluss auf die tatsächliche Beanspruchung und damit auf die Dauerhaftigkeit des Bauteils hat.

Bis heute sind jedoch die strukturellen, für das Kriechen verantwortlichen Mechanismen nicht eindeutig und widerspruchsfrei geklärt und vor allem das Verständnis über das tatsächliche Langzeitverhalten des Betons unter Zugbeanspruchung ist begrenzt. Dieser begrenzte Wissensstand spiegelt sich auch in der Vielzahl unterschiedlicher, meist empirischer Formulierungen in Bezug auf die Vorhersage der Kriechverformungen wider. Physikalisch nachgewiesene Mechanismen und Zusammenhänge sind darin oft nur ansatzweise enthalten.

Die im Zuge des Forschungsvorhabens „Mindestbewehrung unter Zwangsbeanspruchung“ des Instituts für Betonbau der TU Graz durchgeführten Zwangrahmenversuche [TSN16] haben außerdem gezeigt, dass die Relaxation erhärtingsbedingt aufgebauter Zugbeanspruchungen entgegen der Erwartung sehr gering ausfällt, obwohl ein vergleichsweise hohes Spannungsniveau vorliegt. Diese Beobachtung lässt darauf schließen, dass die derzeit bestehenden Modelle das Zugkriechen von Beton unter Zwangsbeanspruchung nicht zutreffend abbilden. Mit Blick auf die Beurteilung der Rissgefahr sowie der Begrenzung der Rissbreite infolge Zwangsbeanspruchung muss diese Beobachtung sehr kritisch gesehen werden, wie in Abb. 1.1 [STN16] schematisch veranschaulicht.

Mit gezielten Versuchen zum Zugkriechen unter langsam, gemäß üblicher Spannungsgeschichten, aufgebauter Zugbeanspruchung und Zugkriechen bei einstufiger Belastung mit gleichem Spannungsniveau soll diesen Beobachtungen deshalb im Rahmen der vorliegenden Arbeit nachgegangen werden.

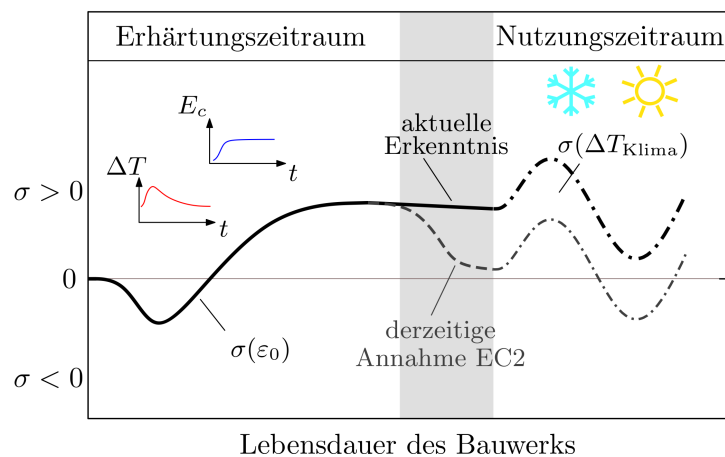


Abb. 1.1: Spannungsgeschichte in zwangbeanspruchten Betonbauteilen nach [STN16]

Die vorliegende Arbeit beinhaltet sowohl eine detaillierte Betrachtung der normativen Vorhersagemodelle zur Beschreibung der zeitlichen Entwicklung des Kriechens und des Schwindens, als auch gezielte experimentelle Untersuchungen zum tatsächlichen Materialverhalten. Die qualitative Bestimmung des Zugkriechens infolge eines realistischen Zwangkraftaufbaus und der Vergleich mit der Entwicklung der Kriechverformung bei einstufiger Belastung, sowie deren Auswertung auf Grundlage der normativen Vorhersagemodelle sollen letztendlich Aufschluss darüber geben, inwiefern sich die Belastungsgeschichte auf das Zugkriechen des Betons auswirkt.

1.2 Aufbau der Arbeit

Die vorliegende Arbeit gliedert sich in sechs Kapitel. Zunächst wird in Kapitel 2 ein allgemeiner Überblick über die bestehende Literatur zum Thema Kriechen von Beton gegeben. Außerdem erfolgt im Zuge der Literaturstudie eine Untersuchung der bestehenden normativen Vorhersagemodelle.

In den Kapiteln 3 und 4 werden der durchgeführte Versuch und die daraus gewonnenen Messergebnisse vorgestellt. Anschließend werden die Ergebnisse in Kapitel 5 ausgewertet und miteinander verglichen. In Kapitel 6 erfolgt schließlich eine Interpretation der zuvor ausgewerteten Ergebnisse durch den Vergleich mit den bestehenden Modellen aus [EC2] und [MC2010]. Außerdem werden die Messergebnisse einer Nachrechnung auf Grundlage der normativen Vorhersagemodelle gegenübergestellt.

Eine Zusammenfassung der Erkenntnisse des Versuches, sowie ein Ausblick auf mögliche zukünftige Forschungsarbeiten in Kapitel 7 bilden den Abschluss der Arbeit.

2 Grundlagen

2.1 Allgemeines

Die Gesamtverformung eines Betonbauteils zum Zeitpunkt t setzt sich aus mehreren Teilen zusammen: der elastischen und thermischen Verformung, der Schwindverformung und der Kriechverformung (Abb. 2.1). Diese Komponenten lassen sich einerseits in einen zeitabhängigen und einen zeitunabhängigen, andererseits in einen spannungsabhängigen und einen spannungsunabhängigen Verformungsanteil zusammenfassen.

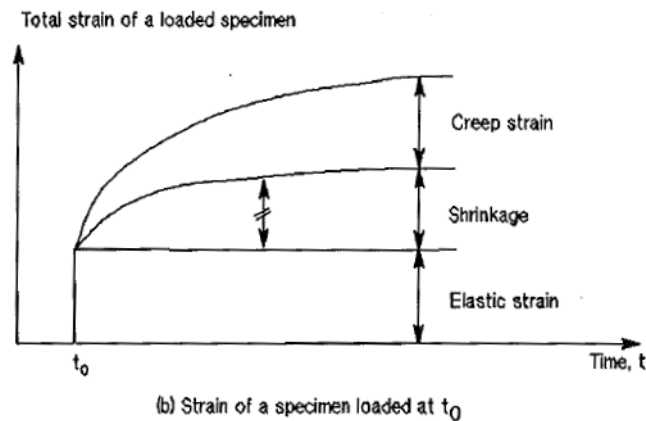


Abb. 2.1: Gesamtverformung eines Betonelements [Yu91]

Die Gesamtverformung zu einem beliebigen Zeitpunkt t , mit Belastungsbeginn t_0 bei konstanter Temperatur setzt sich daher aus verschiedenen Anteilen zusammen und ergibt sich aus:

$$\varepsilon_{c,ges}(t) = \varepsilon_{c,el}(t_0) + \varepsilon_{cs}(t, t_0) + \varepsilon_{cc}(t) \quad (2.1)$$

$\varepsilon_{c,ges}$	Gesamtverformung
$\varepsilon_{c,el}$	elastische Verformung
ε_{cs}	Schwindverformung
ε_{cc}	Kriechverformung

Zeitabhängiges Verformungsverhalten von Beton

Beton ist ein viskoelastischer Baustoff und besitzt somit ein zeitabhängiges Materialverhalten. Die zeitabhängigen Eigenschaften werden dabei vor allem von der Zementmatrix

beeinflusst. Üblicherweise unterscheidet man bei den zeitabhängigen Verformungen zwischen Schwinden und Kriechen. Der Schwerpunkt der vorliegenden Arbeit liegt auf der Untersuchung der Kriechverformung, doch aufgrund der gleichzeitigen Wirkung von Schwinden und Kriechen können beide Verformungsanteile nicht unabhängig voneinander beobachtet werden. Im Umkehrschluss kann durch eine kombinierte Betrachtung von Schwinden und Kriechen zugleich das zeitabhängige Verhalten von Beton realitätsnäher erfasst werden. Für eine möglichst realitätsnahe Modellierung der Kriechverformung ist somit eine gewisse Kenntnis des Schwindverhaltens erforderlich. Daher wird im Folgenden neben den Modellvorstellungen des Kriechens auch ein kurzer Überblick über das Schwindverhalten des Betons gegeben, sowie auf dessen normative Vorhersagemodelle eingegangen.

Bei Belastung des Betons folgt auf die unmittelbare elastische Verformung eine weitere Verformung, welche mit der Zeit zunimmt. Diese zeit- und spannungsabhängige Verformung wird als Kriechverformung bezeichnet. Da die gesamte Kriechverformung von Beton im Allgemeinen größer als die elastische Verformung ist, stellt Kriechen einen maßgeblichen Anteil der Gesamtverformung dar. Auf das Kriechverhalten des Betons wird in 2.3 noch detailliert eingegangen.

Das Schwinden hingegen bezeichnet eine zeitabhängige Volumenverringerung des Betons ohne äußerer Lasteinwirkung. Schwindverformungen werden hauptsächlich durch Austrocknungsprozesse (Trocknungsschwinden) und durch chemische Prozesse bei der Zementhydratation (autogenes Schwinden) hervorgerufen und sind belastungsunabhängig. Weitere Schwindanteile stellen das Kapillarschwinden (plastische Schwinden, welches im frischen Beton auftritt) und das Karbonatisierungsschwinden (Reaktion der Hydratationsprodukte mit dem Kohlendioxid der Umgebungsluft) dar. Nach [MHKB15] kann aber davon ausgegangen werden, dass ihr Einfluss auf die gesamte Schwindverformung aufgrund ihres geringen Wertes bei üblichen Bauteilabmessungen nur eine untergeordnete Rolle spielt. In den normativen Vorhersagemodellen werden diese Anteile nicht eigens angeführt.

2.1.1 Spannungsentwicklung im jungen Beton

Durch die Temperaturentwicklung im Hydratationsprozess und durch Schwindverformungen erfährt der junge Beton in der Aushärtungsphase Volumenänderungen. Diese Veränderungen führen bei verformungsbehinderten Bauteilen, zum Beispiel bei Bodenplatten und Wänden, zum Aufbau von Zwangsspannungen.

Im Zeitverlauf betrachtet führt die Temperaturentwicklung zunächst zur Erwärmung und damit zur Ausdehnung des Bauteils, anschließend kühlt das Bauteil auf Umgebungstemperatur ab und verkürzt sich. Eine Behinderung dieser thermischen Verformungen führt, vor allem bei massigen Bauteilen zu einer ausgeprägten Spannungsgeschichte mit anfänglichen Druckspannungen bzw. mit späteren Zugspannungen bei Abkühlung.

Parallel dazu erfährt das Betonbauteil eine Schwindverformung, d. h. eine zusätzliche Verkürzung. Anfangs wirkt diese Schwindverformung der Ausdehnung entgegen, was zu einer Reduzierung der Druckspannungen führt. In weiterer Folge, bei Beginn der Abkühlung, wirken thermische Verformung und Schwindverformung in dieselbe Richtung.

Repräsentative Verläufe der Wärmeentwicklung, der davon abhängigen Entwicklung der Spannungen, sowie gleichzeitig auftretender freier Dehnung (teilweiser Zwang) und Elastizitätsmodul sind in Abbildung 2.2 dargestellt.

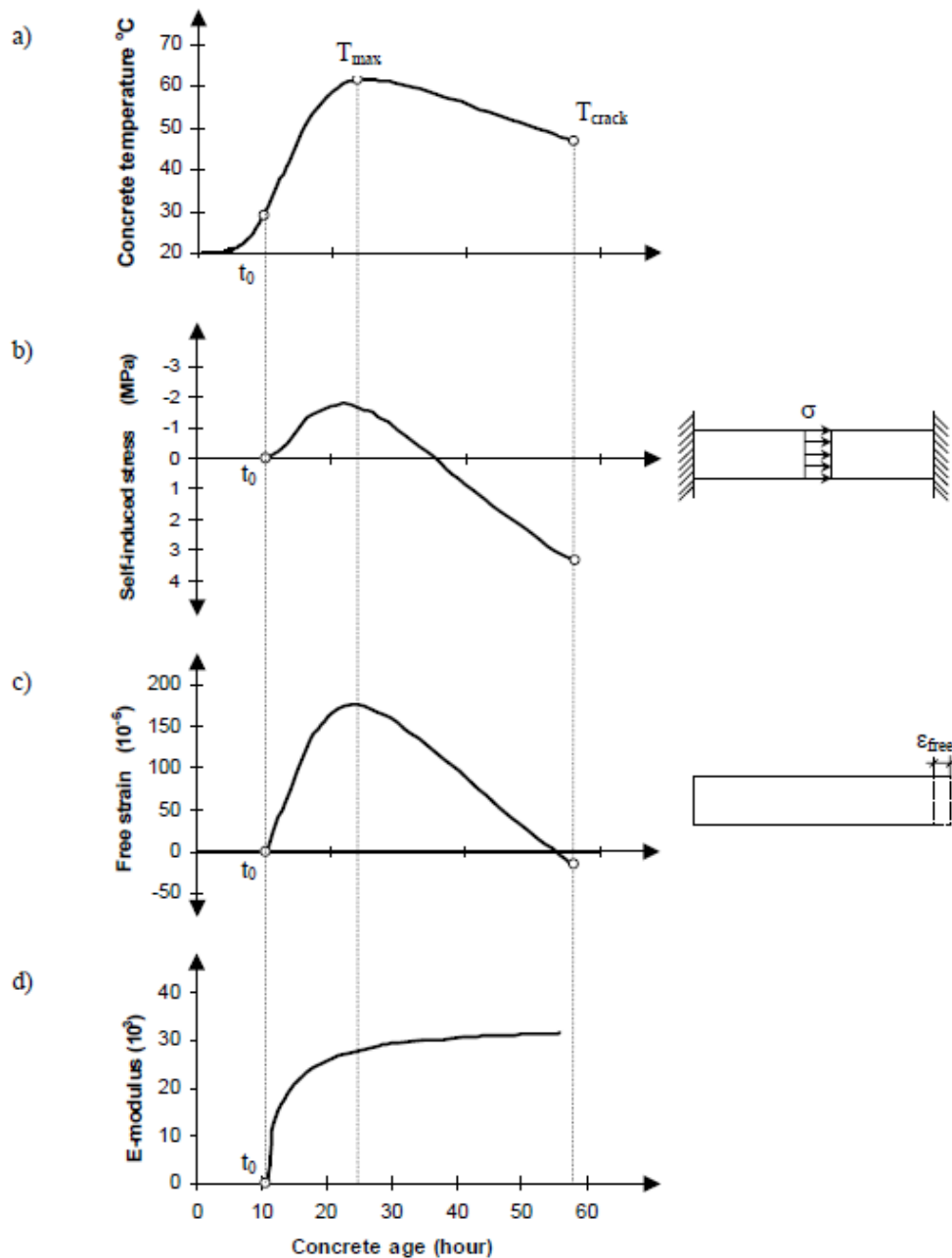


Abb. 2.2: Temperatur-, Spannungs-, Dehnungs- und E-Modulentwicklung nach [At03]

Das zeitabhängige Kriechverhalten des Betons beeinflusst die beschriebene Spannungsentwicklung im jungen Beton wesentlich. Darüberhinaus wird die verbleibende Zwangsspannung im Bauteil ebenfalls vom Kriechen unter dem vorhandenen Spannungsniveau geprägt. Letzteres unterliegt auch dem Einfluss der Belastungsgeschichte. Eine zu günstige Modellierung des Kriechverhaltens kann zu einer Überschätzung des Spannungsabbaus und somit zu einer Unterschätzung der tatsächlich wirkenden Zugspannungen führen. Die folgende Untersuchung konzentriert sich daher auf das Kriechverhalten des Betons unter Zugbeanspruchungen mit besonderem Fokus auf den Einfluss der Belastungsgeschichte.

2.2 Normative Behandlung von Betonverformungen

Die Schwind- und Kriechverformungen, sowie deren zeitlicher Verlauf werden einerseits von den Materialeigenschaften des Betons (Bindemittelart und -gehalt, W/Z-Wert, Porosität, Steifigkeit des Zuschlagstoffes), andererseits aber auch von äußeren Einflussgrößen (Temperatur, relative Luftfeuchtigkeit, Massigkeit des Bauteils) bestimmt. Eine präzise Berechnung des tatsächlichen Schwindens und Kriechens ist daher nur durch genaue Kenntnis dieser Materialparameter, der Umgebungsbedingungen, sowie der Spannungsgeschichte und des Belastungsalters möglich. Für die praktische Anwendung werden in [MC2010] und [EC2] empirische Produktansätze für die Berechnung von Kriechen und Schwinden vorgesehen, welche sich auf verschiedene Versuchsergebnisse und Parameterstudien stützen.

Im Folgenden werden die Berechnungsverfahren für Schwind- und Kriechverformungen in [MC2010] und [EC2] betrachtet und miteinander verglichen. Besonderer Fokus wird dabei auf den Einfluss der relativen Luftfeuchtigkeit und der Festigkeitsklasse gelegt. An dieser Stelle soll aber bereits angemerkt werden, dass sowohl das Modell in [EC2] als auch das Modell in [MC2010] keine explizite Unterscheidung zwischen Druck- und Zugkriechen vornimmt. Mit verschiedenen Versuchen konnte allerdings gezeigt werden, dass hiervon nicht uneingeschränkt ausgegangen werden kann, wie in Abschnitt 2.3 noch gezeigt wird.

2.2.1 Schwinden

Auf Bauteilebene kann das Schwinden des Betons in zwei Anteile gegliedert werden: das Trocknungsschwinden und das autogene Schwinden.

Das autogene Schwinden repräsentiert die Volumenreduktion des Bauteils infolge der Hydratation und resultiert maßgeblich aus der Volumensreduzierung des Zementleims. Es ist daher hauptsächlich vom verwendeten Zement und vom W/Z-Wert abhängig und setzt bei Erstarrungsbeginn des Betons ein. Die Entwicklung der autogenen Schwinddehnung geht mit der Entwicklung des Hydratationsgrades einher, wobei sich die maßgeblichen Anteile im Zeitraum von einigen Tagen bis zu einigen Wochen nach Erstarrungsbeginn einstellen. Das Trocknungsschwinden resultiert aus der Verdunstung chemisch ungebundenen Wassers im Porenraum des Zementsteins. Dies erfolgt über die Oberfläche des Betons, wobei davon ausgegangen werden kann, dass es erst beim Ausschalen bzw. bei Ende der Nachbehandlungen einsetzt. Maßgebliche Einflussfaktoren sind vor allem die relative Luftfeuchtigkeit, Alter des Betons, sowie die Form und die Massigkeit des Betonbauteils. Die Entwicklung des Trocknungsschwindens kann je nach Massigkeit Monate bis zu einigen Jahren andauern. Bei normalfestem Beton bildet das Trocknungsschwinden den Hauptanteil der Schwindverformung, bei hochfestem Beton mit geringem W/Z-Wert ist hingegen das autogene Schwinden stärker ausgeprägt.

Gegenüberstellung von Eurocode und Model Code

Die Berechnung der Schwindverformung ist in den beiden Normen grundsätzlich sehr ähnlich geregelt und erfolgt durch Summieren der beiden Schwindanteile Trocknungsschwinden (*drying shrinkage*) und autogenes Schwinden (*basic shrinkage*). Hierfür gilt:

$$\varepsilon_{cs}(t, t_s) = \varepsilon_{cds}(t) + \varepsilon_{cbs}(t, t_s) \quad (2.2)$$

Für den Vergleich der zeitlichen Entwicklung des Schwindens zwischen [EC2] und [MC2010] wurden als Eingangsparameter exemplarisch folgende Werte gewählt:

$$\begin{aligned}
 f_{cm} &= 35 + 8 \text{ MN/m}^2 \text{ (C35/45)} \\
 RH &= 60\% \\
 \text{Zementart} &= \text{Klasse N} \\
 h_0 &= 200 \text{ mm} \\
 \text{Ausschalen} &= 7 \text{ Tage}
 \end{aligned}$$

Wie in Abb. 2.3 ersichtlich, ist die qualitative Entwicklung der Schwinddehnung nach den beiden Modellen, bei gleichen Eingangsparametern, sehr ähnlich. Deutlich zu erkennen ist hierbei, dass bei der eingegebenen relativen Luftfeuchtigkeit von 60%, das Trocknungsschwinden den maßgeblichen Anteil zur Schwindverformung darstellt und bei normalfestem Beton deutlich höhere Werte als das autogene Schwinden erreicht.

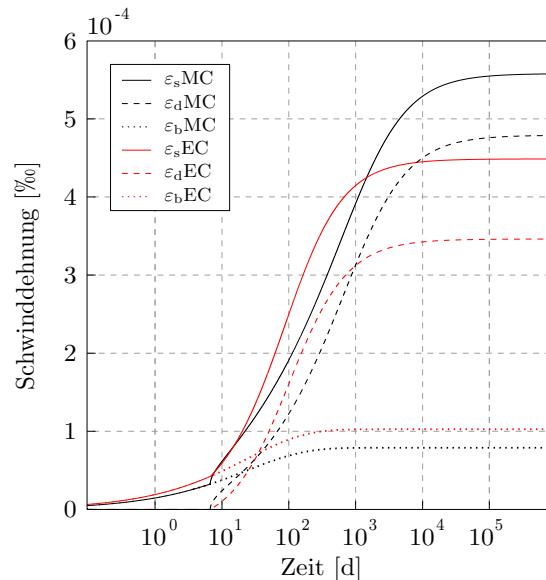


Abb. 2.3: Vergleich der Schwindverformung laut Eurocode bzw. ModelCode

Das Schwinden wird in EC2 und MC2010 in Abhängigkeit der Zementklasse modelliert, wobei gemäß 2.3 eine gute Übereinstimmung des qualitativen zeitlichen Verlaufs sowohl für das autogene Schwinden wie auch das Trocknungsschwinden zu erkennen ist. Quantitativ muss festgestellt werden, dass die Modelle einen erkennbaren Unterschied aufweisen. Während das autogene Schwinden gemäß MC2010 nur 80 % des autogenen Schwindens gemäß EC2 beträgt, so ist das Verhältnis beim Trocknungsschwinden umgekehrt, wobei der Unterschied 30 % beträgt. Da das Trocknungsschwinden im vorliegenden Fall dominiert, liegt das gesamte Schwinden nach EC2 etwas unter 80 % des gesamten Schwindens nach MC2010.

Der Endwert des autogenen Schwindens wird für die gewählte Festigkeitsklasse C35/45 bei beiden Modellen nach ca. einem Jahr erreicht. Die Dauer der Entwicklung der maßgeblichen Teile des Trocknungsschwindens unterscheidet sich allerdings in den Modellen. Betrachtet man beispielsweise die erforderliche Dauer, bis sich ca. 80 % des Endwerts des

Trocknungsschwindens einstellen, so unterstellt das Modell nach MC2010 im gewählten Szenario mehr als die doppelte Dauer von EC2.

Der Einfluss der relativen Luftfeuchtigkeit, der sich einzig auf das Trocknungsschwinden, nicht aber auf das autogene Schwinden auswirkt, ist in Abb. 2.4 dargestellt. Betonfestigkeit, Zementklasse und h_0 wurden hierfür gemäß den Eingangsgrößen konstant gehalten.

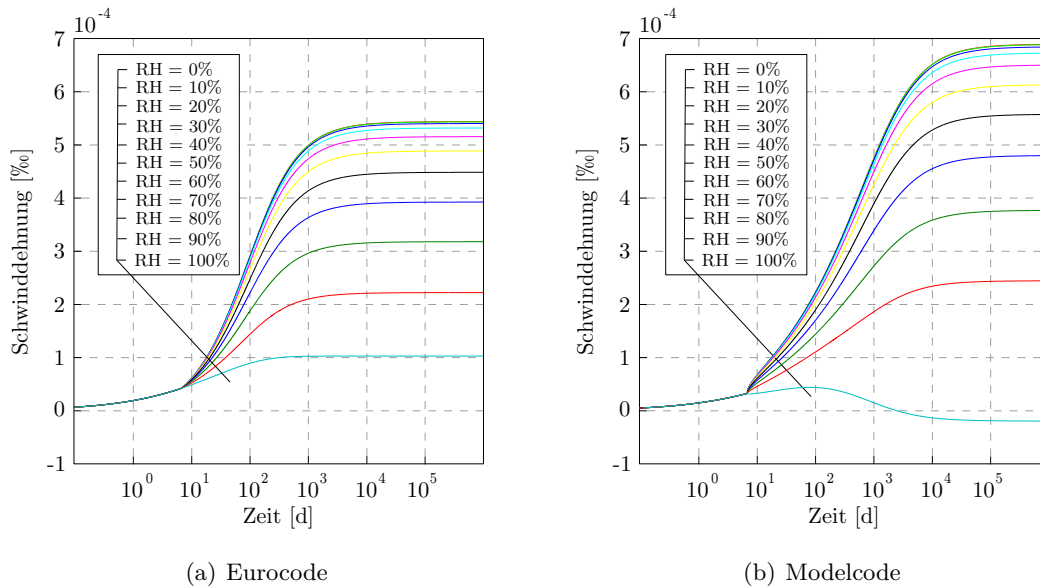
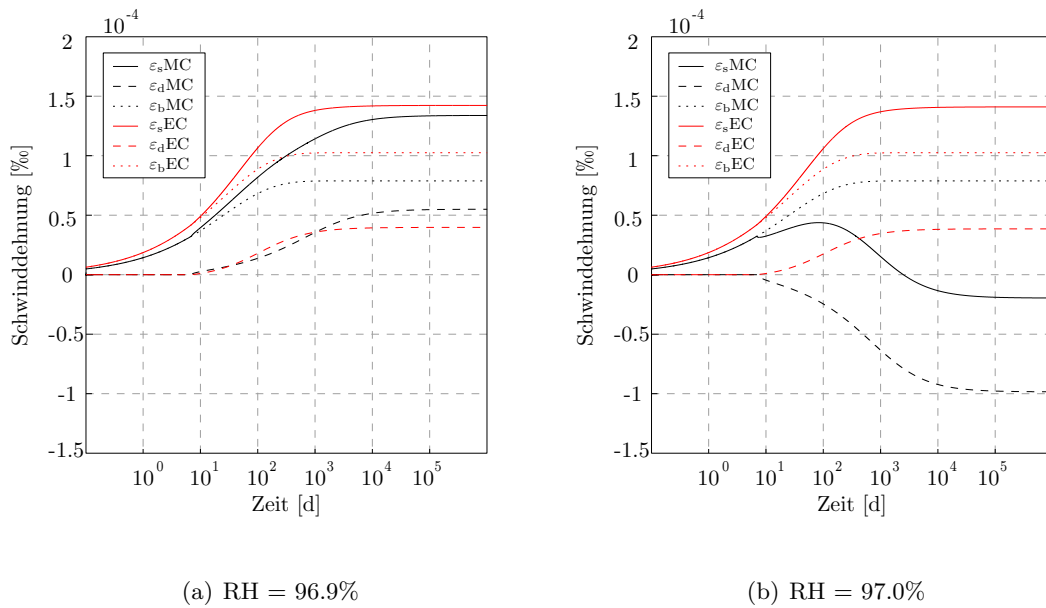


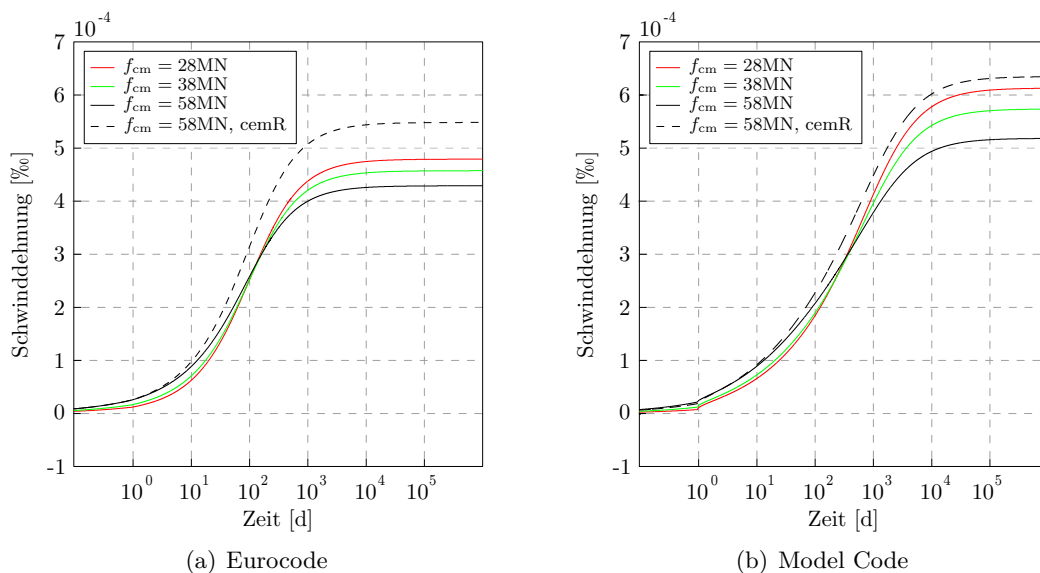
Abb. 2.4: Vergleich der Schwindverformung in Abhängigkeit der relativen Luftfeuchtigkeit

Wie bereits in Abb. 2.3 ersichtlich, kann man auch hier im Vergleich erkennen, dass die Schwinddehnungen laut MC2010, unabhängig vom Wert der relativen Luftfeuchtigkeit, immer größer sind als jene nach EC2. Ein anderer deutlicher Unterschied besteht hierbei in der Berechnung des Schwindens bei einem RH-Wert von 100%. Laut [EC2] liegt der Endschwindwert bei $RH = 100\%$ zwar deutlich unter jenem bei $RH = 90\%$, unterstellt aber immer noch eine Volumenreduktion des Betons. Im Gegensatz dazu, sieht die Berechnung laut Model Code einen Vorzeichenwechsel für eine relative Luftfeuchtigkeit von 100% vor. Es kommt folglich zum Quellen, d.h. zu einer Volumenzunahme des Betons.

Zum besseren Verständnis des Sprunges zwischen $RH = 90\%$ und $RH = 100\%$ wurde die Berechnung des Trocknungsschwindens laut Model Code genauer untersucht. Der Sprung zwischen Schwinden und Quellen erfolgt bei einer Grenz-Luftfeuchtigkeit, welche von der Betonfestigkeit abhängig ist. Im betrachteten Beispiel, bei einem Beton der Festigkeitsklasse C35/45 ($f_{cm} = 43 \text{ MNm}^2$), beträgt diese Grenz-Luftfeuchtigkeit 96.98 %.


Abb. 2.5: Vergleich der Schwinddehnung

Außerdem wurde die gesamte Schwinddehnung für unterschiedliche Festigkeitsklassen berechnet und in Abb. 2.6 dargestellt. Generell nimmt die gesamte Schwindverformung mit steigender Festigkeitsklasse ab. Lediglich zu Beginn ist anfängliches Schwinden, aufgrund des höheren autogenen Schwindanteils im Falle höherer Festigkeitsklasse, etwas stärker ausgeprägt. Durch das Einsetzen des Trocknungsschwindens ändert sich diese Entwicklung und die Gesamtschwinddehnung erreicht bei niedriger Festigkeitsklasse den höchsten Wert. Anzumerken ist in diesem Zusammenhang außerdem die große Zunahme der Schwinddehnung für Betone der Zementklasse R.


Abb. 2.6: Vergleich der Schwindverformung in Abhängigkeit der Festigkeitsklasse

2.2.2 Kriechen

Kriechen ist die zeitabhängige Dehnungszunahme von Beton unter Belastung. Im Allgemeinen wird davon ausgegangen, dass die Kriechverformung linear mit der Spannung zunimmt und erst ab einem Belastungsniveau von 40% bis 50 % der Festigkeit überproportional ansteigt (nicht-lineares Kriechen). Im Nutzungszeitraum des Bauwerks liegt die Spannung in der Regel unter diesem Wert und es kann daher mit linearem Kriechen gerechnet werden.

Gegenüberstellung von Eurocode und Model Code

In [EC2] und [MC2010] wird das Kriechen über eine Kriechzahl, die das Verhältnis der Kriechverformung zur anfänglichen elastischen Verformung beschreibt, abgebildet. Der zeitliche Verlauf der Kriechzahl basiert in [EC2] und [MC2010] auf Produktansätzen, das heißt, für die Bestimmung des Kriechens wird eine Kriechzahl mit einer Zeitfunktion multipliziert. Im Eurocode wird dabei eine Gesamtkriechzahl betrachtet, während das Vorhersagemodell des [MC2010] ähnlich dem Ansatz zur Berechnung der Schwindverformung zwischen Grundkriechen (*basic creep*) und Trocknungskriechen (*drying creep*) unterscheidet.

In der vorliegenden Betrachtung wurde der Verlauf der Kriechzahl $\varphi_c(t)$ mit den gleichen Eingangswerten wie im Vergleich des Schwindens ausgewertet. Der Belastungszeitpunkt t_0 wurde hierbei mit dem Zeitpunkt des Ausschalens (7 Tage) gleichgesetzt. Insgesamt wurden die Vorhersagemodelle wieder über einen Zeitraum von ca. 300 Jahren ausgewertet, wobei sich die Kriechzahlverläufe von EC2 und MC2010 bis zu einem Betonalter von ca. 10^4 Tagen (ca. 30 Jahre) sehr ähneln, wie in Abb. 2.7 ersichtlich.

Zu Beginn der Belastungsdauer steigen die Kriechverformungen rasch an, allerdings erreicht die Kriechzahl nach EC2 nach ca. 30 Jahren einen Endwert, während laut MC2010 die Kriechzahl immer weiter ansteigt. Auch in der Fachliteratur ist die Frage, ob das Kriechen gegen einen bestimmten Endwert konvergiert, nicht einstimmig geklärt.

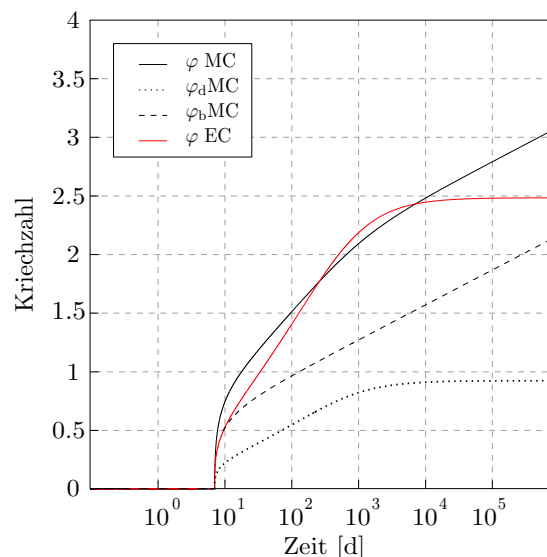


Abb. 2.7: Vergleich des Kriechwertes laut Eurocode bzw. ModelCode

Wie zuvor für das Schwinden, wurde auch für das Kriechen der Einfluss von relativer Luftfeuchtigkeit und Festigkeitsklasse untersucht und ist in Abb. 2.8 und Abb. 2.9 dargestellt.

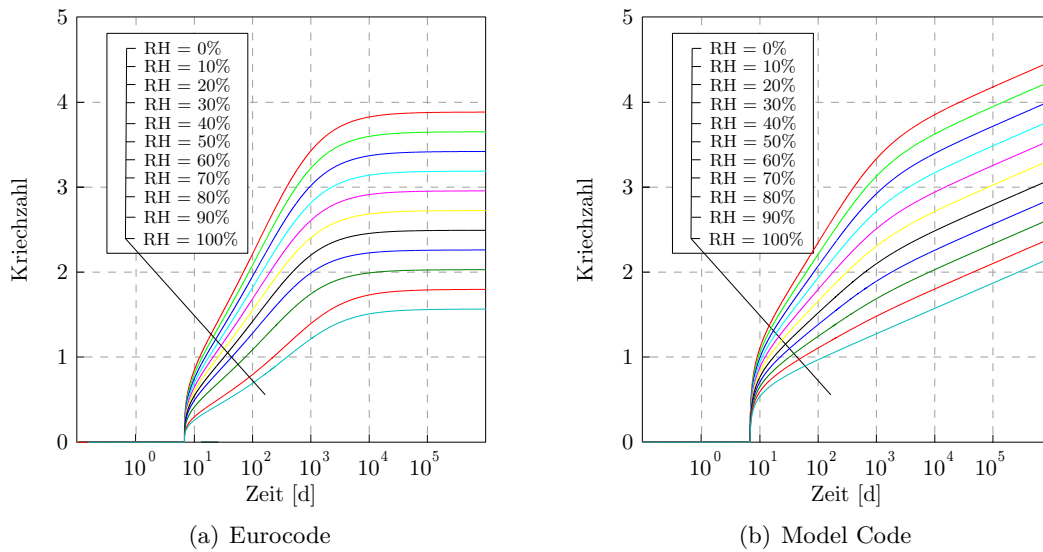


Abb. 2.8: Vergleich der Kriechzahl in Abhängigkeit der relativen Luftfeuchtigkeit

Neben dem Belastungsalter ist die relative Luftfeuchtigkeit einer der Haupteinflussfaktoren auf das Kriechverhalten von Beton gemäß EC2 und MC2010. Dabei gilt, je höher die relative Luftfeuchtigkeit ist, desto geringer ist die Kriechverformung des Betons. Dieses Verhalten kann durch das bei geringerer Luftfeuchte zunehmende Trocknungskriechen erklärt werden.

Alle aus der Betonzusammensetzung resultierende Einflüsse, wie W/Z-Wert, Zementsteinvolumen, Eigenschaften der Zuschläge u.ä. werden im Modell nicht ausdrücklich berücksichtigt und nur anhand der Betondruckfestigkeit erfasst. Als letzten Punkt bezüglich der normativen Vorhersagemodelle wird daher der Einfluss der Betonfestigkeit auf die Entwicklung der Kriechzahl (Abb. 2.9) betrachtet.

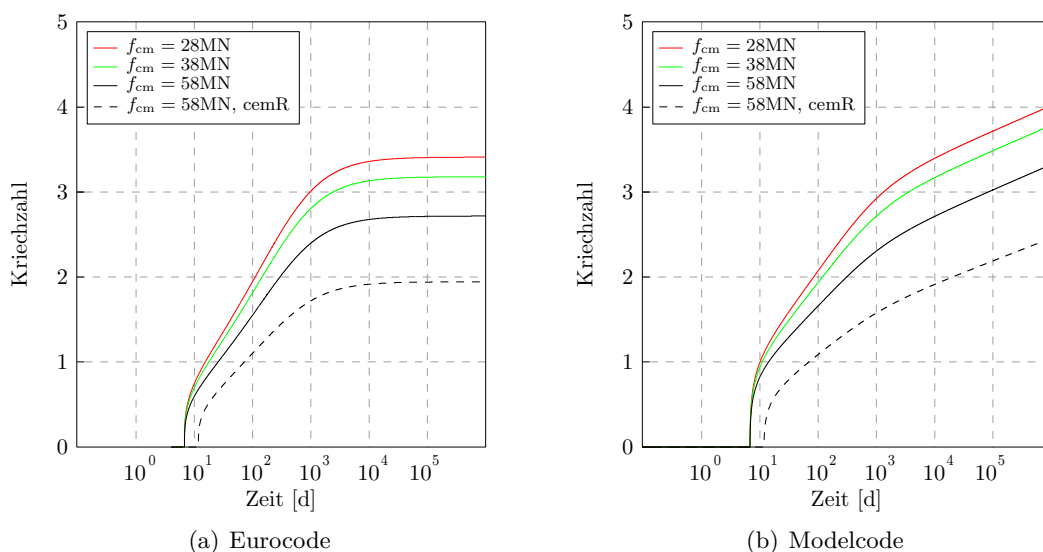


Abb. 2.9: Vergleich der Kriechzahl in Abhängigkeit der Festigkeitsklasse

Die Wahl der Festigkeitsklasse beeinflusst das Kriechverhalten des Betons erheblich. Implizit werden hierbei vor allem der Einfluss der geringeren Porosität bei höherer Festigkeitsklasse und die mit der Porosität zusammenhängende Umlagerung des Porenwassers bei der Entwicklung der Kriechverformungen abgebildet.

2.3 Weiterführende Überlegungen zum tatsächlichen viskoelastischen Materialverhalten

Im vorliegenden Kapitel wird ein Überblick über die bestehende Literatur und die darin angeführten Modelle und Erklärungen für das viskoelastische Verformungsverhalten von Beton gegeben. Im Unterschied zu der vorhandenen Literatur und den durchgeführten Forschungen bezüglich der Kriechverformungen von Beton unter Druckbeanspruchungen liegen jedoch weitaus weniger Forschungsarbeiten zum Thema Zugkriechen von Beton vor. Grund dafür ist einerseits die untergeordnete Bedeutung des Tragverhaltens des Betons unter Zugbeanspruchung, andererseits die vergleichsweise hohen Ansprüche und hohe Genauigkeit bei der Durchführung von Zugversuchen.

2.3.1 Kriechmechanismus

Das Kriechen erfolgt hauptsächlich im Zementstein des Betons, da die Gesteinskörnung im Allgemeinen ein elastisches Verformungsverhalten besitzt und daher nicht kriecht. Kriechverformungen sind teils auf reversible und teils auf irreversible Vorgänge in der Mikrostruktur des Betons zurückzuführen.

Aus physikalischer Sicht kann Kriechen in zwei Komponenten aufgeteilt werden: Grundkriechen und Trocknungskriechen (auch als *Pickett Effekt* bezeichnet). Grundkriechen findet ohne Feuchtigkeitsaustausch mit der Umgebung statt. Trocknungskriechen erfolgt hingegen durch Wasserabgabe an die umliegende Atmosphäre während der Belastung.

Ein weiterer allgemein anerkannter Aspekt ist die Unterteilung der Kriechverformung in Abhängigkeit des Belastungsniveaus in drei Phasen: Primär-, Sekundär- und Tertiärkriechen (Abb.2.10).

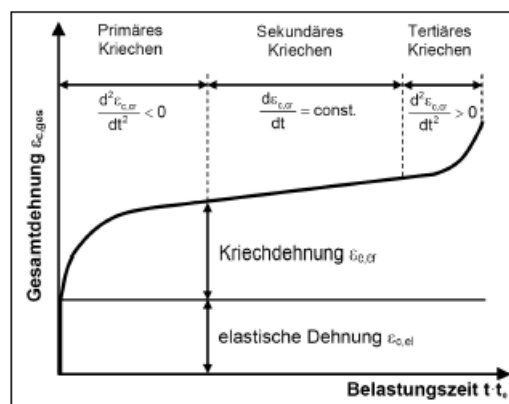


Abb. 2.10: Einteilung der Kriechdehnung in 3 Phasen [Ke11]

In der primären Phase, bei einem Belastungsniveau unterhalb der Dauerstandfestigkeit, nimmt die Kriechrate kontinuierlich ab. Bei weiterer Steigerung der Belastung stellt sich Sekundärkriechen ein. Der Bereich des sekundär Kriechens zeichnet sich durch eine konstante Kriechrate aus, d.h. die Kriechdehnung nimmt mit der Zeit linear zu. Anschließend geht das Kriechen, bei einer Belastung über ca. 85% der Festigkeit, in Teritärkriechen über. Die Kriechdehnung steigt hier überproportional an, die Rissbildung in der Zementmatrix nimmt zu und ein Versagen des Betons tritt ein. Betrachtete man Druckbeanspruchung, so wird die Spannung im Großteil der Bauwerke im Zuge des Gebrauchstauglichkeitsnachweises so begrenzt, dass die Kriechkurve meistens innerhalb des Primärkriech-Bereichs liegt. Für Zugkriechen werden diesbezüglich im Allgemeinen keine gesonderten Betrachtungen angestellt.

Die genauen Ursachen für das Kriechen von Beton sind bis heute noch nicht eindeutig geklärt. Nach dem aktuellen Wissensstand ist nicht ein Mechanismus allein für das Grundkriechen des Betons verantwortlich. Vielmehr handelt es sich dabei um ein Zusammenwirken der folgenden Effekte:

- Konsolidierung durch die Umlagerung des Porenwassers;
- viskoses Fließen des Zementsteins durch Gleiten und Abscheren einzelner Hydratationsprodukte;
- verzögerte elastische Verformung der Zuschläge aufgrund der Behinderung der Verformung durch den Zementleim;
- Mikrorissbildung.

Neuere Forschungsarbeiten vermuten, dass der Mikrorissbildungsprozess hinsichtlich des Grundkriechens (*basic creep*) jedoch den wichtigsten physikalischen Mechanismus darstellt, vgl. [De17]. Rossi, *et al* beschreiben in [RTL13] diesen Mikrorissbildungsprozess theoretisch und leiten daraus die damit zusammenhängende Kriechverformung ab. Anfängliche Mikrorisse könnten bereits im unbelasteten Beton durch unterschiedliches Verformungsverhalten der Betonkomponenten entstehen oder entstehen bei späterer Belastung des Bauteils. Die Dichte der Mikrorisse hängt dabei von der Größe und Art der äußeren Belastung ab. Die Entstehung dieser Mikrorisse verursacht ein feuchtigkeitsbedingtes Ungleichgewicht innerhalb des Bauteils. Aufgrund der so entstehenden Druck- und Konzentrationsgradienten in der Nähe der Mikrorisse kommt es zu einer Umlagerung des Kapillarporenwassers hin zu den Mikrorissen und in weiterer Folge zu einem zusätzlichen Trocknungsschwinden. Dieses Trocknungsschwinden in der umliegenden Zone der Mikrorisse hat, bei Behinderung der Schwindverformung durch Sand- und Gesteinskörnung, die Entstehung zusätzlicher Zugspannungen zufolge, welche ihrerseits zur Bildung neuer Mikrorisse führen. Mit der Zeit kommt es durch den eben beschriebenen Rissbildungsprozess zu einer Verdichtung der Mikrorisse im Beton und somit zu zusätzlichen Trocknungsschwindverformungen.

Anhand dieses Mikrorissbildungsprozesses kann auch der in 2.3.4 angeführte Unterschied zwischen Zug- und Druckkriechen erklärt werden. Die anfänglich Entstehung der Mikrorisse unter Druckbeanspruchung ist gleichmäßiger im Bauteil verteilt als unter Zug. Außerdem ist die Dichte der Mikrorisse unter Druckbeanspruchung größer, wodurch das Trocknungsschwinden innerhalb des Bauteils stärker ausgeprägt ist. Dies äußert sich, wie in den experimentellen Untersuchungen in [KST00] und [RMT12] bestätigt, in einer größeren Kriechverformung unter Druck- als unter Zugbeanspruchung.

Einflussfaktoren auf Kriechen

Die Kriechdehnung, sowie die Kriechgeschwindigkeit des Betons werden von einer Vielzahl an Faktoren beeinflusst. Diese Faktoren können in zwei Kategorien eingeteilt werden: innere und äußere Einflussfaktoren ([At03], [Yu91]).

Zu den inneren Einflussfaktoren gehören alle Eigenschaften, welche direkt vom Beton abhängig sind, wie Zementtyp, Zuschlagstoffe, Steifigkeit der Zuschläge, W/Z-Wert und Festigkeitsklasse. Es sind jene Eigenschaften die beim Betonieren des Betonkörpers festgelegt werden und sich anschließend nicht mehr ändern. Die äußeren Einflussfaktoren bestehen aus: relativer Luftfeuchtigkeit, Temperatur, Betonalter bei Belastungsbeginn, sowie Querschnittsgeometrie des Bauteils. Die wichtigsten Faktoren, welche in unterschiedlichen Studien untersucht wurden, beeinflussen das Kriechverhalten von Beton folgendermaßen:

- *Belastungsalter* Das Betonalter bei Belastungsbeginn ist einer der wesentlichen Einflussfaktoren auf das viskoelastische Verhalten von Beton und ist vor allem bei jungem Beton von signifikanter Bedeutung. Dabei gilt, je jünger der Beton bei Belastungsbeginn, desto größer ist die Kriechverformung.
- *Temperatur* Das Kriechverhalten zeigt eine deutliche Abhängigkeit von der Temperatur. Bei steigender, aber während der Belastungsdauer konstanter Temperatur, nimmt das Kriechen zu. Eine erhöhte Temperatur vor Belastungsbeginn beschleunigt hingegen bei jungem Beton die Entwicklung der Betoneigenschaften und führt somit zu einer Abnahme des Kriechens.
- *Relative Luftfeuchtigkeit* Bei steigender relativer Luftfeuchtigkeit nimmt die Kriechverformung ab. Dieser Einfluss der relativen Luftfeuchtigkeit ist vor allem bei unversiegelten Probekörpern, bei welchen das Trocknungskriechen gegenüber dem Grundkriechen bestimmend ist, von Bedeutung. Der Einfluss der relativen Luftfeuchtigkeit laut normativer Regelung wird in 2.2.1 ausführlicher behandelt.
- *Spannungsniveau* Bis zu einem Spannungsniveau von ungefähr 45 % der Festigkeit besteht ein linearer Zusammenhang zwischen Kriechdehnung und Spannung. Übersteigen die Spannungen diesen Wert, so nehmen die Dehnungen überproportional zu (nichtlineares Kriechen). In der Praxis kann in der Regel mit linearem Kriechen gerechnet werden, da die Spannungen im Nutzungszeitraum diesen Grenzwert nicht überschreiten.
- *Wasser/Zement-Wert* Änderungen des W/Z-Werts beeinflussen den Elastizitätsmodul, sowie die Festigkeit des Betons. Bei sinkendem W/Z-Wert steigen Elastizitätsmodul und Festigkeit an, was wiederum eine Abnahme der Kriechverformung zur Folge hat.
- *Zuschlagstoffe* Die Zuschläge des Betons wirken der Kriechverformung, aufgrund ihres nicht viskosen Materialverhaltens, entgegen. Je größer der Anteil der Gesteinskörnung und je höher deren Steifigkeit, desto geringer ist die Kriechverformung des Betons.
- *Massigkeit des Betonbauteils* Die Massigkeit des Bauteils beeinflusst hauptsächlich den Trocknungskriechanteil der Verformung. Je massiger ein Betonkörper ist, desto langsamer erfolgt seine Trocknung und desto geringer fällt somit die Kriechverformung aus.
- *Belastungsgeschichte* Der Einfluss der Belastungsgeschichte unter Zugbeanspruchung wird in der vorliegenden Arbeit untersucht.

Die aufgeführten Abhängigkeiten und Zusammenhänge gelten, wenn auch in unterschiedlichem Ausmaß, sowohl für das Kriechverhalten des Betons unter Druck, als auch für jenes unter Zug.

2.3.2 Kriechmodelle

Eine Möglichkeit für die Berechnung der Kriechverformung bei konstanter Spannung stellt die Verwendung einer Kriechnachgiebigkeitsfunktion dar. Diese Nachgiebigkeitsfunktion wird in der Literatur unterschiedlich modelliert: durch die Kriechnachgiebigkeit J (creep compliance), das Kriechmaß C (specific creep) und die Kriechzahl φ_c . Der Zusammenhang zwischen diesen drei Parametern ist:

$$J(t, t_0) = \frac{1}{E_c(t_0)} + C(t, t_0) = \frac{1 + \varphi_c(t, t_0)}{E_c(t_0)} \quad (2.3)$$

Die gebräuchlichsten Vorhersagemodelle zur Berechnung der Kriechverformung basieren auf der Verwendung der dimensionslosen Kriechzahl φ_c . Die Kriechdehnung wird daher in der vorliegenden Arbeit anhand dieser Kriechzahl, als ein Vielfaches der elastischen Dehnung berechnet:

$$\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \varphi_c(t, t_0) \varepsilon_{c,el}(t_0) \quad (2.4)$$

Die lastabhängige Gesamtverformung von Beton ergibt sich somit aus

$$\varepsilon_c(t, t_0) = \varepsilon_{c,el} + \varepsilon_{cc} = \frac{\sigma_c(t_0)}{E_c(t_0)} [1 + \varphi_c(t, t_0)] \quad (2.5)$$

Einige Modelle - wie beispielsweise die Modelle in [EC2] und in [MC2010] - bereiten die Kriechkurven mit Bezug auf den Elastizitätsmodul nach 28 Tagen $E_{c,28}$ auf. Zwar hinterliegen hier auch Untersuchungen mit diskreter Betrachtung des vorhandenen Elastizitätsmoduls zum Belastungszeitpunkt zugrunde, allerdings ermöglicht diese Umskalierung eine anwendungsfreundliche Umsetzung in der Praxis.

$$\varepsilon_c(t, t_0) = \varepsilon_{c,el} + \varepsilon_{cc} = \frac{\sigma_c(t_0)}{E_c(t_0)} \left[1 + \frac{E_c(t_0)}{E_{c,28}} \varphi_c(t, t_0) \right] \quad (2.6)$$

Die verschiedenen Vorhersagemodelle zur Bestimmung der Kriechzahl φ_c basieren auf einem der folgenden zwei Ansätze: dem Produktansatz oder dem Summenansatz. Der Produktansatz besteht aus einer Multiplikation zwischen einer Alterungs- und einer Zeitfunktion. Dieser Ansatz findet unter anderem im MC2010 und im EC2 bei der Berechnung der Grundkriechzahl Anwendung. Bei Verwendung des Summenansatzes werden hingegen der reversible (verzögerte elastische Verformung) und der irreversible (Fließen) Kriechanteil addiert ([Ke11]).

2.3.3 Rheologische Modelle zur Beschreibung der Kriechverformung

Eine weitere Möglichkeit, die viskosen Werkstoffeigenschaften des Betons abzubilden, ist die Verwendung von rheologischen Modellen. Sie sind besonders für die qualitative Beschreibung des viskoelastischen Verhaltens geeignet. Ausgehend von diesen Modellen kann die Verformungsantwort numerisch beschrieben und berechnet werden. Die Modelle bestehen aus Elementen, welche die unterschiedlichen Verformungen (elastisch, plastisch, viskos-elastisch, vikos-plastisch) des Betons darstellen. Mittels unterschiedlicher Kombinationen aus den beiden Grundelementen Dämpfer und Feder können die zeitabhängigen Systemantworten modelliert werden. Das Maxwell- und das Kelvin-Voigt Modell, wie in Abb. 2.11 gezeigt, bilden die Grundmodelle zur Beschreibung des zeitabhängigen Verformungsverhaltens. Das Maxwell-Modell besteht aus einer Reihenschaltung aus Feder- und Dämpfungselement. Beim Kelvin-Voigt Modell sind die beiden Elemente hingegen parallel geschaltet.

Sowohl Kelvin-Voigt - als auch Maxwell-Modell ermöglichen beide eine qualitative Abbildung des zeitabhängigen Verformungsverhaltens bei konstanter Belastung. In beiden Fällen wird bei Belastungsbeginn zunächst der Dämpfer voll aktiviert und mit zunehmender Zeit nimmt die Dehnung im Dämpfer zu.

Im Kelvin-Voigt-Modell ist die Feder bei Belastungsbeginn lastfrei und wird erst im Zeitverlauf mit zunehmendem Dämpferweg aktiviert. Dadurch wird der Dämpfer entlastet und entschleunigt. Bei Entlastung ist die bisher eingetragene Kraft in der Feder noch gespeichert und realisiert eine Rückverformung. Allerdings kann dieses Modell die anfängliche elastische Verformung nicht beschreiben.

Im Maxwell-Modell wird die Feder bei Belastungsbeginn ebenfalls wie der Dämpfer vollständig aktiviert (Reihenschaltung). Dadurch kann zwar die Anfangsverformung abgebildet werden, allerdings wird mit dem Maxwell-Modell das Rückkriechen des Betons bei Entlastung nicht wiedergeben. Außerdem ist anzumerken, dass das Modell ohne Modifikation des Dämpfers im Zeitverlauf nur lineares Fließen abbildet.

Insgesamt muss festgestellt werden, dass beide Modelle in dieser Form nicht für eine realitätsgetreue Abbildung des visoelastischen Materialverhaltens des Betons ausreichen.

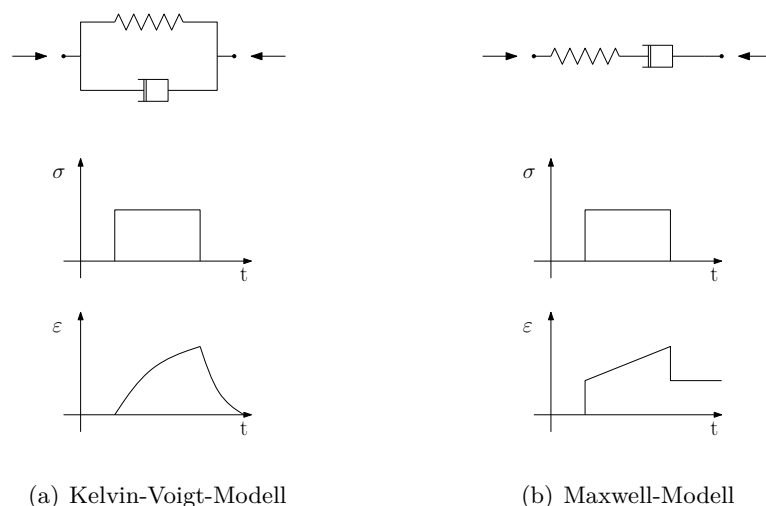
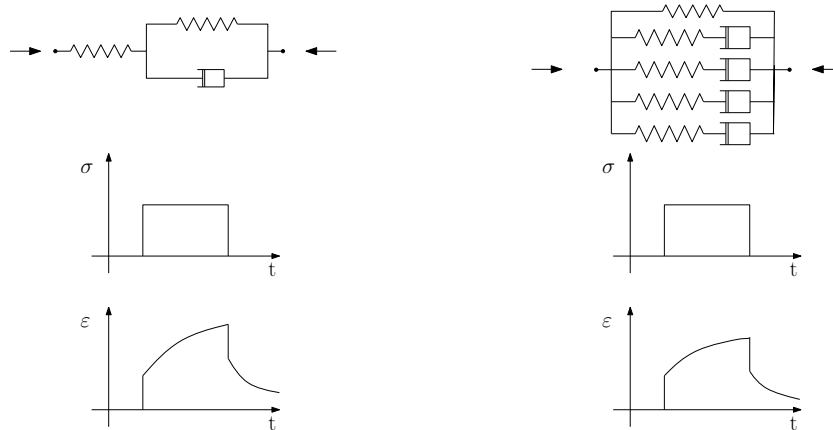


Abb. 2.11: Grundmodelle der Rheologie

Um das viskoelastische Materialverhalten des Betons möglichst wirklichkeitsgetreu wiedergeben zu können, können die beiden Grundmodelle unterschiedlich kombiniert und angeordnet werden. Eine mögliche, sehr vereinfachte Kombination dieser Grundelemente zur Beschreibung des Verformungsverhalten von Beton stellt der Poynting-Thomson-Körper dar (Abb.2.12(a)). Er setzt sich aus einem in Reihe geschalteten Kelvin-Voigt-Element und einer Feder zusammen. Während sich solche Modelle vor allem für die Abbildung von Kriechverformungen bei konstanter Spannung eignen, werden für die Betrachtung von Relaxationsproblemen oft Generalized-Maxwell-Modelle, wie in Abb.2.12(b) gezeigt, verwendet. Weitere Informationen zum unterschiedlichen Verhalten dieser beiden Modellansätze finden sich in [HB16].



(a) Poynting-Thomson Modell

(b) Generalized Maxwell-Modell

Im Poynting-Thomson-Modell wird der unmittelbar elastische Verformungsanteil über die Feder abgebildet, während das Kelvin-Voigt Element die verzögerten elastischen Verformungen repräsentiert. Die Erfassung eines möglichen Einflusses der Alterung auf die Kriechzahl erfordert eine Modifikation des Kelvin-Voigt-Körpers im Zeitverlauf und bedarf vor allem bei jungem Beton weiterer in Reihe geschaltener Kelvin-Voigt-Körper. Ohne Modifikation entspricht der Poynting-Thompson-Körper somit dem Verformungsverhalten eines elastisch kriechenden, nichtalternden Materials, ohne Berücksichtigung der bleibenden Verformungen.

Im Generalized-Maxwell-Modell werden Einzelfeder und Maxwell-Körper parallel geschaltet und stehen damit in deutlich geringerer Wechselwirkung zueinander. Dies ermöglicht in der Regel eine bessere Abbildung von Spannungsgeschichten in jungem Beton mit expliziter Berücksichtigung der Steifigkeitsentwicklung.

Für eine Optimierung der Übereinstimmung zwischen realem Materialverhalten und Modellabbildung hinsichtlich irreversiblen Verformungsanteilen ist es notwendig, die angeführten Modelle um Reibungselemente zu erweitern. Außerdem muss die Abhängigkeit der Kriechzahl sowohl vom Betonalter, als auch vom Belastungszeitpunkt berücksichtigt werden. Weiterführende Informationen hierzu sind bspw. in [Tu17], [At03] oder [Ke11] angeführt.

2.3.4 Abgrenzung von Druck- und Zugkriechen

Die meisten Versuche und Studien zum Thema Kriechen von Beton beschränken sich auf das Kriechverhalten unter Druck, da einerseits Beton vorwiegend auf Druck beansprucht wird und andererseits die Durchführung von Zugkriechversuchen mit verschiedenen Schwierigkeiten verbunden ist.

Dennoch existieren einzelne Studien, die den Unterschied im Kriechverhalten unter Druck und unter Zug beschreiben ([At03] [De17] [RMT12] [Ro10]). Generell zeigt sich bei beiden Belastungsformen ein ausgeprägter Einfluss des Betonsalters bei Belastungsbeginn auf die Kriechverformung: Je jünger der Beton bei Belastungsbeginn, desto größer die Kriechverformung. Weiters beschleunigen ein hoher W/Z- Wert, sowie eine Temperatur über 20°C das Kriechen unter Zug [At03] [KST00].

Beim Vergleich der Kriechkurven unter Zug mit jenen unter Druck im Belastungsalter zwischen 20 bis 72 h nach [De17] (2.12) können zwei Unterschiede festgestellt werden:

- Unabhängig vom Belastungsalter ist die Kriechgeschwindigkeit wenige Stunden nach Belastungsbeginn unter Druckbeanspruchung größer als unter Zug. Dieser Unterschied nimmt mit dem Belastungsalter zu.
- Bei späterem Belastungsbeginn nimmt der Unterschied des qualitativen Verlaufs zwischen Druck- und Zugkriechen ab.

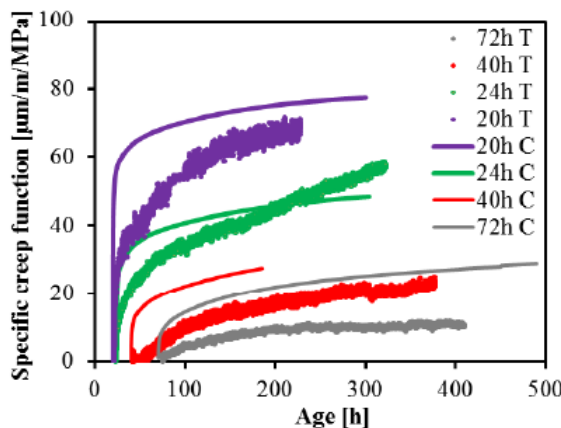


Figure 10 – Specific tensile and compressive creep function according to the age of the material

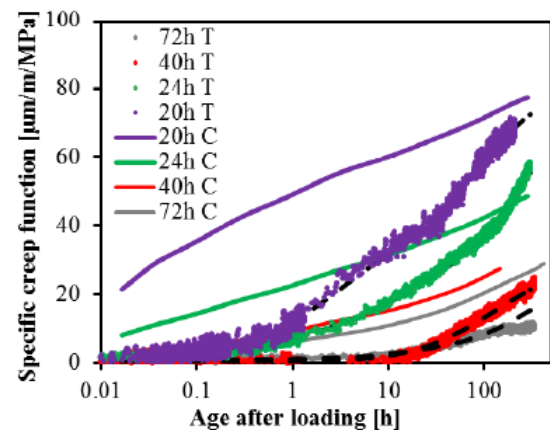


Figure 11 - Specific tensile and compressive creep function according to the age after loading. Dash lines correspond to the fitting of the tensile specific creep function with 6 Kelvin-Voigt chains in series.

Abb. 2.12: Unterschied der Kriechverformung unter Druck und unter Zug [De17]

Ähnliche Ergebnisse werden auch in [RTL13] angeführt. Demnach ist vor allem das Grundkriechen bei Druckbeanspruchung sehr viel stärker ausgeprägt als unter Zug. Dieser Unterschied nimmt mit steigendem Belastungsalter ab.

Ranaivomanana, *et al.* [RMT12] haben außerdem das Kriechverhalten von Beton unter Druck-, Zug- und unter Biegebeanspruchung experimentell untersucht und verglichen. Der

Versuch bestätigt in erster Linie ein unterschiedliches Kriechverhalten unter einachsiger Zug- und unter einachsiger Druckbelastung. Bei Biegebelastung hingegen ist kein eindeutiger Unterschied zwischen dem Kriechen auf Zug- und Druckseite erkennbar.

Eine mögliche Erklärung für den Unterschied zwischen Zug- und Druckkriechen wird in [De17] und [RTL13] aufgezeigt. Der Grund für das unterschiedliche Verhalten liegt demnach in der Dichte und in der Orientierung der Mikrorisse in Bezug auf die Belastungsrichtung. Während die Mikrorissbildung unter Druck vorwiegend parallel zur Belastungsrichtung erfolgt, sind die Risse unter Zug größtenteils rechtwinklig dazu ausgerichtet. Das zuvor beschriebene Trocknungsschwinden in der Zone der Mikrorisse wirkt jedoch stärker in paralleler Richtung zu den Risse und schwächer rechtwinklig dazu. Daraus folgt, dass das zusätzliche Trocknungsschwinden im Falle von Druckbeanspruchungen das Kriechen verstärkt, während es bei Zugbeanspruchungen den Kriechverformungen entgegenwirkt und sie somit abschwächt.

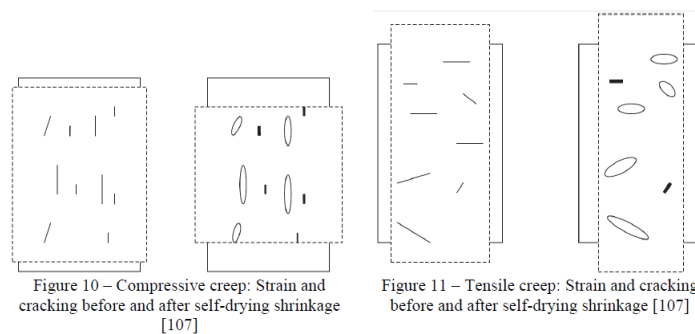


Abb. 2.13: Unterschied des Einflusses der Mikrorissbildung unter Druck- und unter Zugbeanspruchung [De17]

2.4 Einfluss der Viskoelastizität auf die Spannungsgeschichte im Erhärtungszeitraum

Das viskoelastische Verhalten von Beton kann sich in der Form von Kriechen und/oder Relaxation äußern. Kriechen und Relaxation sind daher unterschiedliche Auswirkungen der viskoelastischen Eigenschaften des Betons, wobei Kriechen bei konstanter Spannung und vollständiger Verformungsfreiheit auftritt, während sich bei vollständiger Behinderung der Verformung eine Spannungsrelaxation einstellt. Bei den meisten realen Systemen handelt es sich jedoch um Systeme mit teilweiser Behinderung der Verformung; d.h. es besteht eine gleichzeitige Wirkung der beiden viskoelastischen Effekte, wobei sich Kriechen und Relaxation gegenseitig beeinflussen. Zur rechnerischen Berücksichtigung des Relaxationseinflusses auf die Kriechverformung wird in der Praxis meist der Relaxationsbeiwert ρ nach Trost verwendet.

Das viskoelastische Verhalten ist im jungen Beton besonders stark ausgeprägt. Abb. 2.14 stellt die Auswirkungen der Viskoelastizität auf die Entwicklung der Zwangspannungen im jungen Beton schematisch dar.

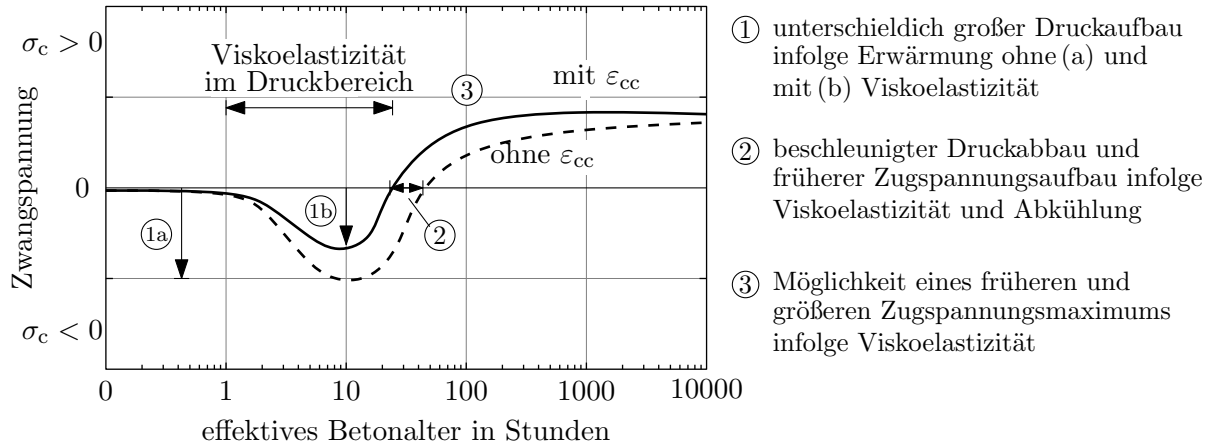


Abb. 2.14: Einfluss der Viskoelastizität auf Entwicklung der Zwangspannungen des Betons [Sch14]

Die durch Temperaturerhöhung bedingten anfänglichen Druckspannungen in einem gezwängten Bauteil werden durch die Viskoelastizität des jungen Betons deutlich reduziert. Durch die darauffolgende Abkühlung kommt es zu einem Druckspannungsabbau und zu einem anschließenden Zugspannungsaufbau. Die Zugspannungen treten bei Berücksichtigung des viskoelastischen Materialverhaltens schon zu einem früheren Zeitpunkt auf, als bei einer elastischen Berechnung.

Bei einer solchen Spannungsgeschichte wäre die Beurteilung der Rissgefahr mit einer rein elastischen Betrachtung nicht auf der sicheren Seite. Abb. 2.15 veranschaulicht diesen Effekt anhand von Ergebnissen der Zwangrahmenversuche des Instituts für Betonbau der TU Graz und der elastischen und viskoelastischen Nachrechnung gemäß [Sch14].

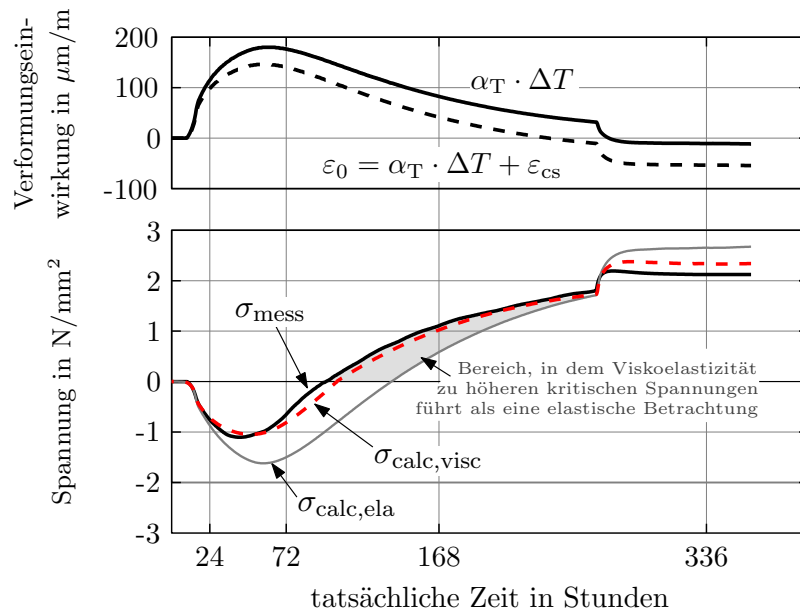


Abb. 2.15: Erhärtingsbedingte Entwicklung der Zwangspannungen: experimentelle Simulation mit Zwangrahmen und Nachrechnung

Im Rahmen der genannten Zwangrahmenversuche wurden außerdem verschiedene Läufe mit Beobachtung der tatsächliche Spannungsentwicklung im Beton in Anschluss an den erhärtungsbedingten Zwangkraftaufbau durchgeführt. Dabei wurde festgestellt, dass die eingeprägte Zwangbeanspruchung trotz eines sehr hohen Spannungsniveaus (ca. 80 % f_{ctm}) nicht weiter durch viskoelastische Effekte abgebaut wird. Das Ergebnis zeigt Abb. 2.16, weitere Informationen sind in [TSN16] und [Tu17] zu finden.

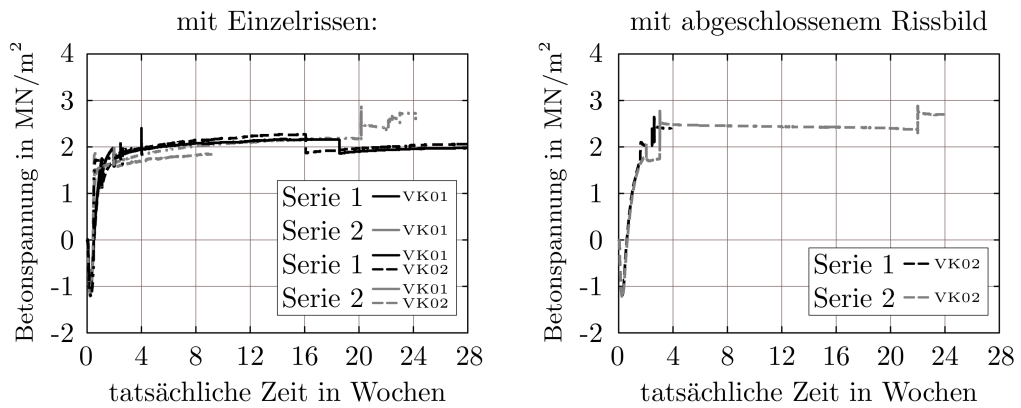


Abb. 2.16: Entwicklung der Zwangspannungen nach Erreichen der Ausgleichtemperatur

3 Experimentelle Untersuchung

3.1 Versuchsbeschreibung

Ziel der durchgeführten experimentellen Untersuchungen war es, das Kriechverhalten von Beton unter Zugbeanspruchung bei unterschiedlicher Belastungsgeschichte zu ermitteln und anschließend zu vergleichen. Das gesamte Versuchsprogramm beinhaltete 3 Versuchsdurchgänge mit jeweils vier zylinderförmigen Probekörpern. Im Detail handelt es sich um:

- einen Versuchskörper (in weiterer Folge als Versuchskörper 1 bezeichnet), bei welchem die Last mehrstufig aufgebracht wurde;
- einen zweiten Versuchskörper (in weiterer Folge Versuchskörper 2), bei welchem eine identische Last in einem einzigen Schritt möglichst schnell aufgebracht wurde, um eine annähernd einstufige Belastung zu erhalten;
- einen dritten Versuchskörper (in weiterer Folge Schwinddummy genannt), der während der gesamten Versuchsdauer keine äußere Belastung erfuhr, sodass die reinen Schwindverformungen gemessen werden konnten;
- und einen vierten Versuchskörper, der lediglich als Reservekörper diente.

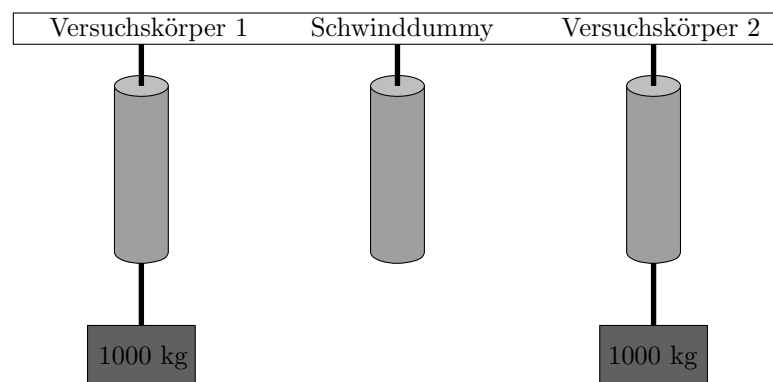


Abb. 3.1: Schematische Abbildung des Versuchsaufbaus

Versuchskörper 1 und 2, sowie der Schwinddummy wurden in erhärtetem Zustand in einem Stahlrahmenregal aufgehängt und anschließend mit einem Stahlblock mit einem Gewicht von jeweils 1000 Kilogramm belastet. Dies entspricht einer Spannung von 1.27 MN/m^2 , bzw. einem Belastungsniveau von ungefähr 50 %. Für die Belastung von Versuchskörper 1 wurde der Zwangkraftaufbau eines erhärtenden verformungsbehinderten Betonbauteils gemäß

den Ausführungen in Abschnitt 2.4 durch stufenweise Laststeigerung simuliert. Abb. 3.2 veranschaulicht diese Prozedur schematisch.

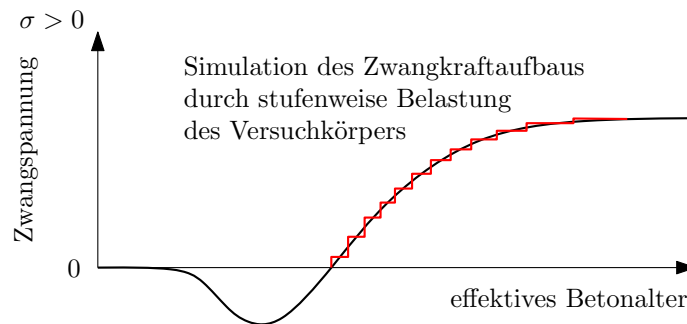


Abb. 3.2: Nachbildung der Zwangspannungsgeschichte für die praktische Durchführung des Versuchs

Wie eingangs erwähnt, wurden insgesamt drei Versuchsdurchgänge realisiert, wobei die Ergebnisse der ersten beiden Versuchsdurchgänge aus unterschiedlichen Gründen, die nachfolgend diskutiert werden, nicht repräsentativ sind. Für die Auswertungen werden deshalb nur die Ergebnisse des dritten Versuchsdurchgangs verwendet.

Im ersten Versuchsdurchgang kam es nach voller Belastung des Versuchskörpers zum Riss im Beton nahe der Kontaktfläche zur Aufhängekonstruktion. Der Versuch musste direkt abgebrochen werden. Im zweiten Versuchsdurchgang konnte die Belastung wie gewünscht aufgebracht werden. Bei der Auswertung der Messergebnisse wurden jedoch Inkonsistenzen erkannt, die nach eingehender Überprüfung auf eine ungewollte Beeinflussung der Messergebnisse durch die Hilfskonstruktion zur Sensorapplikation zurückzuführen ist. Diese Beeinflussung wird nachfolgend näher betrachtet. Mit Blick auf die Messergebnisse muss aber festgestellt werden, dass diese Beeinflussung keine klare Systematik besitzt und Versuchsdurchgang 2 deshalb ebenfalls keine verwertbaren Messergebnisse lieferte.

Im dritten Versuchsdurchgang konnte diese Beeinflussung durch eine Optimierung der Sensorapplikation gezielt ausgeschaltet werden, sodass hier verwertbare Ergebnisse gewonnen werden konnten.

3.2 Probenherstellung und -vorbereitung

3.2.1 Beschreibung der Versuchskörper

Bei der Versuchsdurchführung kamen zylinderförmige Probekörper mit einem Durchmesser von 100 mm und einer Höhe von 1000 mm zur Anwendung. Die Länge der Proben wurde mit Blick auf die sehr klein zu erwartenden Kriechverformungen und die Messgenauigkeit der verwendeten Wegaufnehmer festgelegt. Und der gewählte Durchmesser sollte die Herstellbarkeit inklusive Verdichtbarkeit gewährleisten. Die exakten Dimensionen der Versuchskörper wurden durch die als Schalungselemente verwendeten Rohre (Firma Polokal) vorgegeben. Die Lasteinleitung, sowie das Aufhängen der Versuchskörper, erfolgte über aufgeklebte Stahlstempel mit gleichem Durchmesser wie die Versuchskörper.

3.2.2 Verwendeter Beton

Bei allen Versuchen wurde der bereits im Rahmen des Forschungsvorhabens „Mindestbewehrung unter Zwangsbeanspruchung“ des Instituts für Betonbau der TU Graz verwendete Beton eingesetzt. Hierbei handelt es sich um einen Beton der Festigkeitsklasse C35/45 mit einem Größtkorn von 16 mm und einem W/Z-Wert von 0,47. Die genaue Rezeptur des Betons ist in Tabelle 3.1 angeführt.

Einsatzstoff	Bezeichnung	Gehalt [kg/m ³]
Zement	CEMIII/A 32.5N	300
Wasser	-	140
Gesteinskörnung 0/2	-	620
Gesteinskörnung 2/8	-	720
Gesteinskörnung 8/16	-	630
Fließmittel	Sika VisoCrete 1051-PCE	3

Tab. 3.1: Betonrezeptur

Im Rahmen des Forschungsvorhabens „Mindestbewehrung unter Zwangsbeanspruchung“ wurde dieser Beton ausführlich charakterisiert. Für weiterführende Informationen sei hier auf [Sch14] und [Tu17] verwiesen.

3.2.3 Herstellung der Versuchskörper

Für die Herstellung des Betons kam ein Mischer mit einem Nenninhalt von ca. 100 Litern zum Einsatz. Die vier zylinderförmigen Probekörper, sowie die benötigten Begleitkörper (Probewürfel 150 × 150 mm) für die Festigkeitsprüfungen wurden in einem einzigen Mischvorgang hergestellt. Die Gesteinskörnung wurde dafür einige Tage vor dem Mischen im Ofen getrocknet. Zunächst wurde das Trockengemisch aus Gesteinskörnung und Zement homogenisiert, anschließend erfolgte, bei rotierendem Mischer, die Zugabe des Anmachwassers, sowie des Fließmittels. Im Anschluss an das Mischen wurden die Frischbetoneigenschaften untersucht. Dafür wurden Temperatur und Ausbreitmaß gemessen. Die Bestimmung des Ausbreitmaßes ist beispielhaft in Abb. 3.3 gezeigt.



Abb. 3.3: Ausbreitmaß

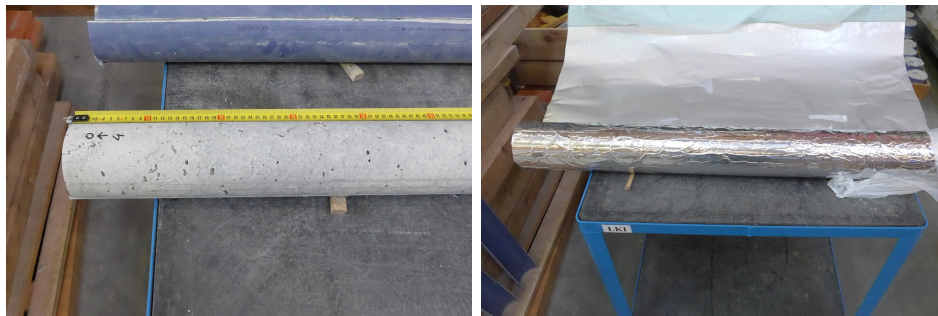
Der Frischbeton wurde in die stehenden Schalungsrohre gefüllt und mit Hilfe einer Rüttelflasche verdichtet. Um einen möglichst realistischen Verdichtungsgrad zu erreichen, wurde der Beton einerseits im Inneren des Rohres durch langsames Ziehen der Rüttelflasche verdichtet, andererseits erfolgte zusätzlich eine Verdichtung von außen. Jeder Versuchskörper wurde in 4 Schritten betoniert und verdichtet. Die Begleitkörper wurden hingegen in 150 x 150 mm Würfelschalungen betoniert und mithilfe eines Rütteltisches verdichtet.



Abb. 3.4: Fotodokumentation - Herstellung der Versuchskörper

Bis zum Ausschalen wurden die Probekörper mit einer Folie abgedeckt und in der Halle gelagert. Die erhärteten Zylinder wurden nach 7 Tagen an den beiden Kopfenden um jeweils 5 cm gekürzt, um mögliche Einflüsse aus herstellungsbedingten Unregelmäßigkeiten in den Randbereichen im weiteren Versuchsverlauf auszuschließen. Nach dem Sägen wurden die Zylinder ausgeschalt und die drei besten Versuchskörper für die Verwendung im Versuch ausgewählt. Entscheidungskriterium war hierbei die Oberflächenqualität sowie möglichst abplatzungsfreie Schnittflächen an den Kopfenden. Anschließend wurde die Mantelfläche

der Zylinder durch zweischichtiges Umwickeln mit einer selbstklebenden Aluminiumfolie versiegelt, wie in Abb. 3.5 dargestellt.



(a) Oberfläche des Betons

(b) Versiegeln durch zweischichtiges Umwickeln mit Aluminiumfolie

Abb. 3.5: Vorbereitung der Versuchskörper

Danach wurden die Stirnflächen der Probekörper für das anschließende Aufkleben der Stahlstempel entstaubt und das Korngerüst mit einer Drahtbürste freigelegt. Beim Kleben der Stahlstempel war es wichtig, die Stahlstempel möglichst mittig an den Betonzylindern zu befestigen, um eine Exzentrität bei Aufbringung der Last zu vermeiden und somit eine reine zentrische Zugbeanspruchung garantieren zu können. Zur Sicherstellung der erforderlichen Genauigkeit wurde eine eigens entwickelte Lehre eingesetzt und als Klebstoff zur Verbindung der Stahlstempel mit dem Betonkörper wurde der Kleber Sikadur auf Epoxidharzbasis verwendet. Die gesamte Prozedur zeigt Abb. 3.6.

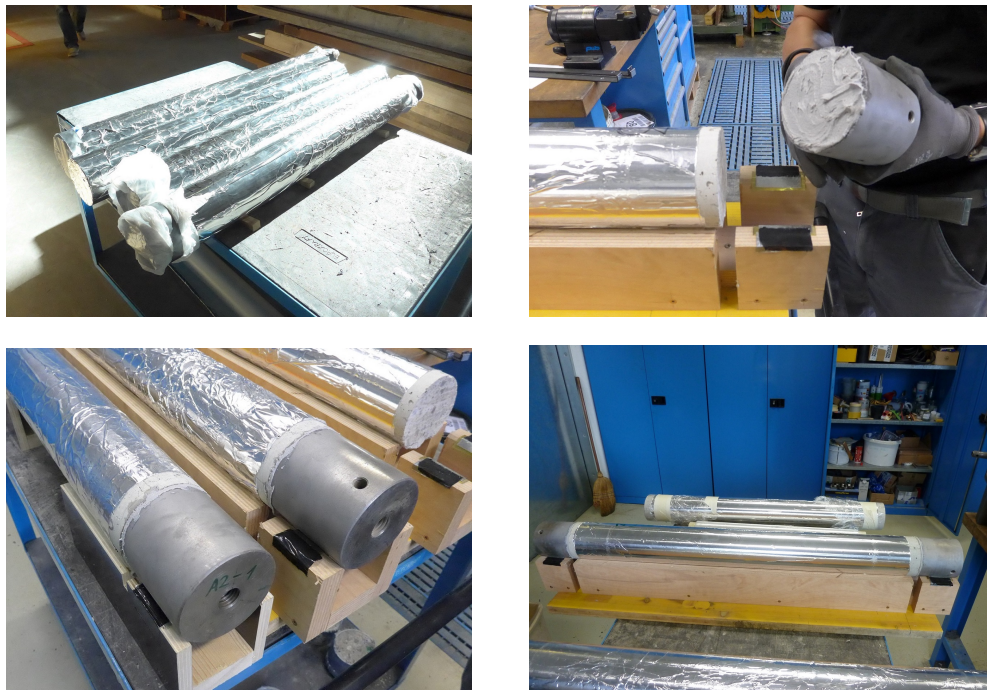


Abb. 3.6: Kleben der Stahlstempel

In diesem Zusammenhang sollte außerdem erwähnt werden, dass im Schwinddummy nur ein Stahlstempel angeklebt wurde, während die frei gebliebene Stirnfläche mit Aluminiumfolie versiegelt wurde.

3.3 Aufbau

Die vorbereiteten Versuchskörper wurden an den aufgeklebten Stahlstempeln in einem Stahlrahmenregal nebeneinander aufgehängt. Dadurch konnten möglichst gleiche Umgebungsbedingungen für alle drei Versuchskörper gewährleistet werden. Die Aufhängung erfolgte hierbei über Gewindestangen, die in mittige Gewindebohrungen in den Stahlstempeln verankert wurden. Für die Kontrolle der stufenweisen Lastaufbringung wurde außerdem in der Aufhängung von Versuchskörper 1 eine Kraftmessdose zwischengeschaltet, wie in Abb. 3.8 gezeigt.

Nach dem Aufhängen der Körper wurde die Messtechnik angebracht. Anschließend wurden die 1000 kg schweren Stahlblöcke mittig unter den jeweiligen Versuchskörper auf zwei höhenverstellbaren Lagersockeln platziert, sodass ein zentrales Anhängen der Last ohne weiteres Auspendeln möglich war, wie in Abb. 3.7 veranschaulicht. Das Absenken der Stahlblöcke, und damit das Aufbringen der Last, erfolgte mithilfe von höhenverstellbaren Lagersockeln.



Abb. 3.7: Gesamter Versuchsaufbau

3.4 Messtechnik

3.4.1 Kraftmessdose zur manuellen Steuerung der mehrstufigen Belastung

Die durch Absenken der Stahlblöcke aufgebrachte Zugkraft wurde mit einer Kraftmessdose gemessen, wie in Abb. 3.8 gezeigt. Der im Versuch verwendete Kraftaufnehmer kann Zug- und Druckkräfte in einem Messbereich von ± 50 kN aufnehmen und weist eine Genauigkeitsklasse von 0.1% auf.



Abb. 3.8: Kraftaufnehmer

3.4.2 Verformungsmessung

Für die Messung der Verformung wurden DD1-Wegaufnehmer der Firma HBM verwendet. Das Messprinzip dieser Wegaufnehmer besteht darin, dass eine mit dem Beton fest verbundene Tastzunge bei Verformung des Betons verschoben und gleichzeitig auch verkrümmt wird. Diese Verkrümmung wird mit einem Dehnmessstreifen erfasst und lässt sehr genaue Rückschlüsse auf die zugehörige Verschiebung zu.

Für den vorliegenden Einsatz wurden je Versuchskörper drei adaptierte Sensoren gleichmäßig über den Umfang der Betonzylinder verteilt und angebracht, wie in Abb. 3.9 gezeigt.

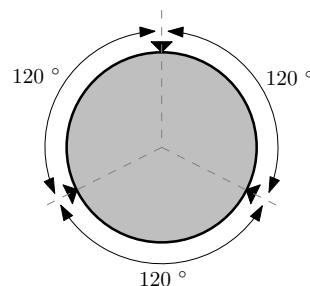


Abb. 3.9: Verteilung der DD1 über den Umfang der Betonzylinder

Die Adaption der Wegaufnehmer bestand in einer Verlängerung der Messbasis auf 80 cm, wie in Abb. 3.10 gezeigt.

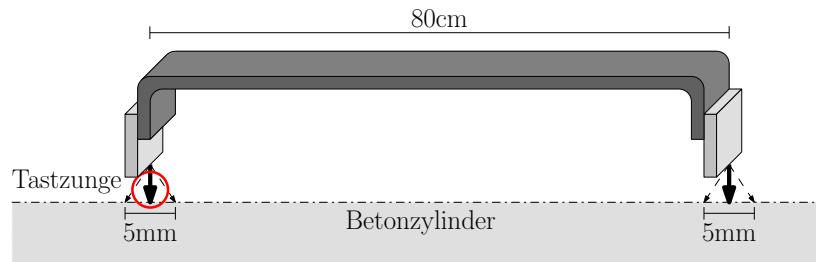


Abb. 3.10: Schematische Darstellung der Applikation

Durch diese Verlängerung konnte insgesamt eine verbesserte Genauigkeit für die schrittweise Aufzeichnung der Verformung erreicht werden. Im Detail besitzen diese Sensoren einen Nennmessbereich von ± 2.5 mm und haben eine absolute Messgenauigkeit von 0.001 mm. Bezogen auf die Messbasis von 80 cm ergibt sich daraus eine relative Messgenauigkeit von

$$\frac{0.001 \text{ mm}}{0.8 \text{ m}} = 1.25 \times 10^{-3} \text{ ‰} \quad (3.1)$$

Im Zeitraum der Lastaufbringung beträgt die durchschnittlich aufgebrachte Spannungsänderung in der stufenweisen Belastung ca. $\Delta \sigma = 0.04 \text{ N/mm}^2$. Bei einem E-Modul von ungefähr 40000 N/mm^2 beträgt die resultierende elastische Verformung pro Belastungsstufe ungefähr:

$$\Delta \varepsilon_{\text{el}} = \frac{\Delta \sigma}{E_c} = \frac{0.04 \text{ N/mm}^2}{40000 \text{ N/mm}^2} = 1 \times 10^{-3} \text{ ‰} \quad (3.2)$$

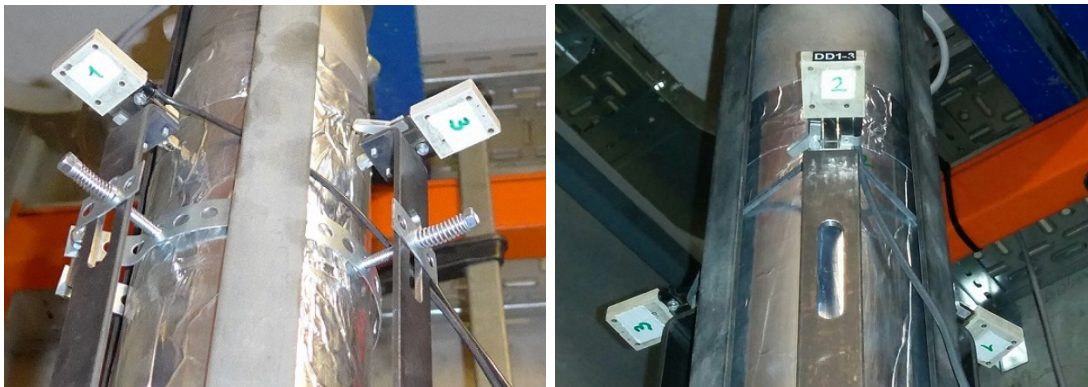
Messwert und Messgenauigkeit weisen damit im Zeitraum der Lastaufbringung eine gleiche Größenordnung auf. Hinsichtlich der Messhäufigkeit erfolgte für Kraft und Dehnung jeweils eine Messung pro Minute. Lediglich während des Zeitraums, in welchem die Last in Versuchskörper 1 erhöht wurde, wurde die Messfrequenz auf 1 Hz umgestellt.

Im weiteren Zeitverlauf wurde das Messintervall auf einer Messung je Minute belassen. Damit fallen die zu messenden Verformungen je Zeitschritt deutlich unter die Genauigkeit der Sensoren, sodass die Ergebnisse eine gewisse Schwankung um den tatsächlich vorhandenen Wert aufweisen. Im Mittel sind die ermittelten Verläufe aber repräsentativ.

Anforderungen an die Applikation

Da die zu messenden Dehnungen des Betons unter Zugbeanspruchung sehr gering sind, war es wichtig, auf eine angemessene Installation der Sensoren zu achten. Neben der bereits beschriebenen Vergrößerung der Messlänge auf 80 cm war es mit Blick auf den Einsatz von DD1-Wegaufnehmern außerdem von sehr großer Bedeutung, dass die Tastzunge durch die Sensorapplikation keine ungewollten Zusatzverkrümmungen erfährt. Diese Anforderung

konnte nur dadurch erfüllt werden, dass die Befestigung mittels Gummiband direkt am Dehnungsaufnehmer und nicht an der Messbasis erfolgte, wie in Abb.3.11(b) gezeigt. In den ersten beiden Versuchsdurchgängen wurde die Messbasis zunächst mithilfe eines Schrauben-Feder Systems an den Betonzylindern befestigt (Abb.3.11(a)). Da diese Applikationsweise jedoch eine gewisse Verspannung erfordert (Federscheibe) wird eine Verkrümmung der Messbasis hervorgerufen, die in weiterer Folge auch die Messergebnisse verfälscht.



(a) Versuchsdurchgang 1 und 2

(b) Versuchsdurchgang 3

Abb. 3.11: Installation der adaptierten DD1-Wegaufnehmer

3.5 Versuchsdurchführung

Mit den Messungen der Dehnungen wurde direkt nach Aufhängen der Versuchskörper begonnen. Die Last wurde je nach Belastungsregime durch Absenken der zwei Lagersockel (Abb.3.12), auf welchen die Stahlblöcke lagerten, aufgebracht. Das Absenken erfolgte abwechselnd am rechten und linken Lagersockel, um eine Schiefstellung des Stahlblocks zu vermeiden und damit eine möglichst exzentritätsfreie Einleitung der Kraft in die Versuchskörper garantieren zu können.


Abb. 3.12: Höhenverstellbarer Lagersockel

Versuchskörper 1 und 2 wurden mit derselben Last von jeweils 10 kN belastet. Dies entspricht einer Gesamtspannung von ca. 1.27 kN/m^2 , bzw. einem Belastungsniveau von ca. 50% der Zugfestigkeit. Allerdings unterscheidet sich die Dauer der Lastaufbringung. Die Lastaufbringung für Versuchskörper 1 erfolgte durch eine mehrstufige Belastung, welche durch ca. 5 Laststufen pro Tag für eine Woche bis zum Erreichen der 10 kN aufgebracht wurde. Dadurch wurde ein repräsentativer Zugspannungsaufbau in einem erhärtenden Betonbauteil nachgebildet. Bei Belastungsbeginn kann das effektive Betonalter von Versuchskörper 1 mit ca. 4 Tagen angegeben werden, wie in Abschnitt 4.2.2 noch gezeigt wird. Unmittelbar nach Erreichen der maximalen Last für Versuchskörper 1 (weitere 8 Tage nach Belastungsbeginn) wurde Versuchskörper 2 mit der gleichen Last beaufschlagt. Die Last wurde hier allerdings durch ein unverzügliches Absenken der Lagersockel möglichst schnell aufgebracht, um eine annähernd einstufige Belastung zu erhalten. Nach Erreichen der Maximalbelastung wurde die Last für beide Versuchskörper für die Dauer des Versuchs konstant gehalten und die daraus resultierenden Dehnungen gemessen. Der dritte Versuchskörper (Schwinddummy) hängt die gesamte Zeit neben den belasteten Proben. Abb. 3.13 zeigt schematisch die unterschiedliche Belastung der drei Versuchskörper.

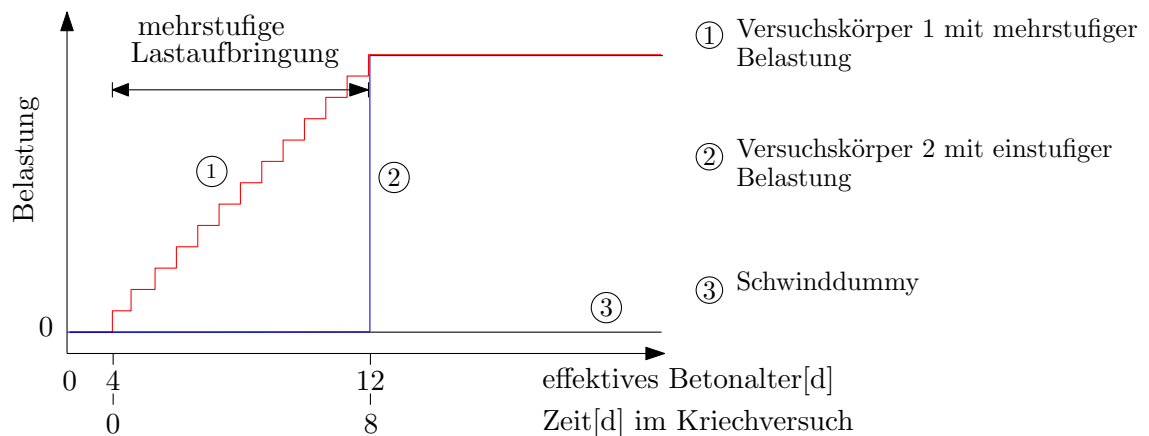


Abb. 3.13: Schematische Darstellung der Lastaufbringung während der Versuchsdurchführung

Die Darstellung der folgenden Messergebnisse orientiert sich am in Abb. 3.13 gewählten Farbmuster (rot = mehrstufige Belastung, blau = einstufige Belastung, schwarz = Schwinddummy).

4 Ergebnisse der experimentellen Untersuchung

4.1 Allgemeines

Bei Messungen von Kriechverformungen im Beton handelt es sich um Langzeitbeobachtungen. Der vorliegenden Arbeit liegt ein Beobachtungszeitraum von ca. 5¹/₂ Monaten zugrunde, wobei die Versuche weiterlaufen, um die bereits jetzt schon beobachteten Trends zu bestätigen. In dieser Arbeit werden aus den in Kapitel 3 genannten Gründen lediglich die Ergebnisse des dritten Versuchsdurchgangs angeführt und ausgewertet.

4.2 Messergebnisse

4.2.1 Dehnung der Versuchskörper

Je Versuchskörper wurden pro Zeitschritt die Dehnungen mittels drei, um 120 ° versetzt angebrachte Dehnungsmessstreifen, gemessen. Insbesondere im Zeitraum der Lastaufbringung konnten einzelne Messverfälschungen, bspw. durch Anstoßen an der Messbasis (sichtbar durch unplausible Sprünge im Messwert), nicht ausgeschlossen werden. Solche Sprünge wurden in den nachfolgenden Darstellungen bereinigt. Die so aufbereiteten gemessenen Gesamtdehnungen sind in der Abbildung 4.2 dargestellt.

Die farbliche Darstellung der Messergebnisse in den folgenden Diagrammen bezieht sich auf den jeweiligen Dehnungsmessstreifen in Abb. 4.1.

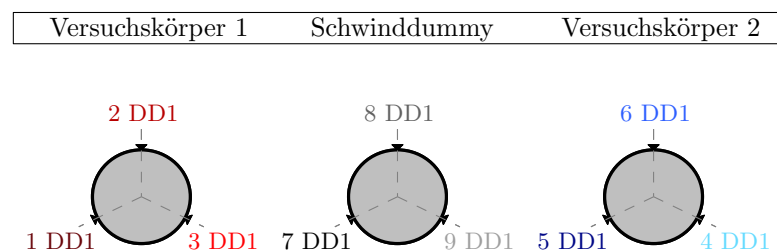
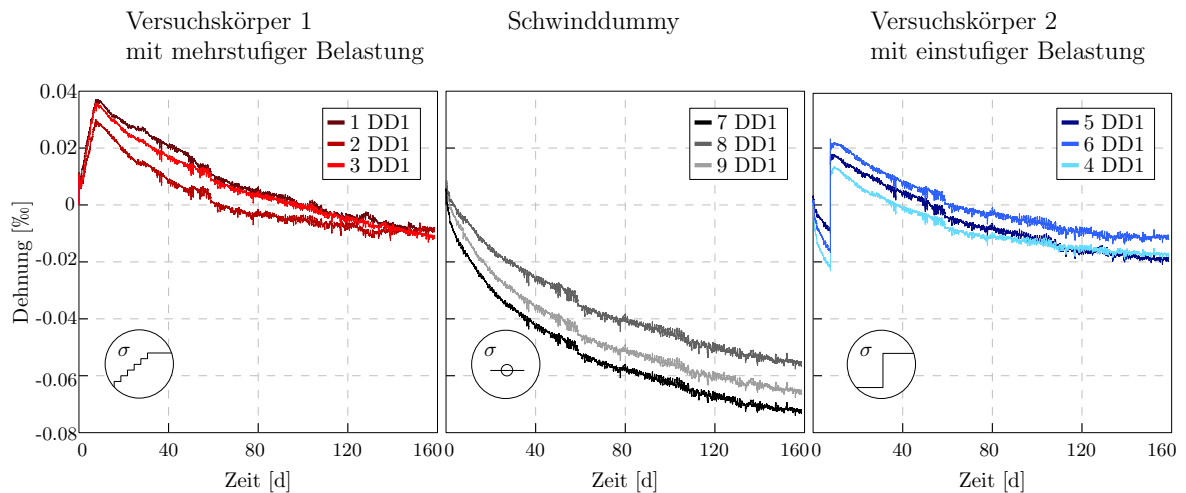


Abb. 4.1: Benennung der Versuchskörper und Position der DD1


Abb. 4.2: Gemessene Gesamtverformungen

Generell zeigen die Versuchsergebnisse, dass das Schwinden im vorliegenden Fall den dominanten Verformungsanteil darstellt, da sich alle drei Versuchskörper im Zeitverlauf überwiegend verkürzen. Allerdings erkennt man in den Messergebnissen von Versuchskörper 1 und 2 auch den Einfluss der äußeren Belastung. Einerseits kann man die elastische Verlängerung bei Lastaufbringung erkennen, andererseits zeigt sich im weiteren Zeitverlauf in beiden Fällen eine geringere Verkürzung, da sich die Zugkriechdehnungen mit den Schwinddehnungen gegenläufig überlagern. Des Weiteren werden die Messergebnisse durch kleinere Schwankungen der Raumtemperatur und die damit zusammenhängenden thermischen Verformungsunterschiede zwischen Versuchskörper und Messbasis beeinflusst.

4.2.2 Spaltzugfestigkeit und effektives Alter

Die Zugfestigkeit des Betons wurde indirekt über Spaltzugversuche ermittelt und mittels Gl. 4.1 gemäß [EC2] auf die mittlere Zugfestigkeit umgerechnet. Die Ergebnisse zeigt Tab. 4.2.2.

$$f_{ctm} = 0.9f_{ct,sp} \quad (4.1)$$

Prüfzeitpunkt [d]	Spaltzugfestigkeit [MN/mm ²]	zentr. Zugfestigkeit [MN/mm ²]
8	2.08	1.872
8	2.21	1.989
Mittelwert		1.931
24	3.294	2.965
24	3.313	1.657
24	3.256	2.930
Mittelwert		2.517

Tab. 4.1: Prüfwerte der Spaltzugfestigkeit

Der Einfluss der Umgebungstemperatur auf die Festigkeitsentwicklung kann mit einem Vergleich der Messwerte mit der Sollkurve abgeschätzt werden. Im vorliegenden Fall ist dies erforderlich, da die Begleitkörper in der Versuchshalle bei Temperaturen zwischen 10 und 20° C gelagert waren (Zeitpunkt Anfang Dezember). Als Sollkurve dient hier eine Zugfestigkeitsentwicklung basierend auf dem Modell von *Wesche* [We93], das anhand von früheren Versuchen mit der hier verwendeten Betonrezeptur kalibriert wurde. Näheres zu dieser Kalibrierung findet sich in [Sch14].

Wie in Abb. 4.3 gezeigt, kann mit dem Vergleich von Messwerten mit der Sollkurve festgestellt werden, dass die Proben zum Prüfzeitpunkt $t = 8$ Tage ein effektives Alter von ca. 4 Tagen aufweisen. Nach dem ersten Prüftermin waren die Proben bei ca. 20° C Umgebungstemperatur gelagert, sodass zwischen Prüfzeitpunkt $t = 8$ Tage und Prüfzeitpunkt $t = 24$ Tage keine weiteren Reifeinflüsse zu erwarten waren. Für diesen Zeitraum kann nicht zuletzt auch durch den Vergleich mit der Sollkurve davon ausgegangen werden, dass die Proben gemäß der tatsächlichen Zeit gealtert sind.

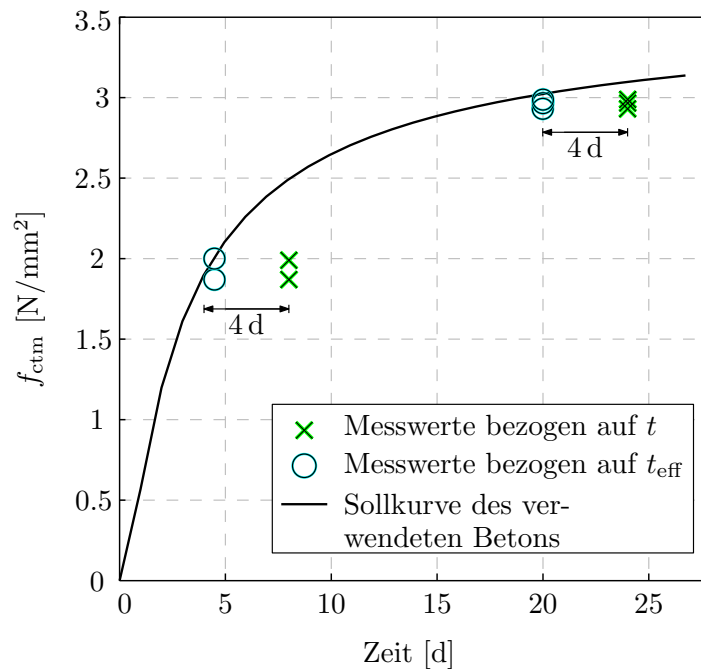


Abb. 4.3: Zugfestigkeit: Vergleich der Messergebnisse mit der Sollkurve nach [EC2] und nach Wesche

Da die Versuchskörper der Kriechversuche stets zusammen mit den Begleitkörpern lagerten, also gleichen Umgebungstemperaturen ausgesetzt waren, und die Massigkeit ebenfalls vergleichbar ist, wird in weiterer Folge davon ausgegangen, dass das effektive Alter zu Beginn des mehrstufigen Versuchs (Versuchskörper 1) $t_{eff} = 4$ Tage und im einstufigen Versuch (Versuchskörper 2) $t_{eff} = 12$ Tage betrug.

Eine zeit- und temperaturdiskrete Bestimmung des effektiven Alters konnte nicht erfolgen, da die Betontemperatur nicht explizit erfasst wurde. Darüber hinaus sollte an dieser Stelle erwähnt werden, dass die verwendete Sollkurve eine sehr gute Übereinstimmung mit der Sollkurve nach [EC2] für die verwendete Festigkeitsklasse aufweist. Näheres dazu ist in [Sch14] ausgeführt.

4.2.3 Raumklima

Die Kriechversuche wurden in einem Kellerraum durchgeführt. Zwar gibt es keine aktive Klimatisierung in diesem Raum, allerdings herrscht dort ein annähernd gleichmäßiges Klima, das lediglich eine geringe Abhängigkeit der Luftfeuchtigkeit von der Jahreszeit aufweist. Die Temperatur und die relative Luftfeuchtigkeit werden in diesem Raum mit 30-minütigem Abstand aufgezeichnet. Die Messergebnisse im Versuchszeitraum zeigt Abb. 4.4.

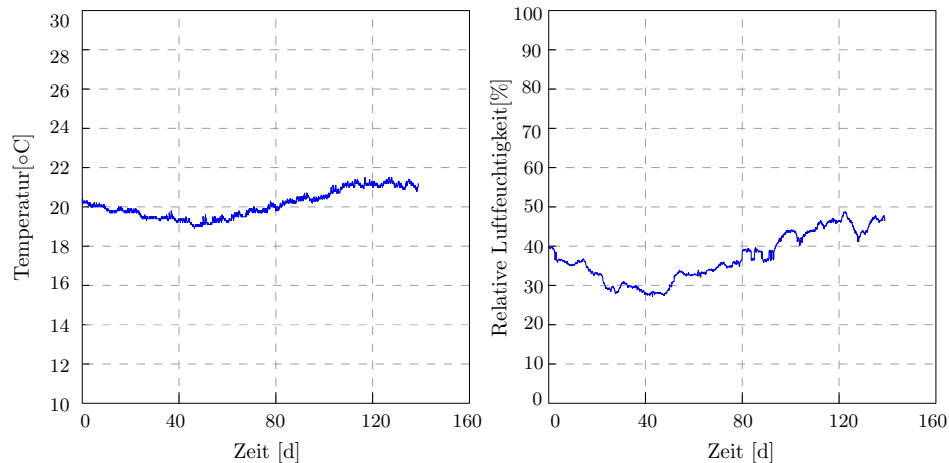


Abb. 4.4: Verlauf der Temperatur und der relativen Luftfeuchtigkeit im Zeitraum des Versuchs

4.3 Plausibilitätsüberprüfung der Messergebnisse

Insgesamt werden die Messergebnisse als plausibel betrachtet. Wie im nachfolgenden Kapitel noch gezeigt wird, liegen die Messergebnisse in der Größenordnung der in der Literatur angeführten Werte von Kriech- und Schwinddehnungen. Weiters ist auch die Kongruenz zwischen den drei Versuchskörpern, sowie zwischen den einzelnen Dehnungsaufnehmern gegeben, wodurch Fehler bei der Installation der Messtechnik und bei der Versuchsdurchführung ausgeschlossen werden können.

Die Messergebnisse lassen sich auch anhand einer Trendkontrolle hinsichtlich ihrer Plausibilität überprüfen. So stimmt der zeitliche Verlauf der Schwindverformung mit Versuchsergebnissen aus anderen Versuchen überein.

5 Auswertung der Versuchsergebnisse

5.1 Allgemeines

Im vorliegenden Kapitel wird die qualitative Entwicklung der zuvor vorgestellten Messdaten in Hinblick auf die Verformungsentwicklung bei unterschiedlicher Belastungsgeschichte untersucht. Dabei werden im Zuge der Auswertung vor allem qualitative Aussagen zur Entwicklung der Kriechverformungen unter Zug getroffen. An dieser Stelle muss aber betont werden, dass es sich hierbei um die erstmalige Durchführung eines solchen Versuchsprogramms handelt und gesicherte Schlussfolgerungen deshalb einer weiteren statistischen Absicherung bedürfen.

In allen nachfolgenden Abbildungen sind die Dehnungen für den mehrstufig belasteten Versuchskörper 1 in rot und die Dehnungen für den einstufig belasteten Versuchskörper 2 in blau dargestellt.

In einem ersten Schritt wurde aus den Messergebnissen die mittlere Dehnung im Zeitverlauf je Versuchskörper berechnet, Abb. 5.1 zeigt das Ergebnis.

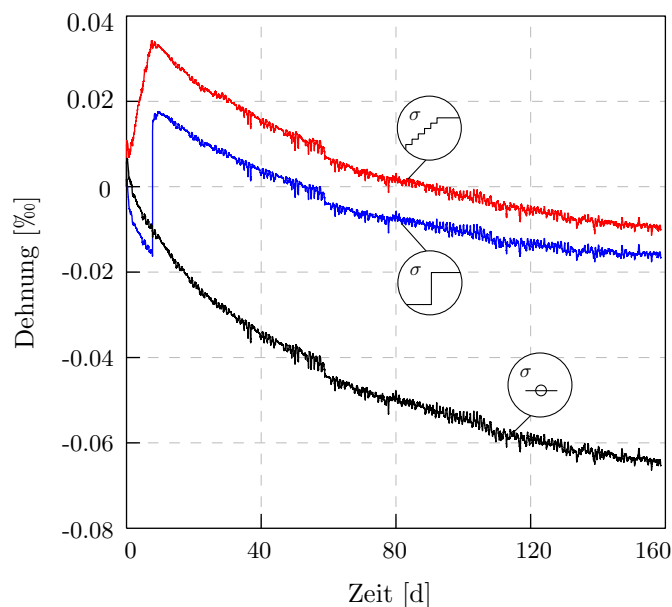


Abb. 5.1: Mittlere Dehnung der Versuchskörper

Die gezeigte Gesamtverformung setzt sich im Falle von Versuchskörper 1 und 2 aus elastischer Verformung, Kriechverformung und der gleichzeitigen Schwindverformung zusammen, im Falle des Schwinddummys liegen nur Schwindverformungen vor. Die lastabhängige

Verformung von Versuchskörper 1 und 2 kann durch Bereinigung der jeweiligen Gesamtverformung um die am unbelasteten Schwinddummy gemessene Schwinddehnung berechnet werden. Die lastabhängige Verformung ergibt sich daher aus:

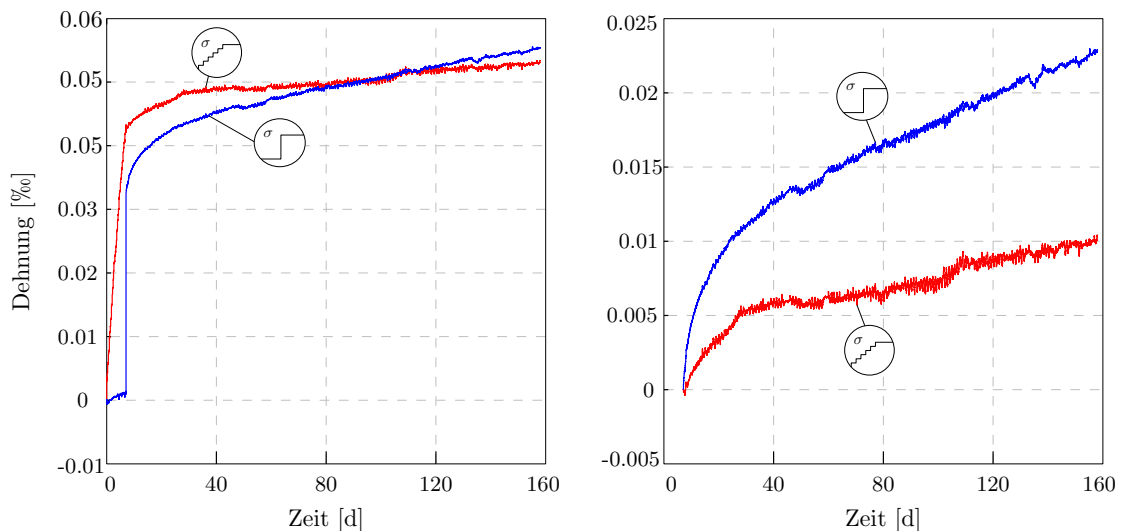
$$\varepsilon_{cc} + \varepsilon_{el} = \varepsilon_{ges} - \varepsilon_{cs} \quad (5.1)$$

ε_{cc}	Kriechverformung
ε_{el}	elastische Verformung
ε_{ges}	gesamte gemessene Verformung
ε_{cs}	Schwindverformung

Diese Vorgehensweise wird als zutreffend vorausgesetzt. Allerdings sollte an dieser Stelle angemerkt werden, dass diese Vorgehensweise in der Literatur auch kontrovers diskutiert wird. Im Speziellen ist noch nicht eindeutig geklärt, ob die Schwindverformungen des unbelasteten Körpers gleich den Schwindverformungen des belasteten Körpers unter Zugbeanspruchung sind, vgl. [YW14] oder [RMT12].

5.2 Lastabhängige Verformung

Die lastabhängige Verformung wurde für die beiden Versuche 1 und 2 inkrementell auf Basis von Gl. 5.1 bestimmt. Hierbei wurde zunächst zwischen gesamter lastabhängiger Dehnung und Dehnungszunahme nach Erreichen der maximalen Last unterschieden. Das Ergebnis zeigt Abb. 5.2.



(a) Absolute Dehnung nach Versuchsbeginn

(b) Dehnungszunahme nach Erreichen der maximalen Belastung

Abb. 5.2: Lastabhängige Verformung der Versuchskörper

Die lastabhängigen Verformungen der Betonzylinder setzen sich aus der unmittelbaren elastischen Verformung und der zeitabhängigen Kriechverformung zusammen. Für die

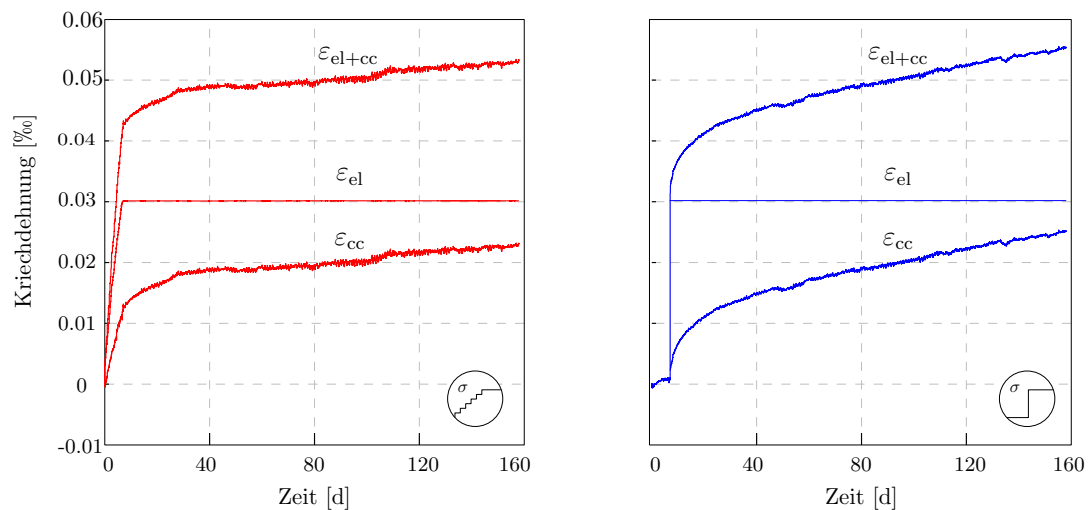
Berechnung der elastischen Verformungen wurde der in Versuchskörper 2 implizit ermittelte Elastizitätsmodul unter Zugbeanspruchung zugrunde gelegt. Da die Belastung bei Versuchskörper 2 möglichst schnell aufgebracht wurde, kann davon ausgegangen werden, dass es sich bei der Verformung um eine rein elastische Verformung handelt, bzw. dass die Kriechverformung für die Dauer der Lastaufbringung sehr gering ist und daher vernachlässigt werden kann. Der Elastizitätsmodul ergibt sich aus:

$$E_c = \frac{F_{\text{ges}}}{A_{\text{VK}}(\varepsilon_{\text{fin}} - \varepsilon_{\text{in}})} = \frac{10 \text{ kN}}{78.54 \text{ cm}^2(0.0259 - (-0.0043))} \times 10^4 = 42156 \text{ N/mm}^2 \quad (5.2)$$

A_{VK} Querschnittsfläche des Versuchskörpers
 ε_{in} gesamte Dehnung des Versuchskörpers zu Belastungsbeginn
 ε_{fin} gesamte Dehnung des Versuchskörpers bei Ende der Lastaufbringung

Die elastische Antwort $\Delta\varepsilon_{\text{el}}$ auf jede Laststeigerung von Versuchskörper 1 wurde einheitlich mit dem in 5.2 berechneten Zug-Elastizitätsmodul ermittelt. Die Entwicklung des Elastizitätsmoduls ist zwar zu Beginn des Erhärungszeitraums ebenfalls sehr stark ausgeprägt, weist aber bei Versuchsbeginn mit $t_{\text{eff}}=4$ Tage gegenüber der Zugfestigkeitsentwicklung geringere Änderungen auf. Aufgrund fehlender Daten wurde zunächst mit dem konstanten Zug-Elastizitätsmodul gerechnet.

Die reine Kriechverformung ε_{cc} ergibt sich aus der Differenz zwischen gesamter lastabhängiger Verformung und reiner elastischer Verformung. Das Ergebnis einer solchen Auswertung zeigt Abb. 5.2.



(a) Anteile der lastabhängigen Verformung des Versuchskörpers 1 (b) Anteile der lastabhängigen Verformung des Versuchskörpers 2

Abb. 5.3: Anteile der lastabhängigen Verformung

Auf Grundlage der vorangegangenen Auswertungen können bereits einige allgemeine Aussagen zu dem beobachteten Kriechen von Beton unter Zug getroffen werden:

- Das Anfangskriechen direkt nach Belastung zeigt die größte Kriechrate;
- Mit zunehmender Belastungsdauer nimmt die Kriechrate in beiden Belastungssituationen ab;
- Ungefähr 90 Tage nach Belastungsbeginn erreichen die gesamten lastabhängigen Dehnungen des Versuchskörpers 2 (blau) den selben Wert wie Versuchskörper 1 (rot).
- In Abhängigkeit von der Belastungsgeschichte können trotz gleichem Beanspruchungsniveau sehr unterschiedliche Kriechverhalten im weiteren Zeitverlauf beobachtet werden.

5.3 Gegenüberstellung des Zugkriechens infolge unterschiedlicher Belastungsgeschichten

Um die Dehnungsänderungen bei unterschiedlicher Belastung besser miteinander vergleichen zu können, wurde die Kriechverformung ε_{cc} der beiden Versuchskörper in einem ersten Schritt mit einem Curvfitting approximiert (Abb. 5.4(a)). Aus den approximierten Funktionen wurde anschließend die Steigung ermittelt, um die Rate der Kriechverformungen von Versuchskörper 1 und 2 genauer gegenüberstellen zu können. Das Ergebnis zeigt Abb. 5.4(b)

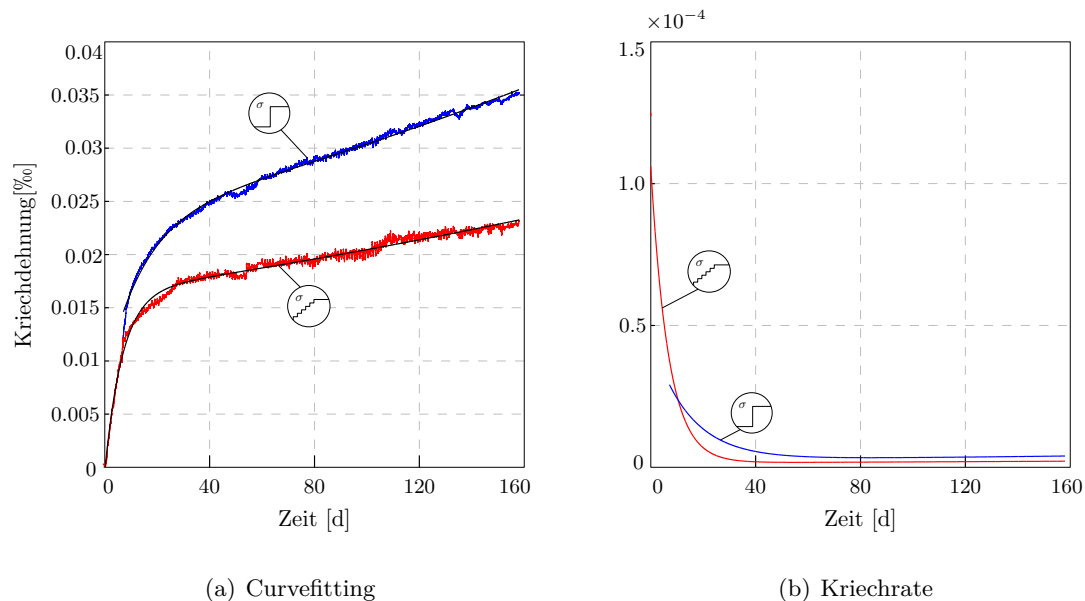


Abb. 5.4: Curvfitting

Wie bereits in 2.3.1 angeführt, nimmt die Kriechrate mit zunehmender Belastungsdauer bei konstantem Belastungsniveau und bei relativ konstanten Umgebungsbedingungen ab. Qualitativ ähneln sich die Kriechraten bei einstufiger und bei mehrstufiger Belastung. Unterschiedlich ist jedoch der Wert gegen welchen die jeweilige Kriechrate konvergiert.

Bei einstufiger Belastung konvergiert die Rate der Kriechverformung (blaue Kurve in Abb. 5.4(b)) etwa 45 Tage nach Aufbringen der Last gegen einen Wert größer als Null. Die Kriechverformung steigt demnach konstant weiter an und erreicht bis zum aktuellen Stand der Messergebnisse keinen fixen Endwert. Die Rate der Kriechverformung infolge mehrstufiger Belastung konvergiert ebenfalls gegen einen Wert größer als Null, allerdings etwas früher und mit einem kleineren Wert als bei einstufiger Belastung.

6 Interpretation, Nachrechnung und Schlussfolgerung für die Bemessung

6.1 Einfluss der Belastungsgeschichte auf das Zugkriechen von Beton

Im vorherigen Kapitel wurde durch eine detaillierte Auswertung und Gegenüberstellung der Kriechversuche mit unterschiedlicher Lastaufbringung gezeigt, dass hierdurch trotz gleichem Belastungsniveau am Ende sowohl qualitativ als auch quantitativ unterschiedliches Kriechen beobachtet werden kann. Natürlich wird diese Beobachtung durch die unterschiedlichen Belastungsalter geprägt, allerdings muss festgestellt werden, dass die Beobachtungen dem heutigen Verständnis von Kriechen widersprechen.

Im bisherigen Beobachtungszeitraum von $5\frac{1}{2}$ Monaten werden nämlich bei einstufiger Belastung trotz späterem Belastungsalter bereits jetzt schon größere Kriechverformungen erreicht, als beim mehrstufigen Versuch mit früherem Belastungsalter. Dies wird insbesondere dadurch hervorgerufen, dass im Falle von einstufigem Aufbringen der Belastung im weiteren Zeitverlauf eine größere Verformungszunahme infolge Kriechen beobachtet werden kann.

Die Ursache für das beobachtete Verhalten kann mit diesen Untersuchungen nicht eindeutig geklärt werden. Es bestehen aber verschiedene Theorien, die einen Erklärungsversuch zum beobachteten Verhalten zulassen. Einerseits könnte davon ausgegangen werden, dass sich die mehrstufige Aufbringung der Belastung im jungen Beton mit gleichzeitiger Entwicklung der Mikrostruktur des Zementsteins überlagert. In Anlehnung an die Überlegungen in [Ba89a] und [Ba89b] könnte davon ausgegangen werden, dass im längeren Zeitraum des Zugspannungsaufbaus spannungsfreie Verbindungen in der belasteten Mikrostruktur entstehen, die von der vorherigen Spannungsgeschichte unberührt bleiben und nur infolge der neuen Spannungsinkremente im weiteren Zeitverlauf kriechen.

Eine andere Erklärungsmöglichkeit wurde in [Sch15] präsentiert, wobei hier die Mikrorissbildung als Hauptursache des Zugkriechens gesehen wird. Die Hypothese ist hier, dass ein konstantes Spannungsniveau am gedachten Rissufer eines Mikrorisses zum fortwährenden Wachsen des Mikrorisses führt. Wird durch kurze Überbelastung der Mikroriss weiter geöffnet und dann wieder, durch eine teilweise Entlastung zurück auf das ursprüngliche Spannungsniveau teilweise geschlossen, so liegt nun eine geringere Spannung am Rissufer an und das Risswachstum geht zurück. Insgesamt nimmt dadurch die Kriechdehnung im weiteren Zeitverlauf weniger zu. Mit Blick auf die vorliegende Untersuchung könnte vermutet werden, dass bei mehrstufiger Lastaufbringung eine deutlich geringere Mikrorissbildung in der Zementsteinmatrix hervorgerufen wird, die im weiteren Zeitverlauf dadurch weniger kriecht.

6.2 Vergleich der Versuchsergebnisse mit den bestehenden Modellen aus Eurocode und Model Code

Im Zuge dieser Arbeit erfolgte außerdem ein Vergleich der aus den Versuchen abgeleiteten Kriechzahlen mit den nach Eurocode sowie Model Code berechneten Werten. Einerseits soll mit diesem Vergleich untersucht werden, ob die Vorhersagemodelle im Falle von Zugbelastung vergleichbare Werte liefern. Andererseits soll geklärt werden, inwiefern der Einfluss der Belastungsgeschichte auch mit diesen Vorhersagemodellen prognostiziert werden kann.

Eine wesentliche Eingangsgröße der Vorhersagemodelle in Euro- bzw. Model Code ist die wirksame Bauteildicke h_0 . Hiermit wird der Einfluss der Austrocknung des Querschnitts auf das Schwinden und Kriechen abgebildet. Durch die zweilagige Versiegelung der Versuchskörper mit Aluminiumfolie wird dieses Austrocknen über die Oberfläche sehr stark reduziert, wenngleich es aber nicht ausgeschlossen werden kann. Eine direkte Bestimmung von h_0 ist für die vorliegenden Versuchskörper allerdings schwierig und wurde deshalb durch eine Anpassung der Eurocode-Schwindkurve an die gemessene Schwindkurve erzielt, wie nachfolgend beschrieben.

6.2.1 Bestimmung von h_0 aus den gemessenen Schwindverformungen

In Euro- bzw. Model Code wird bauteildickenabhängiger Einfluss der Austrocknung auf das Schwinden und Kriechen mit einem Wert h_0 beschrieben. Dieser ermittelt sich zu:

$$h_0 = 2A_c / \varepsilon_{in} \quad (6.1)$$

A_c Querschnittsfläche
 ε_{in} Umfang der dem Trocknen ausgesetzten Oberflächen

Da bis auf h_0 alle Eingangsgrößen für die Berechnung der Schwindverformung nach Eurocode und Model Code bekannt sind, konnte h_0 durch einen Kurvenfit an die Messkurve bestimmt werden. Die Eingangswerte sind hierbei:

f_{cm} = 43 MN/m²
 RH = gemessene relative Luftfeuchtigkeit im Raum
 Zementart = Klasse N

Mit $h_0 = 2800$ mm konnte letztendlich eine gute Übereinstimmung erzielt werden, wie in Abb. 6.1 dargestellt.

Dieses $h_0 = 2800$ mm wird anschließend für die Bestimmung des Kriechens mittels Euro- und Modelcode zugrunde gelegt. Aufgrund der guten Übereinstimmung in den Schwindkurven wird hierbei davon ausgegangen, dass eine direkte Übernahme von $h_0 = 2800$ mm zumindest innerhalb des Betrachtungszeitraums konsistent ist.

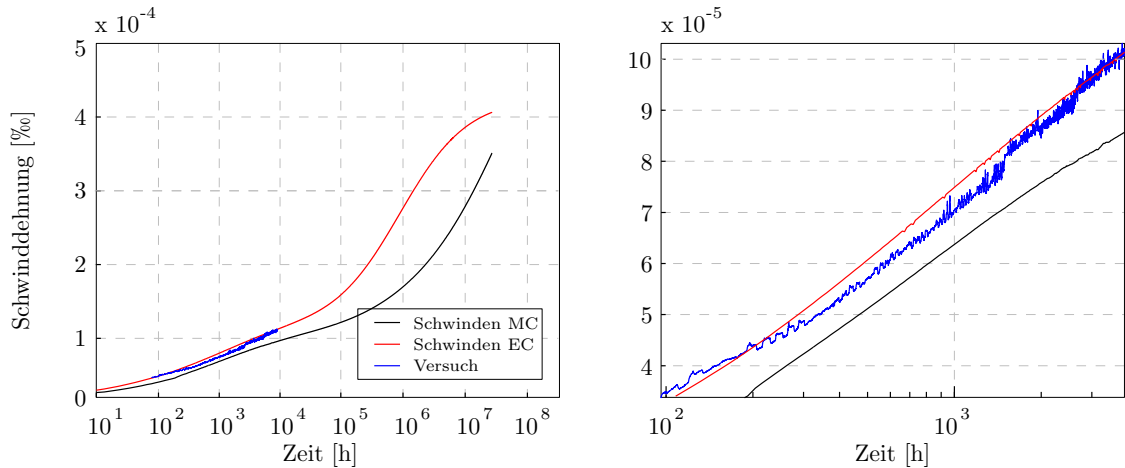


Abb. 6.1: Anpassung des Schwindmodells laut EC2 bzw. MC2010 an die Messergebnisse

6.2.2 Nachrechnung des Kriechens im einstufigen Versuch

Kriechen ist in den folgenden Diagrammen in Form der Kriechzahl φ_c dargestellt. Die zeitabhängige Kriechzahl des einstufig belasteten Versuchskörpers errechnet sich aus:

$$\varphi_c(t) = \frac{\varepsilon_{cc}(t)}{\varepsilon_{el}} \quad (6.2)$$

Eine Gegenüberstellung der Kriechzahl aus dem Versuch mit den Kriechzahlen gemäß Eurocode und Model Code zeigt Abb. 6.2.

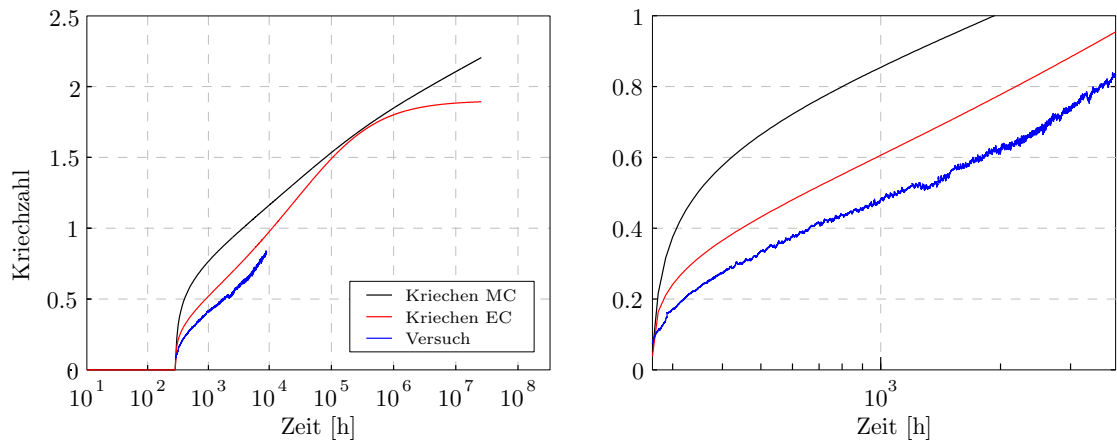


Abb. 6.2: Vergleich der messtechnisch bestimmten Kriechzahl mit der Kriechzahl laut EC bzw. MC

Die Vorhersagemodelle für Kriechen in Eurocode und Model Code werden üblicherweise für konstante Spannungsniveaus unter Druckbelastung verwendet. Eine Verwendung dieser Kurven für Zugbeanspruchung ist allerdings zulässig. Wie der Vergleich zeigt, würde die Kriechverformung infolge einstufiger Belastung unter Zug mit $t_0 \sim 12$ Tage (ca. 288 Stunden) mit dem Modell nach Eurocode auch relativ gut prognostiziert werden. Ein Vergleich mit der Vorhersage nach Model Code zeigt allerdings eine gewisse Überschätzung des Kriechens

an. Selbst unter Berücksichtigung einer möglichen Adaptierung von $h_0 = 2800$ mm für eine bessere Übereinstimmung in Abb. 6.1 würde sich noch immer eine größere Abweichung ergeben, als im Falle des Eurocode-Modells.

6.2.3 Nachrechnung des Kriechens im mehrstufigen Versuch

Im mehrstufigen Versuch muss das Kriechen im Zeitverlauf unter Berücksichtigung der einzelnen Belastungsschritte bestimmt werden. Die Belastung erfolgte hierbei mit 36 Laststufen, welche in Abb. 6.3 dargestellt sind.

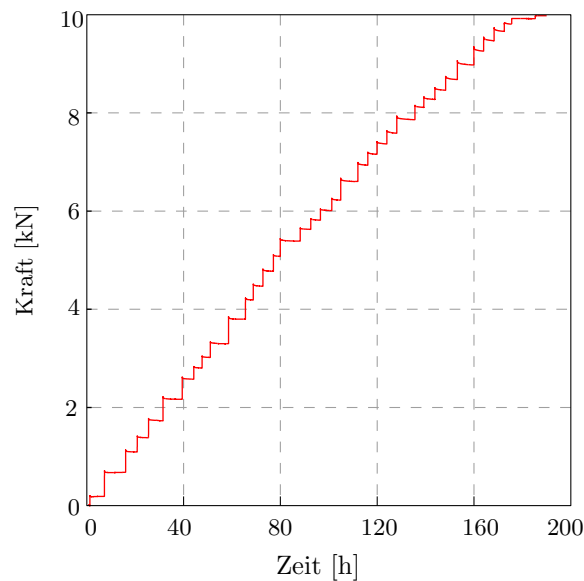


Abb. 6.3: Tatsächliche Belastungssinkremente bei der Belastung von Versuchskörper 1

Die Spannungsgeschichte wird in Spannungssinkremente $\Delta\sigma_c$ aufgeteilt. Dabei führt jedes neue Spannungssinkrement im Betonkörper aufgrund der viskoelastischen Materialeigenschaften zu einer Kriechdehnung. Die Berechnung der gesamten Kriechverformung zum Zeitpunkt t erfolgt unter Annahme des linearen Kriechens sowie durch Anwendung des Superpositionsprinzips für linear visko-elastische Werkstoffe nach *Boltzmann*. Allgemein bedeutet das, dass die Summe der Antwort mehrerer Spannungen gleich der Summe der Antwort jeder einzelnen Spannung ist, wobei Belastungsbeginn und Belastungsdauer des jeweiligen Spannungssinkrement berücksichtigt werden. Dieses Prinzip wird hier auf die Bestimmung von Kriechverformungen übertragen. Bažant führt in [Ba88] vier Voraussetzungen für die Superponierbarkeit zur Vorhersage der Kriechverformung an:

- Die Spannungen liegen innerhalb des linearen Bereichs.
- Es erfolgt keine Entlastung des Betons.
- Es herrscht annähernd konstante relative Luftfeuchtigkeit.
- Nach Belastungsbeginn tritt kein plötzlicher großer Spannungssprung auf.

Für einen einzelnen Belastungsschritt kann die gesamte Kriechdehnung zum Zeitpunkt $t = \infty$ infolge einer Spannungsänderung $\Delta\sigma_c$ zum Belastungsbeginn t_k über die zugehörige Endkriechzahl berechnet werden:

$$\varepsilon_{cc,\infty}(t_k) = \frac{\Delta\sigma_c(t_k)}{E_c(t_k)} \varphi_{c,\infty}(t_k) \quad (6.3)$$

In 6.4 ist der zeitliche Verformungsverlauf infolge einer solchen einstufigen Belastung abgebildet. Der Zeitverlauf kann hierbei über einen Zeitbeiwert $\beta_c(t_i, t_k)$ berücksichtigt werden.

$$\varepsilon_{cc}(t_i, t_k) = \frac{\Delta\sigma_c(t_k)}{E_c(t_k)} \varphi_{c,\infty}(t_k) \times \beta_c(t_i, t_k) \quad (6.4)$$

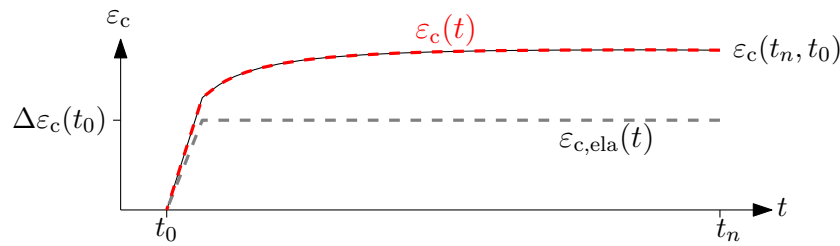


Abb. 6.4: Verformungsgeschichte bei einstufiger Belastung

Mit der Voraussetzung des Superpositionsprinzips kann das Kriechen der einzelnen Laststufen im mehrstufigen Versuch zunächst unabhängig voneinander betrachtet werden und anschließend zu einer gesamten Verformungsgeschichte aufaddiert werden. Wie Abb. 6.5 veranschaulicht, wird dazu aus der Spannungsgeschichte die elastische Verformungsgeschichte abgeleitet und für jedes elastische Verformungsincrement die Kriechgeschichte mit Gl. 6.4 bestimmt.

Für eine zeitdiskrete Darstellung der Verformungsgeschichte wird die beschriebene Vorgehensweise inkrementell angewendet. Die Kriechdehnung bei inkrementeller Betrachtung in einem Zeitschritt $t_i - t_{i-1}$ beträgt hierbei:

$$\Delta\varepsilon_{cc}(t_i - t_{i-1}, t_k) = \frac{\Delta\sigma_c(t_k)}{E_c(t_k)} \times \Delta\varphi_c(t_i - t_{i-1}, t_k) \quad (6.5)$$

Das Inkrement der Kriechzahl wird mit einer schrittweisen Auswertung des Zeitbeiwerts $\beta_c(t_i, t_k)$ nach [EC2] berücksichtigt.

$$\Delta\varphi_c(t_i - t_{i-1}, t_k) = \varphi_{c,\infty}(t_k) \times [\beta_c(t_i, t_k) - \beta_c(t_{i-1}, t_k)] \quad (6.6)$$

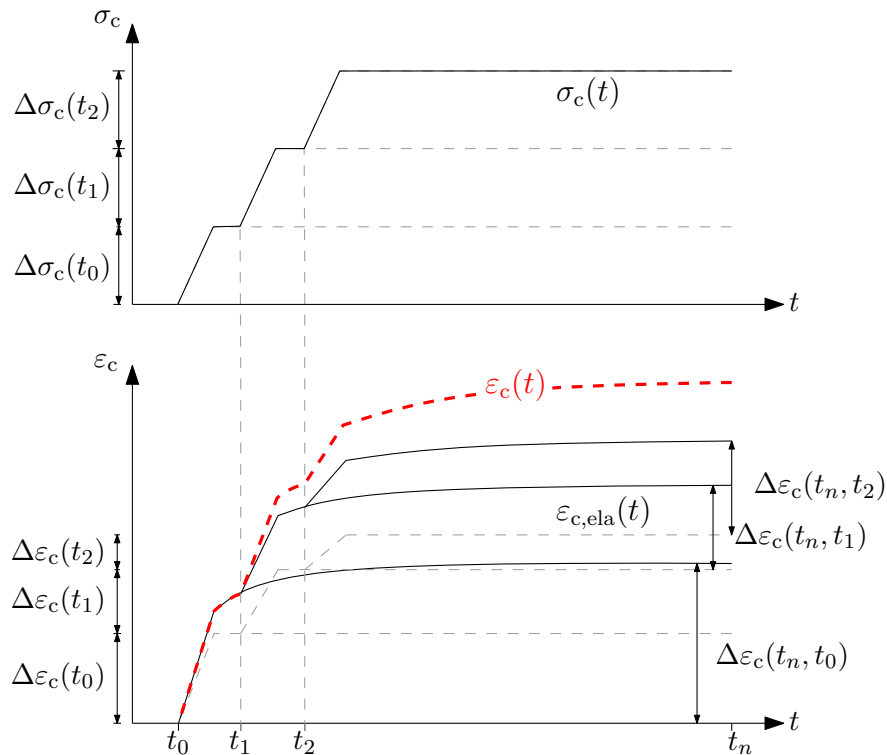


Abb. 6.5: Verformungsgeschichte eines Betonelements bei mehrstufiger Belastung

Die nach Gl. (6.6) berechneten Kriechzahlinkremente zur Berechnung der Kriechdehnung im mehrstufigen Versuch sind in Abb. 6.6 dargestellt. Beispielhaft werden hier die Inkremente bei Verwendung des Kriechmodells des Eurocode gezeigt, wobei die Eingangsparameter unverändert wie bei der Nachrechnung des einstufigen Versuches berücksichtigt wurden.

Zur besseren Anschaulichkeit wird hierbei eine farbliche Unterscheidung je tatsächlicher Belastungsstufe vorgenommen. Die Größe der Inkremente ist abhängig vom Zeitpunkt des Belastungsbeginns, sowie von der Schrittweite zwischen den einzelnen Belastungsstufen. An dieser Stelle muss aber angemerkt werden, dass hier die Inkremente gemäß der tatsächlichen Schrittweite in der Lastaufbringung gezeigt werden. Da die Schrittweiten zwischen den einzelnen Belastungsstufen allerdings unterschiedlich sind (Zeitabstand von jeweils 3-8 Stunden), ergibt sich ein sehr unregelmäßiges Bild. Um den Einfluss der unterschiedlich großen Schrittweiten in der Darstellung zu reduzieren, wurden die gezeigten Kriechzahlinkremente in Abb. 6.6 bezüglich der Dauer des jeweiligen Belastungsschritts normiert. Dadurch ergibt sich ein etwas einheitlicheres Bild, vor allem für die späteren Inkremente einer Laststufe. Das Anfangskriechen springt durch die Normierung allerdings gegenläufig, da die Völligkeit im jeweils ersten Zeitschritt nicht normiert werden kann.

Bei konstanter Größe der Zeitschritte würde das Anfangskriechen stets abnehmen und die Summe der Kriechzahlinkremente im Zeitverlauf ansteigen, wie bspw. in [Sch14]. Eindeutig zu erkennen ist jedoch auch in Abb. 6.6 der abnehmende Trend des Kriechzahlinkrements je Belastungsstufe, sowie eine insgesamt Zunahme der Kriechzahl.

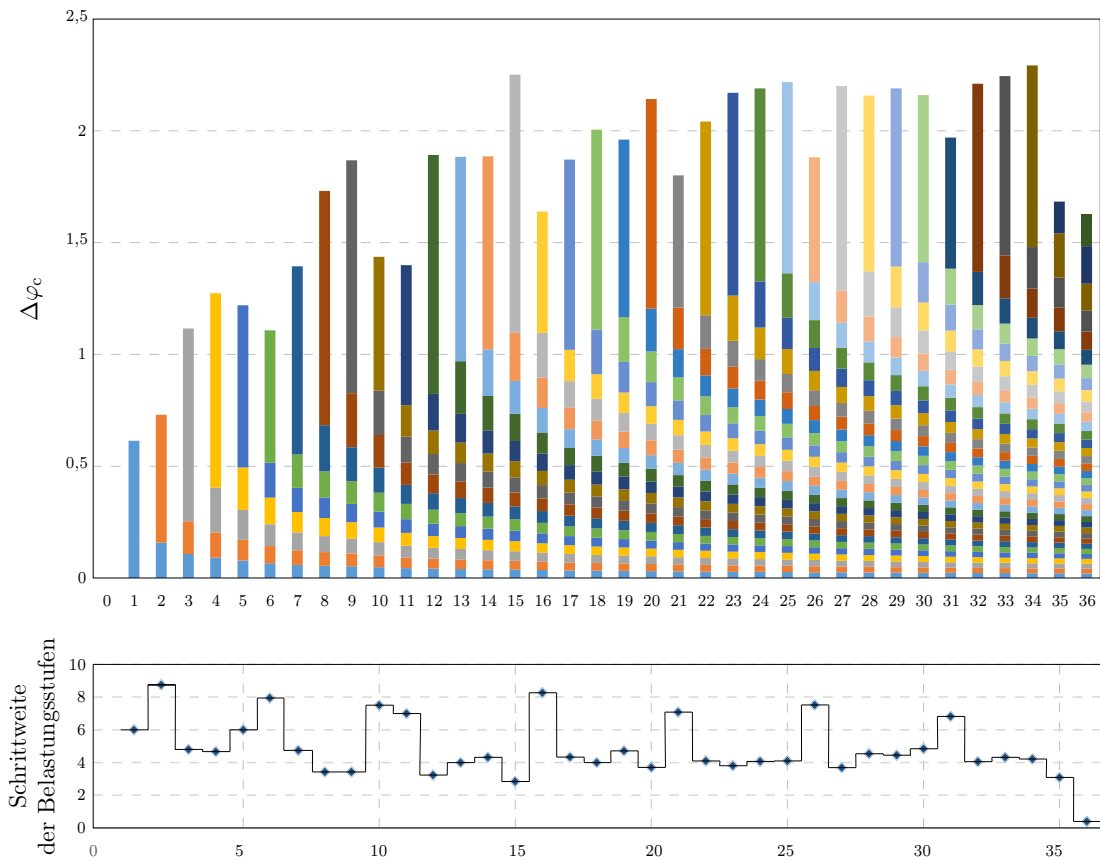


Abb. 6.6: Kriechzahlkremete pro Belastungsstufe für Versuchskörper 1

Insgesamt ergibt sich die gesamte Kriechdehnung des mehrstufig belasteten Versuchskörpers zum Zeitpunkt t aus der zeitdiskreten Superposition der viskoelastischen Verformungen über alle 36 Spannungskremente:

$$\varepsilon_c(t_n) = \sum_{k=1}^{\min\{n;36\}} \left[\frac{\Delta\sigma_c(t_k)}{E_c(t_k)} \sum_{i=1}^n \Delta\varphi_c(t_i - t_{i-1}, t_k) \right] \quad (6.7)$$

Die so errechnete theoretische Gesamtkriechverformung wird in Abb. 6.7 mit der tatsächlichen gemessenen Verformung im Betrachtungszeitraum verglichen. Die Ermittlung der Kriechzahl erfolgte hierbei gemäß [EC2] (schwarze Kurve) unter Voraussetzung, dass die angegebenen Kriechzahlen auch auf Zugbeanspruchung übertragen werden können. Außerdem beinhaltet Abb. 6.7 das Ergebnis einer Nachrechnung mit Modifikation der Kriechzahl von [EC2] gemäß [Sch14] (grüne Kurve).

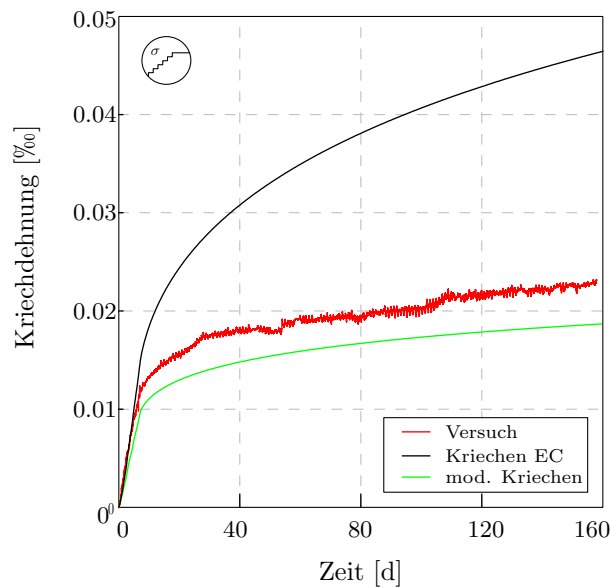


Abb. 6.7: Vergleich der Kriechverformung durch inkrementelle Berechnung

In [Sch14] wurde anhand von Nachrechnungen verschiedener Zwangrahmenversuche sowie Baustellenmonitorings festgestellt, dass eine Anwendung der Kriechzahlen gemäß [EC2] für Spannungsgeschichten unter Zug keine gute Übereinstimmung liefert. Für eine bessere Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen wurde deshalb folgende Modifikation für die Zugseite vorgeschlagen:

- einer Reduktion der Endkriechzahl um 70 %;
- einer Beschleunigung der zeitlichen Entwicklung durch eine Änderung Exponenten bei der Berechnung des Zeitbeiwerts $\beta_c(t, t_0)$ von 0.3 auf 0.17.

Bei dieser Modifikation ist zu beachten, dass diese auch den Unterschied zwischen statischem Elastizitätsmodul und Zug-Elastizitätsmodul implizit abdeckt. Für die Nachrechnung mit der Modifikation wurde deshalb der statische Elastizitätsmodul des Betons von $E_{cm} = 34100 \text{ N/mm}^2$ verwendet.

Der Vergleich der Messergebnisse mit der theoretisch zu erwartenden Kriechverformung durch Summierung der Kriechanteile je Spannungsinkrement zeigt eine starke Überschätzung der zu erwartenden Kriechverformung bei Berechnung nach [EC2]. Mit der Anwendung der Modifikation nach [Sch14] kann eine gute Übereinstimmung erreicht werden. Darüber hinaus deckt sich dieses Ergebnis auch tendenziell mit den Versuchsbeobachtungen anderer Autoren zum Unterschied zwischen Druck- und Zugkriechen, bspw. [De17].

6.3 Schlussfolgerung für die Bemessung

Wie bereits zu Beginn des Kapitels 5 erwähnt, handelt es sich bei den vorgestellten Versuchen um die erstmalige Durchführung eines solchen Versuchsprogramms. Die Ergebnisse sind deshalb vielmehr als Indikator zu verstehen, gesicherte Schlussfolgerungen hingegen bedürfen einer weiteren statistischen Absicherung.

Generell kann mit diesen Versuchsergebnissen allerdings festgestellt werden, dass Zugkriechen infolge von allmählich aufgebauten Zugspannungen, so wie sie im Falle von erhärtungsbedingtem Zwangkraftaufbau üblich sind, trotz hohem Spannungsniveau und insgesamt früherem Belastungsalter geringer ausfällt, als das Zugkriechen infolge einer einstufigen Belastung auf gleichem Spannungsniveau mit späterem Belastungsalter.

Mit Blick auf die Bemessung von Stahlbeton bedeutet dies, dass die oftmals reduzierend angesetzte Relaxation der erhärtungsbedingten Zwangskraft sehr gering ausfallen kann. Für die Beurteilung der Rissgefahr bzw. die Quantifizierung der aufzunehmenden Verformung bei der Rissbreitenbegrenzung infolge Zwangs sollte die Größe der Relaxation der erhärtungsbedingten Zwangskraft mit Vorsicht gewählt werden.

7 Zusammenfassung und Ausblick

7.1 Zusammenfassung

Die vorliegende Arbeit beschäftigt sich mit dem Zugkriechen des Betons infolge von Zwangbeanspruchungen. Im Zuge einer umfassenden Literaturstudie werden zunächst allgemeine Kriechmechanismen, Einflussfaktoren, sowie bestehende normative Vorhersagemodelle analysiert. Parallel zu den Kriechmodellen werden dabei auch die Modelle zur Beschreibung der Schwindverformung untersucht, da Schwinden und Kriechen fast immer gleichzeitig wirken und daher nicht unabhängig voneinander betrachtet werden können.

Der Schwerpunkt der Arbeit liegt schließlich in der Durchführung von experimentellen Untersuchungen zum Zugkriechen von Beton. Das Ziel ist hierbei, den Einfluss der erhärtungsbedingten Spannungsgeschichte auf das Kriechverhalten des Betons zu erfassen. Im Zuge des Versuchs wurden zylinderförmige Probekörper hergestellt, deren Dehnung über einen Zeitraum von 5¹/₂ Monaten gemessen wurde. Zwei der Versuchskörper wurden zu Beginn mit 10 kN (ca. 50 % von f_{ctm}) belastet, wobei die Belastung eines Versuchskörpers in Form von mehreren Belastungsstufen aufgebracht wurde, um den Zwangspannungsaufbau eines erhärtenden Betonbauteils zu simulieren. Der andere Versuchskörper wurde hingegen einstufig belastet. Die dabei gemessenen Gesamtverformungen der belasteten Körper wurden um die am unbelasteten Körper gemessenen Schwindverformungen und die unmittelbare elastische Verformung reduziert.

Anhand der anschließenden Auswertung der Messergebnisse kann gezeigt werden, dass die Kriechverformung von der Belastungsgeschichte signifikant beeinflusst wird. Bei einstufiger sowie bei mehrstufiger Belastung ist der Verlauf der Kriechkurve durch eine anfängliche schnelle Abnahme der Kriechrate gekennzeichnet, welche ungefähr 45 Tage nach Belastungsbeginn in beiden Fällen einen annähernd konstanten Wert erreicht. Ein Endwert der Kriechverformung konnte im bisherigen Beobachtungszeitraum nicht festgestellt werden. Allerdings wurden im bisherigen Beobachtungszeitraum von 5¹/₂ Monaten bei einstufiger Belastung trotz späterem Belastungsalter bereits jetzt schon größere Kriechverformungen erreicht, als beim mehrstufigen Versuch mit früherem Belastungsalter. Dies wird insbesondere dadurch hervorgerufen, dass im Falle von einstufigem Aufbringen der Belastung im weiteren Zeitverlauf eine größere Verformungszunahme infolge Kriechen beobachtet werden kann.

Die Nachrechnung der Kriechdehnung anhand der normativen Vorhersagemodelle zeigt schließlich eine gute Übereinstimmung der Ergebnisse im Falle der einstufig aufgetragenen Zugbeanspruchung. Diese Übereinstimmung ist allerdings im Falle von allmählich aufgetragener Zugspannung nicht mehr gegeben. Hier führten die Nachrechnungen mit einer modifizierten Kriechzahl für die Zugseite gemäß [Sch14] zu einer besseren Übereinstimmung. Für die Praxis sind diese Erkenntnisse insofern von Bedeutung, als dass die Kriechverformungen durch die bestehenden Modelle überschätzt und in weiterer Folge auch die Relaxation der Zugspannungen in zwangbeanspruchten Bauteilen überschätzt werden kann.

7.2 Ausblick

Die vorgestellten Versuche wurden in dieser Form erstmalig durchgeführt. Die Ergebnisse sind deshalb vielmehr als Indikator zu verstehen, gesicherte Schlussfolgerungen hingegen bedürfen einer weiteren statistischen Absicherung. Um quantitative Aussagen über das Kriechverhalten unter Zwangbeanspruchung treffen zu können, sowie den Einfluss der verschiedenen Faktoren wie Betonzusammensetzung und Umgebungsbedingungen erfassen zu können, bedarf es deshalb weiterer ausführlicher Untersuchungen.

Literaturverzeichnis

- [At03] Atrushi, D. S. (2003) *Tensile und compressive Creep of Early Age Concrete: Testing and Modelling*. PhD Thesis, Norwegian University of Sciens and Technology.
- [De17] Delsaute, B. (2017) *New approach for Monitoring and modelling of the Creep and Shrinkage behaviour of Cement Pastes, Mortars and concretes since setting time*. Phd Thesis, Université Libre de Bruxelles, BATir.
- [Ba88] Bažant, Z.P. (1988) *Mathematical Modelling of Creep and Shrinkage of Concrete*. John Wiley and Sons, BATir, Belgien.
- [Ba89a] Bažant, Z. P., and Prasannan, S. (1989) *Solidification theory for concrete creep. I: Formulation*. Journal of Engineering Mechanics, ASCE, 115(8), S. 1691-1703.
- [Ba89b] Bažant, Z. P., and Prasannan, S. (1989) *Solidification theory for concrete creep. II: Verification and application*. Journal of Engineering Mechanics, ASCE, 115(8), 1704-1725.
- [EC2] EN 1992-1-1 (2011) *Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*. Ausgabe: 2011-12-01.
- [HB16] Hermerschmidt, W.; Benboudjema, F. (2016) *Modeling of early age concrete creep using rheological modeling approaches*. RILEM Conference MSSCE, Service Life Segment, 22-24 August 2016, Technical University of Denmark, Lyngby, Denmark.
- [Ke11] Keitel, H.(2011)*Bewertungsmethoden für die Prognosequalität von Kriechmodellen des Betons*. Schriftreihe des DFG Graduiertenkollegs 1462, Heft 2, Universität Weimar.
- [KST00] Kordina, K., Schubert, L., Troitzsch, U.(2000)*Kriechen von Beton unter Zugbeanspruchungen, DAfStb, Heft 498*. Beuth Verlag, Berlin.
- [MC2010] Model Code (2010) **fib** *Model Code for Concrete Structures 2010*, Ausgabe: 2013-10.
- [MHKB15] Müller, H.S., Haist, M., Kvitsel, V., Breiner, R.(2015)*Kriechen und Schwinden von Beton - Mechanismen, Einflussgrößen und stoffgesetzliche Modelle*. 11. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung 15. März 2015, Karlsruhe Institut für Technologie.
- [Tu17] Turner, K.(2017) *Ganzheitliche Betrachtung zur Ermittlung der Mindestbewehrung für fugenlose Wasserbauwerke*. Dissertation, Technische Universität Graz
- [TSN16] Turner, K., Schlicke, D. and Tue, N. V. (2016) *Zwangbeanspruchung von Stahlbetonbauteilen*. In: Beton- und Stahlbetonbau 111, S. 301-309, doi:10.1002/best.201600003
- [RMT12] Ranaivomanana, N., Multon, S., Turatsinze, A. (2012) *Basic creep of concrete under compression, tension and bending*. Université de Toulouse.

- [Ro10] Rossi, P.(2010) *Recent Experimental Results about the Basic Creep of Concrete and a New Approach to Model it*. Concreep 10, Université Paris-Est, IFSTTAR, France.
- [RTL13] Rossi, P., Tailhan, J., Le Maou, F. (2013) *Comparison of concrete creep in tension and in compression: Influence of concrete age at loading and drying conditions*. Université Paris-Est, IFSTTAR, France.
- [Sch14] Schlicke, D. (2014) *Mindestbewehrung zwangsbeanspruchter dicker Stahlbetonbauteile*. Verlag der Technischen Universität Graz, Graz.
- [Sch15] Schlicke, D., Turner, K., Tue, N. V. (2015) *Decrease of tensile creep response under realistic restraint conditions in structures*. In: Mechanics and Physics of Creep, Shrinkage and Durability of Concrete and Concrete Structures, Proceedigs of Concreep-10 conference, Vienna, S. 1333-1339.
- [STN16] Schlicke, D., Turner, K., Tue, N. V. (2016) *Mindestbewehrung und konstruktive Ausbildung von WU-Bauwerken*. In: Beton Graz '16 : 3. Grazer Betonkolloquium, S. 119-128, ISBN (Print): 978-3-85125-480-8.
- [We13] Wei, Y., Hansen, W.(2013) *Tensile Creep Behavior of Concrete Subject to Constant Restraint at Very Early Ages*. Journal of materials in civil engineering.
- [We93] Wesche, K.(1993) *Baustoffe für tragende Bauteile, Band 2: Beton und Mauerwerk*. Vieweg+Teubner Verlag.
- [Yu91] Yue, L.(1991/1992) *Creep Recovery of Plain Concrete under Uniaxial Compression*. Phd Thesis, Universiteit Gent, Belgien.
- [YW14] Yao, X., Wei, Y. (2014) *Design and verification of a testing system for strength, modulus, and creep of concrete subject to tension under controlled temperature and humidity conditions*. Construction and Building materials, S. 448-454.