

**Beiträge  
zur 7. DAfStb-Jahrestagung mit  
60. Forschungskolloquium**

28./29. Oktober 2019  
Leibniz Universität Hannover

## Herausgeber

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Ludger Lohaus  
Univ.-Prof. Dr.-Ing. Michael Haist  
Institut für Baustoffe  
[www.baustoff.uni-hannover.de](http://www.baustoff.uni-hannover.de)

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Steffen Marx  
Institut für Massivbau  
[www.massivbau.uni-hannover.de](http://www.massivbau.uni-hannover.de)

## Redaktion

Dr.-Ing. Jesko Gerlach  
Institut für Baustoffe

PD Dr.-Ing. habil. Michael Hansen  
Institut für Massivbau

Leibniz Universität Hannover  
Fakultät für Bauingenieurwesen und Geodäsie  
Appelstraße 9A  
30167 Hannover

<https://doi.org/10.15488/5522>

**WIR DANKEN ALLEN SPONSOREN  
FÜR DIE UNTERSTÜTZUNG DER VERANSTALTUNG.**



# INHALT

<b>SPONSOREN</b>	3
<b>INHALT</b>	4
<b>BEITRÄGE THEMENGEBIET ERMÜDUNG</b>	
Einfluss der Gesteinskörnung auf die Ermüdungsschädigung in hochfestem Beton <i>Tim Scheiden, Nadja Oneschkow, Ludger Lohaus</i>	6
Betonermüdung unter verschiedenen Belastungsfrequenzen und -pausen <i>Sebastian Schneider, Steffen Marx</i>	17
Wasserinduzierte Reduktion des Ermüdungswiderstands hochfester Betone <i>Christoph Tomann, Ludger Lohaus</i>	34
Energetische Schädigungsanalyse der Betonermüdung <i>Matthias Bode, Steffen Marx</i>	45
Ermüdungsverhalten von hochfesten Vergussmörteln <i>Corinne Otto, Nadja Oneschkow, Ludger Lohaus</i>	56
Betonermüdung – Sicherheiten und Entwicklungspotenziale <i>Boso Schmidt, Steffen Marx</i>	65
<b>BEITRÄGE THEMENGEBIET DAUERHAFTIGKEIT</b>	
Quantifizierung und Prognose der Betonschädigung beim Säureangriff <i>Jesko Gerlach, Markus Mahlbacher, Corinna Rozanski, Michael Haist, Ludger Lohaus</i>	77
Auswirkungen unterschiedlicher Bindemittelkombinationen auf die Alkali-Kieselsäure-Reaktion <i>Dries Beyer, Michael Haist, Ludger Lohaus</i>	90
Zustandsentwicklung und -prognose von Eisenbahnbrücken <i>Hubert Naraniecki, Steffen Marx</i>	103

**BEITRÄGE THEMENGEBIET MONITORING**

Schallemissionsmessungen zur Spanndrahtbruchererkennung 120  
*Frederik Wedel, Max Käding, Steffen Marx*

Unterwasser-Verformungsmessungen von Grouted Joints 133  
*Patrick Rzeczkowski, Ludger Lohaus*

**BEITRÄGE THEMENGEBIET KONSTRUKTION**

Ermüdungsversuche an großformatigen vorgespannten Betonbalken 146  
*Dennis Birkner, Steffen Marx*

Torsionstragverhalten segmentierter Turmkonstruktionen für Windenergieanlagen 159  
*Fabian Klein, Steffen Hartwig, Steffen Marx*

Fachwerke aus Betonstreben und Sphärogussknoten 171  
*Marina Stümpel, Steffen Marx*

Innovatives Bewehrungskonzept für leichte Stützen aus ultra-hochfestem Beton 183  
*Jan Markowski, Ludger Lohaus*

Quasi-kontinuierliche Dehnungsmessungen an chemisch vorgespannten Balken 196  
*Katarzyna Zdanowicz, Steffen Marx*

**BEITRÄGE THEMENGEBIET BETONTECHNOLOGIE**

Einfluss der Partikelwechselwirkung und der Hydratation auf die Rheologie von Zementsuspensionen 206  
*Julian Link, Tabea von Bronk, Ludger Lohaus, Michael Haist*

Einfluss des Early-Age-Movement auf die Rheologie von Grout-Materialien 222  
*Dario Cotardo, Michael Haist, Ludger Lohaus*

Prüfverfahren zur Bewertung der Mischungsstabilität von Beton unter Rütteleinwirkung 232  
*Christoph Begemann, Michael Haist, Ludger Lohaus*

Entwicklungskonzepte für robuste Ökobetone 245  
*Jack Moffatt, Michael Haist*

Farbmetrische Analyse zur quantitativen Bewertung der Farbe von glatten Sichtbetonflächen 254  
*Tobias Schack, Ludger Lohaus, Michael Haist*

# Einfluss der Gesteinskörnung auf die Ermüdungsschädigung in hochfestem Beton

Tim Scheiden<sup>1</sup>, Nadja Oneschkow<sup>1</sup>, Ludger Lohaus<sup>1</sup>

<sup>1</sup>*Institut für Baustoffe, Leibniz Universität Hannover, Hannover, Deutschland*

## **KURZFASSUNG:**

In diesem Beitrag wird der Einfluss der groben Gesteinskörnungsart auf das Ermüdungsverhalten von hochfesten Betonen analysiert, beschrieben und vergleichend dargestellt. Dabei werden zwei hochfeste Betone mit Basalt und Granit als Grobzuschlag auf zwei Spannungsniveaus,  $S_{c,max} = 0,85$  und  $S_{c,max} = 0,70$ , untersucht. Mit Hilfe der Schallemissionsanalyse und mit detaillierten Dehnungsmessungen werden die ablaufenden Schädigungsprozesse erfasst und anhand von Schädigungsindikatoren wie Steifigkeitsdegradation, dissipierte Energie je Lastwechsel und Schallemissionsaktivität ausgewertet. Die Ergebnisse zeigen dabei signifikante Unterschiede in den ablaufenden Degradationsmechanismen, aufgrund der unterschiedlichen mechanischen Eigenschaften der Gesteinskörnung auf und geben Hinweise auf generelle ermüdungsbedingte Schädigungsprozesse im Betongefüge.

## **ABSTRACT:**

In this paper the influence of the coarse aggregate type on the fatigue behaviour of high-strength concrete is analyzed, described and compared comparatively. Two high-strength concretes with basalt and granite as coarse aggregate with two different stress levels,  $S_{c,max} = 0.85$  and  $S_{c,max} = 0.70$  were investigated. With the acoustic emission analysis and detailed strain measurements, the ongoing damage processes were determined and evaluated on the basis of damage indicators such as stiffness degradation, dissipated energy per load cycle and acoustic emission activity. The results show significant differences in the ongoing damage mechanisms due to the different mechanical properties of the coarse aggregate and give indicators of general fatigue related damage processes in the concrete structure.

## 1 EINLEITUNG

In den vergangenen Jahrzehnten wurden eine große Anzahl von Untersuchungen zum Ermüdungsverhalten von Betonen unterschiedlicher Druckfestigkeit durchgeführt. Das primäre Ziel dieser Untersuchungen war es, S-N-Kurven zu entwickeln bzw. zu bestätigen, welche die Grundlage des aktuellen Ermüdungsnachweises in verschiedenen Regelwerken, wie z. B. dem Model Code (fib, 2013) oder Eurocode (GIS, 2011), bilden. In diesen Regelwerken werden die S/N-Kurven für alle Druckfestigkeiten, w/z-Werte, Gesteinskörnungsarten und -sieblinien in gleicher Weise ohne Unterscheidung angesetzt. Hinsichtlich der S-N-Kurven wird aktuell darüber diskutiert, ob sie die Anzahl der Belastungszyklen bis zum Versagen hochfester Betone in ausreichender Weise abbilden (Oneschkow et al., 2017a). Neben den S/N-Kurven geht der Bemessungswert für die Betondruckfestigkeit  $f_{cd,fat}$  entscheidend in den Ermüdungsnachweis ein. Er enthält einen Abminderungsfaktor, der überproportional zur Festigkeit ansteigt, so dass folglich höhere Festigkeiten der Betone bei der Ermüdungsbemessung nicht vollumfänglich ausgenutzt werden können. Bezüglich der erforderlichen Höhe der Abminderung des Bemessungswertes für die Betondruckfestigkeit  $f_{cd,fat}$  wird nach wie vor über den Faktor der Reduktion diskutiert (Oneschkow et al., 2017b). Zur Klärung der offenen Fragen ist es zwingend erforderlich, die ablaufenden Schädigungsmechanismen besser zu verstehen. Bei den bisherigen Untersuchungen fällt auf, dass Schädigungsindikatoren, wie bspw. die Dehnung oder die Steifigkeit oftmals nicht betrachtet wurden (Holmen, 1979; Oneschkow, 2014; Oneschkow, 2016; Petković, 1991; Wefer, 2010), sondern lediglich die Erfassung von Bruchlastwechselzahlen im Fokus stand. Folglich ist nur wenig über die ablaufenden Schädigungsmechanismen im Mikrogefüge des Betons durch zyklische Druckschwellbeanspruchung bekannt.

Durch die Entwicklung von Betonen mit immer größerer Druckfestigkeit und der Konstruktion schlanker Tragwerke mit hochzyklischer Belastung wird das Ermüdungsverhalten jedoch maßgebend für das Tragwerksdesign und die Bemessung. Daher ist eine Anpassung des Ermüdungsnachweises unbedingt erforderlich, um eine sichere und gleichzeitig wirtschaftliche Bemessung von hochzyklisch belasteten Tragwerken zu ermöglichen. Im Rahmen des DFG-Schwerpunktprogramms SPP 2020 „Zyklische Schädigungsprozesse in hochfesten Betonen im Experimental-Virtual-Lab“ soll das Verständnis um die Ermüdungsschädigung von hochfesten Betonen grundlegend erweitert werden.

In der Literatur sind diverse Untersuchungen hinterlegt, die die Rissentwicklung aufgrund von Ermüdungsbeanspruchungen dokumentieren. Einzelne Untersuchungen beobachteten eine ermüdungsinduzierte Rissbildung in der ITZ (interfacial transition zone) zwischen grober Gesteinskörnung und dem Zementstein (Lloyd et al., 1968). Weitere Ergebnisse deuten auf den Einfluss bereits vorhandener Mikrorisse im Zementstein hin, die sich infolge der Ermüdungsbeanspruchung vergrößern und zu Makrorissen zusammenschließen. Weitere Untersuchungen beobachteten in Abhängigkeit vom Beanspruchungsniveau vorwiegend die Bildung neuer Mikrorisse. (Lee et al., 2004; Ibuk et al., 2010).

Offensichtlich beeinflusst die Mikrostruktur des Betons und daher auch seine Zusammensetzung, die Entstehung und Fortsetzung der Gefügeschädigung unter Ermüdungsbeanspruchung. Hinsichtlich des Einflusses des Betongefüges aufgrund variierender Betonzusammensetzungen sind jedoch nur wenig grundlagenbasierte Erkenntnisse dokumentiert.

(Breitenbücher et al, 2008) und (Ibuk, 2010) berichten über Ermüdungsversuche unter Druckschwellbeanspruchung an normalfesten Betonen mit drei unterschiedlichen Gesteinskörnungen

(Basalt, Quarzit und Sandstein). Sie fanden eine zunehmende Sensibilität der Betone gegenüber Ermüdung mit steigendem Unterschied zwischen den Steifigkeiten des Zementsteins und der Gesteinskörnung. Ein stärkerer Abfall der Steifigkeit bei der Ermüdung und einhergehende breitere Rissweiten konnten beobachtet werden. Im Gegensatz dazu konnten von (Hordijk et al., 1995) keine Unterschiede in den Bruchlastwechselzahlen eines hochfesten Betons mit Kalkstein oder mit Quarzkies festgestellt werden.

Das Ziel der hier vorgestellten Untersuchungen ist es, den Einfluss der unterschiedlichen mechanischen Eigenschaften der Gesteinskörnung auf die Schädigungsmechanismen eines hochfesten Betons unter Druckschwellbeanspruchung, auf Basis von Schädigungsindikatoren und daraus abgeleiteten Schädigungsparametern, zu analysieren und zu beschreiben. Dabei liegt der Schwerpunkt der Untersuchungen nicht in der Vorhersage von Bruchlastwechselzahlen, sondern darin, ein besseres Verständnis hinsichtlich der Gefügeschädigung sowie der Schädigungsmechanismen zu erlangen. In einem ersten Schritt wird der Einfluss grober Gesteinskörnungen unterschiedlicher Steifigkeit in zwei hochfesten Betonen untersucht. Der erste Beton, der auch als Referenzbeton innerhalb des SPP 2020 verwendet wird, enthält Gesteinskörnung aus Basalt und der zweite aus Granit. Ermüdungsversuche unter Druckschwellbeanspruchung werden vergleichend durchgeführt und die Ergebnisse hinsichtlich der Entwicklungen der Dehnung, der Steifigkeit, der dissipierten Energie und Schallemission ausgewertet. In diesem Beitrag werden die Ergebnisse der Ermüdungsversuche bis zum Versagen vergleichend vorgestellt.

## 2 VERSUCHSPROGRAMM

### 2.1 Betone und Probekörper

Die experimentellen Untersuchungen zum Ermüdungsverhalten unter einaxialer Druckbelastung wurden an zwei unterschiedlichen hochfesten Betonen mit unterschiedlicher Gesteinskörnung durchgeführt. Hierfür wurde basierend auf dem SPP-Referenzbeton mit Basalt RH1-B die Gesteinskörnung durch eine Körnung aus Granit mit gleicher Korngrößenverteilung ersetzt (Beton RH1-G). Zur Gewährleistung vergleichbarer Frischbetoneigenschaften waren für den Granitbeton RH1-G keine Anpassungen der Zusatzstoffe erforderlich. Voruntersuchungen zeigten weiterhin, dass das Verhältnis des Leimvolumen zum Volumen der Gesteinskörnung,  $V_p/V_g$ , sich nicht signifikant änderte. Die Zusammensetzung des Referenzbetons mit Basalt RH1-B und des Betons mit Granit RH1-G ist in Tabelle 1 dargestellt.

Tabelle 1: Betonzusammensetzung

Zement (CEM I 52,5 R HS/NA)	kg/m <sup>3</sup>	500
Quartzsand (0/0,5mm)	kg/m <sup>3</sup>	75
Sand (0/2mm)	kg/m <sup>3</sup>	850
Basalt/Granit (2/5mm)	kg/m <sup>3</sup>	350
Basalt/Granit (5/8mm)	kg/m <sup>3</sup>	570
PCE Fließmittel	kg/m <sup>3</sup>	5,00
Stabilisierer	kg/m <sup>3</sup>	2,85
Wasser	kg/m <sup>3</sup>	176

Die mittlere Druckfestigkeit nach 28 Tagen und Unterwasserlagerung betrug  $f_{ck,cube} = 113 \text{ N/mm}^2$  für den RH1-B und  $f_{ck,cube} = 109 \text{ N/mm}^2$  für den RH1-G. Folglich besteht nur ein vernachlässigbar geringer Unterschied zwischen den Druckfestigkeiten beider Betonmischungen.

Die Ermüdungsversuche wurden an zylindrischen Probekörpern mit einem Verhältnis von  $h/d = 180/60$  mm durchgeführt. Die PVC-Schalungen wurden in einem Alter von sieben Tagen entfernt und die Zylinder anschließend im Referenzklima ( $20^{\circ}\text{C}/65\%$  r.F.) bis zur Prüfung gelagert. Die Oberflächen der Probekörper wurden planparallel geschliffen und poliert, um eine gleichmäßige Lasteinleitung zu gewährleisten.

## 2.2 Versuchsaufbau

Die experimentellen Untersuchungen erfolgten kraftgesteuert in einer servo-hydraulischen Prüfmaschine mit einem 500 kN Belastungsaktuator. Für die Ermüdungsversuche wurden je Belastungsregime drei Probekörper mit einem Mindestalter von 56 Tagen untersucht. Zunächst wurde die axiale Belastung monoton bis zur angestrebten mittleren Spannung gesteigert. Anschließend wurde die volle sinusförmige Spannungsamplitude bereits ab dem ersten Zyklus mit einer Belastungsfrequenz von  $f_p = 1,0$  Hz. aufgebracht. Die Unterspannung wurde in allen Versuchen konstant bei  $S_{c,\min} = 0,05$  gehalten, während die Oberspannung auf zwei Niveaus,  $S_{c,\max} = 0,85$  oder  $S_{c,\max} = 0,70$ , eingestellt wurde. Die statische Druckfestigkeit der hochfesten Betone wurde unmittelbar vor den Ermüdungsversuchen an fünf Probekörpern gleicher Geometrie, die aus der gleichen Charge stammten, ermittelt, wobei als Referenzdruckfestigkeit für die Ermüdungsversuche der Mittelwert der zugehörigen statischen Druckfestigkeit verwendet wurde.

Die axialen Verformungen wurden während der Untersuchungen kontinuierlich mit drei Laserdistanzsensoren, die um den Probekörper bei  $0^{\circ}$ ,  $120^{\circ}$  und  $240^{\circ}$  platziert wurden, gemessen. Zusätzlich wurden die Axialkraft und der Axialhub des Aktuators, die Oberflächentemperatur der Probe in Probenmitte, die Temperatur der Kalotte und die Umgebungstemperatur gemessen. Die Messrate betrug 300 Hz. Für die Messungen der Schallemissionen während der Ermüdungsversuche wurden sechs Sensoren am Probekörper befestigt. Die Sensoren hatten eine Messfrequenz zwischen 250 – 1.600 Hz und wurden in  $60^{\circ}$ -Abständen zueinander alternierend im oberen und unteren Drittel der Probenhöhe platziert. Induktive Wegaufnehmer (LVDT) und Dehnmessstreifen wurden zusätzlich verwendet, um die Probenverformungen zu messen. Der Versuchsaufbau ist in Bild 1 dargestellt.

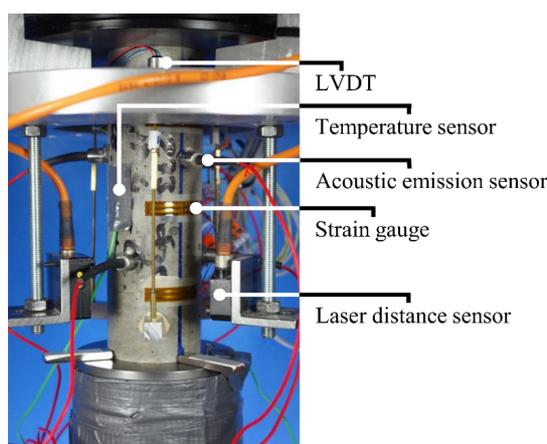


Bild1: Versuchsaufbau, nach [Scheiden et al., 2019]

## 3 ERGEBNISSE UND DISKUSSION

### 3.1 Bruchlastwechselzahl

Der maximale Temperaturanstieg während der Ermüdungsversuche betrug 12 K und war damit recht gering. Bei höheren Prüffrequenzen und größeren Probekörperabmessungen wären deutlich höhere Temperaturanstiege während der Ermüdungsversuche zu erwarten gewesen, die möglicherweise das

Untersuchungsziel beeinflusst hätten. Die Korrelation zwischen der Oberspannung  $S_{c,max}$  und der Anzahl der aufgetragenen Lastwechsel ist in Bild 2 dargestellt. Die Ergebnisse für beide Betonzusammensetzungen sind als Einzelwerte aus je drei Versuchen pro Spannungsniveau dargestellt.

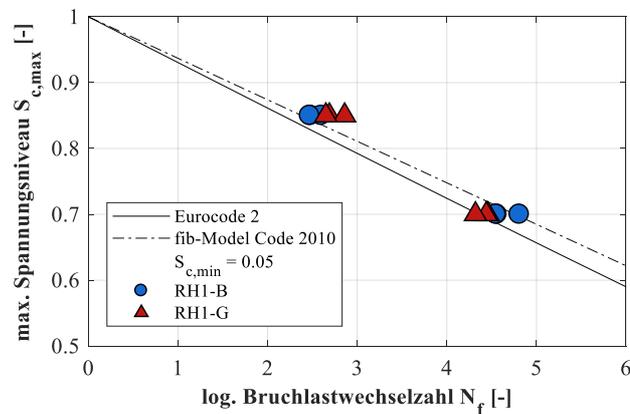


Bild 2: Bruchlastwechselzahl, nach [Scheiden et al., 2019]

Anhand von Bild 2 wird deutlich, dass die Streuung der Versuchsergebnisse auf beiden Spannungsniveaus und für beide Betonzusammensetzungen recht gering sind, im Vergleich zu den in der Literatur erwähnten Untersuchungsergebnissen (Holmen, 1979; Oneschkow, 2016; Petković, 1991; Huemme, 2018). Die Einzelwerte in beiden Spannungsniveaus für beide Betonzusammensetzungen überschneiden sich nicht. Die geringen Streuungen in den Versuchsergebnissen erlauben eine präzisere Auswertung hinsichtlich der Schädigungsmechanismen, die in diesen Untersuchungen im Vordergrund stehen (siehe Abschnitt 3.2).

Bei einer Oberspannung von  $S_{c,max} = 0,85$  erreicht der Granit-Beton eine höhere Bruchlastwechselzahl als der Basalt-Beton. Im Vergleich dazu kehrt sich das Verhältnis der ertragbaren Lastwechselzahlen der Betone bei dem niedrigeren Oberspannungsniveau um. Hier erreicht der Granit-Beton geringere Bruchlastwechselzahlen als der Basalt-Beton. Dieses Verhalten wird anhand der Schädigungsindikatoren in den folgenden Abschnitten weiter untersucht.

Beide Betone erreichen die S-N-Kurven des Eurocode 2 (GIS, 2011) und fib Model Code 2010 (fib, 2013) für das höhere Spannungsniveau. Für  $S_{c,max} = 0,70$  liegen die meisten Einzelwerte minimal unterhalb der S/N-Kurven des Model Code 2010. Im Mittel entsprechen jedoch beide Betone den S/N-Kurven des Eurocode 2. Insgesamt deuten die beobachteten Lastwechselzahlen der hochfesten Betone mit Basalt und Granit als Gesteinskörnung auf ein für hochfeste Betone repräsentatives Ermüdungsverhalten hin, sodass sie für die Ziele dieser Untersuchungen geeignet erscheinen.

### 3.2 Schädigungsindikatoren

Der Elastizitätsmodul nach DIN EN 12390-13 (GIS, 2014) und der Sekantenmodul der quasi-statischen Spannungs-Dehnungslinie wurden vor den Ermüdungsversuchen an jeweils drei Zylindern mit der Dimension 180/60 bestimmt. Der Granit-Beton RH1-G hat einen mittleren Elastizitätsmodul von  $35.600 \text{ N/mm}^2$ . Dieser liegt um 12 % unterhalb des Elastizitätsmoduls des Basalt-Beton RH1-B mit  $40.000 \text{ N/mm}^2$ . Der mittlere Sekantenmodul (Steifigkeit während der quasi-statischen Belastung) betrug  $32.100 \text{ N/mm}^2$  für den RH1-B und  $31.600 \text{ N/mm}^2$  für den RH1-G. Demnach besteht bei diesem Parameter kein signifikanter Unterschied zwischen den beiden Betonen.

Im Folgenden wird die Entwicklung der Schädigungsindikatoren der Dehnung bei Ober- und Unterspannung, der Sekantenmodul entlang des absteigenden Asts (Steifigkeit), die dissipierte Energie und die Schallemissionsaktivität für beide Betone hinsichtlich ihrer Entwicklung über den Verlauf der Ermüdungsbeanspruchung vergleichend ausgewertet. Die Dehnungsentwicklungen beinhalten den letzten Dehnungswert vor dem Versagen. Die Bruchdehnungen werden in den Auswertungen, aufgrund der unterschiedlichen Spannungsniveaus und der hohen Instabilität des Zustands der Mikrostruktur im Augenblick des Bruchs, nicht berücksichtigt. Die Steifigkeit  $E_s$  wurde für jeden Lastwechsel als Sekantenmodul zwischen den Maxima und Minima des Entlastungsgastes berechnet. Die dissipierte Energie pro Zyklus  $E_d$  wurde als Fläche der Hystereseschleife bestimmt. Die Hits der Schallemission sind als einzelne transiente Signale definiert. Basierend auf Voruntersuchungen wurde ein Schwellenwert von 40 db ermittelt, um Nutzsignale von Hintergrundgeräuschen zu trennen.

Die Entwicklung der Schädigungsindikatoren ist in Bild 3 und 4 exemplarisch für einen Probekörper jeder Betonzusammensetzung je Belastungsniveau dargestellt. In allen Probekörpern aus beiden Mischungen sind charakteristische Tendenzen der Schädigungsindikatoren zu beobachten. Die folgenden Schädigungsparameter wurden quantitativ ausgewertet.

$\varepsilon^f$	Bruchdehnung [‰]
$\Delta\varepsilon_{c,max}^{0-1.0}$	Gesamtzunahme an Dehnung bei Oberspannung [‰]
$\Delta\varepsilon_{c,min}^{0-1.0}$	Gesamtzunahme an Dehnung bei Unterspannung [‰]
$grad\varepsilon_{c,max}^{II}$	Gradient der Dehnungsentwicklung bei Oberspannung in Phase II [-]
$grad\varepsilon_{c,min}^{II}$	Gradient der Dehnungsentwicklung bei Unterspannung in Phase II [-]
$\Delta E_s$	Prozentualer Steifigkeitsverlust [%]
$grad E_s^{II}$	Gradient der Steifigkeitsentwicklung in Phase II [MPa]
$\Sigma E_D$	kumulierte dissipierte Energie [MJ/m <sup>3</sup> ]
$grad E_D^{II}$	Gradient der Entwicklung der dissipierten Energie in Phase II [MJ/m <sup>3</sup> ]
$\Sigma n_H$	kumulierte Anzahl an Hits [-]

Die Gesamtzunahme an Dehnung beschreibt die Dehnungszunahme vom Beginn der Ermüdungsbeanspruchung bis hin zum letzten Lastwechsel vor dem Bruch. Die Gradienten beschriebenen Parameter wurden mittels einfacher linearer Regression in Phase II des jeweiligen Parameters (Dehnung, Steifigkeit und dissipierte Energie) berechnet. Der prozentuale Verlust der Steifigkeit beschreibt den Gesamtverlust an Steifigkeit über den Ermüdungsprozess im Verhältnis zur anfänglichen Steifigkeit. Tabelle 2 enthält die Mittelwerte ausgewählter Parameter für beide Beanspruchungsniveaus zur Quantifizierung und allgemeinen Einordnung der Ergebnisse. Die Einzelwerte zeigen vergleichbare Tendenzen und nur geringe Abweichungen untereinander. Aus diesem Grund wurden die Mittelwerte für die weitere Auswertung verwendet.

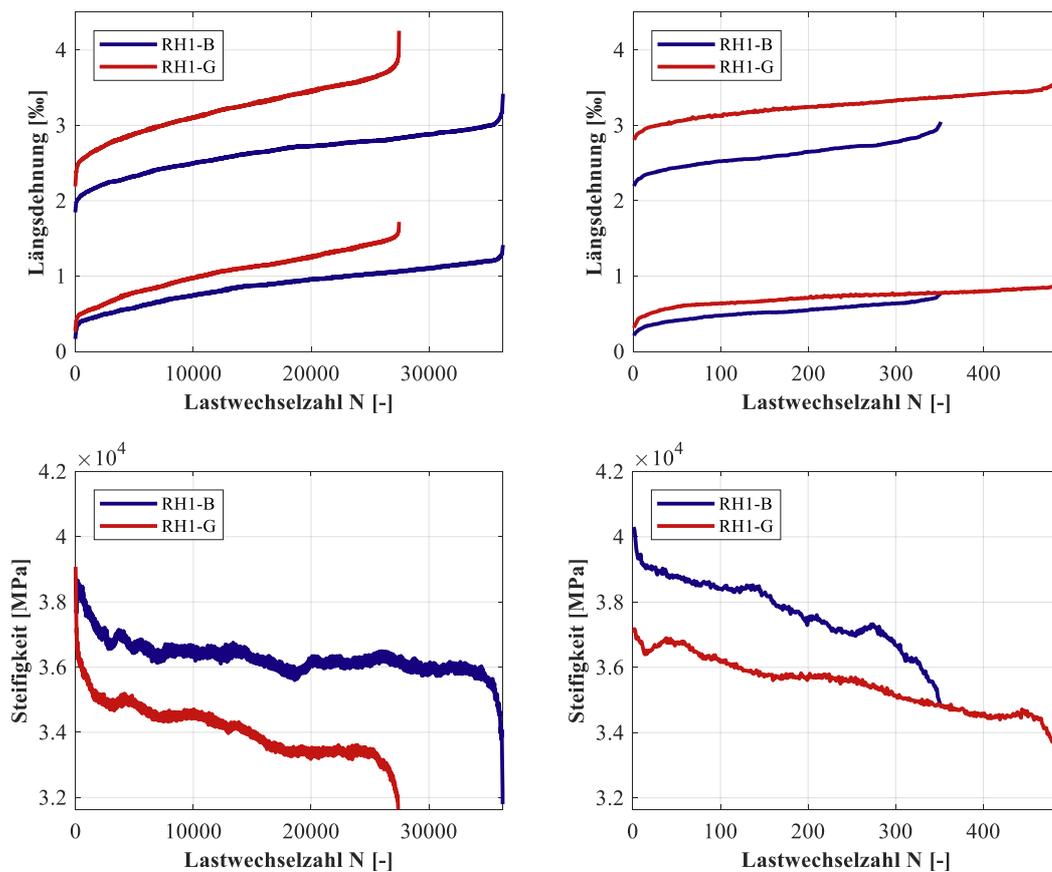


Bild 3: Entwicklung der Schädigungsindikatoren, Längsdehnung und Steifigkeit für  $S_{c,max}=0,70$  (links) und  $S_{c,max}=0,85$  (rechts), nach [Scheiden et al., 2019]

Die Entwicklungen der Dehnung und der Steifigkeit zeigen jeweils den charakteristischen dreiphasigen Verlauf auf (Holmen, 1979; Oneschkow, 2016). Dabei wird deutlich, dass der Granit-Beton über den gesamten Ermüdungsprozess hinaus aufgrund seiner geringeren Steifigkeit tendenziell höhere Dehnungen aufweist als der Basalt-Beton. Die Dehnung beim Versagen ist ebenfalls beim Granit-Beton bei beiden Beanspruchungsniveaus größer. Auch die Gesamtdehnung ist beim Granit-Beton größer, wobei der Unterschied bei der geringeren Oberspannung größer ist (vgl. Tabelle 2). Die berechneten Gradienten der Dehnungsentwicklung in Phase II bei  $S_{c,max}=0,70$  sind höher für den Granit-Beton im Vergleich zum Basalt-Beton, was eine größere Zunahme der Dehnung pro Lastwechsel bedeutet (vgl. Tabelle 2). Für das höhere Beanspruchungsniveau von  $S_{c,max}=0,85$  kehrt sich das Verhältnis der Gradienten um. Hier zeigt der Basalt-Beton geringfügig größere Dehnungsgradienten.

Trotz der relativ geringen Unterschiede bei den statischen E-Modulmessungen ist die Steifigkeit des Granit-Betons unabhängig vom Spannungsniveau erkennbar niedriger als die des Basalt-Betons. Der Steifigkeitsverlust pro Lastwechsel in Phase II für  $S_{c,max}=0,70$  ist beim Granit-Beton deutlich höher, was anhand des Gradienten deutlich wird. Ähnlich zur Dehnungsentwicklung ändert sich beim höheren Spannungsniveau auch das Verhältnis der Steifigkeiten zwischen den beiden Betonen. Hier ist der Gradient der Steifigkeit für den Granit-Beton geringer, was einem geringeren Steifigkeitsverlust pro Lastwechsel entspricht. Passend zum Gradienten der Steifigkeit ist der prozentuale Verlust an Steifigkeit des Granit-Betons für  $S_{c,max}=0,70$  höher und für  $S_{c,max}=0,85$  im Vergleich zum Basalt-Beton niedriger. Bezüglich der Ergebnisse von (Breitenbücher et al., 2008) und

(Ibuk, 2010) sind weitere Untersuchungen zur Steifigkeit der individuellen Feststoffphasen erforderlich, um den Schädigungsmechanismus zu charakterisieren und den Spannungsverlauf innerhalb des Betons zu beschreiben.

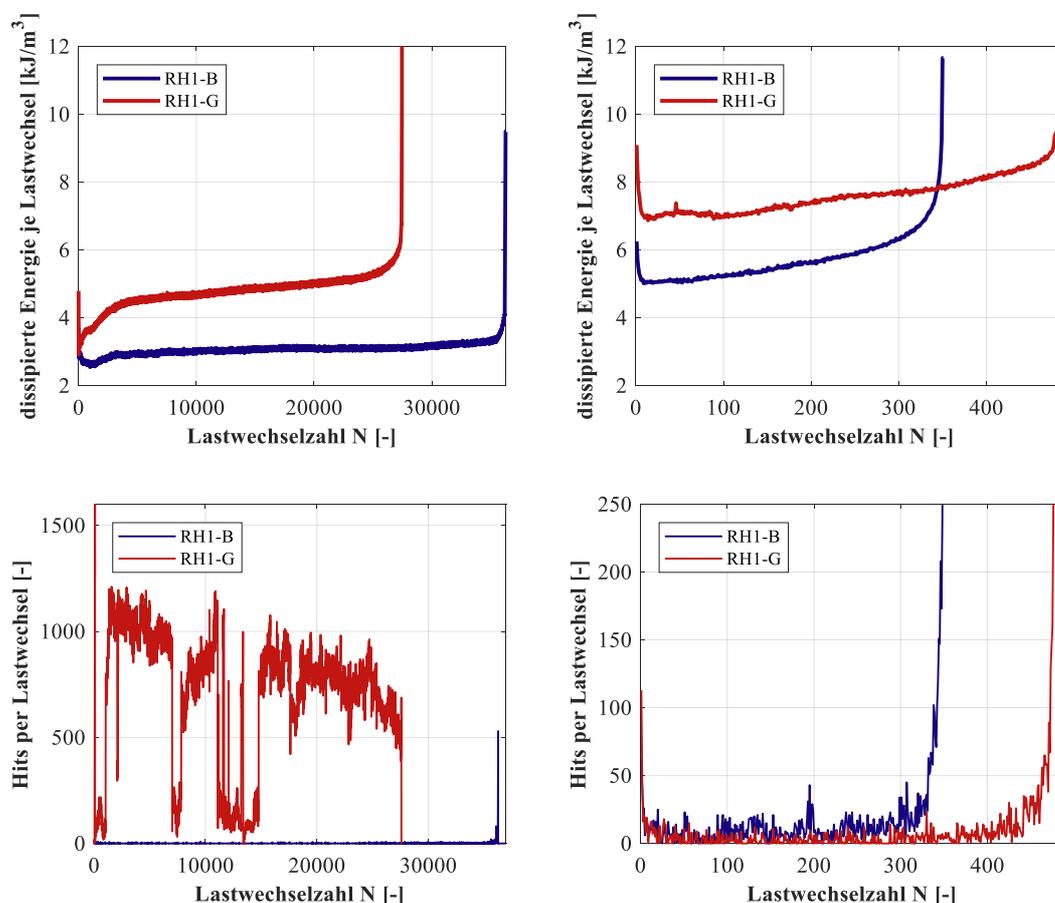


Bild 4: Entwicklung der Schädigungsindikatoren, dissipierte Energie und Hits für  $S_{c,max}=0,70$  (links) und  $S_{c,max}=0,85$  (rechts), nach [Scheiden et al., 2019]

Bei der Betrachtung der dissipierten Energie wird deutlich, dass die Zunahme pro Lastwechsel im Allgemeinen für den Granit-Beton größer ist, mit Ausnahme  $S_{c,max}=0,85$  nahe dem Bruch. Die Zunahme in Phase I ist größer und in Phase II liegt bei dem geringeren Spannungsniveau ein geringfügig höherer Gradient vor. Im höheren Spannungsniveau kehrt sich das Verhältnis der dissipierten Energien ebenfalls um, welches anhand der Gradienten deutlich wird (vgl. Tabelle 2). Auf dem höheren Spannungsniveau hat der Granit-Beton einen 1,4-fach größeren Ausgangswert der dissipierten Energie, jedoch sind die Verläufe in Phase I nahezu identisch. Der Gradient der dissipierten Energie des Granit-Betons ist im Vergleich in Phase II geringer. Die Zunahme in Phase III hingegen ist beim Basalt-Beton größer. Die kumulierte dissipierte Energie ist für den Granit-Beton auf beiden Beanspruchungsniveaus größer, wobei der Unterschied zum Basalt-Beton beim geringeren Belastungsregime signifikanter ist. Der Steifigkeitsunterschied zwischen den Betonen aufgrund des Wechsels der Gesteinskörnung spiegelt sich auch in der Entwicklung der dissipierten Energie wieder. In den Phasen I und II kann aufgrund des geringeren E-Moduls des Granit-Betons mehr Energie pro Lastwechsel freigesetzt werden.

Als weiterer Schädigungsindikator wurden die Hits pro Lastwechsel der Schallemissionen ausgewertet. Zunächst muss erwähnt werden, dass die Skalierung der Ordinate aufgrund der

jeweiligen Verläufe in den Beanspruchungsniveaus nicht identisch ist. Es ist offensichtlich, dass der Granit-Beton signifikant mehr Hits pro Lastwechsel bei  $S_{c,max} = 0,70$  abgibt, welches aus den Amplituden in (Bild 4, links) erkennbar ist. Im Vergleich zum Basalt-Beton zeigt die Schallemissionsaktivität beim Granit-Beton nicht den charakteristischen dreiphasige Verlauf, sondern eine hohe Aktivität von Beginn an bis zum Bruch. Dieses Verhalten wurde an allen Probekörpern sowie in weiteren Untersuchungen, die nicht bis zum Bruch gefahren wurden, beobachtet. Aufgrund der Wiederholbarkeit gehen die Autoren davon aus, dass es sich hierbei nicht um einen Messfehler, sondern um eine Charakteristik handelt. Anders als beim Spannungsniveau  $S_{c,max} = 0,70$  tritt bei  $S_{c,max} = 0,85$  für beide Mischungszusammensetzungen auch bei der Schallemission das typische 3-phasige Verhalten, analog zu den übrigen Schädigungsindikatoren, auf. Hier ist die Anzahl der Hits pro Lastwechsel des Basalt-Betons in Phase II etwas höher im Vergleich zum Granit-Beton. Die Entwicklung der Hits pro Lastwechsel endet für beide Betone in einer überproportional starken Zunahmen in Phase III. Durch die stärkere Beanspruchung auf dem höheren Spannungsniveau könnten die Signale des Granit-Betons durch hohe Amplituden geprägt sein, sodass schwächere Signale hier seltener detektiert wurden als auf dem niedrigeren Spannungsniveau. Dies führt zur Annahme, dass beim Granit-Beton bereits auf diesem Spannungsniveau zusätzliche Schädigungsmechanismen innerhalb der Gesteinskörnung wirksam sind. Im Vergleich zum Basalt-Beton konnten bei dem Granit-Beton 1.800 fach mehr Hits gemessen werden. Die Gesamtanzahl der Hits differiert auf dem Beanspruchungsniveau von  $S_{c,max} = 0,85$  lediglich um das 1,37 fache und ist somit nahezu gleich.

Tabelle 2: Schädigungsparameter (Mittelwerte)

		$S_{c,max}=0,70$		$S_{c,max}=0,85$	
		RH1-B	RH1-G	RH1-B	RH1-G
$\varepsilon^f$	[‰]	3,72	4.27	3.26	3.87
$\Delta\varepsilon_{c,max}^{0-1.0}$	[‰]	1,57	2.06	0.80	0.86
$\Delta\varepsilon_{c,min}^{0-1.0}$	[‰]	1,23	1.44	0.59	0.63
$grade_{c,max}^{II}$	[-]	$2,08 \times 10^{-8}$	$4.09 \times 10^{-7}$	$1.35 \times 10^{-6}$	$9.41 \times 10^{-7}$
$grade_{c,min}^{II}$	[-]	$1,95 \times 10^{-8}$	$2.56 \times 10^{-7}$	$8.62 \times 10^{-7}$	$5.49 \times 10^{-7}$
$\Delta E_s$	[‰]	17,94	26.09	13.55	10.41
$gradE_s^{II}$	[MPa]	-0,03	-2.76	-8.83	-5.46
$\Sigma E_D$	[MJ/m <sup>3</sup> ]	86,07	131.15	2.00	3.72
$gradE_D^{II}$	[-]	$9.30 \times 10^{-6}$	$3.60 \times 10^{-5}$	$5.00 \times 10^{-3}$	$3.50 \times 10^{-3}$
$\Sigma n_H$	[-]	$1.02 \times 10^4$	$1.93 \times 10^7$	$7.34 \times 10^3$	$1.01 \times 10^4$

#### 4 ZUSAMMENFASSUNG

Im vorliegenden Beitrag wurde das Verhalten hochfester Betone unter Druckschwellbeanspruchung im untersucht. Erste Ergebnisse der Untersuchungen, die im Rahmen des Schwerpunktprogramms SPP 2020 durchgeführt wurden, zeigen, dass die im Ermüdungsversuch ablaufenden Schädigungen von der groben Gesteinskörnung beeinflusst sind. Der Schwerpunkt der Untersuchungen lag auf zwei hochfesten Betonen, die sich nur hinsichtlich ihrer groben Gesteinskörnung unterschieden (Basalt, Granit). Die Ermüdungsversuche wurden auf zwei Spannungsniveaus durchgeführt,  $S_{c,max} = 0,70$  und  $S_{c,max} = 0,85$ .

Die Anzahl der Lastwechsel bis zum Bruch war zwar bei beiden Betonen ähnlich, aber die Unterschiede sind dennoch signifikant. Interessanterweise kehrt sich dabei die Reihenfolge der beiden Betone zwischen den beiden Belastungsniveaus um. Während der Granit-Beton auf dem höheren Spannungsniveau höhere Bruchlastwechselzahlen als der Basalt-Beton erreichte, war es bei dem niedrigeren Spannungsniveau umgekehrt. Dass dies nicht zufällig auftritt, sondern mit Schädigungsprozessen im Gefüge zusammenhängt, lässt sich durch eine detaillierte Analyse anhand der Schädigungsindikatoren belegen. Der Granit-Beton erreichte aufgrund seines geringeren E-Moduls bei ähnlicher Festigkeit höhere Dehnungen als der Basalt-Beton. Die Zunahme der Gesamtdehnung und die Dehnung beim Bruch sind ebenfalls im Granit-Beton höher. Auch sind auf dem Spannungsniveau  $S_{c,max} = 0,70$  in Phase II die Gradienten der Dehnungen, der Steifigkeit und der dissipierten Energie pro Lastwechsel beim Granit-Beton höher als beim Basalt-Beton. Alle diese Indikatoren zeigen demnach eine stärkere Schädigung des Granit-Betons auf dem niedrigeren der beiden untersuchten Spannungsniveaus an. Auf dem höheren Spannungsniveau ist es genau umgekehrt und der Basalt-Beton zeigt größere Gradienten was größere Schädigungen indiziert.

Weitere Erkenntnisse wurden mit Hilfe der Schallemissionsanalyse erzielt. Der Granit-Beton erzeugt bei  $S_{c,max} = 0,70$  ca. 1800mal mehr Signale pro Lastwechsel als der Basalt-Beton sowie eine entsprechend größere Gesamtanzahl, wobei die Signale eine geringere Amplitude bzw. eine schwächere Signalstärke als beim Granit-Beton aufweisen. Die Ergebnisse der Schallemissionsanalyse zeigen, dass beim Granit-Beton zusätzliche Schädigungsmechanismen wirksam waren. Offensichtlich haben sich diese Schädigungen nur sehr geringfügig, aber dank der hier sehr geringen Streuungen zwischen den Einzelversuchen dennoch erkennbar auf die Bruchlastwechselzahlen ausgewirkt. Weitere detaillierte Analysen zur Schallemission in Verbindung mit hochauflösenden bildgebenden Verfahren ( $\mu$ CT, REM, TEM) sollen durchgeführt werden, um Hinweise zur Schädigungsentwicklung und –ausprägung zu erhalten und die bei Ermüdung ablaufenden Schädigungsmechanismen besser zu verstehen.

## DANKSAGUNG

Die dargestellten Forschungsarbeiten wurden durch die Deutsche Forschungsgemeinschaft (DFG) und das Bundesministerium für Wirtschaft und Energie unterstützt. Die Autoren bedanken sich für die finanzielle Unterstützung.

## LITERATUR

- Breitenbücher, R., Ibuk, H., & Yüceoglu, S. (2008). Beeinflusst die Kornsteifigkeit der Gesteinskörnung im Beton den Degradationsprozess infolge zyklischer Durckbeanspruchung?. Beton- und Stahlbetonbau 103, 5.
- fib: federation international du Béton (ed.) (2013). *fib model code for concrete structures 2010*. Berlin: Ernst & Sohn.
- GIS: German Institute for Standardization (ed.) (2011). *Eurocode 2: design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings, German version DIN EN 1992-1-1:2004 + AC:2010*. Berlin: Beuth Verlag [in German].
- GIS: German Institute for Standardization (ed.) (2014). *DIN EN 12390-13 Testing hardened concrete – Part 13: Determination of secant modulus of elasticity in compression; German version EN 12390-13:2013*. Berlin: Beuth Verlag.

- Holmen, J. O. (1979). *Fatigue of concrete by constant and variable amplitude loading*. Trondheim: The Norwegian Institute of Technology, University of Trondheim.
- Hordijk, D. A., Wolsink, G. M., & de Vries, J. (1995). Fracture and fatigue behaviour of a high strength limestone concrete compared to gravel concrete. *HERON*, 40(2), 1995, 128–145.
- Huemme, J. (2018). *Ermüdungsverhalten von hochfestem Beton unter Wasser. [Fatigue behaviour of high-strength concrete under water] (in German)*. Doctoral dissertation. Report of the Institute of Building Materials Science 18, Leibniz University Hannover. doi: 10.15488/3563.
- Ibuk, H. (2010). *Ermüdungsverhalten von Beton unter Druckschwellbeanspruchung (in German)*. Ruhr-Universität Bochum. Herzogenrath: Shaker Verlag.
- Lee, M. K., & Barr, B. I. G. (2004). *An overview of the fatigue behaviour of plain and fibre reinforced concrete*. *Cement & Concrete Composites* 26, 299–305.
- Lloyd, J.P., Lott, J. L., & Kesler, C. E. (1968). *Fatigue of concrete*. Engineering experiment station. Bulletin 499, Illinois: University of Illinois, vol. 66, No. 42.
- Oneschkow, N. (2014). *Analyse des Ermüdungsverhaltens von Beton anhand der Dehnungsentwicklung. [Analysis of the fatigue behaviour of concrete with respect to the development of strain] (in German)*. Doctoral dissertation. Report of the Institute of Building Materials Science, 13, Leibniz University Hannover. doi: 10.15488/357.
- Oneschkow, N. (2016). *Fatigue behaviour of high-strength concrete with respect to strain and stiffness*. *International Journal of Fatigue*, 87, 38-49. doi: 10.1016/j.ijfatigue.2016.01.008.
- Oneschkow, N., & Lohaus L. (2017a). *Zum Ermüdungsverhalten von druckschwellbeanspruchtem Beton – Teil 1: Struktur des Ermüdungsnachweises (in German)*. *Beton- und Stahlbetonbau* 112(8). doi: 10.1002/best.201700024.
- Oneschkow, N., & Lohaus L. (2017b). *Zum Ermüdungsverhalten von druckschwellbeanspruchtem Beton – Teil 2: Sicherheitsüberlegungen und Potenzial für Weiterentwicklungen (in German)*. *Beton- und Stahlbetonbau* 112(9). doi: 10.1002/best.201700026.
- Petković, G. (1991). *Properties of concrete related to fatigue damage with emphasis on high strength concrete*. Doctoral dissertation. Trondheim: University of Trondheim.
- Scheiden, T., Oneschkow, N. (2019). *Influence of coarse aggregate type on the damage mechanism in high-strength concrete under compressive fatigue loading*. *Structural Concrete* vol.20, No.4, 1212-1219. doi: 10.1002/suco.201900029
- Wefer, M. (2010). *Materialverhalten und Bemessungswerte von ultrahochfestem Beton unter einaxialer Ermüdungsbeanspruchung (in German)*. Doctoral dissertation. Report of the Institute of Building Materials Science, 7. Hannover: Leibniz University Hannover.

# Betonermüdung unter verschiedenen Belastungsfrequenzen und –pausen

Sebastian Schneider<sup>1</sup> und Steffen Marx<sup>1</sup>

<sup>1</sup>*Institut für Massivbau, Leibniz Universität Hannover, Deutschland*

## **KURZFASSUNG:**

Der Ermüdungswiderstand von druckschwellbeanspruchtem Beton wird üblicherweise versuchstechnisch an zylindrischen Probekörpern mit Belastungsfrequenzen zwischen 1 Hz und 10 Hz ermittelt. Allerdings ist dieser von der Belastungsfrequenz abhängig. So führt eine Erhöhung der Belastungsfrequenz zu einer Erhöhung der Spannungsgeschwindigkeit sowie zu einer stärkeren Probekörpererwärmung. Anhand von Ermüdungsversuchen mit Belastungsfrequenzen von 2 Hz, 4 Hz und 7 Hz sowie pausierten Ermüdungsversuchen mit 4 Hz und 7 Hz konnte gezeigt werden, dass sich unter gleichen Probekörpertemperaturen der Belastungsfrequenzeinfluss auf die Druckfestigkeitserhöhung infolge erhöhter Spannungsgeschwindigkeiten zurückführen lässt. Bei kontinuierlichen Ermüdungsversuchen führen insbesondere auf den niedrigen Oberspannungsniveaus höhere Belastungsfrequenzen zu höheren Probekörpertemperaturen, die sich wiederum negativ auf den Ermüdungswiderstand auswirken.

Keywords: Ermüdung, Belastungsfrequenz, Belastungspausen, Hochfester Beton, Temperatur

## **ABSTRACT:**

The fatigue resistance of concrete is usually determined experimentally on cylindrical specimens with loading frequencies between 1 Hz and 10 Hz. However, the fatigue resistance depends on the loading frequency. An increase in the loading frequency leads to an increase in the stress rate and to a stronger warming of the specimen. Based on fatigue tests with loading frequencies of 2 Hz, 4 Hz and 7 Hz as well as 4 Hz and 7 Hz fatigue tests with rest periods it could be shown that under the same specimen temperatures the loading frequency influence can be explained with the increase in compressive strength as a result of increased loading rates. In continuous fatigue tests, higher loading frequencies lead especially at low stress levels to higher specimen temperatures, which have a negative effect on the fatigue resistance.

Keywords: fatigue, loading frequency, rest periods, high strength concrete, temperature

## 1 EINLEITUNG

Für die sichere Bemessung von ermüdungsbeanspruchten Betontragwerken wie z. B. Straßen- und Eisenbahnbrücken, Tragstrukturen für On- und Offshore Windenergieanlagen, Maschinenfundamenten und Kranbahnen ist ein ausreichendes Verständnis über das Ermüdungsverhalten bzw. über den Ermüdungswiderstand von Beton notwendig. Anfang des 20. Jahrhunderts wurde national und international damit begonnen das Ermüdungsverhalten von Beton zu erforschen. Diesbezüglich geben Marx et al. (2017) und Oneschkow et al. (2018) einen umfangreichen und ausführlichen Überblick über die Vielzahl an dokumentierten Untersuchungen. Dabei hat sich gezeigt, dass sich das Ermüdungsverhalten als äußerst komplex darstellt. Um das Materialverhalten im für Beton anwendungstypischen Druckschwellbereich zu untersuchen, wurden und werden vorwiegend zylindrische Betonprobekörper in Laboruntersuchungen zyklisch belastet bis entweder ein Ermüdungsversagen eintritt oder eine vorher definierte Grenzlastwechselzahl erreicht wird. Um solche Versuche in einer vertretbaren Zeitdauer durchführen zu können, müssen sowohl die Beanspruchungsniveaus als auch die Belastungsfrequenzen gegenüber denen in realen Bauwerken erhöht werden. Allerdings zeigt das Ermüdungsverhalten von Beton eine Abhängigkeit von der Belastungsfrequenz. Noch vor kurzem wurde davon ausgegangen, dass höhere Belastungsfrequenzen zu höheren Bruchlastwechselzahlen führen (Sparks & Menzies 1973, Holmen 1979, van Leuween & Siemes 1979, Siemes 1982, Petkovic et al. 1992, Kim & Kim 1996). Neuere Untersuchungen an hochfesten Betonen deuten allerdings darauf hin, dass auf geringeren Oberspannungsniveaus höhere Belastungsfrequenzen zu geringeren Bruchlastwechselzahlen führen (Oneschkow 2014, von der Haar et al. 2015, Elsmeier 2019). Aufgrund dieses Materialverhaltens sind Versuchsergebnisse welche mit unterschiedlichen Belastungsfrequenzen ermittelt wurden nicht uneingeschränkt miteinander vergleichbar. Darüber hinaus ist zu vermuten, dass insbesondere auf den bemessungsrelevanten Oberspannungsniveaus von  $S_{\max} < 0,75$  höhere Belastungsfrequenzen zu konservativen Bruchlastwechselzahlen führen. Um den Very-High-Cycle Fatigue Bereich ( $N > 10^7$ ) zu untersuchen, sind allerdings hohe Belastungsfrequenzen unverzichtbar um entsprechende Versuche in einer akzeptablen Versuchsdauer zu absolvieren. Bislang existiert allerdings noch kein ganzheitliches Materialmodell, welches diesen wechselnden Einfluss der Belastungsfrequenz auf den Ermüdungswiderstand von Beton beschreibt.

## 2 EINFLUSS DER BELASTUNGSFREQUENZ AUF DEN ERMÜDUNGSWIDERSTAND VON BETON

### 2.1 Einfluss der Belastungsfrequenz auf die Bruchlastwechselzahlen von Beton

Sparks & Menzies (1973) wiesen schon 1973 darauf hin, dass das Ermüdungsverhalten von Beton von der Belastungsgeschwindigkeit beeinflusst wird. Um dies versuchstechnisch zu beweisen, führten sie Ermüdungsversuche an Normalbeton mit unterschiedlichen Gesteinskörnungen und Leichtbeton durch. Die zwei Betone mit einer Gesteinskörnung aus Kalkstein bzw. Flusskies wiesen eine 28-Tage Würfeldruckfestigkeit von etwa 30 MPa und der Leichtbeton von 20 MPa auf. Als Probekörper wurden Prismen ( $a/b/h = 102/102/203$  mm) verwendet. Die Ermüdungsbelastung besaß eine dreieckförmige Belastungsfunktion mit einer stets konstanten Spannungsgeschwindigkeit von 0,5 MPa/s bzw. 50 MPa/s. Die Ergebnisse in Bild 1 und Bild 2 zeigen, dass eine Erhöhung der Spannungsgeschwindigkeit um zwei Zehnerpotenzen zu einer Erhöhung der mittleren Bruchlastwechselzahlen um eine bis zwei Zehnerpotenzen führte. Aufgrund dieser Erkenntnisse warnten Sparks & Menzies vor einer

Überschätzung des Ermüdungswiderstandes aus Laboruntersuchungen in Bezug auf reale Beanspruchungssituationen.

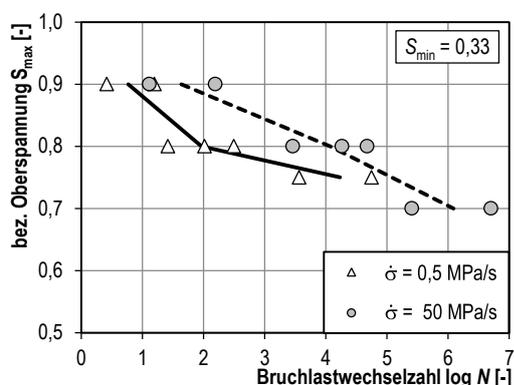


Bild 1: Bruchlastwechselzahlen von Normalbeton mit Flusskies unter unterschiedlichen Belastungsgeschwindigkeiten (Sparks & Menzies 1973)

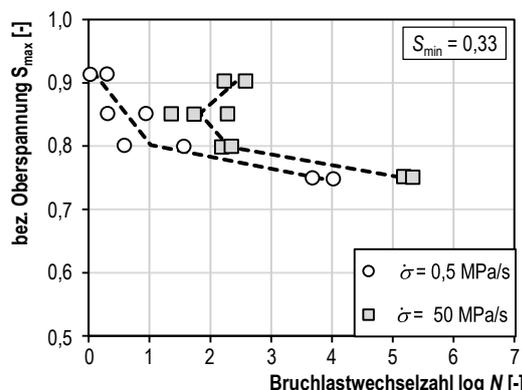


Bild 2: Bruchlastwechselzahlen von Normalbeton mit Kalkstein unter unterschiedlichen Belastungsgeschwindigkeiten (Sparks & Menzies 1973)

Im Jahre 1979 veröffentlichte Holmen (1979) die Ergebnisse von einstufigen Ermüdungsversuchen an zylindrischen Probekörpern ( $d/h = 100/250$  mm) mit einer mittleren Würfeldruckfestigkeit von 39,6 MPa. Die konstant aufgebrachten bezogenen Unterspannungen betragen  $S_{min} = 0,05$ . Auf hohen bezogenen Oberspannungen von  $S_{max} = 0,75, 0,825$  und  $0,90$  wurden Versuche mit Belastungsfrequenzen von 1 Hz und 5 Hz bzw. 5 Hz und 10 Hz durchgeführt, siehe Bild 3. Die aus den Einzelergebnissen bestimmten Mittelwerte zeigen, dass eine Erhöhung der Belastungsfrequenz zu höheren Bruchlastwechselzahl führte. Holmen erklärt diese Beobachtung mit der zeitabhängigen Schädigungszunahme infolge Belastungen oberhalb der kritischen Spannung. Allerdings zeigen die ungleichmäßigen Abstände der mittleren Bruchlastwechselzahlen, dass der Frequenzeinfluss nicht allein mit einer konstant zur Verfügung stehenden Versuchsdauer erklärt werden kann, sondern noch weitere Effekte wirken müssen.

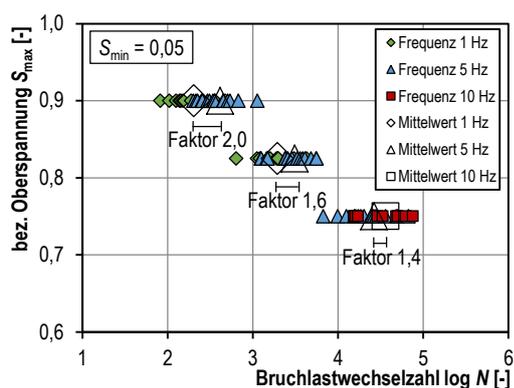


Bild 3: Bruchlastwechselzahlen von Normalbeton unter unterschiedlichen Belastungsfrequenzen (Holmen 1979)

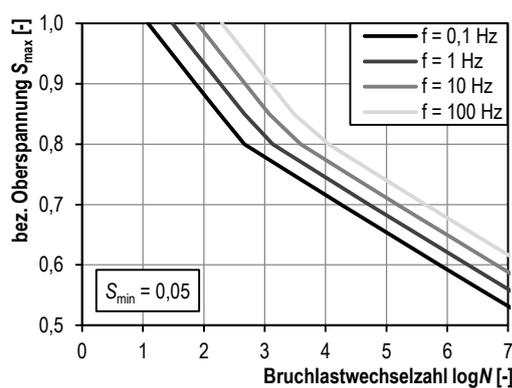


Bild 4: Wöhlerlinien für druckschwellbeanspruchten Beton und unterschiedlichen Belastungsfrequenzen (Hsu 1981)

Hsu (1981) beschrieb in seinen theoretischen Studien, dass der Ermüdungswiderstand von Beton neben dem Beanspruchungsniveau auch von der Dauer der Beanspruchung oberhalb der kritischen Spannung sowie von der Beanspruchungsgeschwindigkeit abhängen muss. Eine Beanspruchung

oberhalb der kritischen Spannung, welche durch Hsu mit  $0,75 \cdot f_c$  festgelegt und der Dauerstandsfestigkeit gleichgesetzt wurde, führe zu einer Minderung der Betondruckfestigkeit und ist in die Bestimmung der bezogenen Beanspruchungen einzubeziehen. Gleiches gilt laut Hsu für den festigkeitssteigernden Einfluss von hohen Beanspruchungsgeschwindigkeiten. Aus diesem Grund erweiterte Hsu die Wöhlerlinien aus (Tepfers & Kutti 1979) um einen Term, der die Dauer eines Lastwechsels berücksichtigt. In diesen fließen die oben genannten Effekte ein. Da die beschriebenen Effekte abhängig vom Beanspruchungsniveau sind, wurde eine unterschiedliche Beschreibung für den High-Cycle Fatigue und den Low-Cycle Fatigue Bereich entwickelt. In Bild 4 sind die ausgewerteten Wöhlerlinien für ein Unterspannungsniveau von  $S_{\min} = 0,05$  und für verschiedene Belastungsfrequenzen dargestellt. Der Frequenzeinfluss im Low-Cycle Fatigue Bereich konnte mit den Wöhlerlinien im Vergleich zu Versuchsergebnissen aus der Literatur gut abgebildet werden. Für den High-Cycle Fatigue Bereich, in dem die Belastungsfrequenz nach Hsu einen deutlich geringeren Einfluss auf die Bruchlastwechselzahlen besitzt, gelang der Vergleich aufgrund der geringen Versuchsergebnisse und der hohen Streuung nur sehr bedingt. So bleibt die Gültigkeit dieser Annahme für den High-Cycle Fatigue Bereich unklar.

Hohberg (2004) berichtete erstmal von einer Umkehr des Frequenzeinflusses in Abhängigkeit von der bezogenen Oberspannung. Auf Grundlage von Ermüdungsversuchen an Betonen der Festigkeitsklasse B25, B45 und B95 schlussfolgerte er, dass bei Oberspannungen die oberhalb der kritischen Spannung liegen höhere Belastungsfrequenzen zu höheren Bruchlastwechselzahlen führen. Bei Oberspannungen die unterhalb der kritischen Spannung lagen, welche laut Hohberg für die untersuchten trocken gelagerten Betone  $\sigma_{\text{krit}} = 0,75 \cdot f_c$  betrug, führen höhere Belastungsfrequenzen zu geringeren Bruchlastwechselzahlen. Die Ursache für diese Beobachtung fand Hohberg allerdings nicht.

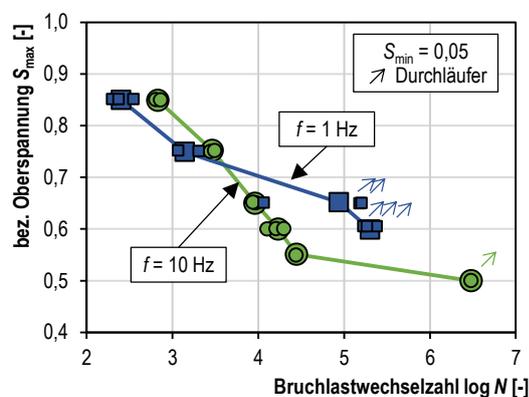


Bild 5: Bruchlastwechselzahlen von hochfestem Vergussbeton unter unterschiedlichen Belastungsfrequenzen (Elsmeier 2015)

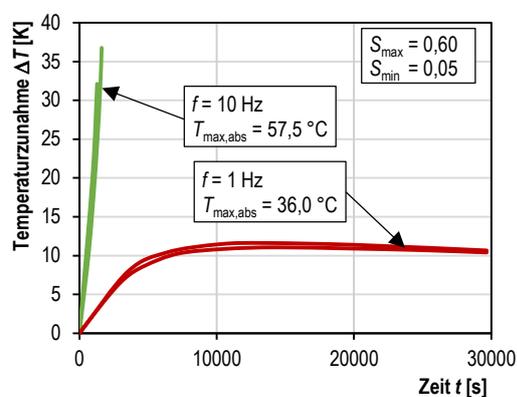


Bild 6: Temperaturzunahme eines hochfesten Vergussbetons auf  $S_{\min}/S_{\max} = 0,05/0,60$  unter 1 Hz und 10 Hz (Elsmeier 2015)

Elsmeier (2015) berichtet von Ermüdungsuntersuchungen an einem hochfesten Vergussbeton mit Belastungsfrequenzen von 1 Hz und 10 Hz. Elsmeier stellte fest, dass sich der Frequenzeinfluss für Oberspannungsniveaus  $S_{\max} < 0,75$  und  $S_{\min} = 0,05$  umkehrt, siehe Bild 5. Sie bestätigt damit die Beobachtungen von Hohberg (2004). Anhand von Temperaturmessungen an den Probekörpern konnte festgestellt werden, dass die 1 Hz Versuche auf dem Beanspruchungsniveau  $S_{\min}/S_{\max} = 0,05/0,60$  einen stationären Temperaturzustand mit einer Zunahme von etwa 11 K erreichten, wohingegen sich die 10 Hz Versuche kontinuierlich bis über 30 K erwärmten, siehe Bild 6. Daraus wurde von Elsmeier

geschlussfolgert, dass sich hohe Probekörpertemperaturen infolge hoher Belastungsfrequenzen und langen Versuchszeiten negativ auf den Ermüdungswiderstand von Beton auswirken.

Ähnliche Beobachtungen machten von der Haar et al. (2015) auch für einen höherfesten Normalbeton der Festigkeitsklasse C 70, siehe Bild 7. Der Mittelwert der Bruchlastwechselzahlen der 10 Hz-Versuche ist auf dem Oberspannungsniveau von  $S_{\max} = 0,80$  etwas größer als der Mittelwert der Bruchlastwechselzahlen der 1 Hz-Versuche. Dies kehrt sich auf dem Oberspannungsniveau von  $S_{\max} = 0,70$  jedoch um. Auf dem Oberspannungsniveau  $S_{\max} = 0,60$  ist zu beachten, dass die Versuche mit einer Belastungsfrequenz von 1 Hz aus Gründen der Versuchsdauer bei  $\log N = 5,5$  abgebrochen und als Durchläufer gezählt wurden, sodass sich der Frequenzeinfluss auf diesem Spannungsniveau nicht herausstellen ließ. Jedoch wurde nach von der Haar et al. für die Proben der 1 Hz-Versuche kein Anzeichen für ein nahes Versagen erkannt, sodass eine deutlich höhere Bruchlastwechselzahl als  $\log N = 5,5$  zu vermuten ist. Die gemessenen Oberflächentemperaturen sind in Bild 8 dargestellt. Je geringer das Oberspannungsniveau, desto höher ist der belastungsfrequenzbedingte Temperaturunterschied.

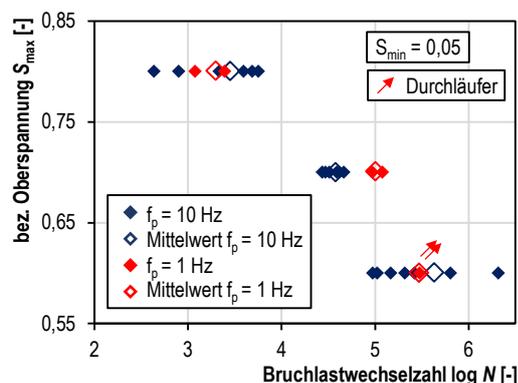


Bild 7: Bruchlastwechselzahlen eines höherfesten Normalbetons unter unterschiedlichen Belastungsfrequenzen (von der Haar et al. 2015)

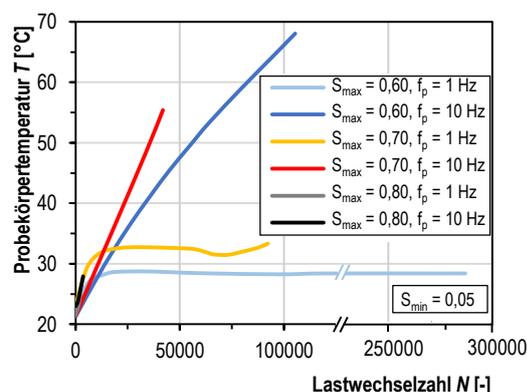


Bild 8: Probekörpertemperaturen eines höherfesten Normalbetons auf unterschiedlichen Lastniveaus und unter 1 Hz und 10 Hz (von der Haar et al. 2015)

Aufgrund der beschriebenen Beobachtungen scheint die Belastungsfrequenz durch mehrere Effekte den Ermüdungswiderstand von Beton zu beeinflussen. Zum einen beeinflusst die Belastungsgeschwindigkeit die Betonsteifigkeit und –festigkeit. So führen höhere Belastungsgeschwindigkeiten bzw. Belastungsfrequenzen zu höheren Betonfestigkeiten und somit zu einem höheren Ermüdungswiderstand. Zum anderen rufen höhere Belastungsfrequenzen auch höhere Probekörpertemperaturen hervor. Durch interne Rissreibungsprozesse im Bereich der Mesoskala können die Probekörpertemperaturen bei bestimmten Verhältnissen zwischen Beanspruchungsniveau und Belastungsfrequenz stark ansteigen. Dabei scheint eine höhere Probekörpertemperatur einen nachteiligen Effekt auf den Ermüdungswiderstand von Beton auszuüben. Das Zusammenspiel der beiden beschriebenen Effekte ist derzeit noch nicht untersucht. Daher existiert gegenwärtig auch kein Materialmodell, das den Einfluss beider Effekte auf den Ermüdungswiderstand von Beton beschreibt. Die in diesem Aufsatz beschriebenen Untersuchungen sollen einen Beitrag zur weiteren Erforschung beider Effekte leisten.

### 3 EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNGEN

#### 3.1 Konzeptionelle Überlegungen

Bislang existieren keine Untersuchungen, welche den in Abs. 2 beschriebenen wechselnden Einfluss der Belastungsfrequenz auf das Ermüdungsverhalten von hochfestem Beton beschreiben. Mithilfe des nachfolgenden Versuchskonzepts soll der Hypothese nachgegangen werden, dass der Frequenzeinfluss auf hohen Oberspannungsniveaus  $S_{\max} > 0,75$  überwiegend auf einen Spannungsgeschwindigkeitseinfluss auf die Druckfestigkeit und auf niedrigeren Oberspannungsniveaus  $S_{\max} < 0,75$  überwiegend auf einem gefügeschädigenden Temperatureinfluss beruht. Hierzu wurden zunächst Ermüdungsversuche auf drei Beanspruchungsniveaus und mit drei Belastungsfrequenzen von 2 Hz, 4 Hz und 7 Hz durchgeführt. Vergleichend dazu wurden weitere Ermüdungsversuche mit 4 Hz und 7 Hz durchgeführt, deren Lastaufbringung nach bestimmten Zeitperioden pausiert wurde. Mithilfe der Belastungspausen sollten die Probekörpertemperaturen der 4 Hz und 7 Hz Versuche während der Versuchsdauer begrenzt und an die Temperaturen der 2 Hz Versuche angeglichen werden. Die Versuche mit der Belastungsfrequenz von 2 Hz wurden nicht pausiert und dienten somit als Referenzversuche.

#### 3.2 Versuchsprogramm

##### 3.2.1 Betoneigenschaften und Probekörperherstellung

Die experimentellen Untersuchungen fanden an zylindrischen Probekörpern ( $d/h = 100/300$  mm) aus einem hochfesten, selbstverdichtenden Beton mit einer beabsichtigten Druckfestigkeit von etwa 120 MPa statt. Die Probekörper wurden in eigens entwickelten Kunststoffschalungen hergestellt. Die Stirnflächen der Probekörper wurden für die Gewährleistung einer gleichmäßigen Lasteinleitung plan geschliffen. Bis zu Versuchsbeginn lagerten die Probekörper in einer Klimakammer bei 20 °C ( $\pm 2$  °C) Lufttemperatur und 65 % ( $\pm 5$  %) relativer Luftfeuchte. Angaben zur Betonzusammensetzung sind in Tabelle 1 dargestellt.

Tabelle 1: Betonzusammensetzung

Zement	CEM I 52,5 R
W/Z-Wert	0,35
Gesteinskörnung	Quarzkies
Größtkorndurchmesser	16 mm

##### 3.2.2 Versuche unter monoton steigender Belastung

Vor Beginn der Ermüdungsversuche wurden Versuche unter monoton steigender Beanspruchung durchgeführt. Diese dienten zur Bestimmung der Betondruckfestigkeit und der Bruchdehnung sowie deren Änderung in Abhängigkeit von der Spannungsgeschwindigkeit. Zunächst erfolgten die Versuche mit einer Spannungsgeschwindigkeit von  $\dot{\sigma}_{\text{stat}} = 0,5$  MPa/s gemäß DIN EN 12390-3 (2009). Danach schlossen sich Versuche mit erhöhten Spannungsgeschwindigkeiten von  $\dot{\sigma}_{\text{stat}} = 360$  MPa/s, 720 MPa/s und 1.440 MPa/s an. Diese entsprachen den erwarteten mittleren Spannungsgeschwindigkeiten  $\dot{\sigma}_m$  während der anschließenden Ermüdungsversuche auf einem Beanspruchungsniveau von  $S_{\min}/S_{\max} = 0,05/0,80$  und mit Belastungsfrequenzen von 2 Hz, 4 Hz und 8 Hz. Je Versuchsreihe wurden mindestens drei Proben geprüft.

### 3.2.3 Versuche unter Druckschwellbelastung

Die Ermüdungsversuche mit und ohne Belastungspausen wurden auf einem Unterspannungsniveau von  $S_{\min} = 0,05$  und auf Oberspannungsniveaus von  $S_{\max} = 0,80, 0,75$  und  $0,70$  durchgeführt. Diese Beanspruchungsniveaus wurden aufgrund dessen gewählt, da im Bereich dieser Oberspannungsniveaus von Elsmeier (2015) und von der Haar et al. (2015) eine Umkehr des Frequenzeinflusses beobachtet wurde. Als Belastungsfrequenzen wurden 2 Hz, 4 Hz und 7 Hz gewählt. Die zuvor beabsichtigte Belastungsfrequenz von 8 Hz musste aufgrund versuchstechnischer Gegebenheiten auf 7 Hz reduziert werden. Mithilfe der Belastungspausen, die sich jeweils an ein Belastungsintervall anschlossen, sollten die Probekörpertemperaturen der 4 Hz und 7 Hz Versuche während der Versuchsdauer begrenzt und an die Temperaturen der 2 Hz Versuche angeglichen werden. Tabelle 2 zeigt das Versuchsprogramm der Ermüdungsversuche.

Tabelle 2: Versuchsprogramm unter Ermüdungsbeanspruchungen

$f_p$ [Hz]	$S_{\min}$ [-]	$S_{\max}$ [-]	$\dot{\sigma}_m$ [MPa/s]	$S_{cr}$ [-]	$N_{\text{Intervall}}$ [-]	$t_{\text{Belastung}}$ [s]	$t_{\text{Pause}}$ [s]	Anzahl
2	0,05	0,80	360	-	-	-	-	3
		0,75	336	-	-	-	-	3
		0,70	312	-	-	-	-	3
4	0,05	0,80	720	-	-	-	-	3
		0,75	672	-	-	-	-	3
		0,70	624	-	-	-	-	3
4 <sup>A)</sup>	0,05	0,80	720	0,512	480	120	120	3
		0,75	672	0,479	960	240	240	3
		0,70	624	0,447	1.920	480	480	3
7	0,05	0,80	1.260	-	-	-	-	3
		0,75	1.176	-	-	-	-	3
		0,70	1.092	-	-	-	-	3
7 <sup>A)</sup>	0,05	0,80	1.260	0,512	480	68,6	171,4	3
		0,75	1.176	0,479	960	137,1	342,9	3
		0,70	1.092	0,447	1.920	274,3	685,7	3

<sup>A)</sup> Versuche mit Belastungspause

Bei gleichbleibendem Unterspannungsniveau führen höhere Oberspannungsniveaus zu steileren Temperaturanstiegen und höheren Probekörpertemperaturen. Daher wurden die Lastwechselzahlen der Belastungsintervalle  $N_{\text{Intervall}}$  derart begrenzt, dass die absoluten Temperaturunterschiede zu den 2 Hz Versuchen nicht mehr als 5 K betragen. Weiterhin wurden die Intervalllastwechselzahlen  $N_{\text{Intervall}}$  für jedes nächsthöhere Oberspannungsniveau halbiert. Aus den gewählten Intervalllastwechselzahlen und den Belastungsfrequenzen ergaben sich schließlich die entsprechenden Belastungszeiten  $t_{\text{Belastung}}$  und Pausenzeiten  $t_{\text{Pause}}$ . Während der Belastungspausen wurden die Proben konstant auf dem kriechaffinen Beanspruchungsniveau  $S_{cr}$  nach von der Haar (2017) belastet, siehe Tabelle 2. Dieses Beanspruchungsniveau liegt zwischen dem Mittel- und Oberspannungsniveau und ruft während des Belastungszeitraums die gleiche viskose Kriechdehnung hervor, wie sie während desselben Zeitraums unter zyklischer Belastung erzeugt würde. Für alle Versuche wurde eine servohydraulische Universalprüfmaschine des Herstellers Walter & Bai mit einer maximal erzeugbaren Druckkraft von 2,5 MN verwendet. Neben den Versuchslasten wurden die Probekörperverformungen in Längsrichtung, die Pro-

bekörpertemperaturen und die Umgebungstemperatur kontinuierlich aufgezeichnet, siehe Bild 9. Die Probekörperverformungen wurden zwischen den Druckplatten mithilfe von drei Laserdistanzsensoren gemessen, die im Winkel von 120° angeordnet waren. Die Probekörpertemperaturen wurden an der Oberfläche mit Thermoelementen TYP T an drei über die Probekörperhöhe verteilten Messstellen gemäß Bild 9 gemessen. Zusätzlich wurde die Umgebungstemperatur mit einem Pt 100 Temperatursensor registriert.

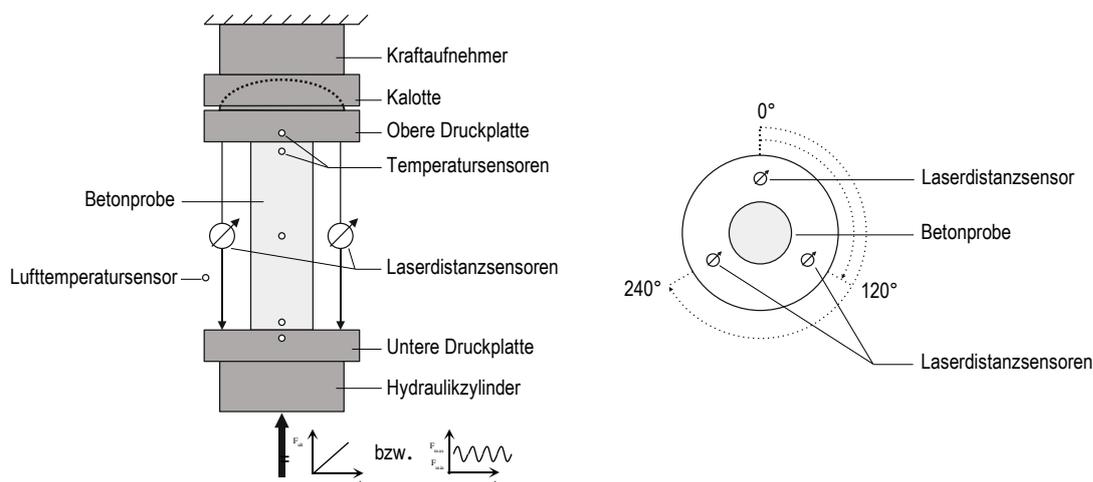


Bild 9: Schematischer Versuchsaufbau

## 4 ERGEBNISSE

### 4.1 Druckfestigkeiten

Vor Beginn der Ermüdungsversuche wurden im jüngsten Alter von 109 Tagen Druckfestigkeitsuntersuchungen mit einer Spannungsgeschwindigkeit von  $\dot{\sigma}_{\text{stat}} = 0,5 \text{ MPa/s}$  durchgeführt. Diese wurden im Alter von 152, 243, 440 und 455 Tagen wiederholt, um die Zementnacherhärtung zu erfassen.

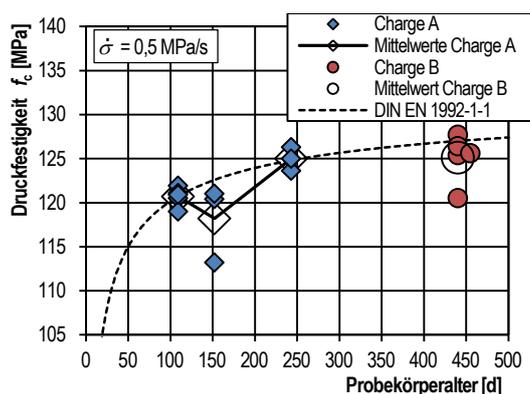


Bild 10: Druckfestigkeiten in Abhängigkeit vom Probekörperalter

Bild 10 zeigt die Druckfestigkeiten des untersuchten Betons in Abhängigkeit vom Probenalter. Vergleichend dazu ist die normative Entwicklungskurve der Druckfestigkeit gemäß DIN EN 1992-1-1 (2011) abgebildet. Die mittlere Druckfestigkeit der 109 Tage alten Proben lag bei 120,7 MPa. Die Festigkeit der 152 Tage alten Proben war aufgrund der höheren Streuung mit 118,2 MPa etwas gering.

ger. Da eine Abnahme der Druckfestigkeit mit zunehmendem Probekörperalter nur mit der höheren Streuung der Versuchsergebnisse begründet werden konnte, wurde die Referenzdruckfestigkeit von 120,7 MPa beibehalten. Diese wurde im Alter von 243 Tagen auf 125 MPa angehoben. Die Dehnungen beim Erreichen der Druckfestigkeiten lagen im Bereich zwischen -3,02 ‰ und -3,48 ‰. Eine Ausnahme bildete mit -2,82 ‰ der Probekörper mit der Druckfestigkeit von 113,2 MPa.

Wird das Materialverhalten unter monoton steigender Beanspruchung für erhöhte Spannungsgeschwindigkeiten betrachtet, so ist eine Erhöhung der Druckfestigkeit bei gleichzeitig erhöhten Bruchdehnungen festzustellen. Dies zeigt sich in Bild 11, in dem die gemittelten Spannungs-Dehnungslinien der Versuche in einem Alter von 152 bis 153 Tagen mit unterschiedlichen Spannungsgeschwindigkeiten dargestellt sind. In Bild 12 sind die ermittelten Druckfestigkeiten über der Spannungsgeschwindigkeit aufgetragen. Gleichzeitig werden die nach CEB (1988), CEB (1993) und FIB (2013) erwarteten Druckfestigkeitsentwicklungen dargestellt. Es ist zu sehen, dass alle drei Ansätze die versuchstechnisch ermittelten Druckfestigkeiten unterschätzen. Die versuchstechnisch bestimmten spannungsgeschwindigkeitsabhängigen Druckfestigkeiten können nach Gl. (1) errechnet werden.

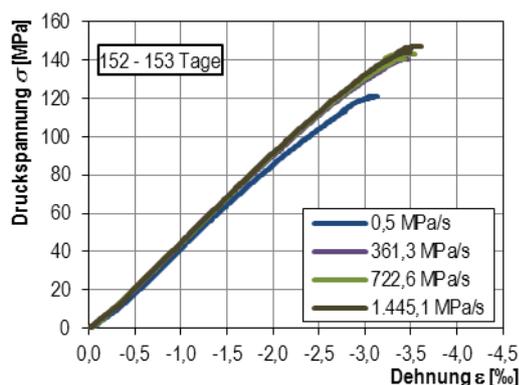


Bild 11: Gemittelte Spannungs-Dehnungslinien der Probekörper mit unterschiedlichen Spannungsgeschwindigkeiten

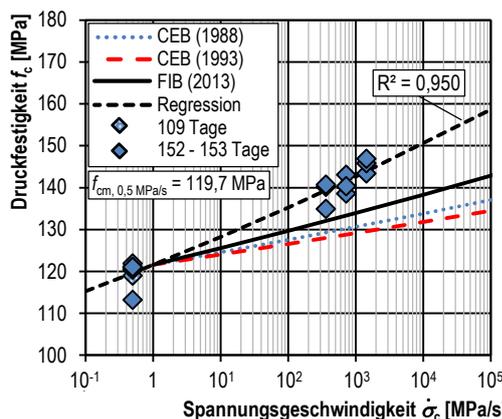


Bild 12: Druckfestigkeiten in Abhängigkeit von der Spannungsgeschwindigkeit im Vergleich mit den Druckfestigkeitsentwicklungen nach CEB (1988), CEB (1993) und FIB (2013)

$$\frac{f_c(\dot{\sigma}_c)}{f_{cm,0,5MPa/s}} = \left( \frac{\dot{\sigma}_c}{\dot{\sigma}_{c,0,5MPa/s}} \right)^\alpha \quad (1)$$

mit:  $\dot{\sigma}_{c,0,5MPa/s}$  = 0,5 MPa/s

$\dot{\sigma}_c$  Spannungsgeschwindigkeit in MPa/s

$f_c(\dot{\sigma}_c)$  Druckfestigkeit in MPa bei  $\dot{\sigma}_c$

$f_{cm,0,5MPa/s}$  Mittlere Druckfestigkeit bei 0,5 MPa/s in MPa  
= 119,66 MPa

$\alpha$  = 0,0231

## 4.2 Bruchlastwechselzahlen

Bild 13 zeigt die Bruchlastwechselzahlen der Ermüdungsversuche ohne Belastungspausen. Mit einer Ausnahme liegen alle Bruchlastwechselzahlen oberhalb der Wöhlerlinie gemäß Model Code 2010 FIB (2013). Lediglich ein Versuch auf  $S_{\max} = 0,70$  und mit einer Belastungsfrequenz von 7 Hz lag mit  $N = 55.131$  Lastwechseln geringfügig unter der Wöhlerlinie nach Model Code 2010 mit  $N_{MC2010} = 57.489$  Lastwechseln. Ein Versuch auf  $S_{\max} = 0,70$  und mit einer Belastungsfrequenz von 2 Hz musste nach  $N = 1.228.501$  Lastwechseln aus zeitlichen Gründen abgebrochen und als Durchläufer gezählt werden. Auf dem Oberspannungsniveau  $S_{\max} = 0,80$  erreichten die höherfrequenten Versuche höhere Bruchlastwechselzahlen als die 2 Hz Versuche. Dies war aufgrund der höheren Spannungsgeschwindigkeiten zu erwarten. Allerdings stellte sich ein entsprechender Unterschied zwischen den 4 Hz und 7 Hz Versuchen nicht ein. Deren mittlere Bruchlastwechselzahlen waren nahezu gleich groß. Auf dem Oberspannungsniveau  $S_{\max} = 0,75$  ergaben die höherfrequenten Versuche ebenfalls leicht höhere Bruchlastwechselzahlen als die 2 Hz Versuche, allerdings lagen die Bruchlastwechselzahlen der 7 Hz Versuche nun unterhalb denen der 4 Hz Versuche. Auf dem Oberspannungsniveau  $S_{\max} = 0,70$  ergaben nunmehr die 7 Hz Versuche die niedrigste mittlere Bruchlastwechselzahl, gefolgt von den 4 Hz und 2 Hz Versuchen. Wie schon durch Elsmeier (2015) und von der Haar et al. (2015) beschrieben, kehrte sich der Frequenzeinfluss auch bei dem hier untersuchten Beton zwischen den Oberspannungsniveaus  $S_{\max} = 0,80$  und  $S_{\max} = 0,70$  um. Die Regressionsgeraden in Bild 14 unterstützen diese Beobachtung.

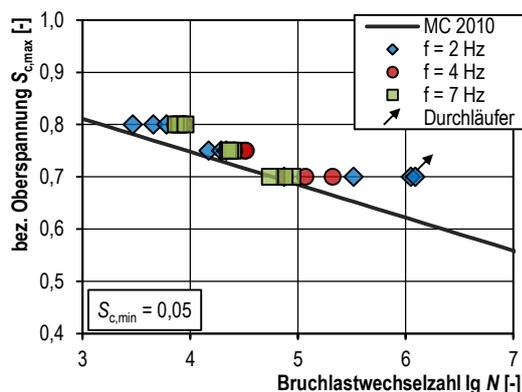


Bild 13: Bruchlastwechselzahlen ohne Belastungspausen im Vergleich zur Wöhlerkurve nach FIB (2013)

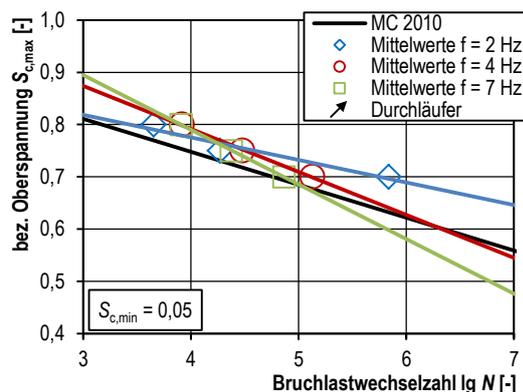


Bild 14: Mittlere Bruchlastwechselzahlen und Regressionsgeraden ohne Belastungspausen im Vergleich zur Wöhlerkurve nach FIB (2013)

Um den Einfluss der Probekörpertemperatur gegenüber den 2 Hz Versuchen zu eliminieren, wurden Ermüdungsversuche mit einer Belastungsfrequenz von 4 Hz und 7 Hz mit Belastungspausen durchgeführt. Deren Bruchlastwechselzahlen sind vergleichend mit denen der ununterbrochenen 2 Hz Versuche und der Wöhlerlinie gemäß Model Code 2010 FIB (2013) in Bild 15 dargestellt. Bild 16 zeigt die mittleren Bruchlastwechselzahlen mit den zugehörigen Regressionsgeraden.

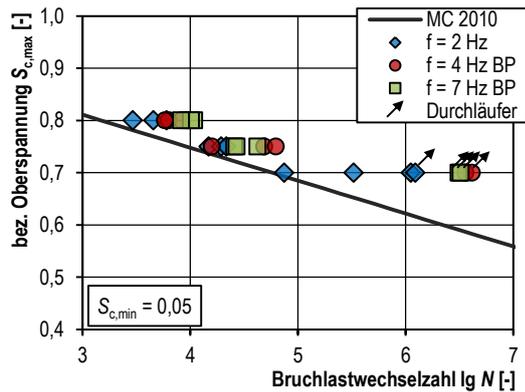


Bild 15: Bruchlastwechselzahlen mit Belastungspausen im Vergleich zur Wöhlerkurve nach FIB (2013)

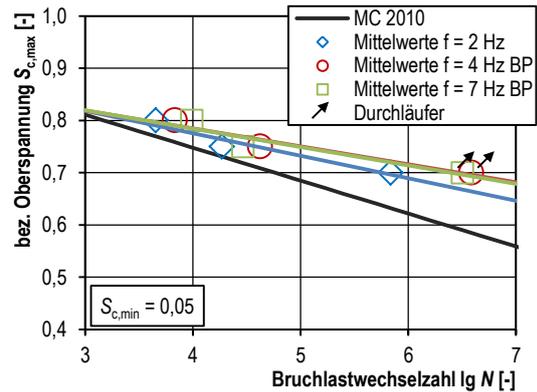


Bild 16: Mittlere Bruchlastwechselzahlen und Regressionsgeraden mit Belastungspausen im Vergleich zur Wöhlerkurve nach FIB (2013)

Auf dem Oberspannungsniveau  $S_{max} = 0,80$  führen höhere Belastungsfrequenzen zu höheren mittleren Bruchlastwechselzahlen. Auf dem Oberspannungsniveau  $S_{max} = 0,75$  liegen die Bruchlastwechselzahlen der 7 Hz Versuche ähnlich wie bei den Versuchen ohne Belastungspausen zwischen den 2 Hz und 4 Hz Versuchen. Die signifikantesten Änderungen sind auf dem Oberspannungsniveau  $S_{max} = 0,70$  zu beobachten, auf dem die Ermüdungswiderstände der 4 Hz und 7 Hz Versuche mit Belastungspausen deutlich über den 2 Hz Versuchen liegen. Dabei mussten alle 4 Hz und 7 Hz Versuche abgebrochen und als Durchläufer gewertet werden. Deren tatsächlichen Bruchlastwechselzahlen konnten nicht festgestellt werden.

#### 4.3 Temperaturentwicklungen unter Ermüdungsbeanspruchungen

Während der Ermüdungsversuche erwärmen sich die Probekörper infolge der Energieumwandlungsprozesse im Probeninneren. Dabei ist die Temperaturentwicklung vom Beanspruchungsniveau und von der Belastungsfrequenz abhängig. Bild 17 zeigt die zeitlichen Temperaturänderungen der untersuchten Probekörper ohne Belastungspausen. Die dargestellte Temperaturänderung  $\Delta T_t$  beschreibt den Temperaturunterschied zwischen der Temperatur  $T_t$  zum Zeitpunkt  $t$  und der Temperatur  $T_{t_0}$  zu Versuchsbeginn gemäß Gl. (2).

$$\Delta T_t = T_t - T_{t_0} \quad (2)$$

Die Temperaturänderungen der Probekörper auf dem Oberspannungsniveau  $S_{max} = 0,80$  verlaufen annähernd linear mit einem von der Belastungsfrequenz abhängigen Anstieg. Die unterschiedlichen Anstiege sind vorrangig auf die unterschiedlichen aufgebrauchten Lastwechselzahlen innerhalb derselben Zeitperiode zurückzuführen. Während der Versuche wird ein gewisser Teil der in den Probekörper eingebrachten Energie durch innere Rissreibungsprozesse in Wärmeenergie umgewandelt. Demnach lässt sich vermuten, dass der lineare Temperaturanstieg direkt proportional zur Belastungsfrequenz ist. Diese direkte Proportionalität besteht allerdings nicht zwischen der Belastungsfrequenz und der Versuchsdauer, weshalb sich die 2 Hz Versuche nicht auf die gleiche Temperatur wie die 4 Hz und 7 Hz Versuche erwärmen.

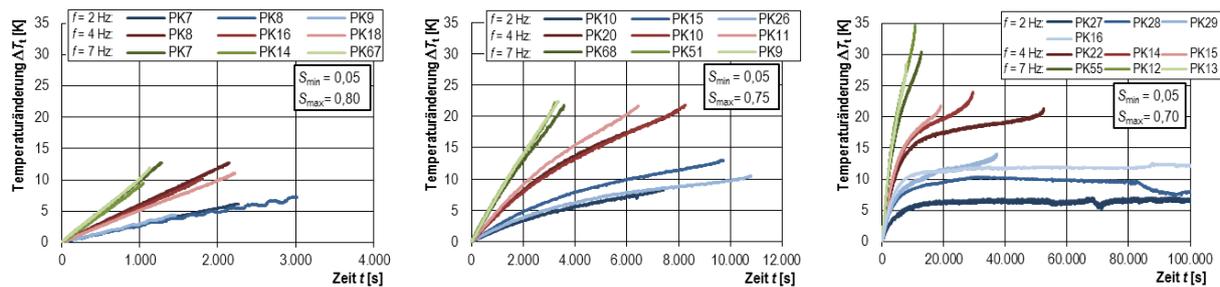


Bild 17: Temperaturänderungen  $\Delta T_i$  der Versuche ohne Belastungspause auf mittlerer Probekörperhöhe

Eine Verringerung des Beanspruchungsniveaus führt zu einer Verringerung des Temperaturanstiegs sowie zu einer Erhöhung der Bruchlastwechselzahlen und somit wiederum der Versuchslaufzeiten. Dies zeigt sich für die Temperaturänderungen unter dem Oberspannungsniveau  $S_{\max} = 0,75$  in Bild 17. Darüber hinaus ist zu erkennen, dass sich ein zwei- bis dreiphasiger Temperaturverlauf einstellt, wobei der Übergang vom linearen in den nichtlinearen Temperaturverlauf im Bereich zwischen 1.000 bis 1.500 s liegt. Der nichtlineare Temperaturverlauf ist von einer abnehmenden Temperaturerhöhung gekennzeichnet. Hierfür ist vermutlich in erster Linie die Zunahme der vom Probekörper durch Strahlung, Konvektion und Wärmeleitung an die Umgebung abgegebene Wärmeenergie ursächlich. Diese Zunahme ist auf die steigende Temperaturdifferenz zwischen dem Probekörper und der Umgebung zurückzuführen. Vor dem Eintritt des Ermüdungsversagens ist bei allen Probekörpern ein leicht überproportional zunehmender Temperaturanstieg zu verzeichnen. Dieser ist auf die Zunahme der Gefügeschädigung und der damit verbundenen Zunahme innerer Reibungseffekte zurückführbar. Um die Temperaturverläufe der Versuche auf dem Oberspannungsniveau  $S_{\max} = 0,70$  in Bild 17 geeignet darstellen zu können, wurde die Abszissenskalierung auf eine Zeit von 100.000 s begrenzt. Die Verringerung des Beanspruchungsniveaus führt bei drei der vier 2 Hz Versuche zu einer Ausbildung von quasi stationären Temperaturverläufen. Diese werden lediglich von der schwankenden Umgebungstemperatur beeinflusst. Bei diesen Versuchen stellt sich ein Gleichgewicht zwischen der im Probekörper je Zeiteinheit in Wärmeenergie umgewandelten Energiemenge und der gleichzeitig vom Probekörper an die Umgebung abgegebenen Wärmeenergiemenge ein. Aufgrund einer stärkeren Schädigungszunahme entwickelte sich beim Probekörper 29 kein ausgeprägt konstantes Temperaturniveau. Nach der Ausbildung der linearen und nichtlinearen Temperaturerhöhung setzte ein überproportionaler Temperaturanstieg bis zum Ermüdungsversagen ein. Eine vergleichbare Temperaturentwicklung trat bei den Versuchen mit einer Belastungsfrequenz von 4 Hz und auch im verkürzten Maß bei den Versuchen mit einer Belastungsfrequenz von 7 Hz auf. Allerdings treten auf diesem Beanspruchungsniveau die größten frequenzabhängigen Temperaturunterschiede auf.

Bild 18 zeigt die Temperaturänderungen  $\Delta T_i$  der 4 Hz und 7 Hz Versuche mit Belastungspausen im Vergleich zu den 2 Hz Versuchen ohne Belastungspausen. Die Belastungsphasen und -pausen sind durch die Temperaturerhöhungen und -abnahmen deutlich in den Diagrammen erkennbar. Grundsätzlich wird deutlich, dass sich auf den Oberspannungsniveaus  $S_{\max} = 0,80$  und  $0,75$  die mittleren Temperaturkurven der Versuche mit Belastungspausen weitestgehend an die der 2 Hz Versuche angleichen. Auf dem Oberspannungsniveau  $S_{\max} = 0,70$  weisen die pausierten Versuche geringfügig niedrigere Temperaturänderungen als die 2 Hz Versuche auf. Jedoch konnten die starken frequenzbedingten Temperaturunterschiede zumindest deutlich reduziert werden. Somit liegen auf den jeweiligen Lastniveaus die versuchstechnischen Unterschiede lediglich in der Belastungsfrequenz bzw. Beanspruchungsgeschwindigkeit.

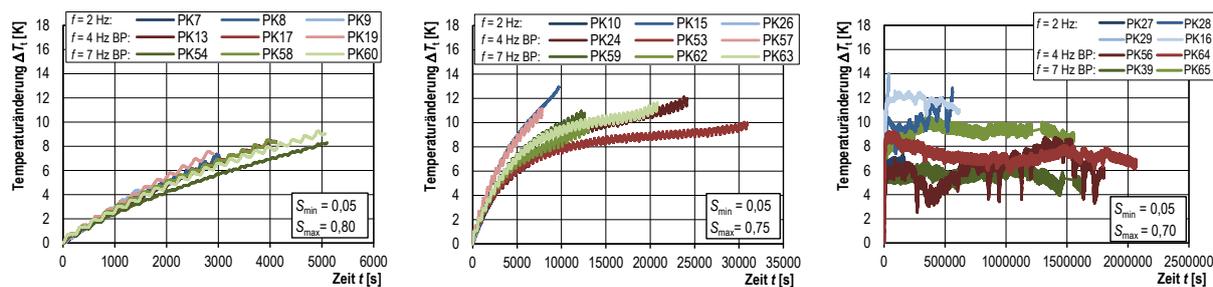


Bild 18: Temperaturänderungen  $\Delta T_i$  der Versuche mit Belastungspause auf mittlerer Probekörperhöhe

## 5 DISKUSSION

### 5.1 Einfluss der Belastungsgeschwindigkeit

Wie bereits erwähnt, kann davon ausgegangen werden, dass der Einfluss der Belastungsfrequenz unter anderem auf die erhöhten Druckfestigkeiten unter hohen Spannungsgeschwindigkeiten zurückgeführt werden kann. Die Spannungsgeschwindigkeit beschreibt dabei die erste zeitliche Ableitung der Spannung nach der Zeit, siehe Gl. (3).

$$\dot{\sigma} = \frac{d\sigma}{dt} \quad (3)$$

Bei einer sinusförmigen Beanspruchungs-Zeit-Funktion ändert sich die Spannungsgeschwindigkeit kontinuierlich, siehe Bild 19. Dabei tritt die maximale Spannungsgeschwindigkeit  $\dot{\sigma}_{\max}$  nur an den Wendepunkten der Beanspruchungs-Zeit-Funktion auf. Vereinfachend kann eine mittlere Spannungsgeschwindigkeit  $\dot{\sigma}_m$  angegeben werden, die den mittleren Spannungsanstieg zwischen der Unterspannung  $\sigma_{\min}$  und der Oberspannung  $\sigma_{\max}$  innerhalb eines halben Beanspruchungsintervalls  $t_m$  beschreibt.

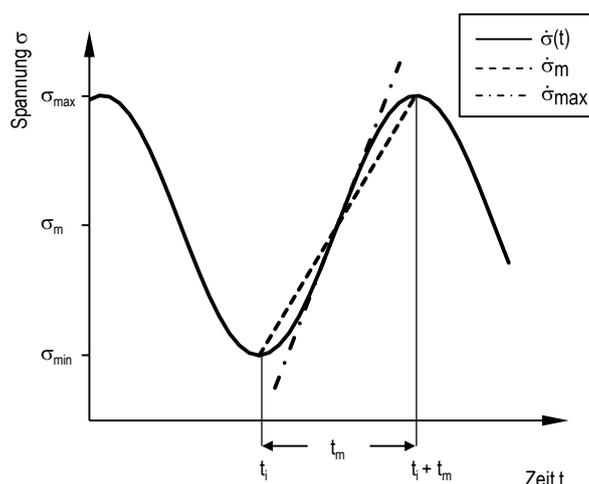


Bild 19: Sinusförmige Beanspruchungs-Zeit-Funktion mit mittlerer und maximaler Spannungsgeschwindigkeit

Ist die Belastungsfrequenz und die Spannungsschwingbreite bekannt, so lassen sich die maximale und mittlere Spannungsgeschwindigkeit nach Gl. (4) bzw. Gl. (5) bestimmen.

$$\dot{\sigma}_{max} = \Delta\sigma \cdot f \cdot \pi \quad (4)$$

$$\dot{\sigma}_m = \Delta\sigma \cdot f \cdot 2 \quad (5)$$

Da die maximale Spannungsgeschwindigkeit  $\dot{\sigma}_{max}$  nur zweimal für kurze Zeit während eines Belastungszyklus auftritt, wird im Weiteren die mittlere Spannungsgeschwindigkeit  $\dot{\sigma}_m$  für die Berechnung der Druckfestigkeitssteigerung infolge der zyklischen Belastung verwendet. Werden ferner die Ober- und Unterdrückungen  $\sigma_{max}$  und  $\sigma_{min}$  nicht auf die Druckfestigkeit bei einer Spannungsgeschwindigkeit von  $\dot{\sigma} = 0,5 \text{ MPa/s}$  sondern auf die Druckfestigkeit  $f_c(\dot{\sigma}_c)$  bezogen, die sich infolge derselben mittleren Spannungsgeschwindigkeit ergibt wie sie im Ermüdungsversuch auftritt, lassen sich nach Gl. (6) und Gl. (7) die effektiven Spannungsniveaus  $S_{min,eff}$  und  $S_{max,eff}$  bestimmen. Unter den verwendeten Belastungsfrequenzen sind die effektiven Beanspruchungsniveaus  $S_{min,eff}$  und  $S_{max,eff}$  geringer als die Beanspruchungsniveaus  $S_{min}$  und  $S_{max}$ . Mit dieser theoretischen Überlegung lassen sich Wöhlerlinien aus Versuchen mit gleichen Temperaturentwicklungen aber unterschiedlichen Belastungsfrequenzen ineinander umrechnen.

$$S_{min,eff} = \frac{\sigma_{min}}{f_c(\dot{\sigma}_c)} = \frac{\sigma_{min}}{\left(\frac{\dot{\sigma}_c}{\dot{\sigma}_{c,0,5\text{MPa/s}}}\right)^\alpha \cdot f_{cm,0,5\text{MPa/s}}} = S_{min} \cdot \left(\frac{\dot{\sigma}_{c,0,5\text{MPa/s}}}{\dot{\sigma}_{m,f_i}}\right)^\alpha \quad (6)$$

$$S_{max,eff} = \frac{\sigma_{max}}{f_c(\dot{\sigma}_c)} = \frac{\sigma_{max}}{\left(\frac{\dot{\sigma}_c}{\dot{\sigma}_{c,0,5\text{MPa/s}}}\right)^\alpha \cdot f_{cm,0,5\text{MPa/s}}} = S_{max} \cdot \left(\frac{\dot{\sigma}_{c,0,5\text{MPa/s}}}{\dot{\sigma}_{m,f_i}}\right)^\alpha \quad (7)$$

In Bild 20 sind die nach Gl. (6) und Gl. (7) errechneten effektiven Beanspruchungsniveaus der 4 Hz und 7 Hz Versuche mit Belastungspausen und die der 2 Hz Versuche über deren jeweiligen Bruchlastwechselzahlen aufgetragen. Im Vergleich zu Bild 16 wurden die Wöhlerlinien zu niedrigeren Beanspruchungsniveaus verschoben. Darüber hinaus scheint es, als ob die Bruchlastwechselzahlen aller Versuche nahezu mit einer Wöhlerlinie beschrieben werden könnten. Ein Belastungsfrequenzeinfluss ist nicht mehr erkennbar. Die Approximation der Versuchsergebnisse durch die in Bild 20 dargestellten Wöhlerlinien könnte zukünftig durch nichtlineare Wöhlerlinien verbessert werden. Somit scheint sich, unter der Voraussetzung gleicher Probekörpertemperaturen, der Belastungsfrequenzeinfluss auf die Druckfestigkeitserhöhung unter erhöhten Spannungsgeschwindigkeiten zurückführen zu lassen.

In Bild 21 sind die effektiven Beanspruchungsniveaus der Versuche ohne Belastungspausen über deren jeweiligen Bruchlastwechselzahlen aufgetragen. Der zuvor beschriebene Effekt zeigt sich im Vergleich der Versuchsergebnisse unter verschiedenen Belastungsfrequenzen nicht. Grund hierfür liegt allem Anschein nach in den unterschiedlichen Probekörpertemperaturen, die insbesondere auf dem geringsten Oberspannungsniveau zu deutlich unterschiedlichen Bruchlastwechselzahlen führten.

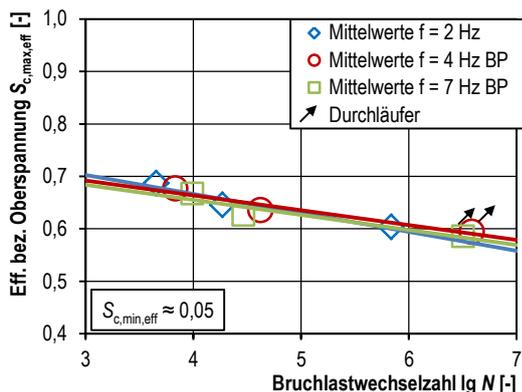


Bild 20: Wöhlerdiagramm mit effektiven Beanspruchungsniveaus der Versuche mit Belastungspausen

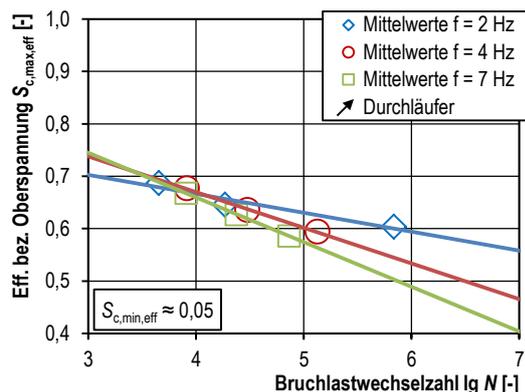


Bild 21: Wöhlerdiagramm mit effektiven Beanspruchungsniveaus der Versuche ohne Belastungspausen

## 5.2 Einfluss der Probekörpertemperatur

Wie im vorangegangenen Kapitel beschrieben, scheint die Probekörpertemperatur einen signifikanten Einfluss auf den Ermüdungswiderstand von Beton zu besitzen. Dies zeigt sich insbesondere durch die Bruchlastwechselzahlen der Versuche ohne Belastungspausen auf dem niedrigsten Oberspannungsniveau. Auf dem höchsten Beanspruchungsniveau scheint der Probekörpertemperatur keinen deutlichen Einfluss auf den Ermüdungswiderstand auszuüben, da die Versuchszeiten zu kurz und dadurch die Temperaturunterschiede infolge der unterschiedlichen Belastungsfrequenzen zu gering sind. Wie genau jedoch eine erhöhte Probekörpertemperatur die Gefügestruktur während der Ermüdungsversuche schädigt ist derzeit noch nicht genau belegt. Allerdings existieren diesbezüglich mehrere Hypothesen. So führt eine Temperaturzunahme zu einer Verringerung der Betondruckfestigkeit. Dies wird zum einen auf die unterschiedlichen thermischen Eigenschaften der Gesteinskörnung und des Zementsteins zurückgeführt, wodurch zusätzliche Spannungen zwischen der Gesteinskörnung und dem Zementstein entstehen und zu einer Mikrorissbildung führen können. Diese könnten ein vorzeitiges Ermüdungsversagen begünstigen. Zum anderen kann ein innerer Wasserdampfdruck zu Zugspannungen und zusätzlichen Schädigungen in der Gefügestruktur führen. Für die Beschreibung dieser temperaturbedingten Schädigungsmechanismen bedarf es allerdings weiterer Untersuchungen.

## 6 ZUSAMMENFASSUNG

Das Ermüdungsverhalten von druckschwellbeanspruchtem Beton wurde in der Literatur überwiegend mit Belastungsfrequenzen zwischen 1 Hz und 10 Hz untersucht. Um die Versuchszeiten zu verkürzen werden hohe Belastungsfrequenzen favorisiert. Allerdings weist die Belastungsfrequenz einen nicht vernachlässigbaren Einfluss auf den Ermüdungswiderstand auf. Auf Grundlage der Literatur konnte der Einfluss der Belastungsfrequenz mit dem Einfluss der Belastungsgeschwindigkeit und dem Einfluss der Probekörpertemperatur begründet werden. Für Oberspannungsniveaus  $S_{\max} \geq 0,75$  scheint der Einfluss der Belastungsgeschwindigkeit dominant zu sein. Hier führen höhere Belastungsfrequenzen zu höheren Belastungsgeschwindigkeiten. Diese führen wiederum zu einer erhöhten Druckfestigkeit und einem erhöhten Ermüdungswiderstand. Für Oberspannungsniveaus  $S_{\max} < 0,75$  scheint der Temperatureffekt einen bedeutenderen Einfluss auf den Ermüdungswiderstand zu gewinnen. Hier führen höhere Belastungsfrequenzen zu höheren Probekörpertemperaturen, welche sich negativ auf den Ermüdungswiderstand auswirken.

Um den Einfluss der beiden beschriebenen Effekte separat zu betrachten, wurden Ermüdungsversuche mit Belastungsfrequenzen von 2 Hz, 4 Hz und 7 Hz ohne Belastungspausen sowie mit 4 Hz und 7 Hz mit Belastungspausen durchgeführt. Mithilfe der Belastungspausen sollte die Probekörpertemperatur der 4 Hz und 7 Hz Versuche an die der 2 Hz Versuche angeglichen werden. Der einzige versuchstechnische Unterschied bestand bei den pausierten Versuchen somit nur in den unterschiedlichen Belastungsfrequenzen bzw. Belastungsgeschwindigkeiten.

Die Versuche mit Belastungspausen zeigten, dass im Vergleich zu den 2 Hz Versuchen die höherfrequenten Versuche auch höhere Bruchlastwechselzahlen ergaben. Werden die Spannungen dieser Versuche auf die mittlere Druckfestigkeit bezogen, die sich unter der mittleren Spannungsgeschwindigkeit ergibt, wie sie auch während der Ermüdungsversuche auftritt, so scheinen die Versuchsergebnisse mit einer Wöhlerlinie beschreibbar zu sein. Ein ausgeprägter Belastungsfrequenzeinfluss ist nicht mehr zu erkennen. Bei den Versuchen ohne Belastungspausen kann dies nur für Oberspannungsniveaus  $S_{\max} \geq 0,75$  bestätigt werden. Auf dem Oberspannungsniveau  $S_{\max} = 0,70$ , auf dem der Temperaturunterschied zwischen den Versuchen mit unterschiedlichen Belastungsfrequenzen am höchsten ist, liefern höhere Belastungsfrequenzen niedrigere Bruchlastwechselzahlen. Dies kann nicht mit dem Einfluss der Belastungsgeschwindigkeit erklärt werden, sondern muss auf die erhöhten Probekörpertemperaturen infolge der erhöhten Belastungsfrequenzen zurückgeführt werden. Wie genau jedoch eine erhöhte Probekörpertemperatur die Gefügestruktur während der Ermüdungsversuche schädigt ist derzeit noch nicht genau belegt und bedarf weiterer Forschung.

## DANKSAGUNG

Die Autoren danken dem BMWi für die Förderung des Verbundforschungsvorhabens „WinConFat – Materialermüdung von On- und Offshore Windenergieanlagen aus Stahlbeton und Spannbeton unter hochzyklischer Beanspruchung“ sowie des Teilvorhabens „Betriebsbedingte Effekte auf die Betonermüdung“ (Fkz 0324016A).

## LITERATUR

- CEB (1988): Comité Euro – International du Béton: Concrete Structures under Impact and Impulsive Loading. Bulletin d'Information No. 187, Lausanne.
- CEB (1993): Comité Euro – International du Béton: CEB-FIP Model Code 1990. Bulletin d'Information No. 213/214, Thomas Telford Ltd,
- DIN EN 12390-3 (2009): Prüfung von Festbeton – Teil 3: Druckfestigkeit von Probekörpern. Deutsche Fassung EN 12390-3:2009. Deutsches Institut für Normung e. V., Beuth Verlag, Berlin.
- DIN EN 1992-1-1 (2011): Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau. Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2001 + AC:2010. Deutsches Institut für Normung e. V., Beuth Verlag, Berlin.
- Elsmeier, K. (2019): Einfluss der Probekörpererwärmung auf den Ermüdungswiderstand von hochfestem Vergussbeton. Dissertation, Berichte aus dem Institut für Baustoffe, Heft 18, Leibniz Universität Hannover.
- FIB (2013): Fédération internationale du béton: fib Model Code for Concrete Structures 2010. Ernst & Sohn.
- Holmen, J. O. (1979): Fatigue of concrete by constant and variable amplitude loading. Division of Concrete Structures, The Norwegian Institute of Technology, The University of Trondheim.

- Kim, J.-K. & Kim, Y.-Y. (1996): Experimental study of the fatigue behavior of high strength concrete. *Cement and Concrete Research* No. 10, Vol. 26, S. 1513-1523.
- Marx, S., Grünberg, J., Hansen, M. & Schneider, S. (2017): Über den Stand der Forschung zu Grenzzuständen der Ermüdung von dynamisch hoch beanspruchten Tragwerken aus Beton. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 618, Beuth Verlag, Berlin.
- Oneschkow, N. (2014): Analyse des Ermüdungsverhaltens von Beton anhand der Dehnungsentwicklung. Dissertation, Berichte aus dem Institut für Baustoffe, Heft 13, Leibniz Universität Hannover.
- Oneschkow, N., von der Haar, C., Hümme, J., Otto, C., Lohaus, L., & Marx, S. (2018): Ermüdung von druckschwellbeanspruchtem Beton – Materialverhalten, Modellbildung, Bemessung, In Bergmeister, K., Fingerloos, F. & Wörner, J.-H. (Hrsg.), *Beton-Kalender 2018: Bautenschutz, Brandschutz*, Ernst & Sohn GmbH & Co. KG., Berlin, S. 645-755.
- Petkovic, G., Rosseland, S. & Stemland, H. (1992): High Strength Concrete SP 3 Fatigue, Report 3.2 - Fatigue of High Strength Concrete. SINTEF Report No. STF70 A92128, Trondheim.
- Siemes, A. J. M. (1982): Fatigue of plain concrete in uniaxial compression. IABSE Report 37, S. 283-292.
- Sparks, P. R. & Menzies, J. B. (1973): The effect of rate of loading upon the static and fatigue strengths of plain concrete in compression. *Magazine of Concrete Research*, No. 83, Vol 25, S. 73-80.
- Tepfers, R. & Kutti, T. (1979): Fatigue Strength of Plain, Ordinary, and Lightweight Concrete. *ACI Journal*, Vol. 76, No. 5, S. 635-652.
- van Leeuwen, J. & Siemes, A. J. M. (1979): Miner's rule with respect to plain concrete. *Heron* No. 1, Vol. 24.
- von der Haar, C. (2017): Ein mechanisch basiertes Dehnungsmodell für ermüdungsbeanspruchten Beton. Dissertation. Berichte des Instituts für Massivbau der Universität Hannover, Heft 11.
- von der Haar, C., Hümme, J., Marx, S. & Lohaus, L. (2015): Untersuchungen zum Ermüdungsverhalten eines höherfesten Normalbetons. *Beton- und Stahlbetonbau*, Heft 10, Jahrgang 110, S. 699-709.

# Wasserinduzierte Reduktion des Ermüdungswiderstands hochfester Betone

Dipl.-Ing. Christoph Tomann<sup>1</sup> und Prof. Ludger Lohaus<sup>1</sup>

<sup>1</sup>*Institut für Baustoffe, Leibniz Universität Hannover, Hannover, Germany*

## **KURZFASSUNG:**

Unter Wasser gelagerte und geprüfte Betonproben weisen im Vergleich zu an der Luft gelagerten und geprüften einen erheblich reduzierten Ermüdungswiderstand auf. Dieses Phänomen wurde in der Vergangenheit zwar erkannt, wie genau der Feuchtigkeitsgehalt das Ermüdungsverhalten des Betons beeinflusst ist jedoch bis dato ungeklärt. In Ermüdungsversuchen an hochfesten Betonproben wird untersucht, wie der Feuchtigkeitsgehalt innerhalb des mikrostrukturellen Gefüges des Betons, dessen Ermüdungswiderstand beeinflusst und welche Schadensmechanismen am Degradationsprozess beteiligt sind. Um ein tiefer gehendes Verständnis über die am Degradationsprozess beteiligten Schadensmechanismen zu erlangen, werden neben den erreichten Bruchlastwechselzahlen weitere Schädigungsindikatoren wie die Steifigkeitsdegradation sowie die Schallemissionsaktivität analysiert.

Keywords: Hochfester Beton, Ermüdungsverhalten, wasserinduzierte Schadensmechanismen, Feuchtegehalt, Schädigungsindikatoren

## **ABSTRACT:**

Concrete specimens which are submerged in water have a significantly lower fatigue resistance than specimens which are stored and tested in air. This phenomenon was recognised in the past, but how the moisture content in the microstructure of the concrete and a wet environment influences its resistance against fatigue deterioration is still unknown. Well-instrumented fatigue tests on high-strength concrete specimens are conducted to investigate how the moisture content in the microstructure of concrete influences its fatigue resistance and which additional water-induced damage mechanisms are involved in the degradation process. In order to get a deeper understanding of the damage mechanisms involved in the degradation process, the results of the fatigue tests are analyzed regarding the numbers of cycles to failure and selected damage indicators, such as strain development, stiffness degradation and acoustic emission activity.

Keywords: High-strength concrete, fatigue deterioration, water-induced degradation mechanisms, moisture content, damage indicators

## 1 EINLEITUNG

Mit dem Ausbau der Offshore-Windenergie werden vermehrt auch ermüdungsbeanspruchte Betonkonstruktionen unter permanentem Wassereinfluss entstehen. Dies gilt bereits heute schon für die sogenannten Grouted Joints, bei denen hochfeste Feinkornbetone in stählernen Tragstrukturen von Offshore-Windenergieanlagen verwendet werden. Solche Konstruktionen werden in ihrer Betriebszeit mit mehreren Hundert Millionen Lastwechseln beaufschlagt. Als ein wesentlicher Unterschied zu Onshore-Bauwerken resultiert aus der Offshore-Exposition ein deutlich erhöhter Wassergehalt im Beton. In diesem Zusammenhang wurde bereits von mehreren Forschern und Forschergruppen, beispielsweise von Waagaard, K. (1981), Muguruma, H., & Watanabe, F. (1984), Hohberg, R. (2004), Sørensen, E. V et al. (2011), Nygard, K. et al. (1992), Petković, G. (1991), Hümme, J., & Lohaus, L. (2014) und Hümme, J. (2018) das Ermüdungsverhalten von Beton bei unterschiedlichen Feuchtebedingungen (an der Luft und unter Wasser) untersucht. Ein direkter Vergleich der Ergebnisse untereinander fällt schwer, da die Versuchsrandbedingungen innerhalb der einzelnen Untersuchungsreihen stark variieren. Dennoch ergibt sich eine weitgehend einheitliche Tendenz, nämlich, dass unter Wasser geprüfte Betonproben einen erheblich geringeren Ermüdungswiderstand aufweisen als an Luft geprüfte.

Nach Waagaard, K. (1977, 1981, 1982) und Paterson, W. S. (1980) konnte bei Ermüdungsuntersuchungen unter Wasser ein Wassertransport bzw. Wasserpumpen innerhalb des sich bildenden Rissystems beobachtet werden. Dieser Effekt äußerte sich nach Hümme, J., & Lohaus, L. (2014) und Hümme, J. (2018) durch Auswaschungen von Feinstpartikeln in Form von „Nebelschwaden“.

Hinsichtlich der beeinflussenden Wirkung des Mediums Wasser sind bislang einige degradierend wirkende Phänomene erkannt, die Frage, wie genau das Medium Wasser das Ermüdungsverhalten beeinflusst und welche Mechanismen im Detail wirken, ist jedoch derzeit noch völlig ungeklärt. Für die Weiterentwicklung bestehender Bemessungskonzepte zyklisch beanspruchter Betone ist ein tiefergehendes Verständnis dieser Phänomene jedoch essenziell.

Um der Frage nachzugehen, wie genau das Medium Wasser das Ermüdungsverhalten zyklisch beanspruchter hochfester Betone beeinflusst, wurden im Rahmen des Schwerpunktprogramms SPP 2020 „Zyklische Schädigungsprozesse in Hochleistungsbetonen im Experimental-Virtual-Lab“ konsistente Versuchsreihe mit Probekörpern unterschiedlicher Feuchtigkeitsgehalte untersucht.

Im Folgenden werden hochgradig instrumentierte Ermüdungsuntersuchungen an hochfesten Betonproben variierender Feuchtigkeitsgehalte dargestellt und analysiert. Ausgewertet wurden in diesem Zusammenhang die erreichten Bruchlastwechselzahlen, die Steifigkeitsdegradation sowie die Schallemissionsaktivität.

## 2 EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNGEN

### 2.1 *Material*

Die experimentellen Untersuchungen unter einaxialer Druckschwellbeanspruchung wurden an dem hochfesten Beton, der Basiszusammensetzung des SPP 2020 durchgeführt. Im Folgenden wird dieser Beton als HPC bezeichnet. Der hochfeste Beton HPC weist einen w/z-Wert von 0,35 auf und besitzt ein maximales Größtkorn von 8mm. Die enthaltene Gesteinskörnung besteht aus Basalt. Zusatzstoffe wie beispielsweise Flugasche oder Mikrosilika sind in der Zusammensetzung des HPC nicht enthalten. Eine detaillierte Übersicht der Betonzusammensetzung des hochfesten Betons HPC ist der folgenden Tabelle 1 zu entnehmen.

Tabelle 1: Betonzusammensetzung hochfester Beton HPC

Ausgangsstoff	Gehalt [kg/m <sup>3</sup> ]	Ausgangsstoff	Gehalt [kg/m <sup>3</sup> ]
Zement (CEM I 52,5 R-SR3)	500	Basalt (5/8 mm)	570
Quarzsand (0/0,5 mm)	75	PCE-Fließmittel	5,00
Sand (0/2 mm)	850	Stabilisierter	2,85
Basalt (2/5 mm)	350	Wasser	176

## 2.2 Probekörperpräparation und Feuchteconditionierung

Um den Einfluss des Feuchtigkeitsgehalts in der Mikrostruktur des Betons und einen möglichen weiteren Einfluss eines von außen anstehenden Mediums Wasser untersuchen zu können, wurden zylindrische Probekörper der Abmessungen  $h/d = 300/100$  mm hergestellt. Im Rahmen des Herstellungsprozesses wurden spezielle Kunststoffschalungen in drei Betonierlagen verfüllt und auf einem Rütteltisch verdichtet. Um verschiedene Feuchtigkeitsgehalte innerhalb der Mikrostruktur des Betons generieren zu können, wurden die Probekörper im Anschluss an den Betonageprozess in die fünf Serien D, C, M, WS und WST unterteilt. Jede dieser Serien repräsentiert hierbei eine spezielle Conditionierungsart (vgl. Tabelle 2). 48 Stunden nach der Herstellung wurden die Probekörper ausgeschalt (mit Ausnahme der Probekörper der Serie M) und den speziellen Conditionierungsarten zugeführt. Vierzehn Tage nach dem Herstellungsprozess wurden die Probekörper auf Länge geschnitten und die Druckeinleitungsflächen fein poliert. Eine detaillierte Übersicht der verschiedenen Lagerungs- und Prüfbedingungen ist der folgenden Tabelle 2 zu entnehmen.

Tabelle 2: Lagerungs- und Prüfbedingungen

Feuchtezustand	Conditionierungsart	Versiegelung	Prüfumgebung
<b>D</b>	Getrocknet ( $105 \pm 5$ °C)	(Al)-Butylband	Luft
<b>C</b>	Klimaraum (20 °C, 65 % RH)	(Al)-Butylband	Luft
<b>M</b>	Eigenfeuchte (versiegelt bis zur Prüfung)	(Al)-Butylband	Luft
<b>WS</b>	Wasser gelagert (unter Wasser gelagert)	(Al)-Butylband	Luft
<b>WST</b>	Wasser gelagert (unter Wasser gelagert und getestet)	-	unter Wasser

Im Feuchtezustand D erfolgt eine Trocknung der Proben bei  $105 \pm 5$  °C bis zur Massekonstanz. Die so konditionierten Proben repräsentieren einen Feuchtezustand, in dem ausschließlich nichtverdampfbares, im Wesentlichen chemisch gebundenes Wasser, enthalten ist. Für den Feuchtezustand C werden die Proben für mindestens 90 Tage in einem Klimaraum bei konstanten Umgebungsbedingungen (20 °C, 65 % rel. Luftfeuchte) gelagert. Diese vergleichsweise lange Conditionierungsdauer ermöglicht einen langsamen, jedoch ständigen Austrocknungsprozess des Betons, der einem quasi „natürlichen“ Feuchtegehalt (annähernd Ausgleichsfeuchte) entspricht. Feuchtezustand M hingegen repräsentiert den Kernzonenbereich des Betons, bei der ein direkter Feuchteaustausch mit der Umgebung unterbunden ist, sodass der Feuchtezustand bis zur Prüfung konserviert wird. Hierfür verbleiben die Probekörper bis zur Prüfung in der Schalung. Um ein Feuchteaustritt über die Stirnflächen der Probekörper zu verhindern, wurden diese zusätzlich versiegelt. Feuchtezustand WS repräsentiert eine vollständig wassergesättigte Probe. Hierzu werden die

Probekörper direkt im Anschluss an den Betonageprozess bis zum Beginn der Prüfung permanent mit Wasser überstaut und bei konstanter Temperatur (20 °C) gelagert.

Um hygri-sche Interaktionen mit der Umgebung während der Ermüdungsuntersuchungen zu vermeiden, wurden die Mantelflächen der Probekörper der Serien D, C, M und WS vor der Prüfung mittels wasserdichtem (Al)-Butylband versiegelt. Um den Einfluss des Feuchtegehalts in der Mikrostruktur des Betons untersuchen zu können, wurden die Probekörper der Konditionierungszustände D, C, M und WS versiegelt an der Luft geprüft. Die Probekörper der fünften Serie WST wurden analog zu den Probekörpern der Serie WS konditioniert. Die Serien WS und WST unterscheiden sich lediglich in der Prüfumgebung. Um einen möglichen Einfluss des von außen anstehenden Mediums Wasser untersuchen zu können, wurden die Proben der Serie WST unter Wasser gelagert und ebenfalls unter Wasser geprüft. Hierdurch stehen die Proben der Serie WST während der Prüfung in Interaktion mit dem von außen anstehenden Wasser. Eine detaillierte Übersicht über die Lagerungs- und Prüfandbedingungen zeigt Tabelle 2.

### 2.3 Versuchsaufbau und Messeinrichtung

Die experimentelle Untersuchung wurde in einer 2,5 MN servo-hydraulischen Prüfmaschine unter Verwendung eines speziell für diesen Anwendungsfall entwickelten Versuchsaufbau durchgeführt. Die Besonderheit des entwickelten Versuchsaufbaus liegt in einem Wasserbassin, das einerseits Ermüdungsuntersuchungen in trockener Umgebungsbedingung und andererseits Versuche vollkommen unter Wasser ermöglicht. Die Ermüdungsuntersuchungen wurden kraftgeregelt durchgeführt. Zu Beginn eines jeden Versuchs erfolgte zunächst ein monotoner Kraftanstieg, bis zum Erreichen der Mittellast. Anschließend wechselte die Beanspruchungsart zu einer sinusförmigen zyklischen Druckschwellbeanspruchung. Die bezogene Ober- und Unterspannung betrug konstant über die gesamte Untersuchung einen Wert von  $S_{\max} = 0.65$  und  $S_{\min} = 0.05$ . Die Prüffrequenz wurde ebenfalls konstant zu  $f_p = 1.0$  Hz gewählt. Unter zyklischer Beanspruchung wurden mindestens zwei Probekörper eines jeden Konditionierungszustands (Ausnahme: Konditionierungszustand D) untersucht. Aufgrund einer hohen Lastwechselzahl des Probekörpers des Konditionierungszustand D, wurde bis dato nur ein Probekörper dieser Serie untersucht. Bis zu einer Lastwechselzahl von 5 Mio. konnte kein Versagen dieses Probekörpers nachgewiesen werden. Die Prüffrequenz variierte in diesem Versuch von 1 über 3 auf schlussendlich 6 Hz.

Die statische Druckfestigkeit zur Bestimmung der bezogenen Oberspannung wurde für jede Serie separat, unmittelbar vor dem Start der Ermüdungsuntersuchung, an jeweils drei Probekörpern ermittelt. Die Bestimmung der statischen Druckfestigkeit erfolgte durch eine monoton steigende Druckbeanspruchung mit einer Geschwindigkeit von 0,5 MPa/s.

Die axiale Verformung, die axiale Kraft und die Oberflächentemperatur wurden während der Ermüdungsuntersuchungen konstant mit einer Messrate von 300 Hz aufgezeichnet. Die Erfassung der Schallemissionsaktivität erfolgte mit einer Messrate von 100 Hz. Der verwendete Versuchsaufbau sowie die verwendete Messeinrichtung ist in Bild 1 dargestellt.

Die axiale Verformung wurde mit drei Laserdistanzsensoren, die um 120° (0°, 120° und 240°) versetzt um den Probekörper herum positioniert wurden, gemessen. Um wasserinduzierte Schädigungsmechanismen charakterisieren zu können, wurden zusätzlich Schallemissionssensoren auf den Probekörpern positioniert. Sechs Schallemissionssensoren wurden um 60° versetzt, alternierend im oberen und unteren Drittel der Probe positioniert. Um die Probekörpertemperatur während des

Ermüdungsversuchs überwachen zu können, wurden drei Thermoelemente des Typs K im mittleren, sowie im oberen und unteren Bereich der Probekörper platziert (vgl. Bild 1).

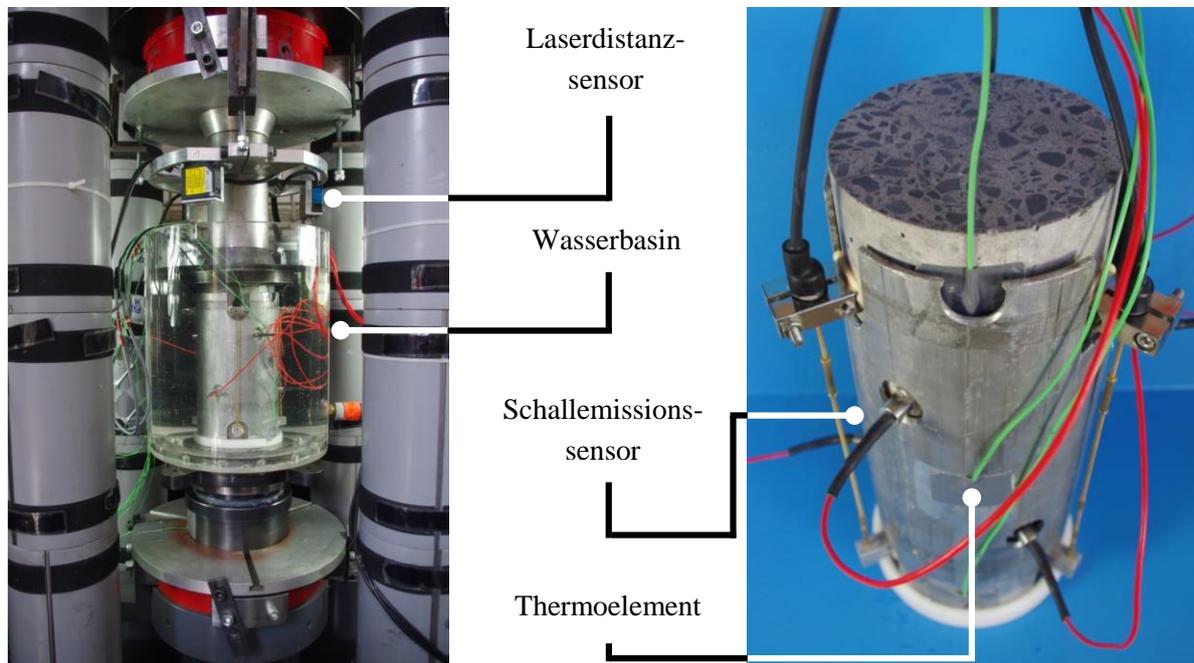


Bild 1: Versuchsaufbau (links) und Messeinrichtung (rechts) (Tomann, C. et al. (2019))

### 3 ERGEBNISSE UND AUSWERTUNG

#### 3.1 Materialeigenschaften

In einem ersten Schritt wurde der Feuchtigkeitsgehalt sowie der dynamische Elastizitätsmodul des Betons in Abhängigkeit der Konditionierungsart (D, C, M, WS und WST) charakterisiert. Der Feuchtigkeitsgehalt wurde mittels Darr-Methode und der dynamische Elastizitätsmodul mit Hilfe eines auf der Resonanzanalyse basierenden Messsystems ermittelt. Tabelle 3 stellt die Feuchtigkeitsgehalte und dynamischen Elastizitätsmodulen in Abhängigkeit der Konditionierungsart als Mittelwerte dar.

Tabelle 3: Materialeigenschaften des hochfesten Betons

Bezeichnung	Feuchtegehalt [M.-%]	Dyn. E-Modul [GPa]	Druckfestigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]
<b>D</b>	~ 0	41,7	108
<b>C</b>	3,5	47,1	97
<b>M</b>	4,3	52,4	107
<b>WS / WST</b>	5,0	53,3	110

Wie erwartet stellt sich über die unterschiedlichen Konditionierungsarten ein steigender Feuchtigkeitsgehalt im Beton ein. Den höchsten Feuchtigkeitsgehalt zeigen hierbei mit einem Wert von 5,0 M.-% die Probekörper der Konditionierungsarten WS und WST.

Weiterhin zeigen die Ergebnisse des dynamischen Elastizitätsmoduls einen ebenfalls steigenden Trend mit steigendem Feuchtigkeitsgehalt innerhalb der Mikrostruktur des Betons. Der Tabelle 3 sind Werte zwischen 41,7 GPa für Konditionierungsarten D und 53,3 GPa für Konditionierungsarten WS und WST

zu entnehmen. Diese Ergebnisse entsprechen denen von Hümme, J. (2018) und Winkler, H. (2010). Hümme, J. (2018) ermittelte Unterschiede im dynamischen Elastizitätsmodul zwischen klimaraum- und wassergelagerten Probekörpern von 5 bis 15 %. Winkler, H. (2010) erklärt die Steifigkeitserhöhung der wassergelagerten Probekörper mit einem erhöhten Feuchtigkeitsgehalt innerhalb der Porenstruktur des Betons.

Neben dem Feuchtigkeitsgehalt und dem dynamischen Elastizitätsmodul wurde zudem die Druckfestigkeit unter monoton steigender Beanspruchung in Abhängigkeit der Konditionierungsart bestimmt. Bei den in Tabelle 3 dargestellten Werten handelt es sich um Mittelwert aus jeweils drei Probekörpern. Mit einem Wert von 97 N/mm<sup>2</sup> zeigen die Probekörper der Konditionierungsart C die geringste Festigkeit. Die Probekörper der restlichen Konditionierungsarten weisen hingegen mit Werten zwischen 107 N/mm<sup>2</sup> und 110 N/mm<sup>2</sup> sehr ähnliche Ergebnisse auf. Hierbei konnte der größte Unterschied, mit einer relativen Abweichung von 10,2 %, zwischen den Ergebnissen der Konditionierungsarten C und WS / WST nachgewiesen werden. Offensichtlich überlagern sich hier die Festigkeitssteigernden Effekte der Nacherhärtung einerseits und der trockenen Prüfrandbedingungen andererseits. Bei Lagerungsart C könnten noch hygrysch bedingte Eigenspannungen dazu kommen.

Im Allgemeinen zeigen die Ergebnisse unter einer monoton steigenden Beanspruchung jedoch keine signifikante Beeinflussung des Feuchtigkeitsgehalts innerhalb der Mikrostruktur des Betons auf dessen Druckfestigkeit.

### 3.2 Bruchlastwechselzahl

Bild 2 zeigt den Zusammenhang zwischen der bezogenen Oberspannung  $S_{max}$  und der Bruchlastwechselzahl  $N$  für den untersuchten hochfesten Beton HPC. Die Anzahl der Lastwechsel bis zum Versagen wird auf der Abszissenachse logarithmiert dargestellt. Die Versuchsergebnisse sind sowohl als Einzelwerte (Kreis) als auch als Mittelwerte (Raute) für die jeweiligen Konditionierungsarten (D, C, M, WS und WST) dargestellt.

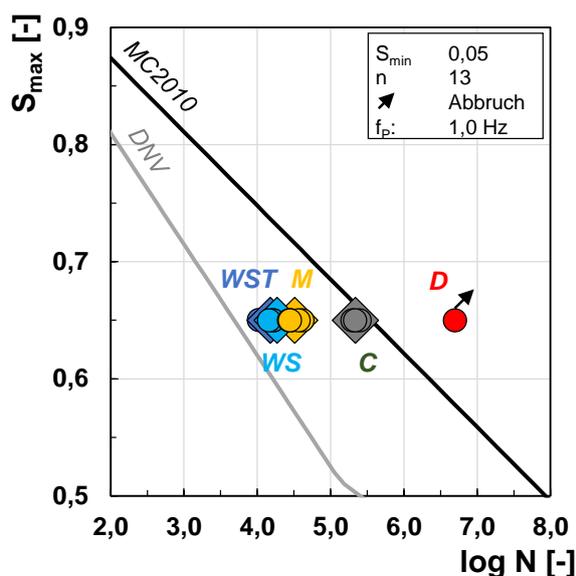


Bild 2: Ermüdungswiderstand (Tomann, C. et al. (2019))

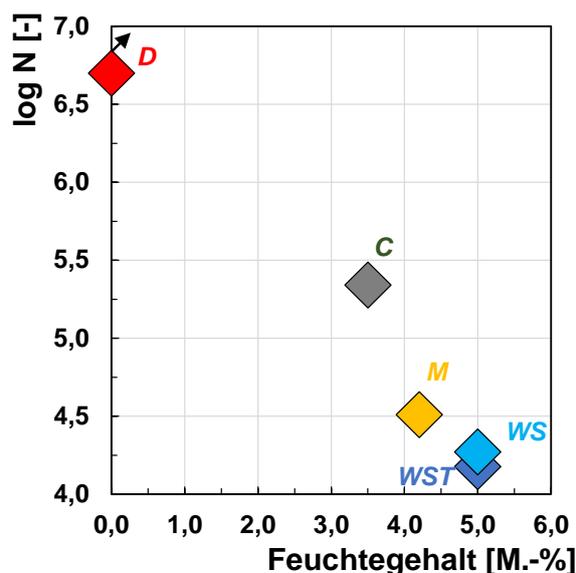


Bild 3: Bruchlastwechselzahl in Abhängigkeit des Feuchtegehalts

Für eine bessere Einordnung der Ergebnisse beinhaltet Bild 2 zudem die Wöhlerlinie nach fib Model Code 2010 für eine trockene Umgebungsbedingung und die Wöhlerlinie nach DNV für eine nasse

Umgebungsbedingung. Dem Bild 2 ist zu entnehmen, dass die Probekörper aller Konditionierungsarten die Anforderungen des DNV übertreffen. Weiterhin zeigt Bild 2, dass die Ergebnisse der Probekörper der Konditionierungsart C sehr nahe an den zu erwartenden Werten nach fib Model Code 2010 liegen. Demzufolge weist der hier untersuchten hochfeste Beton HPC grundsätzlich einen für Beton typischen Ermüdungswiderstand auf. Die in Bild 2 dargestellten Bruchlastwechselzahlen zeigen weiterhin einen sinkenden Ermüdungswiderstand mit steigendem Feuchtigkeitsgehalt innerhalb der Mikrostruktur des Betons. Zur besseren Verdeutlichung stellt Bild 3 den Zusammenhang zwischen den Mittelwerten logarithmierten Bruchlastwechselzahlen und den Feuchtigkeitsgehalten in einer detaillierteren Weise dar. Es zeigt sich eine starke Beeinflussung des Feuchtegehalts auf den Ermüdungswiderstand des hier untersuchten hochfesten Betons. Die größte Abweichung innerhalb der Bruchlastwechselzahlen ergibt sich mit ca. 2,5 Zehnerpotenzen Unterschied zwischen den Konditionierungsarten D und WST. An dieser Stelle ist zu beachten, dass es sich bei dem untersuchten Probekörper der Konditionierungsart D um einen abgebrochenen Versuch ohne ein Versagen handelt. Dieser Probekörper ist in Bild 2 und Bild 3 mit einem Pfeil gekennzeichnet. Die tatsächliche Bruchlastwechselzahl dieses Probekörpers ist unbekannt, liegt aber in jedem Fall über dem markierten Wert. Die Bruchlastwechselzahlen der Konditionierungsarten C und M gliedern logisch zwischen den Ergebnissen der Konditionierungsarten WST und D ein. Weiterhin zeigt Bild 3, dass die Werte der Konditionierungsart WS ( $\log N = 4,30$ ) sehr nahe an den Werten der Konditionierungsart WST ( $\log N = 4,17$ ) liegen. Diese Tatsache deutet darauf hin, dass nicht das Wasser als Umgebungsbedingung, sondern die Feuchtigkeit innerhalb der Mikrostruktur des Betons wesentlich für die Reduzierung dessen Ermüdungswiderstands verantwortlich ist. Externes Umgebungswasser reduziert den Ermüdungswiderstand des Betons weiter, jedoch nur in geringem Maße.

Im Allgemeinen zeigen die Ergebnisse der Bruchlastwechselzahlen, dass der Feuchtigkeitsgehalt innerhalb der Mikrostruktur den Ermüdungswiderstand des hochfesten Betons erheblich beeinflusst.

### 3.3 Steifigkeitsdegradation

Als erster Schädigungsindikator wird die Entwicklung der Steifigkeitsdegradation analysiert. Bild 4 a) - e) stellt die Steifigkeitsdegradation der Konditionierungsarten D, C, M, WS und WST vergleichend dar. Auf der Abszissenachse wird hierbei die Lastwechselzahl als Absolutwert und auf der Ordinatenachse die Steifigkeit in GPa aufgetragen. An dieser Stelle ist zu beachten, dass aufgrund der stark unterschiedlichen Laufzeiten der Ermüdungsversuche die Einteilung der Ordinatenachse variiert. Die Steifigkeitsentwicklung wird repräsentiert durch den Sekantenmodul ( $E_s$ ), der im Entlastungsast eines jeden Lastzykluses unter Verwendung der Dehnungen bei maximaler und minimaler Spannung errechnet wurde. Wie dem Bild 4 entnommen werden kann, nimmt mit steigendem Feuchtegehalt innerhalb der Gefügestruktur die Anfangssteifigkeit des Betons zu. Die Ergebnisse deuten folglich auf eine mitttragende bzw. stützende Wirkung wassergefüllter Poren hin. Nach Winkler, H. (2010) sind mit Wasser gefüllte Poren nahezu inkompressibel, da das in den Poren befindliche Wasser unter kurzzeitigem Druck nicht oder nur sehr langsam entweichen kann, wodurch sich die Steifigkeit des Betons erhöht. Weiterhin kann dem Bild 4 entnommen werden, dass mit steigendem Feuchtegehalt innerhalb der Gefügestruktur des Betons die Steifigkeitsdegradation zunimmt. Speziell in der zweiten Phase des für Ermüdungsversuche typischen dreiphasigen Verlaufs der Dehnungsentwicklung ist dieses Phänomen erkennbar.

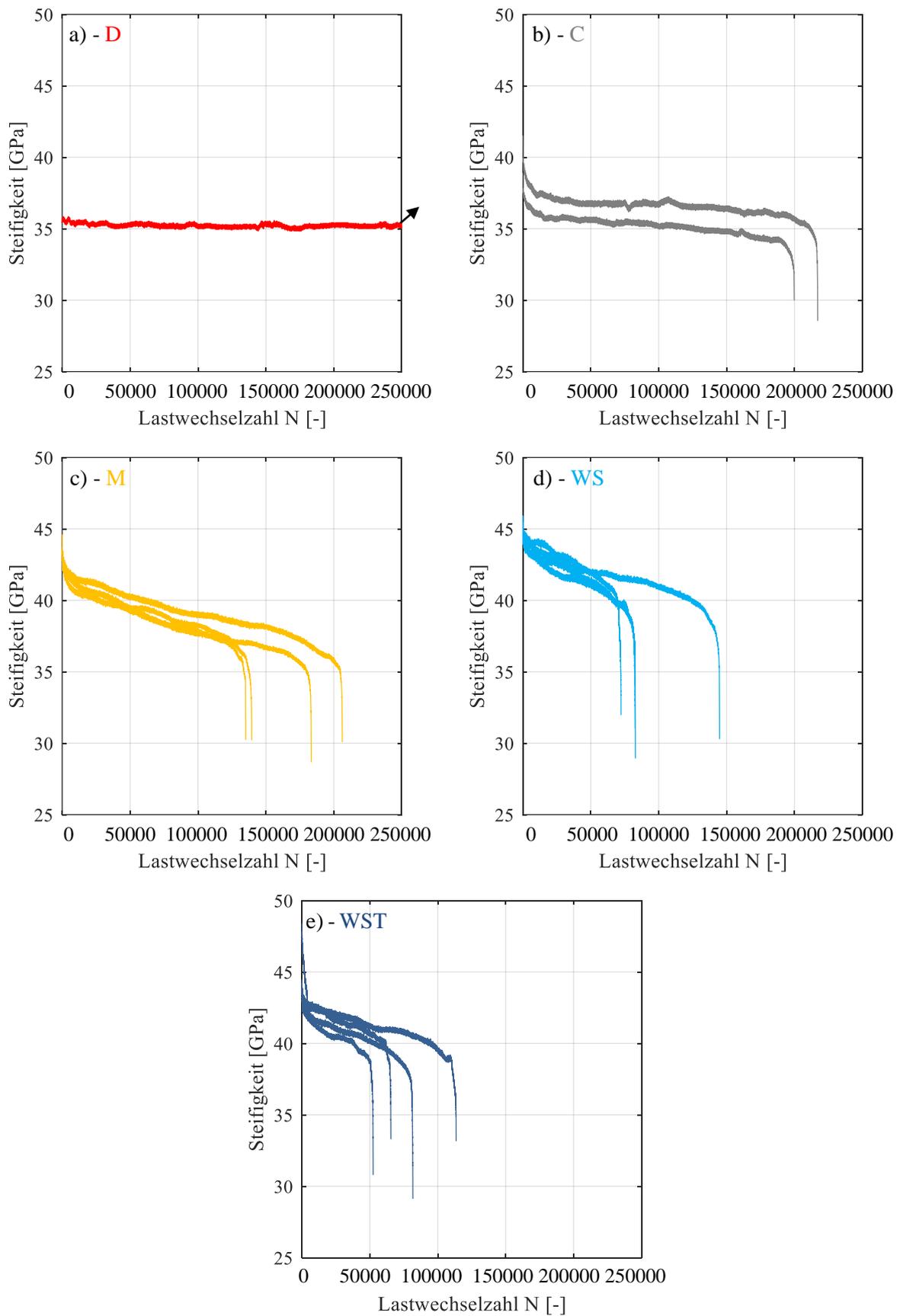


Bild 4: Steifigkeitsdegradation in Abhängigkeit der Konditionierungsart

Bei näherer Betrachtung der Steifigkeitsdegradation des Konditionierungszustands D ergibt sich über eine Laufzeit von 250.000 Lastwechseln ein nahezu horizontal verlaufender Graph, mit keinerlei negativer Steigung. Demzufolge erfährt dieser Probekörper über die ersten 250.000 Lastwechsel nahezu keinerlei Steifigkeitsverlust. Mit zunehmendem Feuchtegehalt zeigen die Ergebnisse in Bild 4 b) - e) einen Zuwachs der Steigung speziell in Phase II, welches mit einem Verlust an Steifigkeit einhergeht. Die schnellsten Steifigkeitsdegradationen zeigen in diesem Zusammenhang die Probekörper der Konditionierungsarten WS und WST.

Folglich zeigen die Ergebnisse der Steifigkeitsdegradation, dass in Abhängigkeit des Feuchtegehalts unterschiedliche Schadensmechanismen wirksam sind. Aufgrund einer erhöhten Steifigkeitsdegradation feucht- und wassergelagerter Probekörper ist von einem Porenwasserdruck in diesen Probekörpern auszugehen, der zu Zugspannungen im Gefüge führt. Neben den mechanischen Schadensmechanismen wirken diese wasserinduzierten Zugspannungen offensichtlich in einem entscheidenden Maße schädigend.

### 3.4 Schallemissionsaktivität

Um tiefer gehende Informationen über die am Degradationsprozess beteiligten Schadensmechanismen zu erlangen, wurde neben Steifigkeitsdegradation zudem die Schallemissionsaktivität als ein weiterer Schädigungsindikator analysiert. Im Allgemeinen zeigen die Untersuchungen eine Erhöhung der Schallemissionsaktivität mit steigendem Feuchtegehalt innerhalb der Mikrostruktur des Betons. Bild 5 und Bild 6 stellen die Entwicklung der Schallemissionsaktivität über die gesamte Versuchsdauer für jeweils einen repräsentativen Probekörper der Lagerbedingungen C und WS vergleichend dar. Der graue Bereich innerhalb der Bilder repräsentiert schematisch die Entwicklung des Verhältnisses zwischen der gemessenen Dehnung und der maximalen Dehnung, die den charakteristischen und bekannten dreiphasigen Verlauf aufzeigt. Die grünen Punkte repräsentieren akustische Emissionssignale, die näher am minimalen Spannungsniveau (unterhalb der Mittelspannung) und die violetten Punkte Signale, die näher am maximalen Spannungsniveau (oberhalb der Mittelspannung) orientiert sind.

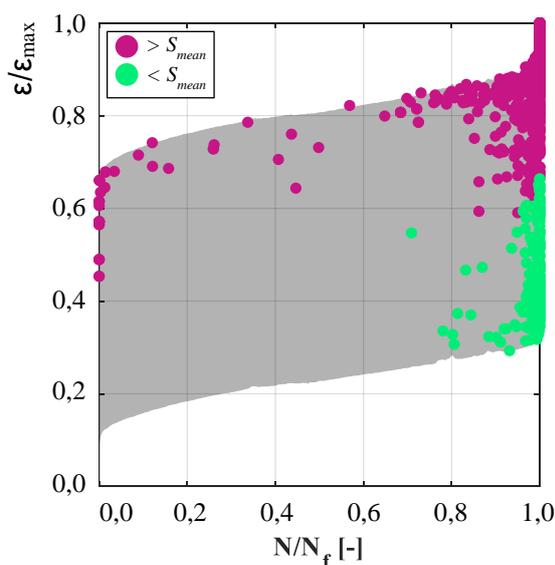


Bild 5: SEA-Aktivität der Konditionierungsart C (Tomann C., & Oneschkow N. (2019))

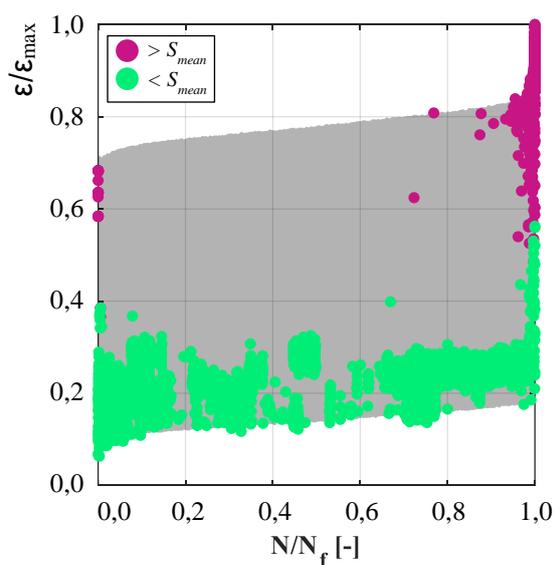


Bild 6: SEA-Aktivität der Konditionierungsart WS (Tomann C., & Oneschkow N. (2019))

Dem Bild 5 und Bild 6 ist zu entnehmen, dass die Schallemissionsaktivität zwischen den beiden Lagerbedingungen C und WS stark unterscheidet. Für die Lagerbedingung C sind in der ersten Phase und in etwa zwei Dritteln der Phase II relativ wenige akustische Emissionssignale erkennbar, die ausschließlich im Bereich der maximalen Belastung auftreten. Die Anzahl der akustischen Emissionssignale steigt im letzten Drittel der Phase II und in der Phase III bis zum Versagen rasant an, wobei Signale in dem Bereich nahe dem maximalen und minimalen Spannungsniveau auftreten. Im Gegensatz dazu wird für die Lagerbedingung WS eine hohe Anzahl von akustischen Emissionssignalen über den gesamten Ermüdungsprozess erfasst, die hauptsächlich in dem Bereich nahe dem minimalen Spannungsniveau auftreten. Akustische Emissionssignale treten nahe des maximalen Spannungsniveaus nur im letzten Drittel der Phase II und in Phase III auf. Ähnlich wie bei Lagerbedingung C steigt die Schallemissionsaktivität in der dritten Phase bis zum Versagen schnell an. Diese Signale können wiederum sowohl dem minimalen als auch maximalen Spannungsniveau zugeordnet werden.

Ein Unterschied im Auftretenspunkt der Schallemissionssignale zwischen den Lagerbedingungen C und WS (im Bereich des maximalen und minimalen Spannungsniveaus) wurde zunächst nicht erwartet. Die Ergebnisse der Schallemissionsanalyse unterstützen somit die Hypothese, dass es je nach Feuchtigkeitsgehalt des Betons unterschiedliche Schadensmechanismen gibt oder dass zusätzliche wasserinduzierte Schadensmechanismen existieren.

#### **4 ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK**

In diesem Beitrag werden hochgradig instrumentierte Ermüdungsuntersuchungen an hochfesten Betonprobekörpern variierender Feuchtigkeitsgehalte und Wasser als Umgebungsbedingung dargestellt und analysiert. Ausgewertet wurden in diesem Zusammenhang die erreichten Bruchlastwechselzahlen, die Steifigkeitsdegradation sowie die Schallemissionsaktivität. Die Ermüdungsversuche wurden mit einem Oberspannungsniveau von  $S_{\max} = 0,65$ , einem Unterspannungsniveau von  $S_{\min} = 0,05$  und einer Frequenz von 1 Hz durchgeführt.

Den Ergebnissen ist zu entnehmen, dass der Ermüdungswiderstand des untersuchten hochfesten Betons mit steigendem Feuchtigkeitsgehalt stark sinkt. Zudem konnte gezeigt werden, dass nicht das Wasser als Umgebungsbedingung, sondern der Feuchtigkeitsgehalt innerhalb der Mikrostruktur des Betons im Wesentlichen für die Reduktion des Ermüdungswiderstands verantwortlich ist.

Die ausgewerteten Schadensindikatoren passen in logischer Art und Weise zusammen und zeigen eine starke Abhängigkeit vom Feuchtigkeitsgehalt in der Mikrostruktur des Betons. Die Ergebnisse der Steifigkeitsdegradation zeigen eine beschleunigte Steifigkeitsdegradation mit zunehmendem Feuchtegehalt. Darüber hinaus konnte nachgewiesen werden, dass ein höherer Feuchtigkeitsgehalt in der Mikrostruktur zu einer erhöhten der Anzahl von akustischen Emissionssignalen im Bereich nahe der Unterspannung führt. Dies zeigt eindeutig, dass unterschiedliche Schadensmechanismen wirksam sind. Aufgrund der erhöhten Steifigkeit feucht- und wassergelagerter Proben ist von einem entsprechenden Porenwasserdruck in diesen Proben auszugehen, der zu Zugspannungen im Gefüge führt. Neben den mechanischen Schadensmechanismen wirken diese wasserinduzierten Zugspannungen offensichtlich in einem entscheidenden Maße schädigend.

Um diese zusätzlich wirkenden wasserinduzierten Schadensmechanismen besser zu verstehen und um sie genauer charakterisieren und beschreiben zu können, sind weitere detaillierte Analysen in Arbeit. Insbesondere sollen hochauflösende bildgebende Verfahren wie Rasterelektronenmikroskopie und Computertomografie sowie zusätzliche Kernspinresonanzmessungen eingesetzt werden, um zukünftig

mehr Informationen über das Auftreten und die Wirkungsweise von feuchtigkeitsbedingten Schadensmechanismen im Beton zu erhalten.

## **DANKSAGUNG**

Die dargestellten Forschungsarbeiten wurden durch die Deutsche Forschungsgemeinschaft (DFG) und das Bundesministerium für Wirtschaft und Energie unterstützt. Die Autoren bedanken sich für die finanzielle Unterstützung.

## **LITERATUR**

- DNV-OS-C502 (2012): Offshore concrete structures, Det Norske Veritas AS.
- Fédération international du béton (ed.) (2013): fib Model Code for concrete structures 2010, Berlin: Ernst & Sohn.
- Hohberg, R. (2004): Zum Ermüdungsverhalten von Beton. Dissertation, Technische Universität Berlin, ehemalige Fakultät VI – Bauingenieurwesen und Angewandte Geowissenschaften, Berlin.
- Hümme, J. (2018): Ermüdungsverhalten von hochfestem Beton unter Wasser, Berichte aus dem Institut für Baustoffe, Nr. 18. Hannover: Institut für Baustoffe.
- Hümme, J., & Lohaus, L. (2014): Fatigue behaviour of high-strength grout in dry and wet environment, Proceedings of the International Wind Engineering Conference IWEC, Hannover
- Muguruma, H., & Watanabe, F. (1984): On the low-cycle compressive fatigue behaviour of concrete under submerged condition, Proceedings of the 27th Japan Congress on Materials Research.
- Nygaard, K., Petković, G., Rosseland, S., & Stemland, H. (1992): The influence of moisture conditions on the fatigue strength of concrete, Cement and Concrete Research Institute, SINTEF report No. 70.
- Paterson, W. S. (1980): Fatigue of reinforced concrete in sea water. American Concrete Institute: 1980.
- Petković, G. (1991): Properties of concrete related to fatigue damage with emphasis on high strength concrete, Dissertation, Trondheim: Norwegian University of Science and Technology, Trondheim.
- Sørensen, E. V., Westhof, L., Yde, E., & Serednicki, A (2011): Fatigue life of high performance grout for wind turbine grouted connection in wet or dry environment, Poster session presented at EWEA OFFSHORE, Amsterdam, Netherlands.
- Tomann, C., Lohaus, L., Aldakheel, F., & Wriggers, P. (2019): Influence of water-induced damage mechanisms on the fatigue deterioration of high-strength concrete, Proceedings of 6<sup>th</sup> International fib Congress: Concrete – innovations in materials, design and structures, May 27-29, 2019, Krakow, Poland
- Tomann C., & Oneschkow N. (2019): Influence of moisture content in the microstructure on the fatigue deterioration of high-strength concrete, Structural Concrete, 2019;1–8.
- Waagaard, K. (1981): Fatigue strength of offshore concrete structures, COSMAR report PP2-1 and PP2-2
- Waagaard, K. (1982): Fatigue strength evaluation of offshore concrete structures. IABSE proceedings: S. 373–397.
- Waagaard, K. (1977): Fatigue of offshore concrete structures - design and experimental investigations, 9th Annual OTC (offshore technology conference): S. 341–349.
- Winkler, H. (2010): Über mechanische Eigenschaften von normalfestem und hochfestem Beton unter besonderer Berücksichtigung des Elastizitätsmoduls, Research Report Nr. 288. Berlin.

# Energetische Schädigungsanalyse der Betonermüdung

Matthias Bode<sup>1</sup>, Steffen Marx<sup>1</sup>

<sup>1</sup>*Institut für Massivbau, Leibniz Universität Hannover, Hannover, Deutschland*

## **KURZFASSUNG:**

Aufgrund des visko-elasto-plastischen Materialverhaltens wird während Ermüdungsversuchen die den Betonprobekörpern zugeführte Energie in eine andere Energieform umgewandelt. Neben der Beschreibung des energetischen Materialverhaltens von Beton werden in diesem Beitrag die elastischen und plastischen Energieanteile sowie der Anteil der Dissipationsenergie von Beton unter Ermüdungsbeanspruchungen ausgewertet. Dabei zeigt insbesondere die Dissipationsenergie einen deutlichen Zusammenhang zur Schädigungsentwicklung infolge der zyklischen Beanspruchung. Mithilfe des entwickelten und auf dieser Erkenntnis aufbauenden energetischen Schädigungsmodells können während zyklischer Versuche der aktuelle Schädigungsgrad abgeschätzt sowie Schädigungsverläufe über die Versuchslaufzeit dargestellt werden. Die ersten Anwendungen des Schädigungsmodells zeigen gute und plausible Ergebnisse.

Keywords: Ermüdung, Schädigung, Dissipationsenergie, Hysterese, Erwärmung

## **ABSTRACT:**

Due to the visco-elastoplastic material behaviour the added energy to the concrete specimens during fatigue tests is transformed into another form of energy. Besides the description of the energetic material behaviour of concrete, the elastic and the plastic part of the energy as well as the dissipation energy was analysed for different fatigue tests. Especially the dissipation energy shows a correlation to the damage process as a result of the cyclic loading. Regarding this correlation, a new energetic damage model is introduced. With this model a degree of damage during the tests and the development of the damage parameter over the load cycles can be determined. First tests of the developed model show good and plausible results.

Keywords: fatigue, damage, dissipation energy, hysteresis, warming

## 1 EINLEITUNG

In verschiedenen Untersuchungen konnte gezeigt werden, dass es im Beton sowie bei anderen Materialien aufgrund von zyklisch-mechanischen Beanspruchungen zu Deformations- und Schädigungsprozessen kommt. Diese Prozesse können bis zum Versagen führen, selbst wenn die mechanischen Beanspruchungen unterhalb der Materialfestigkeiten liegen, und werden als Ermüdung bezeichnet (Marx et al. 2017).

Neben den zahlreichen untersuchten Dehnungsentwicklungen sowie der Steifigkeitsdegradation ist die während der Ermüdungsversuche auftretende Probekörpererwärmung in der Vergangenheit verstärkt in den Fokus gerückt (von der Haar et al. 2016), (Elsmeier 2015), (Bode et al. 2019a). Es konnte gezeigt werden, dass sich die Betonprobekörper in Abhängigkeit von der Spannungsamplitude, des Oberspannungsniveaus sowie der Prüffrequenz erwärmen. Auch konnte eine Korrelation zwischen der Schädigung und der Probekörpererwärmung festgestellt werden (Bode et al. 2019b).

Im Rahmen dieser Publikation wird daher zunächst das energetische Materialverhalten von Beton bei Ermüdungsuntersuchungen erläutert und anschließend Ermüdungsversuche energetisch ausgewertet. Dabei zeigt sich, dass die Dissipationsenergie offensichtlich im Zusammenhang mit der Schädigungsentwicklung steht. Auf Grundlage dieser Erkenntnis, wird abschließend ein energetisches Schädigungsmodell entwickelt und im Rahmen einer Versuchsserie angewendet.

## 2 ENERGETISCHES MATERIALVERHALTEN

Probekörpern oder auch Bauteilen wird infolge mechanischer Beanspruchung und der damit verbundenen Verformung Energie hinzugefügt. Dabei handelt es sich entsprechend um mechanische Arbeit, welche physikalisch durch das Produkt aus Kraft und Weg beschrieben wird. Der Verlauf einer Spannungs-Dehnungslinie während der Be- sowie der Entlastung beschreibt neben dem Verformungsverhalten somit auch das energetische Materialverhalten. Bei einem ideal-elastischen Materialverhalten liegen die Spannungs-Dehnungslinien des Be- und Entlastungsastes übereinander und der Bereich unter der Linie entspricht nach Wischers (1978) der elastischen Energie  $E_{el}$  (Bild 1). Liegt hingegen ein elasto-plastisches Materialverhalten vor, ist ein Teil der Verformung irreversibel, sodass der Entlastungsast der Spannungs-Dehnungslinie nicht mehr mit dem Belastungsast übereinander liegt. Während der Bereich unterhalb des Entlastungsastes weiterhin der elastischen Energie  $E_{el}$  entspricht, wird der Bereich zwischen dem Be- und dem Entlastungsast als plastische Energie  $E_{pl}$  beschrieben (Bild 2).

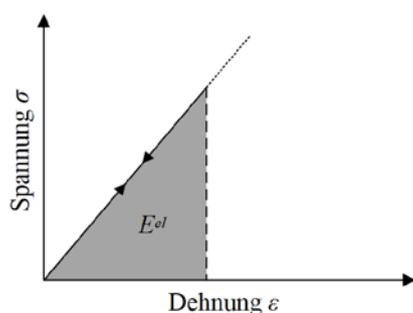


Bild 1: Elastisches Materialverhalten nach Wischers (1978)

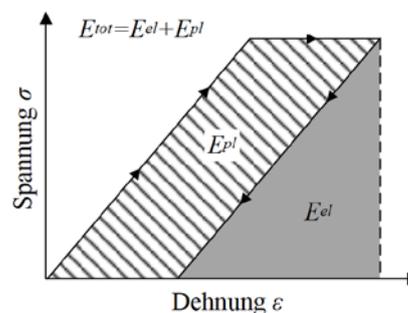


Bild 2: Elasto-plastisches Materialverhalten nach Wischers (1978)

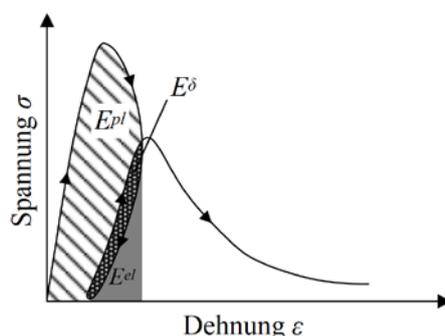


Bild 3: Verformungsverhalten von Beton nach Wischers (1978)

Neben den elastischen und plastischen Verformungsanteilen besitzt Beton zusätzlich noch ein viskoses Verformungsverhalten. Dieses viskose Verformungsverhalten wird in Bild 3 durch den zweiten Belastungszyklus ersichtlich. Dort ist die Verformung zunächst geringer als beim vorangegangenen Entlastungsast. Der eingeschlossene Bereich, die Hysterese, beschreibt mit der Dissipationsenergie  $E_{\delta}$  einen weiteren Energieanteil, welcher im Folgenden näher erläutert wird.

### 3 DISSIPATIONSENERGIE

Bei der Dissipationsenergie handelt es sich entsprechend Bild 3 um die Energie, welche während eines Lastzyklus vom Bauteil oder Probekörper aufgenommen und umgewandelt wird. In der Literatur wird diese Energie teilweise auch als Dämpfungsenergie bezeichnet (Spooner et al. 1975). Darüber hinaus gibt es unterschiedliche Hypothesen, wofür die dissipierte Energie aufgebraucht wird. Ban (1933) macht die sich über die Lastwechsel kumulierte Dissipationsenergie für die Ermüdungsschädigung verantwortlich, während Spooner et al. (1976) die dissipierte Energie der ersten Lastwechsel ebenfalls für die Schädigung und bei den nachfolgenden Lastwechseln für die Dämpfung verantwortlich machen. Eine weitere Hypothese stellt Teichen (1968) auf. Aus seinen Untersuchungen schlussfolgert er, dass ein Großteil der dissipierten Energie in Wärme umgewandelt wird. Diese Hypothese passt zu der mehrfach festgestellten Erwärmung von Betonprobekörpern infolge zyklischer Beanspruchungen (Bode et al. 2019b, Elsmeier 2015, Schneider et al. 2018). Ein Vergleich der gemessenen Probekörpertemperaturen mit einer numerischen Simulation der Wärmeentwicklung mit der Dissipationsenergie als Eingangsparameter bei von der Haar et al. (2016) zeigte sehr gute Übereinstimmungen und bestätigte somit die Hypothese von Teichen (1968).

Ferner zeigten eigene Untersuchungen (Bode et al. 2019b) eine signifikante Korrelation zwischen der Probekörpererwärmung und dem Schädigungsprozess bei Ermüdungsuntersuchungen an Betonzylindern. Diese Korrelation bezieht sich auf den Vergleich des Schädigungsprozesses mit der zeitlichen Entwicklung der Temperatur, mit der Temperaturverteilung über den Probekörper und mit der Größe der Erwärmung zu Versuchsbeginn.

Aufgrund der während der Ermüdungsuntersuchungen entstehenden Temperaturunterschiede zwischen den Probekörpern und deren Umgebung, kommt es ebenfalls zur Abgabe von thermischer Energie an die Umgebung. Da diese Wärmeabgabe von zahlreichen Randbedingungen wie der Luftzufuhr und dem Prüfmaschinenaufbau abhängig ist, wird im Folgenden nicht die Probekörpertemperatur sondern direkt der Zusammenhang zwischen der Dissipationsenergie und der Schädigung untersucht, wobei die Dissipationsenergie die von der Wärmeabgabe unabhängige Wärmeerzeugung im Probekörper beschreibt.

## 4 EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNGEN

### 4.1 Versuchsprogramm

Für die zyklischen Versuche wurden 27 Betonprobekörper mit einem Durchmesser von  $d = 100$  mm und einer Höhe von  $h = 300$  mm hergestellt. Für den Beton wurde ein Portlandzement CEM I 52,5 R und eine quarzische Gesteinskörnung mit einem Größtkorn von  $d_g = 8$  mm verwendet. Die Probekörper wurden nach einem Tag ausgeschalt, anschließend für sechs Tage unter Wasser gelagert und danach unter Normbedingungen bei einer Temperatur von  $T_L = 20$  °C und einer Luftfeuchtigkeit von  $\rho_L = 65$  % gelagert. Nach 28 Tagen ergab sich eine Zuordnung in die Druckfestigkeitsklasse C55/67. Um während der Ermüdungsversuche Materialumwandlungen infolge der Probekörpererwärmung zu verhindern, wurden die Probekörper für mehrere Tage, beginnend nach 28 Tagen, im Trocknungsofen bei 105 °C bis zur Massenkonstanz getrocknet. Nachdem die Referenzfestigkeit an weiteren Betonzylindern unmittelbar vor Beginn der zyklischen Versuche ermittelt wurde, wurden einstufige kraftgeregelt zyklische Druckschwellversuche an einer 2,5-MN-Universalprüfmaschine durchgeführt. Die Versuche wurden mit einer sinusförmigen Belastungsfunktion zwischen dem auf die Referenzfestigkeit bezogenen Oberspannungsniveau  $S_O$  und dem Unterspannungsniveau  $S_U$  mit den Prüffrequenzen  $f_p = 8$  Hz und  $f_p = 2$  Hz entsprechend Tab. 1 durchgeführt.

Tabelle 1: Versuchsprogramm

Serie	1	2	3	4	5	6	7	8	9
$S_O$	0,80	0,80	0,75	0,75	0,70	0,70	0,65	0,65	0,60
$S_U$	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05
$f_p$	8 Hz	2 Hz	8 Hz						
Anzahl	3	3	3	3	3	3	3	3	3

Während die Kraft bei den Versuchen mit einem Kraftaufnehmer aufgezeichnet wurde, wurde die Probekörperverformung in Längsrichtung mit drei in Umfangsrichtung um jeweils 120° versetzten Laserdistanzsensoren aufgezeichnet. Die verwendete Messfrequenz betrug 300 Hz. Darüber hinaus wurden mit Thermoelementen des Typs T sowie mit einer Thermografiekamera die Probekörpertemperaturen aufgezeichnet.

### 4.2 Ergebnisse

Eine Wöhler-Darstellung mit den Bruchlastwechselzahlen ist in Bild 4 dargestellt. Insgesamt zeigen die Ergebnisse die erwartete Tendenz, dass bei größerer aufgebrachter Oberspannung die resultierenden Bruchlastwechselzahlen geringer sind. Allerdings weisen die resultierenden Bruchlastwechselzahlen der verschiedenen Oberspannungsniveaus  $S_O$  relativ große Streuungen auf. Diese Streuungen lassen sich entsprechend der Ausführungen in (Bode et al. 2019b) mit Vorschädigungen, welche durch den vorangegangenen Trocknungsprozess induziert wurden, erklären.

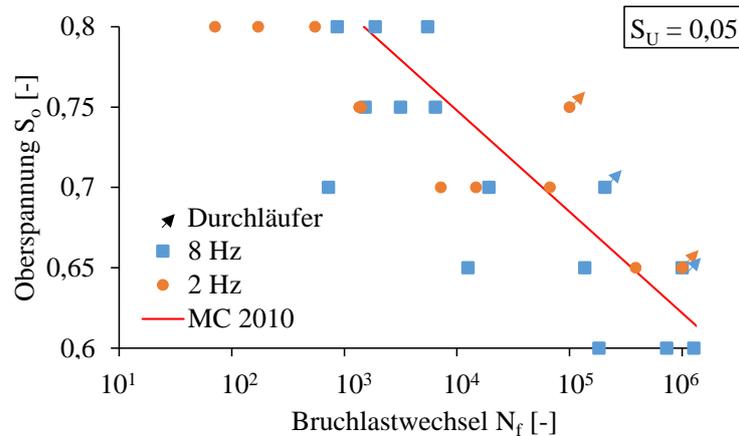


Bild 4: Wöhler-Darstellung der Bruchlastwechselzahlen

Mithilfe des in (Bode et al. 2019a) entwickelten Algorithmus wurden für die Versuche die Hystereseflächen sämtlicher Lastwechsel ausgewertet. In Bild 5 sowie Bild 6 sind die entsprechenden Dissipationsenergien je Lastwechsel  $E_\delta$  für ausgewählte Probekörper bezogen auf die zur jeweiligen Bruchlastwechselzahl  $N_f$  bezogenen Lastwechselzahl  $N_i$  aufgeführt. Um eine bessere Übersicht zu erhalten, handelt es sich dabei um bereits geglättete Werte. Die Auswertung erfolgt aufgrund der bereits erläuterten Streuungen der Bruchlastwechselzahlen hier unabhängig des Oberspannungsniveaus. Stattdessen dient die erreichte Bruchlastwechselzahl zur Bewertung für die Größe der Beanspruchung. Versuche mit einer geringen Bruchlastwechselzahl wurden in Bezug auf ihre tatsächliche Druckfestigkeit offensichtlich auf einem hohen Oberspannungsniveau und Versuche mit hohen Bruchlastwechselzahlen offensichtlich auf einem geringeren Oberspannungsniveau getestet.

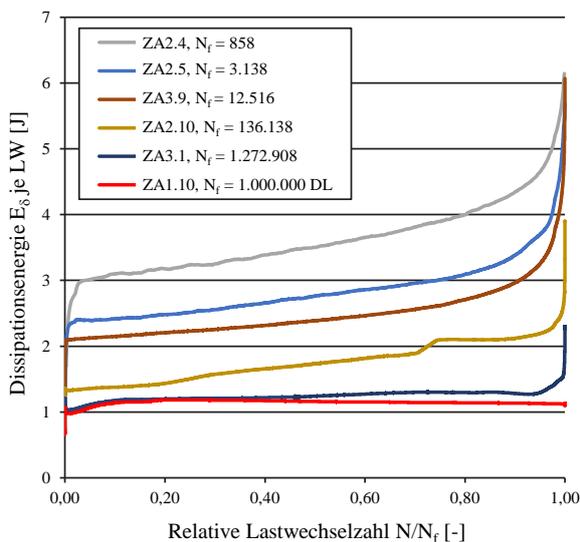


Bild 5: Dissipationsenergie  $E_\delta$  je LW,  $f_p = 8$  Hz

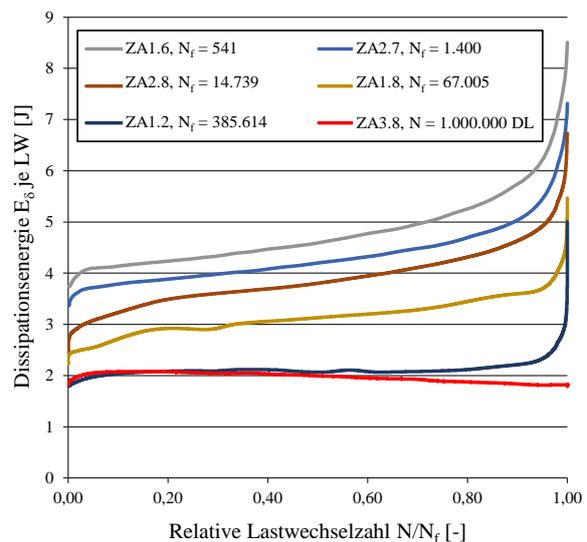


Bild 6: Dissipationsenergie  $E_\delta$  je LW,  $f_p = 2$  Hz

Aus den Verläufen geht hervor, dass Versuche mit größerer Dissipationsenergie je Lastwechsel  $E_\delta$  sowie mit einem schnelleren Anstieg der Verläufe früher versagen als Versuche mit geringerer Dissipationsenergie. Darüber hinaus sind bei annähernd vergleichbaren Bruchlastwechselzahlen die

Werte der Versuche mit einer Prüffrequenz von  $f_p = 8$  Hz geringer als für Versuche mit einer Prüffrequenz von  $f_p = 2$  Hz. Der aus der Dehnungsentwicklung sowie der Steifigkeitsdegradation bekannte dreiphasige Verlauf ergibt sich auch für die Verläufe der Dissipationsenergie. Einer deutlichen Zunahme zu Beginn folgt ein linearer Verlauf in Phase 2 sowie ein überproportionaler Anstieg in Phase 3 unmittelbar vor dem Versagen des Probekörpers. Bei den Probekörpern ZA1.10 sowie ZA3.8 ist es zu keinem Versagen gekommen. Beide Versuche wurden nach einer Million Lastwechseln gestoppt. Die entsprechenden Dissipationsenergiewerte verlaufen nach einem anfänglichen Anstieg zunächst konstant und nehmen anschließend sogar ab.

Ein Vergleich der Energieanteile für drei ausgewählte Probekörper mit deutlich unterschiedlichen Bruchlastwechselzahlen in Tab. 2 zeigt die besondere Signifikanz der Dissipationsenergie. Dargestellt ist die elastische Energie  $E_{el}$  entsprechend den Erläuterungen aus Bild 1 - Bild 3, jeweils für einen Lastwechsel am Ende des Versuchs. Die plastische Energie  $E_{pl}$  entspricht dem Energieanteil, welcher sich entsprechend Bild 2 und Bild 3 in Form von irreversibler Verformung des Probekörpers darstellt. Bei den entsprechenden Werten handelt es sich um die plastische Energie über die gesamte Versuchsdauer. Darüber hinaus sind die in Bild 5 dargestellten Werte der Dissipationsenergie  $E_\delta$  je Lastwechsel über die Versuchsdauer sowie die über die Versuchsdauer kumulierte Dissipationsenergie  $\Sigma E_\delta$  aufgeführt.

Tabelle 2: Auswertung der Energieanteile für drei ausgewählte Probekörper

Probekörper	$N_f$ [-]	$S_o$ [-]	$S_U$ [-]	$f_p$ [Hz]	$E_{el}$ [J/LW]	$E_{pl}$ [J]	$E_\delta$ [J/LW]	$\Sigma E_\delta$ [J]
ZA2.4	858	0,80	0,05	8	131	82	2,0 - 6,2	3.107
ZA3.9	12.516	0,65	0,05	8	100	95	1,2 - 6,1	31.203
ZA3.1	1.272.908	0,60	0,05	8	76	68	1,0 - 2,3	1.580.455

Während die elastischen Energieanteile  $E_{el}$  mit steigender Bruchlastwechselzahl abzunehmen scheinen, ist eine solche Tendenz bei den plastischen Energieanteilen  $E_{pl}$  nicht erkennbar. Wie bereits zuvor erläutert ist die Dissipationsenergie je Lastwechsel bei Probekörpern mit geringen Bruchlastwechselzahlen größer als bei Probekörpern mit größeren Bruchlastwechselzahlen. Außerdem steigt die Dissipationsenergie je Lastwechsel über die Versuchsdauer an. Während der elastische Energieanteil  $E_{el}$  mit jeder Entlastung wieder vom Probekörper abgegeben wird und der plastische Energieanteil  $E_{pl}$  mit jedem Lastwechsel nur gering zunimmt, nimmt der Probekörper mit jedem Lastwechsel zusätzliche Dissipationsenergie auf. Entsprechend sind die Werte der kumulierten Dissipationsenergie  $\Sigma E_\delta$  im Vergleich zu den anderen Energieanteilen deutlich größer. Probekörper mit vielen Lastwechseln nehmen über die gesamte Versuchsdauer entsprechend mehr Dissipationsenergie auf als kurzlaufende Versuche. Dieser Vergleich der Energiegrößen bestätigt die Hypothese von Teichen (1968) sowie die Ergebnisse von von der Haar (2016), dass die Dissipationsenergie für die Erwärmung der Probekörper verantwortlich ist. In Verbindung mit der bereits erläuterten Korrelation zwischen der Probekörpererwärmung und der Schädigung (Bode et al. 2019b) wird deshalb im folgenden Abschnitt die Dissipationsenergie in Bezug zur Schädigungsentwicklung analysiert.

## 5 ANALYSE DER DISSIPATIONSENERGIE

Zur Überprüfung, ob es eine kritische Energiemenge gibt, dessen Dissipation ein Versagen ankündigt, werden in Bild 7 für fünf ausgewählte Probekörper die Verläufe der Dissipationsenergie je Lastwechsel  $E_\delta$  für die jeweils letzten 1.000 Lastwechsel vor dem Versagen dargestellt.

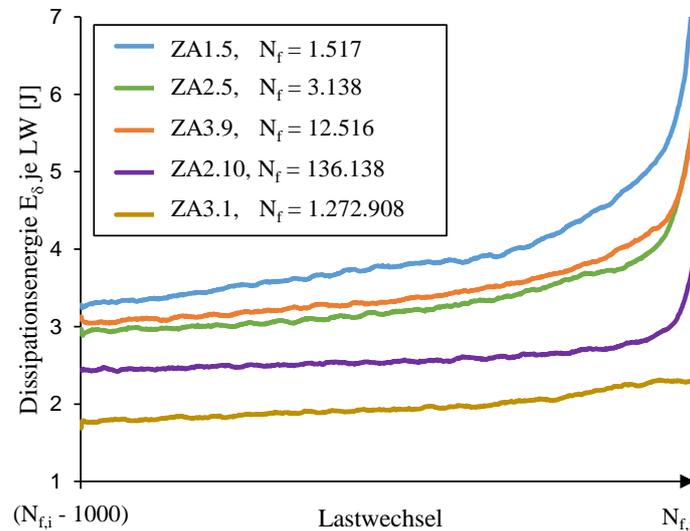


Bild 7: Verlauf der Dissipationsenergien je Lastwechsel während der letzten 1.000 Lastwechsel vor dem Versagen,  $f_p = 8$  Hz

Auch unmittelbar vor dem Versuchsende sind die Werte der unterschiedlichen Versuche weder gleich noch verlaufen die Kurven parallel. Je geringer die Bruchlastwechsel, desto größer sind die Werte der Dissipationsenergie je Lastwechsel  $E_\delta$  und desto steiler sind die Verläufe. Es kann somit weder ein kritischer Wert noch eine kritische Steigung des Verlaufs festgestellt werden, welche ein Versagen ankündigen.

Im Folgenden wird die über die Versuchslaufzeit kumulierte Dissipationsenergie  $\Sigma E_\delta$  ausgewertet. In Bild 8 sind für alle Versuche mit der Prüffrequenz  $f_p = 8$  Hz die kumulierten Dissipationsenergien  $\Sigma E_\delta$  gegenüber den Bruchlastwechselzahlen  $N_f$  dargestellt. Es zeigt sich, dass die entsprechenden Punkte annähernd auf einer Kurve liegen. Die entsprechende Kurve wird durch die in Gl. (1) angegebene Potenzfunktion, welche über die Methode der kleinsten Fehlerquadrate ermittelt wurde, beschrieben und ist in Bild 9 als Versagenskurve eingezeichnet. Eine Auswertung der Versuche mit einer Prüffrequenz von  $f_p = 2$  Hz zeigten einen ähnlichen funktionalen Zusammenhang. Auch hier können die Werte der kumulierten Dissipationsenergie beim Versagen der einzelnen Probekörper über eine von der Bruchlastwechselzahl abhängigen Potenzfunktion (Gl. (2)) angenähert werden. Sowohl der Koeffizient als auch der Exponent unterscheiden sich bei beiden Funktionen.

$$\Sigma E_{\delta, \text{Vers}, 8\text{Hz}}(N) = 0,0107 \text{ kJ} \cdot N^{0,844} \quad (1)$$

$$\Sigma E_{\delta, \text{Vers}, 2\text{Hz}}(N) = 0,0090 \text{ kJ} \cdot N^{0,897} \quad (2)$$

In dieser Publikation werden die weiteren Auswertungen sowie die Modellentwicklung lediglich für die Prüffrequenz  $f_p = 8$  Hz dargestellt. Die Untersuchungen mit einer Prüffrequenz von  $f_p = 2$  Hz führten zu gleichartigen Ergebnissen.

Wie die drei in Bild 9 dargestellten Verläufe der kumulierten Dissipationsenergie  $\Sigma E_\delta$  des jeweiligen Probekörpers zeigen, liegt die kumulierte Dissipationsenergie während der Versuchslaufzeit unterhalb

der zuvor beschriebenen Versagenskurve. Erst wenn der Wert der kumulierten Dissipationsenergie dem Funktionswert der Versagenskurve für die jeweilige Lastwechselzahl entspricht, kommt es offensichtlich zum Versagen der einzelnen Probekörper.

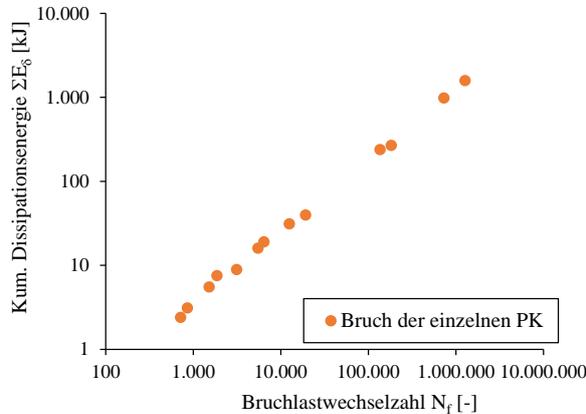


Bild 8: Kumulierte Dissipationsenergie  $\Sigma E_{\delta}$  zum Zeitpunkt des Versagens der einzelnen Probekörper,  $f_p = 8$  Hz

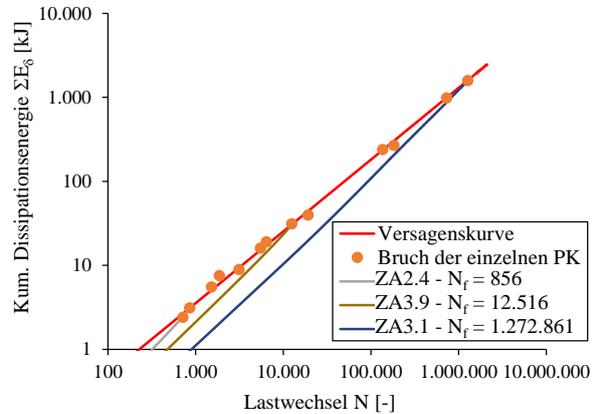


Bild 9: Resultierende „Versagenskurve“ und der Verlauf der Dissipationsenergie für drei ausgewählte Probekörper,  $f_p = 8$  Hz

Da die Versagenskurve durch eine Potenzfunktion mit einem Exponenten, welcher kleiner als 1,0 ist, beschrieben wird, nimmt die Steigung mit zunehmender Lastwechselzahl ab. Dadurch ergibt sich, dass es auch bei Versuchen, bei denen der Verlauf der dissipierten Energie je Lastwechsel über die Versuchsdauer nahezu konstant ist, zu einem Versagen kommen kann. Dies zeigt auch der Verlauf in Dissipationsenergie je Lastwechsel des Probekörpers ZA3.1 in Bild 5. Die Werte verlaufen zwar konstant, trotzdem kommt es zu einem Versagen. Beim Probekörper ZA1.10 tritt hingegen kein Versagen ein, obwohl der Verlauf der Dissipationsenergie je Lastwechsel ebenfalls teilweise konstant verläuft. Auch hier zeigt sich, dass nicht direkt von der Dissipationsenergie je Lastwechsel auf den Schädigungsgrad der Probekörper geschlossen werden kann. Stattdessen wird im folgenden Abschnitt der Schädigungsgrad über die kumulierte Dissipationsenergie analysiert.

## 6 ENERGETISCHES SCHÄDIGUNGSMODELL

Wie zuvor erläutert kommt es zum Versagen eines Probekörpers, wenn die kumulierte Dissipationsenergie den Wert der Versagenskurve für die entsprechende Lastwechselzahl erreicht (Bild 9). Basierend auf dieser Erkenntnis wird mit der Gl. 3 der Schädigungsparameter  $D(N)$  beschrieben.

$$D(N) = \frac{\sum E_{\delta, \text{vorh}}(N)}{\sum E_{\delta, \text{Vers}}(N)} \leq 1,0 \tag{3}$$

Dabei wird die Schädigung  $D(N)$  in jedem Lastwechsel durch das Verhältnis zwischen der kumulierten Dissipationsenergie  $\Sigma E_{\delta, \text{vorh}}(N)$  und der Energie der Versagenskurve  $\Sigma E_{\delta, \text{Vers}}(N)$  beschrieben.

Dieses Modell wurde für die Versuche mit der Prüffrequenz  $f_p = 8$  Hz angewendet. Die entsprechenden Ergebnisse sind in Bild 10 gegenüber der Lastwechselzahl  $N$  und in Bild 11 gegenüber der auf die Bruchlastwechselzahl bezogenen Lastwechselzahl  $N/N_f$  aufgezeigt. Bei den

gestrichelt dargestellten Verläufen der Probekörper ZA4.5 und ZA1.10 handelt es sich um Durchläufer. Diese Versuche wurden nach 100.000 beziehungsweise 1.000.000 Lastwechseln gestoppt, ohne dass es zum Versagen der Probekörper kam.

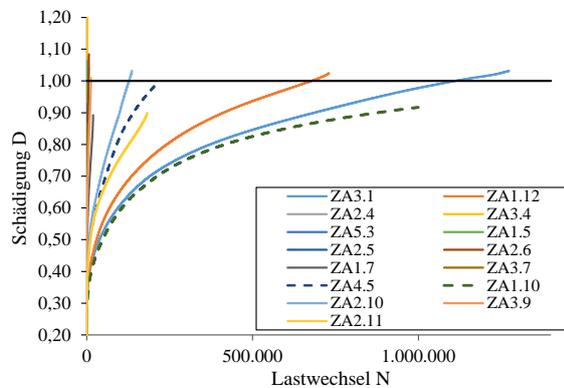


Bild 10: Schädigungsverläufe bezogen auf die Lastwechselzahl  $N$ ,  $f_p = 8$  Hz

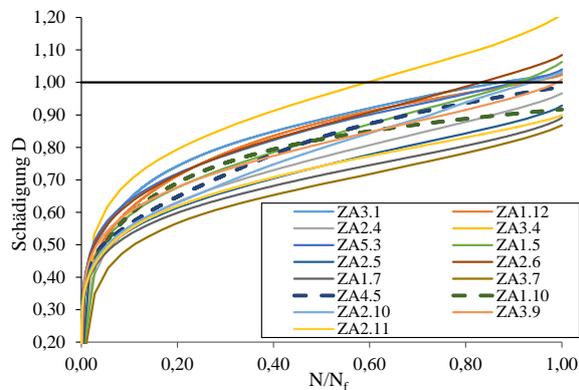


Bild 11: Schädigungsverläufe bezogen auf die relative Lastwechselzahl  $N/N_f$ ,  $f_p = 8$  Hz

Während sich die Verläufe in Bild 10 stark unterscheiden, ist in den auf die relative Lastwechselzahl bezogenen Verläufe in Bild 11 eine deutliche Systematik erkennbar. Analog zu den bekannten Verläufen der Steifigkeitsdegradation sowie der Dehnungsentwicklung bei Ermüdungsversuchen ist ein dreiphasiger Verlauf erkennbar. Nachdem der Schädigungsparameter  $D(N)$  zunächst deutlich in der ersten Phase ansteigt, verringert sich die Steigung kontinuierlich bis zu einem konstanten Wachstum in Phase 2. Ab einer relativen Lastwechselzahl von  $N/N_f \approx 0,80$  nimmt die Steigung der Verläufe erneut zu. Gemäß dem beschriebenen Modell betragen die Werte des Schädigungsparameters  $D(N_f)$  zum Zeitpunkt des Versagens zwischen  $D(N_f) = 0,87$  und  $D(N_f) = 1,21$ , wobei es sich bei dem Maximalwert um einen einzelnen Ausreißer handelt. Die beiden Durchläufer ZA4.5 und ZA1.10 erreichen lediglich Schädigungswerte  $D(N) < 1,0$ . Insbesondere die geringe Steigung des Probekörpers ZA1.10 zum Versuchsende in Bild 11 unterscheidet sich deutlich von den anderen Verläufen und deutet entsprechend nicht auf ein unmittelbar bevorstehendes Versagen hin.

Im Unterschied zu der Schädigungsakkumulationshypothese von Palmgren (1924) und Miner (1945), welche während der zyklischen Belastung auf einem Beanspruchungsniveau von einem linearen Schädigungsanstieg ausgeht, unterscheiden sich die Verläufe des hier dargestellten energetischen Schädigungsmodells. Der starke Anstieg zu Beginn, sodass bereits nach 10 % der Versuchsdauer die Schädigungswerte  $D(N)$  mehr als 50 % betragen, ist dabei der signifikanteste Unterschied. Allerdings sind in der Literatur verschiedene Untersuchungsergebnisse zu finden, welche diesen starken Anstieg zu Versuchsbeginn bestätigen. So zeigen die Schallemissionsergebnisse von wegeregulierten Ermüdungsversuchen von Spooner (1975), dass die Signale immer dann verstärkt auftreten, sobald die Längsdehnung während des aktuellen Lastwechsels die maximale Dehnung des vorangegangenen Lastwechsels überschreitet. Entsprechend kommt es bei kraftgeregelten zyklischen Versuchen aufgrund der starken Dehnungsentwicklung zu Versuchsbeginn auch zu einem schnellen Anstieg der Schädigung. Ebenfalls wird dies durch den Verlauf des schädigungsinduzierten Dehnungsanteils des mechanisch basierten Schädigungsmodells nach von der Haar (2017) unterstützt. Auch diese Verläufe weisen einen starken Anstieg des schädigungsinduzierten Dehnungsanteils zu Versuchsbeginn auf, welcher von einem konstanten Wachstum gefolgt wird.

## 7 FAZIT UND AUSBLICK

Im Rahmen dieser Publikation konnte auf Grundlage der energetischen Auswertung der Ermüdungsversuche der Zusammenhang zwischen der Dissipationsenergie und der Schädigungsentwicklung aufgezeigt werden. Das entwickelte Schädigungsmodell kann sowohl zur Bewertung aktueller Schädigungszustände während eines Versuchs als auch zur Auswertung der Schädigungsverläufe über die gesamte Versuchslaufzeit verwendet werden. Insbesondere die geringe Streuung der Schädigungswerte beim Versagen der verschiedenen Probekörper sowie der Unterschied zu dem Verlauf des Probekörpers ZA1.10, bei dem es nicht zum Versagen kam, bestätigen die Eignung des Modells. Auch der Vergleich zu den Schallemissionsmessungen von Spooner (1975) sowie die Auswertung der schädigungsinduzierten Dehnungsanteile von von der Haar (2017) bestätigen die Modellentwicklung.

Durch die Abhängigkeit des Schädigungsparameters  $D(N)$  von der jeweiligen Versagensfunktion müssen diese zunächst für jede Versuchsserie neu bestimmt werden. Weiterführende Untersuchungen zeigen, dass diese neben der Prüffrequenz auch von der verwendeten Unterspannung sowie vom verwendeten Material abhängig sind. Den genauen Einfluss der einzelnen Parameter gilt es weiter zu untersuchen. Außerdem wird im Rahmen derzeitiger Forschungsarbeiten das bisher auf einstufige Wöhlerversuche beschränkte Modell auch für mehrstufige Beanspruchungszustände erweitert.

## DANKSAGUNG

Die Autoren bedanken sich bei der Deutschen Forschungsgemeinschaft für die Förderung des Projekts "Ursachen und Modellierung der Erwärmung von ermüdungsbeanspruchten Betonproben" (MA 5296/8-1).

## LITERATUR

- Ban, S. (1933): Der Ermüdungsvorgang von Beton, *Der Bauingenieur*, S. 188-192
- Bode, M., Marx, S., Vogel, A. & Völker, C. (2019a): Dissipationsenergie bei Ermüdungsversuchen an Betonprobekörpern, *Beton- und Stahlbetonbau*, Heft 8, S. 548-556
- Bode, M. & Marx, S. (2019b): Heat Generation during fatigue tests on concrete specimens, *Concrete - Innovations in Materials, Design and Structures, Proceedings of the fib Symposium 2019 held in Kraków, Poland, 27-29 May 2019*
- Elsmeier, K. (2015): Influence of temperature on the fatigue behavior of concrete, *Proceedings of the fib Symposium 2015 held in Copenhagen, Denmark, 18-20 May 2015*
- Marx, S., Grünberg, J., Hansen, M. & Schneider, S. (2017): Sachstandbericht Grenzzustände der Ermüdung von dynamisch hoch beanspruchten Tragwerken aus Beton, *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton*, Heft 618
- Miner, M. A. (1945): Cumulative Damage in Fatigue, *Journal of Applied Mechanics*, S. A159-A164
- Palmgren, A. (1924): Die Lebensdauer von Kugellagern, *Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure*, Heft 68, S. 339-341
- Schneider, S., Hümme, J., Marx, S. & Lohaus, L. (2018): Untersuchungen zum Einfluss der Probekörpergröße auf den Ermüdungswiderstand von hochfestem Beton, *Beton- und Stahlbetonbau*, Heft 1, S. 58-67
- Spooner, D. C. & Dougill, J. W. (1975): A quantitative assessment of damage sustained in concrete during compressive loading, *Magazine of Concrete Research*, 27, S. 151-160

- Spooner, D. C., Pomeroy & C. D., Dougill, J. W. (1976): Damage and energy dissipation in cement pasts in compression, *Magazine of Concrete Research*, 28, S. 21-29
- Teichen, K.-T. (1968): Über die innere Dämpfung von Beton, Dissertation, Stuttgart
- von der Haar, C., Wedel, F. & Marx, S. (2016): Numerical and Experimental Investigations of the Warming of fatigue-loaded Concrete, Performance-based approaches for concrete structures, Proceedings of the fib Symposium 2016 held in Cape Town, South Africa, 21-23 November 2016
- von der Haar, C. (2017): Ein mechanisch basiertes Dehnungsmodell für ermüdungsbeanspruchten Beton, Dissertation, Fakultät für Bauingenieurwesen und Geodäsie, Gottfried Wilhelm Leibniz Universität Hannover
- Wischers, G. (1978): Aufnahme und Auswirkungen von Druckbeanspruchungen auf Beton, *Betontechnische Berichte*, Forschungsinstitut der Zementindustrie, 2/78, S. 63-67.

# Ermüdungsverhalten von hochfesten Vergussmörteln

Corinne Otto<sup>1</sup>, Nadja Oneschkow<sup>1</sup>, Ludger Lohaus<sup>1</sup>

<sup>1</sup>*Institut für Baustoffe, Leibniz Universität Hannover, Deutschland*

## **KURZFASSUNG:**

Hochfeste Vergussmörtel werden häufig in Verbindungen der Gründungsstruktur von Windenergieanlagen eingesetzt, wo sie hochzyklischen Beanspruchungen ausgesetzt sind.

Neuere Untersuchungsergebnisse deuten auf ein unterschiedliches Ermüdungsverhalten von Vergussmörteln im Vergleich zu hochfestem Beton hin.

Im Rahmen dieses Beitrags wird das Ermüdungsverhalten von unterschiedlich fein zusammengesetzten Vergussmörteln und einem hochfesten Beton als Referenzbeton verglichen. Anhand der Bruchlastwechselzahlen konnte kein drastischer Unterschied im Ermüdungsverhalten zwischen Vergussmörteln und dem Referenzbeton erkannt werden.

Es konnte jedoch gezeigt werden, dass die Erwärmungsrate von der Mörtelzusammensetzung und von der bezogenen Oberspannung beeinflusst wird. Eine Korrelation zwischen einer höheren Erwärmungsrate und einer größeren Dehnungszunahme der Unterdehnung in Phase II konnte erkannt werden.

Keywords: Dehnungsentwicklung, Erwärmungsrate, Ermüdungsverhalten, Feinheit der Zusammensetzung, Vergussmörtel

## **ABSTRACT:**

High-strength grouts are commonly used in the connection of wind turbines, where they are exposed to high cyclic loading. The latest scientific results indicate difference between the fatigue behavior of high-strength grouts compared to high-strength concrete. Therefore, the fatigue behaviour of high-strength grouts with different fineness of composition and high-strength concrete as reference was investigated in this contribution. No drastic difference in the fatigue behaviour between high-strength grouts and the reference concrete can be detected on the basis of the numbers of cycles to failure. It could be shown that the heating rate is influenced by the concrete composition and by the maximum stress level. A correlation between a higher heating rate and a larger increase in strain at the minimum stress level could be detected.

Keywords: fatigue behavior, fineness, high-strength grouts heating rate, strain development

## 1 EINLEITUNG

Aktuelle Weiterentwicklungen in der Betontechnologie führen zu Betonen mit immer höheren Festigkeiten, höherer Fließfähigkeit und kleinerem Größtkorn. Typische Vertreter solcher innovativen Betone sind hochfeste Vergussmörtel, die sich gegenüber Normalbeton durch einen erhöhten Bindemittel- und Feinstanteil und ein kleines Größtkorn, meist zwischen  $d_{\max} = 1 \text{ mm}$  und  $d_{\max} = 4 \text{ mm}$  gekennzeichnet sind. Regelmäßig werden solche hochfesten Vergussmörtel bei der Herstellung von Verbindungen in Windenergieanlagen eingesetzt, z. B. Verbindungen zwischen Stahlrohren der Tragstruktur, so genannten Grouted Joints (offshore) oder Anschlusskonstruktionen zwischen Turm und Gründungsstruktur (onshore). Dabei sind sie hochzyklischen Beanspruchungen aus Wind, Wellen oder Rotorbetrieb ausgesetzt. Der Ermüdungsnachweis wird bei solchen Konstruktionen stets bemessungsrelevant und entscheidet damit über die Abmessungen und Transportgewichte der Elemente sowie die Kosten und die Realisierbarkeit des Bauwerks. Ermüdungsversuche sollen die gesamte Lebensdauer eines Tragwerks von mehreren Jahrzehnten abbilden. Ermüdungsversuche entsprechen daher stets Zeitrafferversuche, bei denen mit gegenüber der Realität erhöhten Beanspruchungen und meist mit erhöhten Prüffrequenzen geprüft wird, so dass in angemessener Prüfdauer Ermüdungsbrüche erzielt werden können.

In Untersuchungen von (Elsmeier et al.-2016) erreichten feinkörnige Vergussmörtel mit einem Größtkorn von  $d_{\max} = 1 \text{ mm}$  und  $d_{\max} = 2 \text{ mm}$  bei bezogenen Oberspannungen  $S_{\max} \leq 0,75$  und einer Prüffrequenz von  $f_p = 10 \text{ Hz}$  deutlich geringere Bruchlastwechselzahlen als ein hochfester Beton mit einem Größtkorn  $d_{\max} = 8 \text{ mm}$  oder auch als ein grobkörniger Vergussbeton mit einem Größtkorn von  $d_{\max} = 5 \text{ mm}$ . Die geringeren Bruchlastwechselzahlen der feinkörnigen Vergussmörtel weisen auf ein von Normalbeton abweichendes Ermüdungsverhalten hin. Es kann vermutet werden, dass mit kleiner werdendem Größtkorn und damit höherer Feinheit der Zusammensetzung der Unterschied im Ermüdungsverhalten von Vergussmörteln und hochfestem Beton größer wird.

Gleichzeitig zeigten die feinkörnigen Vergussmörtel bei vergleichbaren Prüfandbedingungen eine stärkere Probekörpererwärmung mit einer anderen Verlaufsscharakteristik als ein grobkörniger Vergussbeton oder ein hochfester Beton (Elsmeier et al.-2016). Es wird daher angenommen, dass die festgestellten Unterschiede in den Bruchlastwechselzahlen und in der Probekörpererwärmung nicht allein auf prüfbedingte Einflüsse wie die Prüffrequenz, sondern auch auf material- oder gefügebedingte Effekte zurückzuführen sind.

Im Rahmen dieses Beitrags wird das Ermüdungsverhalten von drei hochfesten Vergussmörteln mit unterschiedlicher Feinheit der Zusammensetzung im Vergleich zu einem hochfesten Beton als Referenzbeton betrachtet. Anhand der Betrachtung der Bruchlastwechselzahlen, der Probekörpererwärmung und der Dehnungsentwicklung wird untersucht, ob sich das Ermüdungsverhalten von feinkörnigen Vergussmörteln von dem grobkörniger Vergussmörtel bzw. von hochfestem Beton unterscheidet.

## 2 EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNGEN

Die experimentellen Untersuchungen wurden an drei kommerziell erhältlichen Vergussmörteln (VM0, VM1 und VM3) durchgeführt. Als Referenzbeton wurde ein hochfester Beton (HPC) mit einem Größtkorn  $d_{\max} = 8 \text{ mm}$  untersucht. Das Ermüdungsverhalten dieser hochfesten Betonzusammensetzung ist sehr gut dokumentiert und aus den Dissertationen (Oneschkow-2014; Hümme-2018) bekannt. Es zeigte im Vergleich zu feinkörnigen Vergussmörteln eine weniger stark ausgeprägte Probekörpererwärmung bei vergleichbaren Prüfandbedingungen (Elsmeier et al.-2016).

Um die untersuchten Vergussmörtel besser charakterisieren zu können, wurde für sie und für den Referenzbeton das Volumenverhältnis von Gesteinskörnung zu Bindemittel bestimmt. Zum Bindemittelvolumen wurden dabei alle Bestandteile  $d_G < 0,125$  mm sowie die Wassermenge gezählt. Weiterhin wurde der Blaine-Wert des Trockenmaterials als Maß der spezifischen Oberfläche ( $\text{cm}^2/\text{g}$ ) bestimmt. Die ermittelten Kenngrößen der Zusammensetzung sind in Tabelle 1 dargestellt. Die Vergussmörtel VM1 und VM3 weisen das gleiche Bindemittelvolumen auf, unterscheiden sich jedoch in der Menge an Feinanteilen  $d_G < 0,125$  mm. Zusätzlich ist die ermittelte 28-Tage-Festigkeit als Mittelwert angegeben.

Tabelle 1: Übersicht der Kenngrößen der Zusammensetzung und der 28-Tage-Festigkeit

	HPC	VM3	VM1	VM0
Größtkorn $d_{\max}$ (mm)	8	3	1	0,125
Bindemittelvolumen ( $\text{dm}^3/\text{dm}^3$ )	0,36	0,67	0,67	1
Volumenverhältnis Gesteinskörnung- zu Bindemittel (-)	1,77	0,49	0,49	0
Blaine-Wert ( $\text{cm}^2/\text{g}$ )	n. e.**	2.417	2.696	4.391
Wasserzugabe (%) bzw. w/z-Wert [-]	0,33	9	11	30
28-Tage Festigkeit (MPa)*	131	149	147	110

\* Mittelwert aus 2. Chargen bestimmt am 75 mm Würfel

\*\* n. e. = nicht ermittelt

Die Ermüdungsuntersuchungen wurden an zylindrischen Probekörpern mit den Abmessungen ( $h/d = 180$  mm/60 mm) im Alter zwischen 33 und 77 Tagen durchgeführt. Alle Probekörper wurden nach 48 Stunden ausgeschalt und bis zur Prüfung unter Wasser gelagert. Die Prüfflächen der Probekörper wurden plan-parallel geschliffen und poliert. Unmittelbar vor der Prüfung wurden die Mantelflächen der Probekörper mittels Butyl-Tape versiegelt, um eine Austrocknung während der Prüfung zu verhindern (vgl. Bild 1).

Für die Untersuchungen wurde eine servohydraulische Prüfmaschine mit 500 kN Maximallast verwendet. Die Ermüdungsbeanspruchungen ( $S_{\max} = 0,75$  und  $S_{\max} = 0,65$ ,  $S_{\min} = 0,05$ ) wurden auf die Referenzfestigkeit bezogen, die jeweils anhand von mindestens drei Versuchen unter monoton steigender Beanspruchung mit der gleichen Probekörpergeometrie vor Beginn der Ermüdungsprüfungen durchgeführt wurden. Die sinusförmige Beanspruchung wurde kraftgeregelt mit einer Prüffrequenz von  $f_p = 10$  Hz aufgebracht.

Mit einer Abtastrate von 300 Hz wurden die Maschinenkraft, der zugehörige Maschinenweg und die axiale Verformung der Probekörper mit Hilfe von drei um jeweils  $120^\circ$  C versetzten Laserdistanzsensoren aufgezeichnet. Daraus wurden die Dehnungen in den unteren und oberen Spannungspeaks unter Kompensation der Temperaturdehnung ermittelt. Die Oberflächentemperatur wurde an drei über die Höhe verteilten Stellen über Thermoelemente kontinuierlich mit einer Abtastrate von 300 Hz aufgezeichnet. Der Versuchsaufbau ist in Bild 1 abgebildet.

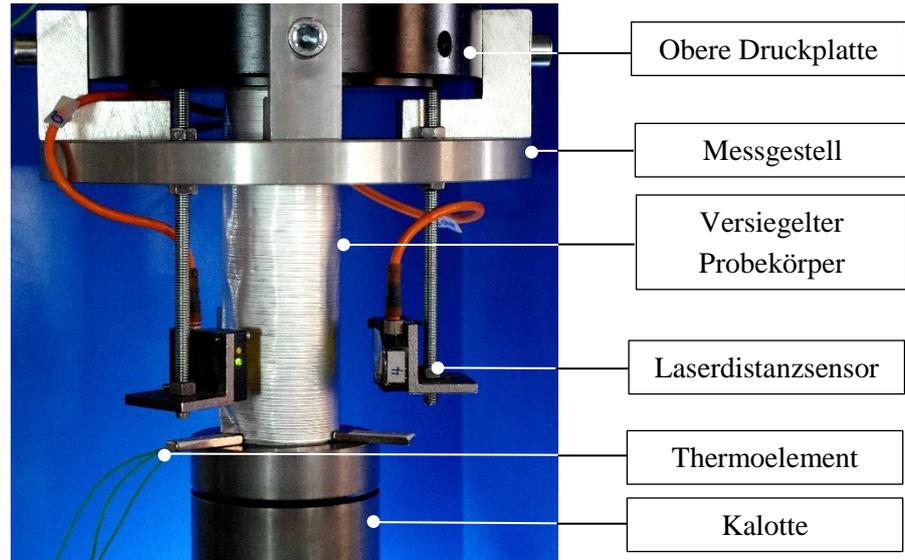


Bild 1: Versuchsaufbau

### 3 ERGEBNISSE

#### 3.1 Bruchlastwechselzahlen

Zur Einordnung der erzielten Ergebnisse werden in Bild 2 die Einzel- und Mittelwerte der logarithmierten Bruchlastwechselzahlen der Vergussmörtel und des Referenzbetons dargestellt. Die Kreise repräsentieren die Einzelwerte (EW); die Mittelwerte (MW) sind als Dreiecke abgebildet. Ergebnisse, die durch einen Pfeil gekennzeichnet sind, sind „Durchläufer-Proben“, bei denen der Ermüdungsversuch bei einer vorher definierten Lastwechselzahl, ohne das Eintreten des Ermüdungsversagens abgebrochen wurde. Das Durchläuferniveau wurde hier zu 700.000 Lastwechseln gewählt.

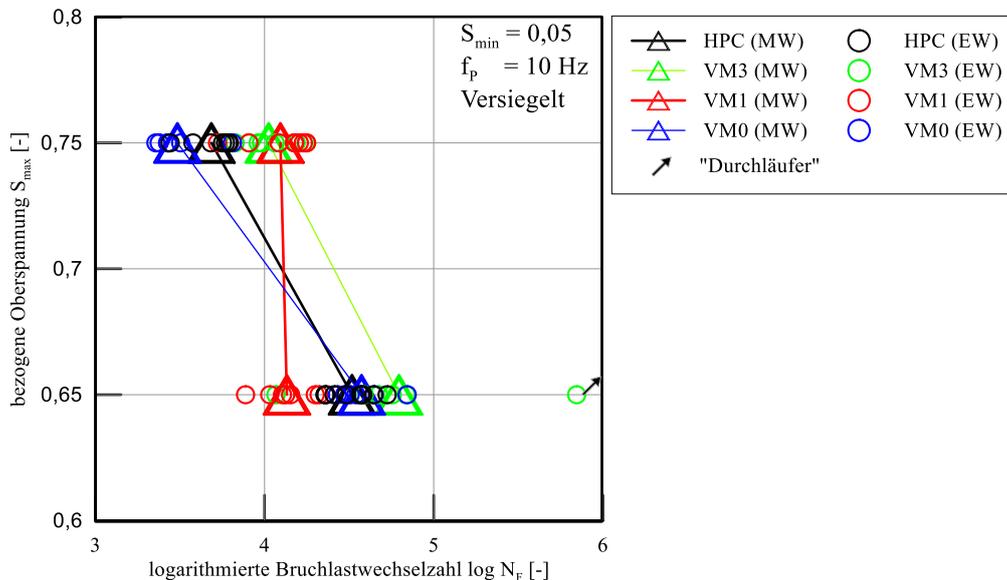


Bild 2: Vergleich der Bruchlastwechselzahlen von Vergussmörteln mit denen des Referenzbetons

Bei beiden bezogenen Oberspannungen liegen die Einzel- und Mittelwerte der Bruchlastwechselzahlen in einem ähnlichen Bereich, wobei sich die Einzelwerte teilweise überschneiden. Die aufgrund der Untersuchungsergebnisse von (Anders & Lohaus-2007; Elsmeier et al.-2016; Elsmeier-2019),

erwarteten drastischen Unterschiede von mehreren Zehnerpotenzen in den Bruchlastwechselzahlen von feinkörnigen Vergussmörteln und hochfestem Beton/grobkörnigem Vergussmörtel konnten für die hier untersuchten Materialien mit den genannten Prüfrandbedingungen nicht bestätigt werden.

Auffällig sind die Bruchlastwechselzahlen des Vergussmörtels VM1 für beide Oberspannungsniveaus. Trotz einer Reduzierung der aufgetragenen Spannung um 10 % konnte kein signifikanter Anstieg der Bruchlastwechselzahl beobachtet werden. Dies ist ein vollkommen atypisches Verhalten, was in der Literatur noch nicht beobachtet wurde. Anhand der geringeren Streuung der Bruchlastwechselzahlen des VM1 kann vermutet werden, dass sich weitere Effekte überlagern und zu den geringeren Bruchlastwechselzahlen für  $S_{\max} = 0,65$  führen. Die weiteren Effekte konnten noch nicht geklärt werden und werden in weiteren Versuchsserien untersucht.

Für den Vergussmörtel VM3 ist eine Probe für  $S_{\max} = 0,65$  eine Durchläufer-Probe (vgl. Bild 2). Die Ursachen für den wesentlich höheren Ermüdungswiderstand dieser Probe gegenüber den anderen aus der gleichen Serie sind unbekannt. Zwar könnte man eine zufällig höhere Festigkeit dieser Probe unterstellen; angesichts der relativ geringen Streuungen bei den anderen vergleichbaren Prüfserien ist diese Erklärung für sich allein jedoch nicht zufriedenstellend, so dass weitere Effekte hinzukommen müssen. Anhand der vorhandenen Daten konnte dies noch nicht geklärt werden, weshalb diese Probe bei der folgenden Auswertung nicht weiter betrachtet wird.

### 3.2 Probekörpererwärmung

Mit der Ermüdungsbeanspruchung geht je nach Prüffrequenz, Beanspruchungsniveau und Probekörpergeometrie eine deutliche Probekörpererwärmung einher, wie u.a. von (Elsmeier-2019) und (Bode et al.-2019) thematisiert.

Um diesen Effekt quantifiziert zu vergleichen, wird die Erwärmungsrate  $v_T$  als Temperaturanstieg der Probe innerhalb der ersten drei Minuten (= 1.800 Lastwechsel) betrachtet. Für diese Auswertung wurde die Festlegung so getroffen, da bis zu diesem Zeitpunkt auf beiden Beanspruchungsniveaus bei keinem der Probekörper ein Ermüdungsbruch auftrat.

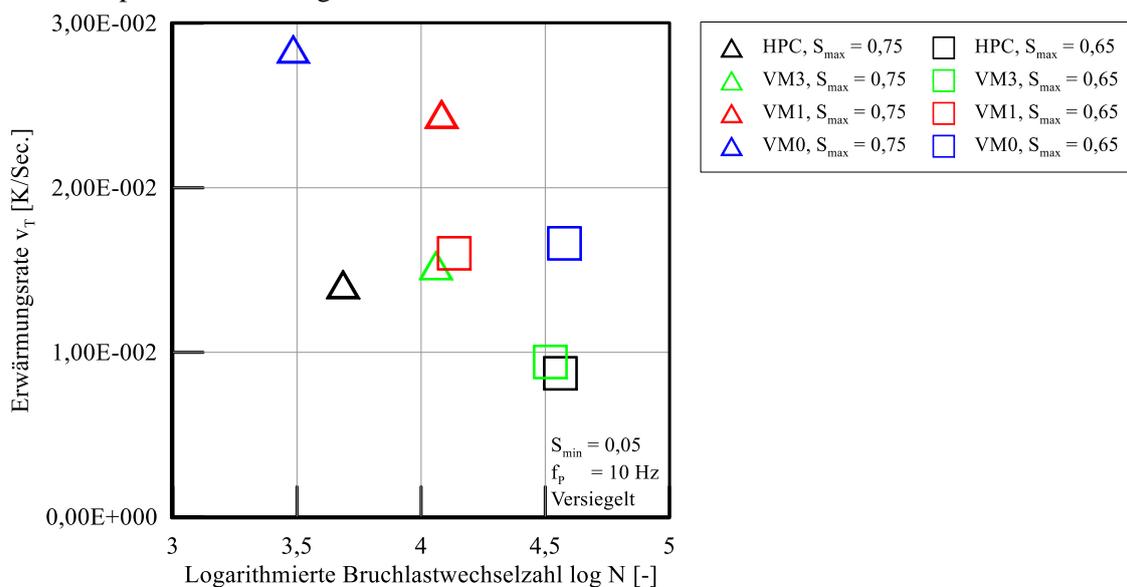


Bild 3: Erwärmungsrate  $v_T$  (Mittelwerte) in Abhängigkeit der gemittelten logarithmierten Bruchlastwechselzahl

In Bild 3 ist die Erwärmungsrate als Mittelwert in Abhängigkeit der mittleren Bruchlastwechselzahl der jeweiligen Prüfserien dargestellt. Nachstehend sind in allen Bildern die Ergebnisse für die bezogene

Oberspannung  $S_{\max} = 0,75$  als Dreieck und die Ergebnisse für  $S_{\max} = 0,65$  als Viereck dargestellt. Es wird deutlich, dass die Erwärmungsrate  $v_T$  für alle Vergussmörtel und den Referenzbeton für  $S_{\max} = 0,75$  höher ist als für  $S_{\max} = 0,65$ . Für höhere bezogene Oberspannungen ist die eingetragene Kraft und damit auch die in den Probekörper eingebrachte Energie größer, wodurch mehr Energie vorhanden ist, die in Wärme umgewandelt werden kann.

Weiterhin ist zu sehen, dass sich die mittleren Erwärmungsraten auch bei ähnlicher mittlerer logarithmierter Bruchlastwechselzahl teilweise stark unterscheiden. Die mittlere Erwärmungsrate der feinkörnigen Vergussmörtel ist deutlich höher als die des grobkörnigen Vergussmörtels oder des Referenzbetons. Daraus kann geschlossen werden, dass die Erwärmungsrate von der Betonzusammensetzung abhängig ist. Es konnte weiterhin in (Lohaus et al.-2019) festgestellt werden, dass die Erwärmungsrate auch von der Probekörperfeuchte abhängig ist.

Um einen Zusammenhang zwischen der Feinheit der Zusammensetzung und der Erwärmungsrate zu untersuchen, ist in Bild 4 die Erwärmungsrate als Mittelwert in Abhängigkeit des Blaine-Wertes, als Kenngröße der Feinheit der Zusammensetzung, für beide bezogenen Oberspannungen dargestellt. Für den HPC als Referenzwert wurde der Blaine-Wert der Zusammensetzung aus dem Blaine-Wert des Zementes und der Sieblinie berechnet.

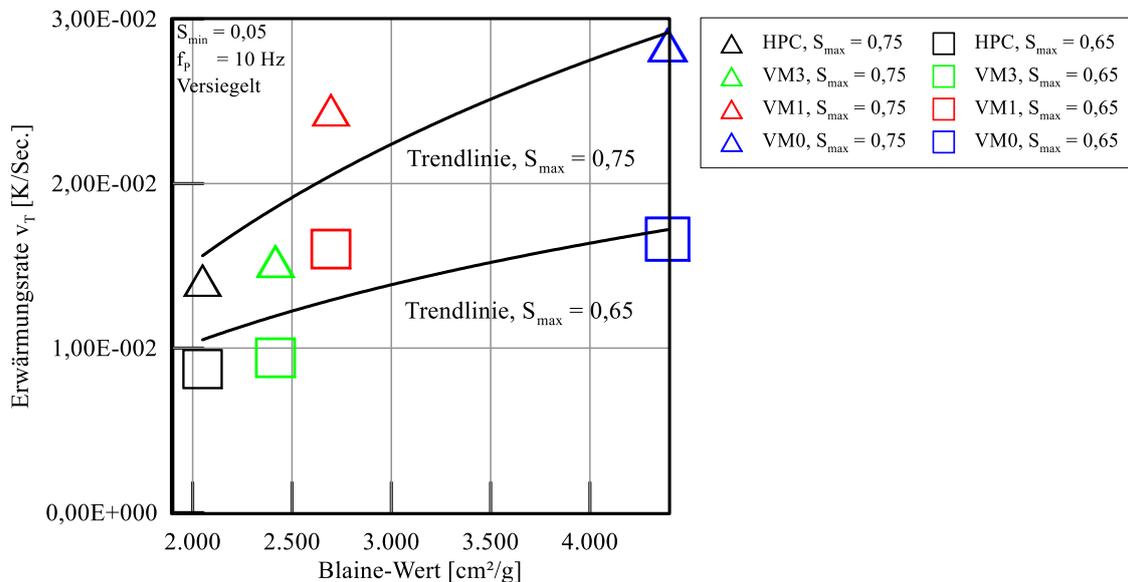


Bild 4: Erwärmungsrate (Mittelwerte) in Abhängigkeit des Blaine-Wertes

Für beide bezogenen Oberspannungen kann die höchste Erwärmungsrate für den Vergussmörtel VM0 mit dem höchsten Blaine-Wert und die geringste Erwärmungsrate für den Referenzbeton HPC ermittelt werden. Für  $S_{\max} = 0,75$  veranschaulicht die Trendlinie, dass mit steigendem Blaine-Wert und damit höherer Feinheit der Zusammensetzung die Erwärmungsrate ansteigt. Für  $S_{\max} = 0,65$  kann dieser Trend auch beobachtet werden, wenn auch die Trendlinie flacher verläuft.

In der Literatur (z. B.: von der Haar et al.-2016; Elsmeier-2019) werden von verschiedenen Autoren innere Reibprozesse als mögliche Ursache der Probekörpererwärmung genannt. Die höhere Erwärmungsrate mit höherer Feinheit der Zusammensetzung kann ein Indiz für verstärkte innere Reibprozesse sein. Mit höherer Feinheit der Zusammensetzung nimmt die spezifische Oberfläche zu und die Anzahl an Kontaktzonen zwischen Gesteinskorn und Bindemittelmatrix steigt an, wodurch die Anzahl an potentiellen Reibflächen ansteigt (Swamy-1970) und mehr Wärme infolge von Reibung entstehen kann. Andererseits korreliert eine höhere Feinheit der Zusammensetzung mit einem höheren

Zementanteil der Trockenmaterialien. Durch den höheren Zementanteil kann es zu einer größeren inneren Reibung innerhalb des Zementsteins als viskose Phase kommen. Solche Prozesse werden von (Teichen-1968) auch als „flüssige Reibung“ bezeichnet. Zur Unterscheidung dieser unterschiedlichen Prozesse sind weitere Untersuchungen erforderlich.

### 3.3 Zusammenhang zwischen der Probekörpererwärmung und der Dehnungsentwicklung

In (Elsmeier-2019) wurde für einen feinkörnigen Vergussmörtel festgestellt, dass für geringere Oberspannungsniveaus die Länge der dritten Phase der Dehnungsentwicklung, die durch eine überproportionale Dehnungszunahme geprägt ist, zunimmt. Dabei korreliert die Dehnungsentwicklung mit der Probekörpererwärmung. (Elsmeier-2019) schließt aus diesem Zusammenhang, dass mit zunehmender Dehnung auch die inelastischen Dehnungsanteile größer werden. Weiterhin vermutet sie, dass die Korrelation der überproportionalen Dehnungszunahme und des überproportionalen Temperaturanstiegs in der dritten Phase ein Indiz für innere Reibprozesse sein kann.

Um zu untersuchen, ob ein Zusammenhang zwischen der Probekörpererwärmung und der Dehnungsentwicklung besteht, wird die Korrelation zwischen der Steigung der Unterdehnung in der zweiten Phase (nachstehend Phase II genannt) und der Erwärmungsrate in Phase II betrachtet. Die Unterdehnung wurde gewählt, da diese inelastische Dehnungsanteile deutlicher veranschaulicht als die Oberdehnung. Die Steigung der Unterdehnung wurde anhand einer linearen Regression für jeden Probekörper einzeln ermittelt und daraus der Mittelwert gebildet. Die Erwärmungsrate in Phase II  $v_{T,II}$  wurde für jeden Probekörper als Temperaturdifferenz in Phase II bezogen auf die Lastwechselzahl in Phase II berechnet und daraus der Mittelwert berechnet.

In Bild 5 ist gemittelte Steigung der Unterdehnung  $\text{grad } \epsilon_{\min}^{II}$  in Abhängigkeit der gemittelten Erwärmungsrate  $v_{T,II}$  in Phase II dargestellt.

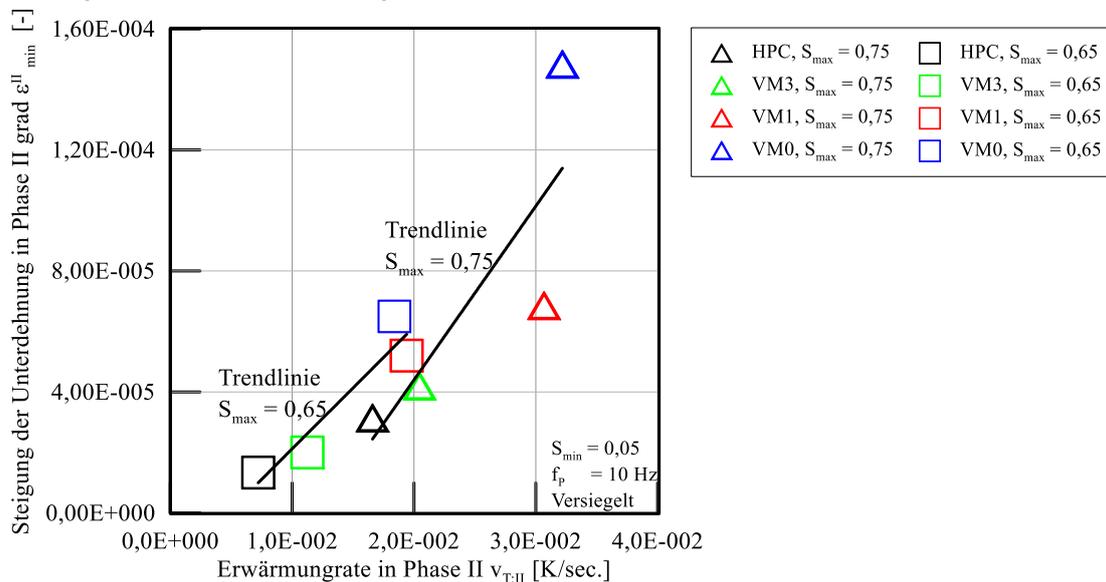


Bild 5: Steigung der Unterdehnung in Phase II  $\text{grad } \epsilon_{\min}^{II}$  in Abhängigkeit der Erwärmungsrate in Phase II  $v_{T,II}$  (Mittelwerte)

In Bild 5 ist zu erkennen, dass für  $S_{max} = 0,75$  eine höhere Steigung in Phase II ermittelt werden kann als für  $S_{max} = 0,65$ . Eine größere Steigung der Unterdehnung bedeutet, dass die Dehnungszunahme je

Lastwechsel und insbesondere die Zunahme der inelastischen Dehnung größer ist. Die größere Dehnungszunahme für  $S_{\max} = 0,75$  kann mit der höheren Beanspruchung begründet werden.

Für beide Oberspannungsniveaus kann eine Korrelation zwischen einer höheren Erwärmungsrate und einer größeren Steigung der Unterdehnung erkannt werden. Demnach korreliert eine größere Dehnungszunahme je Lastwechsel mit einer höheren Erwärmungsrate.

Des Weiteren kann für beide Oberspannungsniveaus beobachtet werden, dass die Steigung der Unterdehnung und die Erwärmungsrate in Phase II für die feinkörnigen Vergussmörtel VM0 und VM1 größer sind als für den grobkörnigen Vergussmörtel VM3 und den Referenzbeton HPC. Offensichtlich wird mit steigender Feinheit der Zusammensetzung die Dehnungszunahme je Lastwechsel größer.

Die unterschiedlichen Steigungen in Phase II und die damit verbundenen unterschiedlich großen Dehnungszunahmen können verschiedene Ursachen haben. In den bisherigen Untersuchungen konnten die Ursache für die unterschiedlichen Steigungen noch nicht geklärt werden und es sind hierzu weitere Untersuchungen geplant.

#### 4 ZUSAMMENFASSUNG

Hochfeste Vergussmörtel werden häufig für Verbindungen von Gründungsstrukturen in Windenergieanlagen onshore und offshore eingesetzt, wo sie hochzyklischen Beanspruchungen aus z. B. Wind, Wellen oder Rotorbetrieb ausgesetzt sind. Der Ermüdungsnachweis wird bei solchen Konstruktionen stets bemessungsrelevant und entscheidet damit über die Realisierbarkeit der Bauwerke. Zum Ermüdungsverhalten von hochfesten Vergussmörteln liegen bislang kaum Ergebnisse vor.

Im Rahmen dieses Beitrags wurde das Ermüdungsverhalten von drei Vergussmörteln mit unterschiedlich feiner Zusammensetzung und einem hochfesten Beton als Referenzbeton untersucht.

Basierend auf der Literaturlauswertung wurden deutliche Unterschiede in den logarithmierten Bruchlastwechselzahlen der feinkörnigen Vergussmörtel und des grobkörnigen Vergussmörtels bzw. des hochfesten Betons erwartet. Der Vergleich der logarithmierten Bruchlastwechselzahlen zeigt jedoch keine drastischen Unterschiede für die hier untersuchten Vergussmörtel und den Referenzbeton mit den genannten Prüfandbedingungen. Auffällig sind die Bruchlastwechselzahlen des feinkörnigen Vergussmörtels VM1. Trotz einer Reduzierung des Oberspannungsniveaus um 10 % kann keine wesentliche Steigerung der Bruchlastwechselzahlen verzeichnet werden. Ein solches Verhalten ist atypisch und ist so bislang nicht in der Literatur zu finden. Es wird vermutet, dass sich verschiedene Effekte überlagern und zu den geringeren Bruchlastwechselzahlen für  $S_{\max} = 0,65$  führen.

Des Weiteren wurde der Zusammenhang zwischen der Erwärmungsrate und der logarithmierten Bruchlastwechselzahl untersucht. Eine Korrelation zwischen der höchsten der Erwärmungsrate und der geringsten Bruchlastwechselzahl konnte nicht erkannt werden. Bei vergleichbarer Bruchlastwechselzahl ist die Erwärmungsrate feinkörniger Vergussmörtel deutlich höher als die Erwärmungsrate des grobkörnigen Vergussmörtels oder des Referenzbetons. Die Erwärmungsrate ist demnach abhängig von der Betonzusammensetzung. Die Auswertung der Erwärmungsrate in Abhängigkeit des Blaine-Wertes zeigte, dass eine höhere Erwärmungsrate mit einer höheren Feinheit der Zusammensetzung korreliert. Die höhere Erwärmungsrate der feinkörnigeren Zusammensetzungen kann ein Indiz für eine verstärkte innere Reibprozesses bei diesen Materialien sein. Mit steigender Feinheit der Zusammensetzung nehmen die potentiellen Reibflächen in der Kontaktzone Gesteinskorn/Bindemittelmatrix zu, wodurch mehr Wärme infolge von Reibung entstehen kann. Die höhere Feinheit der Zusammensetzung korreliert mit einem höheren Zementanteil, wodurch es auch zu

einer größeren inneren Reibung innerhalb des Zementsteins als viskose Phase kommen kann. Diese Art der Reibung wird als „flüssige Reibung“ nach (Teichen-1968) bezeichnet. Um zwischen den verschiedenen Prozessen unterscheiden zu können, sind weitere Untersuchungen geplant.

Unabhängig von Betonzusammensetzung wurde für alle Vergussmörtel/Referenzbeton eine höhere Erwärmungsrate für  $S_{\max} = 0,75$  als für  $S_{\max} = 0,65$  ermittelt werden. Für höhere bezogene Oberspannungen ist die eingetragene Kraft und damit auch die in den Probekörper eingebrachte Energie größer, wodurch mehr Energie vorhanden ist, die in Wärme umgewandelt werden kann.

Weiterhin konnte eine Korrelation zwischen einer höheren Erwärmungsrate in Phase II der Dehnungsentwicklung und einer größeren Steigung der Unterdehnung erkannt werden. Eine größere Steigung der Unterdehnung bedeutet, dass die Dehnungszunahme je Lastwechsel und damit enthalten auch die inelastischen Dehnungszunahmen größer werden.

## DANKSAGUNG

Die Autoren möchten sich bei der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG) für die finanzielle Unterstützung bedanken.

## LITERATUR

- Anders, S.; Lohaus L.: Polymer- und fasermodifizierte Hochleistungsbetone für hochdynamisch beanspruchte Verbindungen wie „Grouted Joints“ bei Windenergieanlagen. Abschlussbericht zum Forschungsstipendium T4/2002, Hannover, 2007
- Bode, M.; Marx, S.; Vogel, A.; Völker, C.: Dissipationsenergie bei Ermüdungsversuchen an Betonprüfkörpern, *Beton- und Stahlbetonbau* 114 (2019), Heft 8, S. 548-556
- Elsmeier, K.: Einfluss der Probekörpererwärmung auf das Ermüdungsverhalten von hochfesten Vergussbeton. Dissertation, Hannover, 2019
- Elsmeier, K.; Hümme, J.; Oneschkow, N.; Lohaus L.: Prüftechnische Einflüsse auf das Ermüdungsverhalten feinkörniger Vergussbetone. *Beton- und Stahlbeton* 111 (2016), Heft 4 S. 233-240
- Hümme, J.: Ermüdungsverhalten von hochfestem Beton unter Wasser, Dissertation, Berichte aus dem Institut für Baustoffe, Heft 18, Hannover, 2018
- Lohaus, L.; Otto, C.; Elsmeier, K.: Probekörpererwärmung als Schädigungsindikator für Ermüdungsversuche an Beton. Abschlussbericht zum DFG-Forschungsvorhaben, 2019
- Oneschkow, N.: Analyse des Ermüdungsverhaltens von Beton anhand der Dehnungsentwicklung, Dissertation, Berichte aus dem Institut für Baustoffe, Heft 13, Hannover, 2014
- Swamy, R. N. “Damping mechanisms in cementitious systems”, *Dynamics Waves in Civil Engineering*, Proceedings of a Conference Organized by the Society for Earthquake and Civil Engineering Dynamics, Howells, D. A., Haigh, I. P. & Taylor, C. eds., University College of Swansea, 7–9 July 1970, Wiley-Interscience, London, pp. 521–542
- Teichen, K.-T.: Über die innere Dämpfung von Beton. Dissertation, 1968, Stuttgart
- von der Haar, C.; Wedel, F.; Marx, S.: Numerical and Experimental Investigations of the Warming of fatigue-loaded Concrete. *Fib Symposium Cape Town* 21.–23.11.2016.

# Betonermüdung – Sicherheiten und Entwicklungspotenziale

Boso Schmidt<sup>1</sup>, Sebastian Schneider<sup>1</sup> und Steffen Marx<sup>1</sup>

<sup>1</sup>*Institut für Massivbau, Leibniz Universität Hannover, Deutschland*

## **KURZFASSUNG:**

Das tatsächliche Sicherheitsniveau bei der Ermüdungsbemessung von druckschwellbeanspruchtem Beton ist derzeit unbekannt. In diesem Beitrag werden das Nachweiskonzept gegen Betonermüdung nach Model Code 2010 (FIB 2013) vorgestellt und die enthaltenen Sicherheiten diskutiert. Anhand des Vergleichs von stochastisch ausgewerteten bestehenden Ermüdungsuntersuchungen an ultra-hochfesten Betonen mit Wöhlerlinien nach Model Code 2010 werden Entwicklungspotenziale aufgezeigt. Die vergleichenden Untersuchungen deuten auf ein höheres Sicherheitsniveau des Ermüdungswiderstands im Vergleich zur statischen Bemessung hin.

Keywords: Ermüdung, Beton, Nachweiskonzept, Sicherheit, ultra-hochfester Beton

## **ABSTRACT:**

The safety level for the fatigue design of concrete under compression is currently unknown. In this paper, the design concept for fatigue loaded concrete according to Model Code 2010 (FIB 2013) is presented and the contained safety factors are discussed. The comparison of stochastically evaluated existing fatigue tests on ultra-high-strength concretes with S-N-lines according to Model Code 2010 shows development potentials. The comparative investigations indicate a higher safety level of the fatigue resistance compared to the static design.

Keywords: fatigue, concrete, design concept, safety, ultra-high strength concrete

## 1 EINLEITUNG

Der zunehmende Einsatz von hochfesten und ultra-hochfesten Betonen führt zu einer immer größeren Anzahl schlanker und damit schwingungsanfälliger Stahlbeton- und Spannbetonkonstruktionen. Gleichzeitig wächst die Anzahl von Bauwerken wie Windenergieanlagen und schlanke Straßen- und Eisenbahnbrücken, die stark ermüdungswirksam beansprucht werden. Beide Effekte führen dazu, dass der Ermüdungsnachweis immer häufiger maßgebend für die Bemessung wird. In Deutschland werden zum Nachweis gegen Betonermüdung die Bemessungsansätze nach dem Model Code 1990 (FIB 1993), Model Code 2010 (FIB 2013) oder der DIN EN 1992-1-1 (2011) angewendet bzw. ihre Anwendung diskutiert. Die Bemessungsansätze in diesen Regelwerken bestehen auf der Widerstandsseite im Wesentlichen aus zwei Komponenten: den Wöhlerlinien und dem Bemessungswert der Druckfestigkeit bei Ermüdungsbeanspruchung  $f_{cd,fat}$ . Sowohl der Ansatz von verschiedenen Wöhlerlinien aus den genannten Regelwerke als auch die unterschiedlichen Sicherheitselemente im Bemessungswert  $f_{cd,fat}$  führen zu signifikant abweichenden Ergebnissen beim Ermüdungsnachweis. Die tatsächliche Sicherheit im derzeitigen Nachweiskonzept der Betonermüdung ist dabei nicht bekannt.

Dieser Beitrag basiert auf Angaben in Schmidt et al. (2019) und enthält darüber hinaus stochastische Auswertungen bestehender Ermüdungsuntersuchungen an einem ultra-hochfesten Beton und einen Vergleich mit den Wöhlerlinien nach fib Model Code 2010. Die vergleichenden Untersuchungen deuten auf ein höheres Sicherheitsniveau des Ermüdungswiderstands von ultra-hochfesten Betonen im Vergleich zur statischen Bemessung hin.

## 2 NACHWEISKONZEPTE VON DRUCKSCHWELLBEANSPRUCHTEM BETON

### 2.1 Wöhlerlinien für druckschwellbeanspruchten Beton

Es existieren zahlreiche Ermüdungsuntersuchungen an Beton unter einaxialer Druckschwellbeanspruchung, vgl. u. a. Weigler & Freitag (1971), Klausen (1978), Klausen & Weigler (1979), Holmen (1979), Hsu (1981), Hohberg (2004), Oneschkow (2014), von der Haar (2017). Die Betonprobekörper wurden bei diesen Untersuchungen zumeist mit Lastwechselzahlen bis zu  $N = 10^6$  bzw.  $N = 10^7$  beansprucht. Im Bereich von  $N > 10^7$  liegen kaum Untersuchungsergebnisse vor und bestehende Wöhlerlinien in diesem Bereich stellen Abschätzungen dar. Wöhlerlinien beschreiben weitestgehend allgemeingültig den Zusammenhang zwischen den einwirkenden Ermüdungsbeanspruchungen (in der Regel auf den Mittelwert der Druckfestigkeit unter monoton steigender Beanspruchung  $f_{cm}$  bezogen) und den Bruchlastwechselzahlen. Letztere werden üblicherweise als logarithmierte Werte im Wöhlerdiagramm eingetragen. Durch den Bezug auf den Mittelwert der Betondruckfestigkeit wird davon ausgegangen, dass die Wöhlerlinien weitgehend unabhängig von der Betondruckfestigkeit, der Probekörpergeometrie und den Lagerungsbedingungen sind. Die Bemessungswöhlerlinien nach Model Code 1990 (FIB 1993) basieren im Wesentlichen auf den Ergebnissen von experimentellen Untersuchungen von Petkovic et al. (1992). Die Grundlage für die Wöhlerlinien nach DIN EN 1992-1-1 (2011) lässt sich mithilfe der Literatur nicht eindeutig belegen. Nach Danielewicz, I. (1994) entstammen Sie einer unveröffentlichten Diskussionsvorlage für den Model Code 1990 (FIB 1993). Die Wöhlerlinien nach Model Code 2010 (FIB 2013) basieren auf Versuchen an einem ultra-hochfesten Beton von Wefer (2010). In Lohaus et al. (2012) werden diese Wöhlerlinien anhand von Versuchen an normal- und hochfesten Betonen verifiziert. Die sich aus den experimentellen Untersuchungen ergebenden Wöhlerlinien stellen zunächst Regressionsgeraden/-kurven für die Mittelwerte der stark streuenden Bruchlastwechselzahlen der jeweiligen Beanspruchungsniveaus dar. Die erforderliche Sicherheit gegen ein Ermüdungsversagen wird durch die Reduktion der Bezugsdruckfestigkeit gewährleistet.

Bruchlastwechselzahlen von druckschwellbeanspruchtem Beton streuen stark. Die Streuung wird nach König & Danielewicz (1994) einzig auf die Streuung der Druckfestigkeit unter monoton steigender Beanspruchung bei den untersuchten Proben zurückgeführt. Im Ermüdungsnachweis wird statt der mittleren Druckfestigkeit  $f_{cm}$  die charakteristische Druckfestigkeit  $f_{ck}$  für die Berechnung des Bezugswerts  $f_{cd,fat}$  verwendet und so die Streuung der Bruchlastwechselzahlen indirekt berücksichtigt. Ermüdungsversuche zeigen, dass die Streuungen der Bruchlastwechselzahlen für niedrige Beanspruchungsniveaus zunehmen, vgl. u. a. Holmen (1979) und Oh (1991). Die implizite Sicherheit von Wöhlerlinien ist somit abhängig vom Beanspruchungsniveau. Dieser Effekt wird durch die Tatsache verstärkt, dass für niedrigere Spannungsniveaus aufgrund der hohen Bruchlastwechselzahlen und den damit verbundenen langwierigen Versuchen kaum Ergebnisse vorliegen und die Wöhlerlinien weniger zuverlässig zu bestimmen sind. Oh wertete in diesem Zusammenhang die zunehmende Streuung der Bruchlastwechselzahlen bei abnehmenden Beanspruchungsniveaus aus und dokumentierte Veränderungen im Verlauf der von ihm verwendeten Weibullverteilung, vgl. Oh (1991). Die Ergebnisse basieren auf Vier-Punkt-Biegeversuchen an Stahlbetonbalken unter Ermüdungsbeanspruchung. Holmen (1979) hat Kurven entwickelt, die den Zusammenhang zwischen einem Beanspruchungsniveau und der Bruchlastwechselzahl für eine definierte Auftrittswahrscheinlichkeit beschreiben (S-N-P-Kurven), vgl. Bild 1 und Bild 2. Der Ansatz für druckschwellbeanspruchten Beton von Holmen basiert auf einem mathematischen Modell von McCall (1958) und legt die Annahme zugrunde, dass die logarithmierten Bruchlastwechselzahlen  $\log N$  normalverteilt sind.

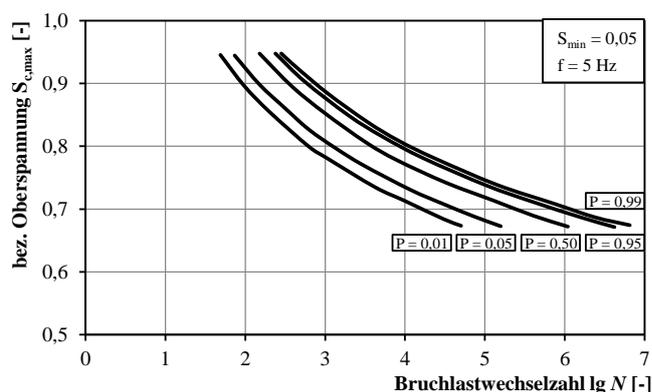


Bild 1: S-N-P-Kurven aus Holmen (1979)

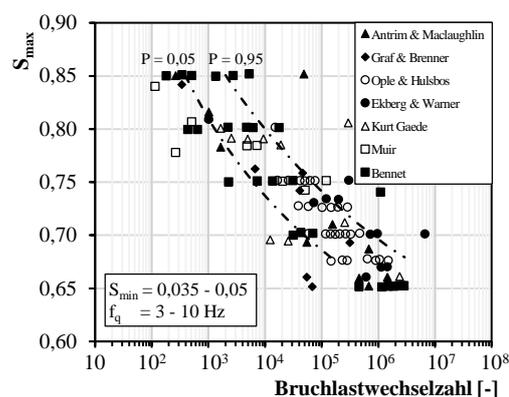


Bild 2: Ermüdungsfestigkeiten verschiedener Untersuchungen und S-N-P-Kurven für  $P = 0,05$  und  $P = 0,95$  aus Holmen (1979)

## 2.2 Bemessungswert der Betondruckfestigkeit unter Ermüdungsbeanspruchung $f_{cd,fat}$

Neben den experimentell ermittelten Wöhlerlinien beeinflusst der Bemessungswert der Druckfestigkeit bei Ermüdungsbeanspruchung  $f_{cd,fat}$  die im Ermüdungsnachweis enthaltene Sicherheit. Innerhalb des Ermüdungsnachweises werden die Beanspruchungen auf den Bemessungswert  $f_{cd,fat}$  bezogen. Der Zusammenhang zwischen diesen bezogenen Beanspruchungen und den Bruchlastwechselzahlen wird durch die Wöhlerlinie im halblogarithmischen Raum ausgedrückt. Der Bemessungswert  $f_{cd,fat}$  entspricht dem Bemessungswert der Betondruckfestigkeit unter monoton steigender Beanspruchung  $f_{cd}$ , der für den Beanspruchungsfall Ermüdung zusätzlich abgemindert wird. Die Berechnung von  $f_{cd,fat}$  erfolgt im Model Code 2010 (FIB 2013) nach Gl. (1).

$$f_{cd,fat} = \beta_{c,sus}(t, t_0) \cdot \beta_{cc}(t) \cdot f_{ck} \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{400}\right) / \gamma_{c,fat} \quad (1)$$

mit:  $\beta_{c,sus}(t, t_0) = 0,85$     Beiwert zur Berücksichtigung von Effekten hoher Mittelspannungen während der Ermüdungsbeanspruchung

$\beta_{cc}(t) = e^{s\left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}}\right)}$     Beiwert zur Berücksichtigung der Betondruckfestigkeit im Alter  $t$  des Betons bei Beginn der Ermüdungsbeanspruchung in  $d$

$s$     vom Zementtyp abhängiger Beiwert, siehe FIB (2013)

$f_{ck}$     Charakteristische Betondruckfestigkeit in MPa

$\gamma_{c,fat}$     Teilsicherheitsbeiwert für Beton

Der festigkeitsabhängige Abminderungsterm  $\alpha_{fat} = (1 - f_{ck} / 400)$  soll für Ermüdungsnachweise die charakteristische Betondruckfestigkeit für höherfeste Betone wegen deren sprödem Bruchverhalten zusätzlich abmindern, siehe König & Danielewicz (1994). Der Abminderungsterm  $\alpha_{fat}$  in Model Code 2010 (FIB 2013) ist eine Modifikation des empirischen Terms nach Model Code 1990 (FIB 1993) bzw. DIN EN 1992-1-1 (2011). Er ermöglicht die Anwendung auf Betone mit einer Festigkeit  $f_{ck} > 120$  MPa, die bei den Ansätzen nach Model Code 1990 (FIB 1993) bzw. DIN EN 1992-1-1 (2011) nicht sinnvoll gegeben ist. Der Abminderungsterm wurde so gewählt, dass für einen Beton mit einer Festigkeit von  $f_{ck} = 120$  MPa die gleiche festigkeitsabhängige Abminderung vorliegt wie bei dem ursprünglichen Ansatz nach Model Code 1990 (FIB 1993) bzw. DIN EN 1992-1-1 (2011) für einen Beton im Bereich der Festigkeitsklassen C70/85 und C80/95, vgl. Wefer (2010). Die Abminderung infolge  $\alpha_{fat}$  steigt bei beiden Ansätzen für höhere Betondruckfestigkeiten überproportional an, vgl. Bild 3. Es ist bisher nicht belegt, ob diese überproportionale Festigkeitsabminderung für zunehmende Betonfestigkeiten gerechtfertigt ist.

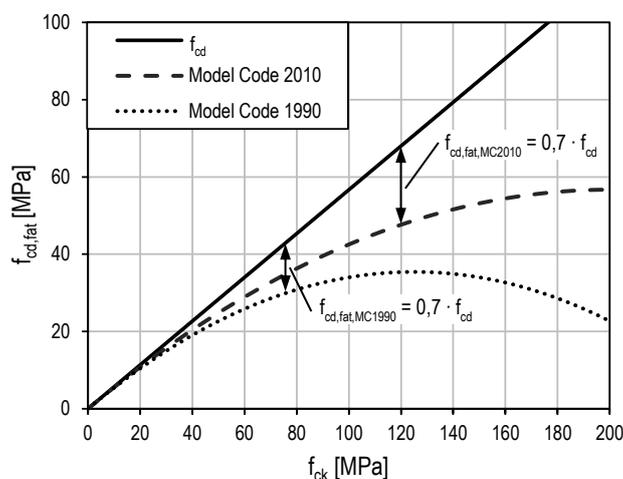


Bild 3: Bemessungswert der Druckfestigkeit bei Ermüdungsbeanspruchung  $f_{cd,fat}$  nach Model Code 1990 (FIB 1993) bzw. DIN EN 1992-1-1 (2011) und Model Code 2010 (FIB 2013)

Der Bemessungswert  $f_{cd,fat}$  beeinflusst die Sicherheit und Wirtschaftlichkeit der Ermüdungsbemessung erheblich. Neben der überproportionalen festigkeitsabhängigen Abminderung für steigende Betondruckfestigkeiten durch  $\alpha_{fat}$  erklärt sich dieser Einfluss insbesondere durch die überproportionale Zunahme der Bruchlastwechselzahlen für niedrigere bezogene Oberspannungen. In eigenen Untersuchungen wurde dieser Zusammenhang anhand von Ermüdungsnachweisen an einem Spannbetonschaft (C90/105 mit einer ermüdungswirksamen Erstbelastung zum Zeitpunkt  $t_0 = 84$  Tage) unter Ansatz des Bemessungswerts der Ermüdungsfestigkeit  $f_{cd,fat}$  nach Model Code 1990 (FIB 1993) und Model Code 2010 (FIB 2013) veranschaulicht. Der um etwa 21 % höhere Bemessungswert  $f_{cd,fat}$  nach Model Code 2010 (FIB 2013) gegenüber dem Ansatz nach Model Code 1990 (FIB 1993) führt bei Ansatz der zugehörigen Wöhlerlinien zu signifikant abweichenden Schädigungen. Für den untersuchten Anwendungsfall beträgt die rechnerische Gesamtschädigung nach Model Code 1990 (FIB 1993) etwa 89 % wohingegen der Ansatz nach Model Code 2010 (FIB 2013) rechnerisch zu keiner merklichen Schädigung führt. In Oneschkow & Lohaus (2017b) werden ähnliche Vergleichsrechnungen durchgeführt, die die hohen Abweichungen in den rechnerisch ertragbaren Bruchlastwechselzahlen bestätigen.

Die aufgeführten Ermüdungsnachweise enthalten darüber hinaus weitere (unbekannte) Sicherheiten: Die Auswirkungen hoher andauernder Ermüdungsbeanspruchungen mit unterschiedlicher Belastungsfrequenz werden derzeit durch eine Reduktion der Druckfestigkeit bei Ermüdungsbeanspruchung berücksichtigt ( $k_1 \cdot \alpha_{cc} = 0,85$  bzw.  $\beta_{c,sus}(t,t_0) = 0,85$ ); das Vorgehen und die Höhe des abmindernden Beiwerts sind dabei identisch zur statischen Bemessung. Anders als bei der Bemessungsdruckfestigkeit unter monoton steigender Beanspruchung (Grundlage der statischen Bemessung) wird bei Wöhlerlinien, die auf lang andauernden experimentellen Versuchen basieren, bereits das Dauerstandsverhalten anteilig berücksichtigt. Anstatt dieser mehrfachen Berücksichtigung des Dauerstandsverhaltens kann eine Anpassung des Dauerstandbeiwerts beispielsweise nach Rüschi (1972) über die Belastungsgeschwindigkeit erfolgen. Die in Rüschi (1972) enthaltenen Grenzkurven für das Versagen bei verschiedenen Belastungsgeschwindigkeiten basieren auf Untersuchungen unter monoton steigender Beanspruchung. Eine weitere Sicherheit beinhaltet die von der Betondruckfestigkeit abhängige Festigkeitssteigerung während der Nutzungsdauer von ermüdungsbeanspruchten Bauwerken. Aktuelle Regelwerke berücksichtigen die Festigkeit zu Beginn der Ermüdungsbeanspruchung. Ob die Berücksichtigung einer zeitabhängigen Festigkeit bis zum (rechnerischen) Ermüdungsversagen einen positiven Effekt auf die Bruchlastwechselzahl hat, ist bisher nicht geklärt. Weitere Faktoren, die die Sicherheit im Ermüdungsnachweis beeinflussen, sind u. a. in Grünberg et al. (2010) und König & Danielewicz (1994) aufgeführt. Insgesamt führen die aus Untersuchungen unter monoton steigender Beanspruchung abgeleiteten Sicherheitselemente und die darüber hinaus im Ermüdungsnachweis enthaltenen Sicherheiten zu einem unbekanntem Sicherheitsniveau im Ermüdungsnachweis von druckschwellbeanspruchtem Beton. Dabei beeinflussen die enthaltenen Beiwerte und Sicherheitselemente des Ermüdungsnachweises das Bemessungsergebnis deutlich stärker als der Sicherheitsbeiwert der Widerstandsseite bei der statischen Bemessung.

### 3 STOCHASTISCHE AUSWERTUNG DER ERMÜDUNGSFESTIGKEIT AN EINEM ULTRA-HOCHFESTEN BETON

Die Wahrscheinlichkeit eines Ermüdungsversagens kann für eine definierte Ober- und Unterspannung aus der statistischen Verteilung von experimentell bestimmten Bruchlastwechselzahlen abgeschätzt werden. Dies wurde beispielhaft in Schmidt et al. (2019) für experimentelle Ermüdungsuntersuchungen an normalfesten Betonen von Holmen (1979), Klausen (1978) und Weigler & Freitag (1971) sowie

einem hochfesten Beton aus Oneschkow (2014) durchgeführt. Dabei entsprechen die Quantilwerte der statistischen Verteilung den betrachteten Bruchlastwechselzahlen eines Spannungsniveaus und die zugehörigen Quantile den Auftretswahrscheinlichkeiten dieser Bruchlastwechselzahlen. Bei den aus Versuchsergebnissen abgeleiteten Wöhlerlinien aus den eingangs genannten Regelwerken erfolgte die statistische Auswertung der Bruchlastwechselzahlen dagegen ohne Kenntnis der Verteilungen bzw. beruht auf der Annahme, dass die Streuung der Bruchlastwechselzahlen ausschließlich in der Streuung der Druckfestigkeit unter monoton steigender Beanspruchung begründet ist.

Das in Schmidt et al. (2019) dargestellte Vorgehen zur stochastischen Auswertung von Bruchlastwechselzahlen soll hier exemplarisch auf Ergebnisse von experimentellen Ermüdungsuntersuchungen von Wefer (2010) angewendet werden, die Grundlage der Wöhlerlinien des Model Code 2010 (FIB 2013) sind. Durch den Vergleich der stochastisch bestimmten Bruchlastwechselzahlen einer definierten Auftretswahrscheinlichkeit mit den zugehörigen Wöhlerlinien soll die Sicherheit in aktuellen Nachweis-konzepten qualitativ bewertet werden.

Für die statistische Auswertung werden ausschließlich Untersuchungen aus Wefer (2010) mit einer bezogenen Unterspannung von  $S_{\min} = 0,05$  betrachtet. In Tabelle 1 ist eine Übersicht über wesentliche Versuchsrandbedingungen aufgeführt. Eine detaillierte Beschreibung der Versuchsrandbedingungen ist in Wefer (2010) aufgeführt.

Tabelle 1: Versuchsrandbedingungen von Ermüdungsuntersuchungen aus Wefer (2010)

Rezeptur	$f_{cm}$ [MPa]	$f_p$ [Hz]	Anzahl [-]	$S_{\max}$ [-]	$S_{\min}$ [-]
3			10	0,90	
3			10	0,80	
4			6	0,80	
4			6	0,70	
2 <sup>A)</sup>			13	0,90	
1 <sup>A)</sup>	185	10	4	0,90	0,05
2 <sup>A)</sup>			4	0,85	
1 <sup>A)</sup>			15	0,80	
2 <sup>A)</sup>			16	0,80	
2 <sup>A)</sup>			5	0,75	
2 <sup>A)</sup>			13	0,70	

<sup>A)</sup> Rezeptur mit Stahlfasern

Die statistische Auswertung der Bruchlastwechselzahlen erfolgt für die in Tabelle 1 aufgeführten bezogenen Oberspannungen  $S_{\max}$ . Es wird angenommen, dass die Bruchlastwechselzahlen logarithmisch normalverteilt sind, siehe Gl. (2).

$$F_X(N) = \Phi\left(\frac{\ln N - m_u}{\sigma_u}\right) \quad (2)$$

Die Verteilungsparameter  $m_u$  und  $\sigma_u$  werden mit der Momentenmethode geschätzt, siehe Gl. (3) und (4). Die Verteilungsparameter ergeben sich aus den Mittelwerten  $m_N$  und Standardabweichungen  $\sigma_N$  der Bruchlastwechselzahlen auf den betrachteten Spannungsniveaus. Dabei ist  $v_N$  der Variationskoeffizient nach Gl. (5).

$$m_u = \ln m_N - \frac{\sigma_u^2}{2} \quad (3)$$

$$\alpha_u = \sqrt{\ln(1 + v_N^2)} \quad (4)$$

$$v_N = \frac{\sigma_N}{m_N} \quad (5)$$

Die Bruchlastwechselzahlen für definierte Auftretswahrscheinlichkeiten ergeben sich aus der Inversen der in Gl. (2) dargestellten Verteilungsfunktion für beliebige Quantile. In **Fehler! Verweisquelle konnte nicht gefunden werden.** sind die so stochastisch bestimmten Bruchlastwechselzahlen nach Wefer (2010) für eine Auftretswahrscheinlichkeit von  $P = 0,5$  logarithmiert dargestellt. Hierzu wurden die Ermüdungswiderstände von vier unterschiedlichen Betonrezepturen mit einer mittleren Druckfestigkeit von  $f_{cm} = 185,00$  MPa ausgewertet. Die Rezepturen 1 und 2 (Rez. 1 und Rez. 2 in Bild 4) enthalten Stahlfasern, wohingegen die Rezepturen 3 und 4 (Rez. 3 und Rez. 4 in Bild 4) keine Fasern enthalten. Die abgebildete Regressionsgerade wurde mit der Methode kleinster Fehlerquadrate bestimmt und stellt eine S-N-P-Linie für eine bezogene Unterspannung von  $S_{min} = 0,05$  für die untersuchten Betone dar.

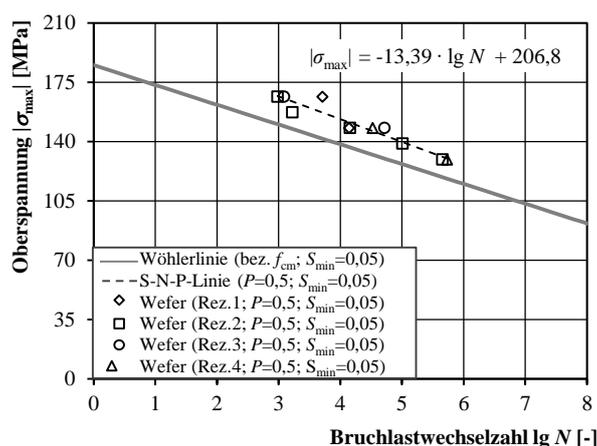


Bild 4: S-N-P-Linie auf Grundlage von experimentell ermittelten Ermüdungsfestigkeiten von Wefer (2010) für  $P = 0,5$  und  $S_{min} = 0,05$  im Vergleich zu entsprechenden Wöhlerlinien nach Model Code 2010 (FIB 2013)

Die dargestellte gestrichelte S-N-P-Linie für eine Auftretswahrscheinlichkeit von  $P = 0,5$  sollte demzufolge etwa einer Wöhlerlinie entsprechen, die eine Unterspannung von  $|\sigma_{min}| = 9,25$  MPa aufweist und bei einer Oberspannung von  $|\sigma_{max}| = 185,00$  MPa rechnerisch einen Lastwechsel erträgt. Die S-N-P-Linie in Bild 4 liegt leicht oberhalb der zugehörigen Wöhlerlinie, d. h. die Wöhlerlinie nach Model Code 2010 (FIB 2013) bestätigt auf der sicheren Seite liegend die Versuchsergebnisse von Wefer (2010) für den Bruchlastwechselzahlbereich  $\lg N = 3$  bis etwa  $\lg N = 5,8$ , sofern die mittlere Druckfestigkeit  $f_{cm}$  als Bezugswert angesetzt wird.

Die in dem Bemessungswert der Ermüdungsfestigkeit  $f_{cd,fat}$  enthaltenen Sicherheiten führen zu einer deutlichen Absenkung der Bemessungswöhlerlinie gegenüber einer Wöhlerlinie, deren Ober- und Unterspannungen wie in Bild 4 auf den Mittelwert der Druckfestigkeit  $f_{cm}$  bezogen werden. Ob die Absenkung dem angestrebten Sicherheitsniveau entspricht, lässt sich näherungsweise durch einen Vergleich mit den zugehörigen S-N-P-Linien überprüfen. Nach Holmen (1979) resultiert die Streuung der

Bruchlastwechselzahlen aus der Streuung der Druckfestigkeit unter monoton steigender Beanspruchung. Demzufolge sollte eine Bemessungswöhlerlinie, deren Ober- und Unterspannungen auf die charakteristische Druckfestigkeit  $f_{ck}$  bezogen werden, näherungsweise mit einer S-N-P-Linie mit einer Auftretswahrscheinlichkeit von  $P = 0,05$  übereinstimmen. Beziehungswise sollte ausgehend von einem identischen Zielzuverlässigkeitsniveau wie in der statischen Bemessung die Bemessungswöhlerlinie mit  $f_{cd,fat}$  als Bezugswert etwa einer S-N-P-Linie mit einer Auftretswahrscheinlichkeit von  $P = 10^{-6}$  entsprechen. Die operative Versagenswahrscheinlichkeit  $P = 10^{-6}$  entspricht einem Zuverlässigkeitsindex von  $\beta = 4,7$  für einen Bezugszeitraum von einem Jahr und damit der empfohlenen Zielzuverlässigkeit eines Hochbaus der Zuverlässigkeitsklasse RC 2 nach DIN EN 1990 (DIN 2010). In den Bildern 5 und 6 werden die Bemessungswöhlerlinien und die zugehörigen S-N-P-Linien vergleichend dargestellt, wobei zu beachten ist, dass die Unterspannung konstant zu  $|\sigma_{min}| = 9,25$  MPa angenommen wird, was  $S_{min} = 0,05$  bei Ansatz der mittleren Druckfestigkeit  $f_{cm} = 185$  MPa unter monoton steigender Beanspruchung als Bezugswert entspricht. In den dargestellten Wöhlerdiagrammen kommt es zu einer Erhöhung von  $S_{min}$ , da die Bezugswerte  $f_{ck}$  und  $f_{cd,fat,MC2010}$  kleiner als die mittlere Druckfestigkeit unter monoton steigender Beanspruchung sind. Ein direkter Vergleich der Bemessungswöhlerlinien mit den aufgeführten S-N-P-Linien ist daher nicht möglich. Die dargestellten Vergleiche zeigen jedoch eine deutliche Tendenz für abnehmende Bezugswerte.

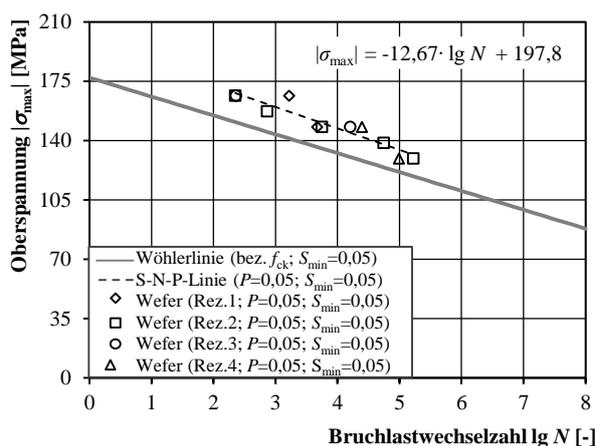


Bild 5: S-N-P-Linie auf Grundlage von experimentell ermittelten Ermüdungsfestigkeiten von Wefer (2010) für  $P = 0,05$  und  $S_{min} = 0,05$  im Vergleich zu entsprechenden Wöhlerlinien nach Model Code 2010 (FIB 2013)

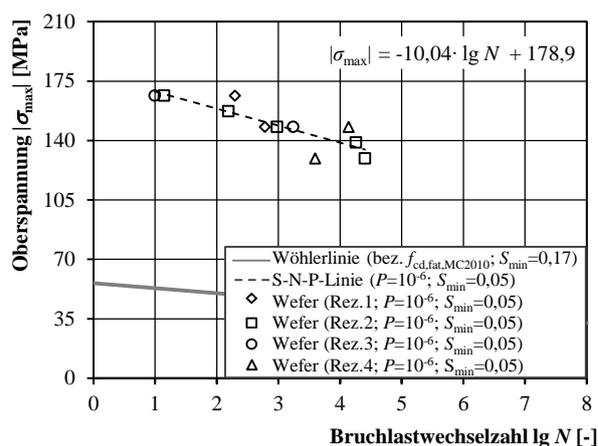


Bild 6: S-N-P-Linie auf Grundlage von experimentell ermittelten Ermüdungsfestigkeiten von Wefer (2010) für  $P = 10^{-6}$  und  $S_{min} = 0,05$  im Vergleich zu entsprechenden Wöhlerlinien nach Model Code 2010 (FIB 2013)

Die Bemessungswöhlerlinien verlaufen aufgrund der niedrigeren Bezugswerte  $f_{ck}$  und  $f_{cd,fat,MC2010}$  gegenüber Bild 4 vertikal in Richtung niedriger Oberspannungen versetzt. Auch ist in beiden Diagrammen erwartungsgemäß ein horizontaler Versatz der S-N-P-Linien für abnehmende  $P$  in Richtung abnehmender Bruchlastwechselzahlen zu erkennen, wobei die S-N-P-Linien stets oberhalb der zugehörigen Wöhlerlinien liegen. Während in Bild 5 die Bemessungswöhlerlinie und die zugehörige S-N-P-Linie lediglich geringfügig stärker voneinander abweichen als in Bild 4 bei einem Bezugswert  $f_{cm}$ , ist in Bild 6 trotz nominal gleicher Auftretswahrscheinlichkeit ein deutlicher Versatz zwischen beiden Geraden zu erkennen. Das bedeutet durch den Bemessungswert der Betondruckfestigkeit unter Ermüdungsbeanspruchung  $f_{cd,fat}$  wird nach Model Code 2010 (FIB 2013) eine operative Versagenswahrscheinlichkeit geschaffen, die deutlich unterhalb der stochastisch bestimmten Versagenswahrscheinlichkeit aus den untersuchten Ermüdungsfestigkeiten an ultra-hochfesten Betonen liegt. Unter der Annahme, dass die

Zielzuverlässigkeit für druckschwellbeanspruchten Beton der Zielzuverlässigkeit unter monoton steigender Beanspruchung entsprechen soll, sind die Bemessungswöhlerlinien nach Model Code 2010 (FIB 2013) verglichen mit den dargestellten zugehörigen S-N-P-Linien sehr konservativ.

#### **4 ZUSAMMENFASSUNG**

Die erforderliche Sicherheit gegen ein Ermüdungsversagen von druckschwellbeanspruchtem Beton wird in aktuellen Nachweiskonzepten durch die Reduktion der Bezugsdruckfestigkeit gewährleistet. Die verwendeten Sicherheitselemente entstammen der statischen Bemessung und werden unterschiedlichen ermüdungswiderstandsmindernden Einflüssen zugeschrieben. Darüber hinaus hat aufgrund der einfachlogarithmischen Beschreibung der Wöhlerlinien eine geringe Änderung der Bezugsdruckfestigkeit eine überproportionale Auswirkung auf den Ermüdungswiderstand. Das tatsächliche Sicherheitsniveau des Ermüdungsnachweises ist damit unklar. Zusätzlich existieren weitere wesentliche Einflussfaktoren wie die Bauteilfeuchte und die Bauteiltemperatur, die im derzeitigen Ermüdungsnachweiskonzept unberücksichtigt bleiben. Innerhalb von Biegebauteilen führen Ermüdungsbeanspruchungen zu Spannungsumlagerungen, die bei einem Ermüdungsnachweis an der reinen Bauteilrandfaser zu konservativen Ergebnissen führen. In diesem Beitrag werden Ergebnisse von stochastischen Auswertungen der Bruchlastwechselzahlen von ultra-hochfesten Betonen mit Bemessungswöhlerlinien nach Model Code 2010 (FIB 2013) qualitativ verglichen. Die S-N-P-Linien auf Basis von bestehenden Ergebnissen von Ermüdungsversuchen deuten im Vergleich zur statischen Bemessung auf ein höheres Sicherheitsniveau des Ermüdungswiderstands hin. Diese Betrachtungen zeigen das Weiterentwicklungspotenzial des Nachweiskonzepts gegen Ermüdung von druckschwellbeanspruchtem Beton.

#### **LITERATUR**

- Aas-Jacobsen, K. (1970) Fatigue of concrete beams and columns. University of Trondheim.
- Danielewicz, I. (1994) Zur Ermüdungsbemessung von Beton-Straßenbrücken. Dissertation, Fachbereich Bauingenieurwesen, Technische Hochschule Darmstadt.
- DIN EN 1990 (DIN 2010) Deutsches Institut für Normung e. V. (Hrsg.): Eurocode 0 - Grundlagen der Tragwerksplanung. (12.2010).
- DIN EN 1992-1-1 (DIN 2011) Deutsches Institut für Normung e. V. (Hrsg.): Eurocode 2 - Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken. 13.04.2012 (01.2011).
- Grünberg, J.; Ertel, C.; Lohaus, L.; Wefer, M.; Curbach, M.; Speck, K.; Niedermeier, R.; Fitik, B. (2010): Failure Models for Ultra High Performance Concrete (UHPC). 3rd fib International Congress, June 2010, Washington DC.
- Hohberg, R. (2004) Zum Ermüdungsverhalten von Beton. Dissertation, Technische Universität Berlin.
- Holmen, J. O. (1979) Fatigue of concrete by constant and variable amplitude loading. Dissertation, University of Trondheim.

- Hsu, T. T. C. (1981) Fatigue of Plain Concrete. *ACI Materials Journal* 78 (1981), S. 292-305.
- Klausen, D. (1978) Festigkeit und Schädigung von Beton bei häufig wiederholter Beanspruchung. Dissertation. Technische Universität Darmstadt.
- Klausen, D.; Weigler, H. (1979) Betonfestigkeit bei konstanter und veränderlicher Dauerschwellbeanspruchung. *Betonwerk + Fertigteil-Technik*, S. 158–163.
- König, G., Danielewicz, I. (1994) Ermüdungsfestigkeit von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen mit Erläuterungen zu den Nachweisen gemäß CEB-FIP Model Code 1990. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 439, Beuth, Berlin.
- Lohaus, L.; Oneschkow, N.; Wefer, M. (2012) Design model for the fatigue behaviour of normal-strength, high-strength and ultra-high-strength concrete. *Structural Concrete* 13 (2012), Heft 3, S. 182-192.
- Mc Call, J. T. (1958) Probability of Fatigue Failure of Plain Concrete. *ACI-Journal*, S. 233-240.
- Model Code 1990 (FIB 1993) Comité Euro – International du Béton (Hrsg.): CEB-FIP Model Code 1990. Lausanne (1993).
- Model Code 2010 (FIB 2013) Fédération internationale du béton (Hrsg.): fib Model Code for concrete structures 2010. Berlin (2013).
- Oh, B. H. (1991) Fatigue-Life Distributions of Concrete for Various Stress Levels. *ACI Materials Journal* 88 (1991), Heft 2, S. 122-128.
- Oneschkow, N. (2014) Analyse des Ermüdungsverhaltens von Beton anhand der Dehnungsentwicklung. Dissertation, Leibniz Universität Hannover.
- Oneschkow, N.; Lohaus, L. (2017): Zum Ermüdungsnachweis von druckschwellbeanspruchtem Beton – Teil 2: Sicherheitsüberlegungen und Potential für Weiterentwicklungen. *Beton- und Stahlbetonbau* 112 (2017), Heft 9, S. 611-622.
- Petković, G.; Stemland, H.; Rosseland, S. (1992) High Strength Concrete SP 3 – Fatigue, Re-port 3.2: Fatigue of High Strength Concrete. SINTEF Structural Engineering – FCB, Trondheim.
- Rüsch, H. (1972): Stahlbeton – Spannbeton, Band 1: Werkstoffeigenschaften und Bemessungsverfahren. Werner-Verlag, Düsseldorf.
- Schmidt, B.; Schneider, S.; Marx, S. (2019) Betonermüdung - Sicherheiten und Entwicklungspotenziale aktueller Nachweiskonzepte. *Bautechnik* 96 (2019), Heft 4, S. 329-337, Ernst & Sohn.
- Tepfers, R.; Kutti, T. (1979) Fatigue strength of plain, ordinary, and lightweight concrete. *ACI Journal*.

von der Haar, C. (2017) Ein mechanisch basiertes Dehnungsmodell für ermüdungsbeanspruchten Beton. Dissertation.

Wefer, M. (2010) Materialverhalten und Bemessungswerte von ultrahochfestem Beton unter einaxialer Ermüdungsbeanspruchung. Dissertation. Leibniz Universität Hannover.

Weigler, H.; Freitag, W. (1971) Dauerschwell- und Betriebsfestigkeit von Konstruktionsleichtbeton [Forschungsbericht]. Technische Hochschule Darmstadt, Institut für Massivbau.



wba®

Abdichtungssysteme

Moderne Abdichtungstechnik für Neubau und Sanierung  
– Mit Sicherheit nachhaltig –

# Selbstheilender Beton



- Dynamische Abdichtung – mineralisch ohne Fremdstoffe
- Risse bis 0,6 mm wachsen aktiv dicht
- Dauerhaft und lebenslang



// Selbstheilende Betonabdichtung // Frischbetonverbundsysteme // Hydroreaktive Injektionstechnologie  
// Fugenabdichtung // Polyurea-OS-Schutz-Systeme // Bauwerksimprägnierung //

# Quantifizierung und Prognose der Betonschädigung beim Säureangriff

Jesko Gerlach<sup>1</sup>, Markus Mahlbacher<sup>1</sup>, Corinna Rozanski<sup>1</sup>, Michael Haist<sup>1</sup>, Ludger Lohaus<sup>1</sup>

<sup>1</sup>*Institut für Baustoffe, Leibniz Universität Hannover*

## **KURZFASSUNG:**

Performance-basierte Konzepte zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit sehen vor, die Eignung eines Betons anhand von anerkannten Prüfverfahren und Leistungskriterien nachzuweisen. Bei säurebeanspruchten Bauteilen ist jedoch zu beachten, dass diese am Ende ihrer Nutzungsdauer reduzierte Abmessungen aufweisen können. Demnach ist die alleinige Betrachtung von baustofflichen Leistungskriterien i. d. R. nicht ausreichend und bedingt einen bauteilbezogenen Nachweis. Dies erfordert ein entsprechendes Prognosemodell, das die zeitabhängige Entwicklung der Schädigung beschreibt. Vor diesem Hintergrund wird ein Diffusions-Abtrags-Modell vorgestellt, das durch die Berücksichtigung des Abtrags der geschädigten Betonrandzone eine realitätsnähere Prognose als derzeit gängige Modelle ermöglicht. Darüber hinaus werden unterschiedliche Methoden zur Erfassung der Schädigung betrachtet, aus denen erforderliche Modellparameter abgeleitet werden können.

Keywords: Chemischer Betonangriff, Dauerhaftigkeitsbemessung, Diffusions-Abtrags-Modell, Computertomographie, Magnetresonanztomographie

## **ABSTRACT:**

Performance-based durability design of concrete structures is usually based on performance tests with predefined performance criteria. However, considering acid attack on concrete structures, it must be kept in mind that reduced structural dimensions have to be assumed at the end of the service life due to the formation of a corroded surface layer with low mechanical strength. Consequently, the exclusive consideration of material resistance is not sufficient and the specification of a performance limit has to be in conjunction with required structural dimensions. Therefore, it becomes necessary to consider the degradation of the structural component. For this purpose, a newly developed diffusion-erosion-model is presented. Furthermore, several methods for the determination of acid-induced concrete degradation are considered. A crucial requirement for the derivation of model's parameters.

Keywords: Chemical attack, Durability design, Diffusion-erosion-model, Computer tomograph, Nuclear magnetic resonance tomography

## 1 EINLEITUNG

In vielen Anwendungsbereichen des Beton- und Stahlbetonbaus können Bauteile und Bauwerke eine chemische Beanspruchung erfahren. Dabei kann grundsätzlich zwischen einem lösenden und einem treibenden Betonangriff unterschieden werden. Ein lösender Angriff kann einerseits durch saure Wässer bzw. Säuren hervorgerufen werden, andererseits durch bestimmte austauschfähige Salze. Ursache für einen treibenden Angriff sind in der Regel sulfat- oder magnesiumhaltige Wässer.

Die Sicherstellung der Dauerhaftigkeit chemisch beanspruchter Beton- und Stahlbetonbauteile erfolgt nach dem derzeitigen Normenwerk nach DIN EN 206-1:2001 und DIN 1045-2:2008 deskriptiv. Auf der Basis von Erfahrungswerten und standardisierten Angriffs- und Randbedingungen werden für praxiserprobte Betone Mindestanforderungen an die Zusammensetzung, an die Herstellung, den Einbau und die Nachbehandlung definiert.

Neben diesem deskriptiven Konzept gewinnen leistungsbezogene bzw. performance-basierte Konzepte zunehmend an Bedeutung, wobei diese aus den Grenzen und Nachteilen des derzeitigen deskriptiven Konzepts resultieren. Als nachteilig werden nach Beushausen et al. (2016) und Gehlen et al. (2011) insbesondere folgende Aspekte bewertet:

- mangelnde Transparenz bzw. Unkenntnis über das erzielbare Dauerhaftigkeits- bzw. Zuverlässigkeitsniveau
- keine Berücksichtigung der Leistungsfähigkeit unterschiedlicher Ausgangsstoffe (Zement, Zusatzstoffe etc.)
- starre Nutzungsdauer
- Hindernis für die Anwendung neuartiger Betone und Bauweisen
- unwirtschaftlich

Performance-basierte Konzepte sehen vor, die Eignung eines Betons nicht anhand der Zusammensetzung und der Ausgangsstoffe zu beurteilen, sondern diese u. a. auf der Grundlage von anerkannten und erprobten Prüfungen und Leistungskriterien nachzuweisen. Bei der Festlegung von Leistungskriterien ist jedoch zu beachten, dass durch Säuren beanspruchte Bauteile am Ende ihrer planmäßigen Nutzungsdauer eine gegenüber den ursprünglich geforderten und ausgeführten Bauteildimensionen reduzierte Abmessungen aufweisen. Demnach ist eine alleinige Betrachtung von Leistungskriterien auf Baustoffebene in der Regel nicht ausreichend und der leistungsbezogene Nachweis der Dauerhaftigkeit sollte bauteilbezogen erfolgen unter Berücksichtigung der säureinduzierten Querschnittsschwächung.

Derartige bauteilbezogene Betrachtungen erfordern zwingend eine Prognose der zeitabhängigen Betonschädigung. Daher wird in diesem Beitrag zunächst ein Schädigungsmodell vorgestellt, das – im Gegensatz zu den derzeit verfügbaren Modellen – zusätzlich den Abtrag der geschädigten Betonrandzone berücksichtigt und damit deutlich realitätsnähere Schädigungsprognosen ermöglicht.

Neben der Leistungsfähigkeit des Modells hinsichtlich der darin berücksichtigten Schädigungsmechanismen ist die Validität solcher Prognosen auch von der Verfügbarkeit und Qualität der benötigten Modellparameter abhängig. Die materialspezifischen Modellparameter zur Beschreibung des Widerstands sind nach wie vor aus Säureprüfungen abzuleiten. Hierzu werden nachfolgend neue zerstörungsfreie Techniken und Methoden zur Erfassung und Quantifizierung der Betonschädigung bei Säureprüfungen betrachtet und vergleichend gegenübergestellt.

## 2 PROGNOSE DER ZEITABHÄNGIGEN SCHÄDIGUNG

### 2.1 Modellansätze zur Beschreibung der Schädigung

Modelle zur Prognose der zeitabhängigen Schädigung lassen sich nach Nilsson (2006) in Ingenieurmodelle und wissenschaftliche Modelle unterscheiden. Ingenieurmodelle basieren im Wesentlichen auf Erfahrungen und stellen eine Kombination aus vereinfachten mathematischen Modellansätzen und experimentell sowie real ermittelten Daten dar. Demgegenüber stehen physikalisch-chemisch basierte Modelle, die darauf abzielen, die zugrundeliegenden Prozesse möglichst exakt und naturwissenschaftlich begründet zu beschreiben (Nilsson 2006).

Bei der Betrachtung der in den vergangenen Jahren entwickelten naturwissenschaftlichen Modelle zur Beschreibung von Korrosionsprozessen beim Säureangriff (vgl. z. B. Franke et al. (2009)) wird deutlich, dass diese eine Vielzahl an Eingangsparametern (Porositätsdaten, Transportdaten) erfordern, deren Bestimmung mit einem erheblichen Aufwand verbunden ist. Darüber hinaus führt die Komplexität der gewählten Ansätze zu Modellgleichungen, die in der Regel numerische Näherungsverfahren zur Lösung erfordern. Dadurch ist die für Bemessungszwecke erforderliche baupraktische Anwendbarkeit dieser Modelle nur bedingt gegeben (Gerlach 2017).

Ingenieurmodelle können sowohl auf rein empirischen Zusammenhängen beruhen als auch theoretisch bzw. naturwissenschaftlich begründet sein. Eine Zusammenstellung ausgewählter, in der Literatur veröffentlichter empirischer Modelle zur Prognose der Schädigung beim Säureangriff findet sich u. a. in Gerlach (2017). Als derzeit gängigstes Ingenieurmodell zur Beschreibung der Betonschädigung beim Säureangriff kann das im fib MC 2010 aufgeführte Modell zur Beschreibung der Betondegradation infolge des Angriffs von Säuren gesehen werden. Dieses ermöglicht die zeitabhängige Prognose der Schädigungstiefe unter der Voraussetzung, dass der Abtrag der geschädigten Betonrandzone vernachlässigbar ist. Unter der Annahme, dass die Konzentration der angreifenden Säure konstant ist, kann die Entwicklung der Schädigungstiefe mit folgender Funktion beschrieben werden:

$$x_c(t) = k_c \cdot \sqrt{c_s \cdot t} \quad (1)$$

mit:

$x_c$	Schädigungstiefe
$k_c$	Materialkonstante zur Beschreibung des Materialwiderstands
$c_s$	Säurekonzentration an der Betonoberfläche
$t$	Zeit

Die dem Modell nach fib MC 2010 zugrunde gelegte Annahme, dass der Abtrag der geschädigten Betonrandzone vernachlässigbar ist, muss kritisch bewertet werden, da die durch Säuren induzierte Schädigung immer mit einer Entfestigung der Betonrandzone verbunden ist, die in der Regel einen Abtrag der Betonoberfläche bedingt (vgl. z. B. Franke et al. (2010), Gerlach (2017) und Herold (1999)). Die Bedeutung und der Einfluss des Oberflächenabtrags auf den Schädigungsprozess beim lösenden Betonangriff wurde erstmals von Grube & Rechenberg (1987) hervorgehoben. In theoretischen Überlegungen und experimentellen Untersuchungen konnte gezeigt werden, dass der Abtrag der Betonoberfläche die Schädigungsentwicklung maßgeblich beeinflusst. Durch den Abtrag weicht der Schädigungsprozess vom charakteristischen Wurzel-Zeit-Verlauf ab, wie er in obiger Gl. (1) unterstellt wird, und führt bei langen Beanspruchungsdauern zu einer annähernd linearen Entwicklung der Schädigungstiefe mit der Zeit. Die Vernachlässigung des Oberflächenabtrags hat folglich eine Unterschätzung der zu erwartenden Schädigung zur Konsequenz.

## 2.2 Diffusions-Abtrags-Modell

Zur Berücksichtigung des oberflächigen Abtrags für realitätsnahe Schädigungsprognosen wurde in Gerlach (2017) ein physikalisch begründetes Diffusions-Abtrags-Modell entwickelt, das neben der säureinduzierten Tiefenschädigung auch den oberflächigen Abtrag berücksichtigt. Das Modell beschreibt den diffusionskontrollierten Stofftransport der Reaktanten ( $\text{H}_3\text{O}^+$ -Ionen) zur Reaktionszone sowie den Abtransport der Reaktionsprodukte aus der Reaktionszone. Durch die chemische Umsetzung der  $\text{H}_3\text{O}^+$ -Ionen in der Reaktionszone wandert diese mit der Zeit sukzessive in das Beton- bzw. Bauteilinnere. Dadurch bildet sich eine geschädigte Zone einerseits und eine intakte Zone andererseits aus, die durch die Reaktionszone bzw. Schädigungsfront getrennt werden. Die treibende Kraft für den Stofftransport ist der Konzentrationsgradient zwischen der angreifenden Säure und dem Bauteilinneren (intakte Zone). Dabei wird die Annahme getroffen, dass die Konzentration an der Betonoberfläche  $c_s$  und die Konzentration im Bauteilinneren  $c_0$  konstant sind. Zusätzlich ist der Schädigungsprozess durch den Abtrag der Betonoberfläche bzw. der geschädigten Zone gekennzeichnet. Da es sich beim Abtrag um einen oberflächenkontrollierten Prozess handelt, kann die Annahme getroffen werden, dass dieser Prozess linear mit der Zeit verläuft. Die komplette Schädigungstiefe (geschädigte Zone) setzt sich folglich aus einer Diffusionstiefe bzw. Diffusionszone ( $x_d$ ) und einer Abtragstiefe ( $x_e$ ) zusammen. Diese konzeptionelle Betrachtung der ablaufenden Schädigungsmechanismen ist zusammenfassend in Bild 1 dargestellt.

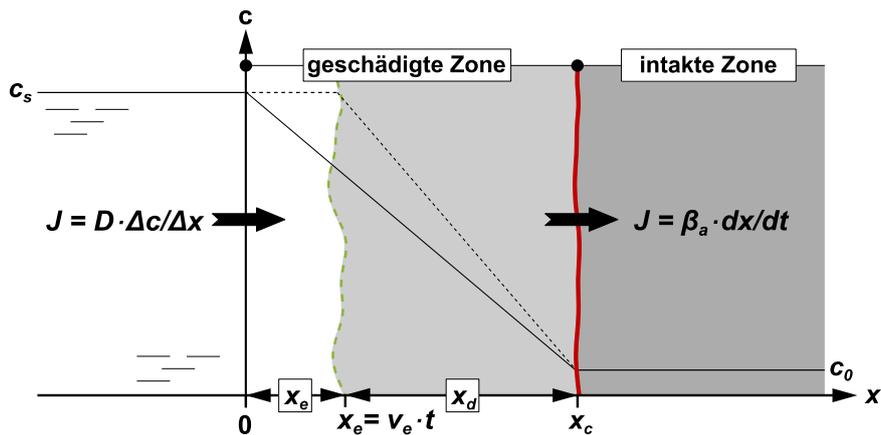


Bild 1: Konzeptioneller Modellansatz des Diffusions-Abtrags-Modells  
(Schädigungstiefe  $x_c = \text{Abtragstiefe } x_e + \text{Diffusionstiefe } x_d$ )

Die Überführung dieses konzeptionellen Modellansatzes in ein mathematisches Modell führt zu einer Differentialgleichung, deren analytische Lösung die Modellgleichung des Diffusions-Abtrags-Modells zur zeitabhängigen Beschreibung der Schädigungstiefe darstellt. Diese ist in Gl. (2) aufgeführt. Die Herleitung dieser Modellgleichung kann Gerlach (2017) entnommen werden.

$$x_c(t) = \frac{(R_a^{-1})^2 \cdot c_s}{2 \cdot v_a} \cdot \left[ W \left( -\exp \left( \frac{2 \cdot t \cdot v_a^2}{c_s \cdot (R_a^{-1})^2} - 1 \right) \right) + 1 \right] + t \cdot v_a \quad (2)$$

$$x_c(t) = x_d + x_e$$

mit:

- $x_c$       Schädigungstiefe
- $R_a^{-1}$     inverser Materialwiderstand
- $c_s$       Säurekonzentration an der Betonoberfläche
- $v_a$       Abtragsgeschwindigkeit
- $t$         Zeit
- $W(\cdot)$     Lambert'sche W-Funktion

Die Gleichung zur Beschreibung des Diffusions-Abtrags-Problems besteht aus zwei additiven Termen. Während der erste Term die zeitabhängige Entwicklung der Diffusionstiefe beschreibt, berücksichtigt der zweite Term die zeitabhängige Entwicklung der Abtragstiefe. Zur besseren Verdeutlichung sind in Bild 2 die einzelnen Schädigungsanteile (Diffusionstiefe und Abtragstiefe) separat dargestellt sowie die daraus resultierende Schädigungstiefe. Es wird deutlich, dass die linear mit der Zeit zunehmende Abtragstiefe zu Beginn der Säurebeanspruchung nur sehr wenig zur (Gesamt) Schädigungstiefe beiträgt, während sie bei langandauernden Einwirkungen sehr dominant wird.

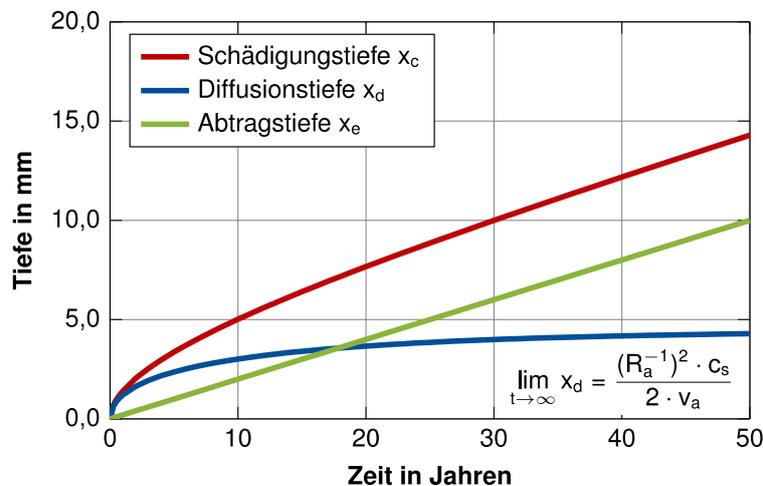


Bild 2: Zeitliche Entwicklung der Schädigungsanteile nach Gl. (2) aus Abtragstiefe und Diffusionstiefe sowie die daraus resultierende Schädigungstiefe ( $c_s = 10^{-4,0}$  mol/l,  $R_a^{-1} = 7,5$  mm/(d·mol/l) $^{-0,5}$ ,  $v_a = 0,2$  mm/a)

Weiterhin verdeutlicht Bild 2, dass die Diffusionstiefe mit zunehmender Dauer gegen einen Grenzwert konvergiert und annähernd konstant bleibt. Dieses Verhalten stimmt mit der gängigen Korrosionskinetik beim lösenden Betonangriff überein (vgl. z. B. Gerlach & Lohaus (2016) und Herold (1999)). Eine Betrachtung des Grenzwerts  $\lim x_d$  zeigt, dass die Diffusionstiefe mit steigender Konzentration zunimmt, was mit den in der Literatur dokumentierten Beobachtungen übereinstimmt (vgl. z. B. Grabau (1995) und Bertron et al. (2005)). Weiterhin nimmt  $x_d$  mit steigendem Materialwiderstand (abnehmendem  $R_a^{-1}$ ) ab, was auch gängigen Erfahrungswerten entspricht.

Somit kann zusammenfassend festgehalten werden, dass das entwickelte Schädigungsmodell die Korrosionskinetik beim lösenden Betonangriff gut widerspiegelt, mit vorhandenen Erfahrungswerten übereinstimmt und plausible und nachvollziehbare Ergebnisse liefert.

Im Vergleich zum Diffusionsansatz nach Gl. (1), der im Wesentlichen den Transport der angreifenden  $\text{H}_3\text{O}^+$ -Ionen in der geschädigten Zone sowie deren chemische Umsetzung an der Schädigungsfront beschreibt, kann mithilfe des Diffusions-Abtrags-Modells nach Gl. (2) zusätzlich der oberflächliche Abtrag der geschädigten Zone berücksichtigt werden. Zur besseren Verdeutlichung sind in Bild 3 zeitliche Entwicklungen von Schädigungstiefen in Abhängigkeit von unterschiedlichen Abtragungsgeschwindigkeiten dargestellt. Bei der gewählten Parametrisierung der Modellgleichung wird bereits bei einer Abtragungsgeschwindigkeit von 0,4 mm/a die Schädigungstiefe nach 50 Jahren mehr als verdoppelt. Weiterhin wird aus Bild 3 ersichtlich, dass sich das Diffusions-Abtrags-Modell für  $v_a$  gegen Null an das Diffusionsmodell nach Gl. (1) annähert.

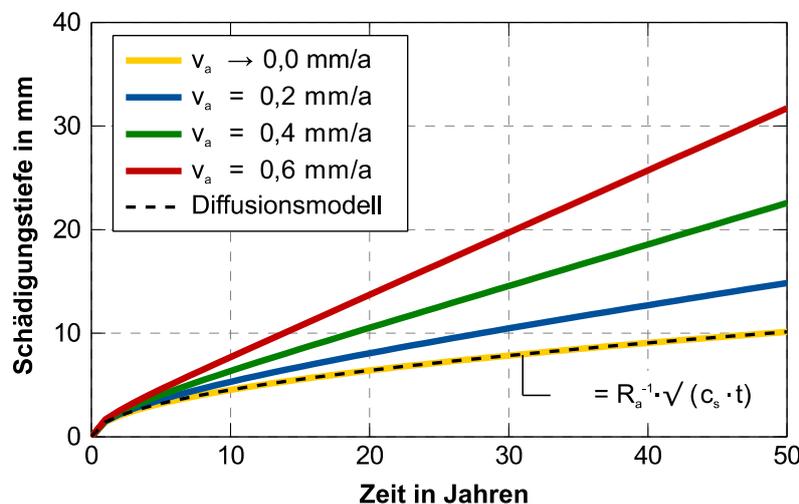


Bild 3: Zeitliche Entwicklung der Schädigungstiefe in Abhängigkeit von der Abtragungsgeschwindigkeit  $v_a$  nach Gl. 2 ( $c_s = 10^{-4,0}$  mol/l,  $R_a^{-1} = 7,5$  mm/(d·mol/l) $^{-0,5}$ )

Neben der Konzentration der angreifenden Säure  $c_s$  wird die Schädigungstiefe nach Gl. 2 durch die materialabhängigen Parameter inverser Materialwiderstand  $R_a^{-1}$  und Abtragungsgeschwindigkeit  $v_a$  bestimmt.

Der inverse Materialwiderstand berücksichtigt den Einfluss der Betonzusammensetzung auf den Korrosionsprozess und erfasst die Zementart und den Zementgehalt, mögliche Zusatzstoffe, den w/z-Wert sowie die Löslichkeit der Gesteinskörnung. Da bislang keine mathematische Formel zur Abschätzung dieser Materialkonstante existiert, ist sie aus „geeigneten experimentellen Untersuchungen“ abzuleiten (fib MC 2010).

Die Abtragungsgeschwindigkeit  $v_a$  bzw. der Oberflächenabtrag hängt neben ggf. vorhandenen abrasiven Beanspruchungen und der Art und Konzentration der angreifenden Säure auch von der Widerstandsseite (Bindemittel, Sieblinie und Gesteinskörnung) ab. Da dieser Parameter bei der Beurteilung des Säurewiderstands bislang kaum berücksichtigt wurde, fehlen abgesicherte Erkenntnisse. Die Abtragungsgeschwindigkeit ist daher – wie der Materialwiderstand – im Rahmen von Säureprüfungen zu bestimmen.

Die Bestimmung und Ableitung dieser beiden Modellparameter erfordert, dass die Betonschädigung (Schädigungs- und Abtragstiefe) säurebeanspruchter Proben erfasst und quantifiziert wird. Im nachfolgenden Kapitel werden daher unterschiedliche Methoden zur Erfassung und Quantifizierung der Schädigung betrachtet.

### 3 QUANTIFIZIERUNG DER SCHÄDIGUNG

#### 3.1 Übersicht

Zur Quantifizierung der Schädigung säurebeanspruchter Betone stehen unterschiedliche Verfahren zur Verfügung. Dabei kann zwischen folgenden grundlegenden Methoden unterschieden werden:

- optische bzw. mikroskopische Methoden
- chemisch/mineralogische Methoden
- indirekte Methoden, die aus der Änderung von physikalischen Eigenschaften Rückschlüsse auf die Schädigung zulassen (z. B. Masseänderung und Restfestigkeit)

Die gängigste Methode zur Schädigungserfassung stellt derzeit die mikroskopische Ermittlung der Schädigungs- und ggf. Abtragstiefe am präparierten Querschnitt dar. Die Visualisierung des Mikrogefüges erfolgt entweder mithilfe der Auflichtmikroskopie am Anschliff oder mittels Durchlicht-(Polarisations)-Mikroskopie am Dünnschliff.

In Bild 4 ist exemplarisch eine auflichtmikroskopische Aufnahme einer säurebeanspruchten Mörtelprobe dargestellt, wobei die Probe für 21 Tage mit Essigsäure (2,5 %) beaufschlagt wurde. Es wird ersichtlich, dass die geschädigte Zone mikroskopisch gut detektiert werden kann. Bei der betrachteten Probe ergibt sich eine mittlere Abtragstiefe von ca. 0,5 mm sowie eine mittlere Schädigungstiefe von knapp 3 mm. Während die Auflichtmikroskopie im Wesentlichen eine Visualisierung der geschädigten Bereiche ermöglicht, lassen sich mittels der Durchlichtmikroskopie mit Polarisationsfiltern darüber hinaus noch unterschiedlich geschädigte Zonen identifizieren.

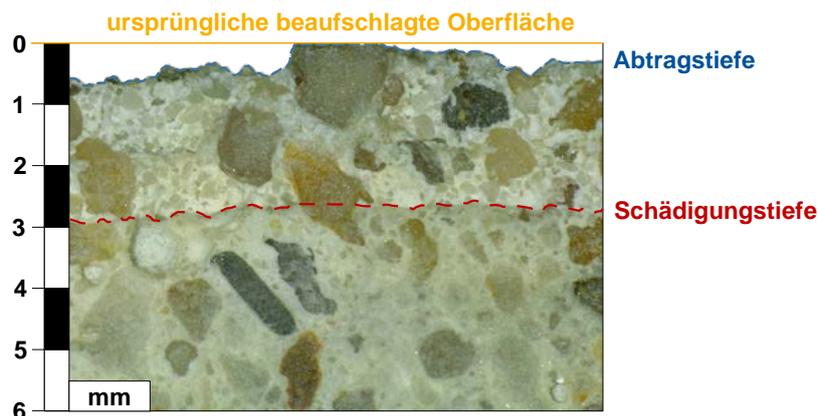


Bild 4: Auflichtmikroskopische Aufnahme einer mit Essigsäure beaufschlagten Mörtelprobe (21 d Säureangriff mit 2,5 %-iger Essigsäure)

Ein wesentlicher Nachteil mikroskopischer Methoden ist, dass mit der Probenpräparation eine Zerstörung der zu untersuchenden Probe verbunden ist. Folglich ist das mehrmalige Messen einer identischen Probe zu unterschiedlichen Zeitpunkten der Beanspruchung nicht möglich. Vor diesem

Hintergrund werden nachfolgend zerstörungsfreie Messmethoden zur Erfassung und Quantifizierung der Schädigung betrachtet.

### 3.2 Ansätze zur zerstörungsfreien Erfassung der Schädigung

Alternativ zu zerstörenden Methoden kann die Erfassung und Quantifizierung säureinduzierter Schädigung auch durch zerstörungsfreie Methoden erfolgen. Um die Möglichkeiten und Potentiale derartiger Methoden zu bewerten, wurden am Institut für Baustoffe Gefügeuntersuchungen mittels Mikro-Röntgen-Computertomographie ( $\mu$ -XCT) und Magnetresonanztomographie (engl. Nuclear Magnetic Resonance tomography; NMR tomography) durchgeführt.

In den Untersuchungen wurden zylindrische Mörtelproben ( $d/h = 10 \text{ mm} / 20 \text{ mm}$ ) für 21 Tage mit 2,5 %-iger Essigsäure beaufschlagt. Um einen eindimensionalen Angriff zu gewährleisten, wurden im Vorfeld der Untersuchungen sowohl die Mantelfläche als auch die der säurebeaufschlagten Seite abgewandten Deckfläche der einzelnen Proben mit Epoxidharz beschichtet. Anschließend wurden die Proben für zwei Wochen drucklos in Leitungswasser gelagert, um eine möglichst gleichmäßige Wassersättigung der Proben sicherzustellen. Vor der darauffolgenden Säurebeanspruchung erfolgten die Referenzmessungen an den ungeschädigten Proben. Darüber hinaus wurden die  $\mu$ -XCT- und NMR-Messungen nach 7 Tagen und 21 Tagen durchgeführt.

Ziel der Gefügeuntersuchungen mittels  $\mu$ -XCT war es, die zeitliche und räumliche Entwicklung der Schädigungsfront anhand von Röntgen-Absorptionsbildern zu rekonstruieren. Mithilfe des zugrundeliegenden Messprinzips, das auf einer unterschiedlich starken Schwächung von Röntgenstrahlung in Abhängigkeit des Absorptionskoeffizienten bzw. der Dichte der durchstrahlten Materie beruht, sollte die mit der Säureschädigung verbundene erhöhte Porosität im Zementsteingefüge erfasst werden. Bereiche hoher Dichte und geringer Porosität (z. B. Gesteinskörnung) erscheinen in den rekonstruierten Schnittbildern hell, Bereiche geringerer Dichte (Poren, geschädigte Zementsteinmatrix) erscheinen dunkel.

Die Mörtelproben wurden einheitlich mit dem Mikrofokus-Röntgenmikroskop Xradia Versa 410 (Fa. Zeiss) tomografiert. Das verwendete  $\mu$ -XCT oder Röntgenmikroskop bietet zusätzlich zur geometrischen Vergrößerung, die sich durch den Abstand von Röntgenröhre zur Probe sowie von der Probe zum Detektor einstellen lässt, eine optische Vergrößerung durch Objektive, die dem Detektor vorgeschaltet sind.

Die Tomografien wurden bei einer Spannung von 80 kV und einer Stromstärke von 125  $\mu$ A erstellt. Dies resultiert in einer Brennfleckgröße (spot size) von 7  $\mu$ m. Mit einem Fokus-Objekt-Abstand von 35 mm und einem Objekt-Detektor-Abstand von 165 mm sowie einer optischen Vergrößerung von 0.4 ergab sich für die Aufnahmen eine Pixelgröße von 12  $\mu$ m. Die Aufnahme der Probekörper erfolgte mit 3201 Projektionen über 360° und einer Belichtungszeit von 2 Sekunden.

Bild 5 zeigt exemplarisch die tomographischen Rekonstruktionen von Zylinderquerschnitten (Auszug) einer säurebeanspruchten Probe zu den unterschiedlichen Betrachtungszeitpunkten. Es wird ersichtlich, dass der Schädigungsfortschritt über die Zeit eindeutig erkennbar ist und sowohl Abtragstiefe als auch Schädigungstiefe visuell erfasst werden können.

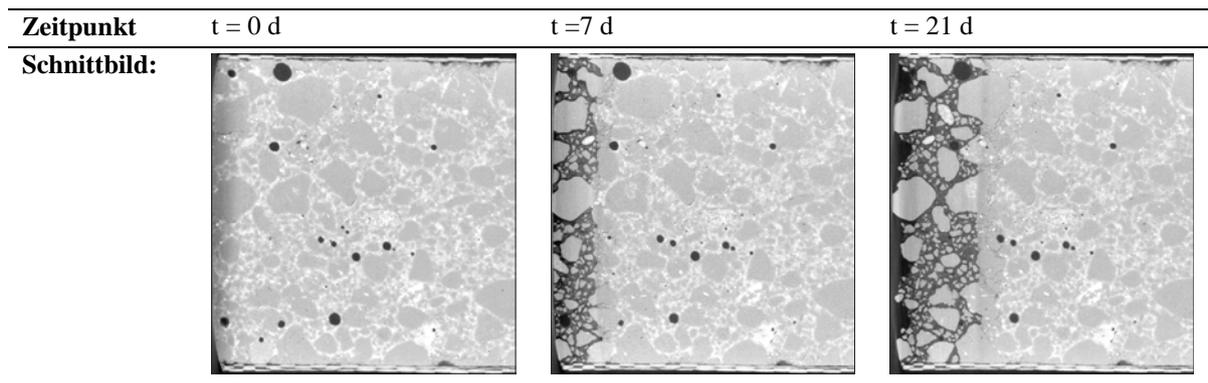


Bild 5: Röntgenmikroskopische 2D-Querschnittsaufnahmen einer säurebeanspruchten Mörtelprobe (Essigsäure, 2,5 %; Mörtel w/z = 0,5; CEM I 42,5 R) zu unterschiedlichen Zeitpunkten

Zur Quantifizierung der Schädigung wurden die Querschnittsaufnahmen in Binärbilder (8 Bit) umgewandelt und die Grauwerte tiefengestaffelt gemittelt. Die Entwicklung der gemittelten Grauwerte über die Tiefe sind in Bild 6 für die unterschiedlichen Betrachtungszeitpunkte dargestellt.

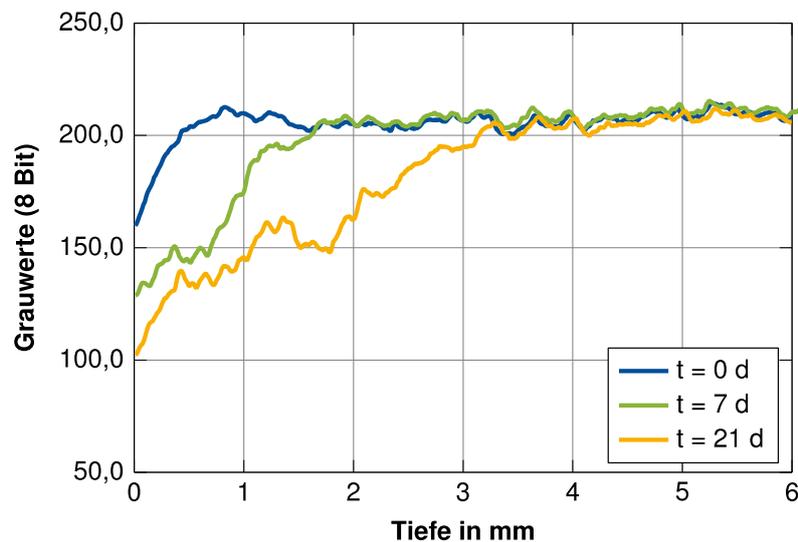


Bild 6: Tiefenabhängige Grauwerte (Mittelwerte) von röntgenmikroskopischen Querschnittsaufnahmen einer säurebeanspruchten Mörtelprobe zu unterschiedlichen Zeitpunkten

Bei der Betrachtung der über die Tiefe gemittelten Grauwerte in Bild 6 fällt auf, dass diese für die Referenzmessung ( $t = 0$  d) annähernd konstant verlaufen, wobei es im oberflächennahen Bereich zu einer Abnahme kommt. Diese Abnahme kann einerseits mit der nicht ganz ebenen Oberfläche begründet werden. Andererseits resultiert dies aus Messartefakten infolge von sogenannten Strahlaufhärtungen. Weiterhin wird aus Bild 6 ersichtlich, dass mit der gewählten Auswertemethodik die Gefügeschädigung quantitativ erfasst werden kann. Anhand des Vergleichs der tiefenabhängigen Grauwerte der Referenzmessung mit den Messungen nach 7 und 21 Tagen kann für die beiden Zeitpunkte auf eine Schädigungstiefe geschlossen werden. Nach 7 Tagen liegt diese bei ca. 1,5 mm, nach 21 Tagen bei knapp 3 mm. Die nach 21 Tagen ermittelte Schädigungstiefe steht im guten Einklang mit der mittels Auflichtmikroskopie ermittelten Schädigungstiefe. Diese wurde im Anschluss an die Untersuchungen am Anschliff ermittelt und ist in Bild 4 dargestellt.

Als eine weitere Methode zur zerstörungsfreien Erfassung der säureinduzierten Schädigung wurde im Rahmen der Untersuchungen die Magnetresonanztomographie betrachtet, die eine tiefengestaffelte Bestimmung des Wassergehalts in den Mörtelzylindern ermöglicht.

Mittels eines NMR-Niederfeldgerätes vom Typ *BRUKER minispec mq10 NMR Analyzer* mit einer magnetischen Feldstärke von 0.235 T und einem Gradientensystem wurden zu den gewählten Betrachtungszeitpunkten Feuchteprofile entlang der Zylinderachse aufgenommen. Die eingesetzte Pulssequenz ist in Hardy (2012) näher erläutert. Dieses Verfahren wurde bereits in Untersuchungen von Djuric et al. (2016) und Djuric (2017) zum Feuchtetransportverhalten unter Frostbeanspruchung eingesetzt. Dabei konnte ein für hohe Sättigungsgrade ein linearer Zusammenhang zwischen detektierter Signalintensität und gravimetrisch ermittelter Feuchtemenge nachgewiesen werden.

Basierend auf der Referenzmessung der zu Versuchsbeginn vollständig gesättigten Probekörper lässt die gemessene orts aufgelöste Signalintensität Rückschlüsse auf den im Zuge des Säureangriffs neu geschaffenen Porenraum zu. Für die Darstellung in Bild 7 wurde eine Normierung bezüglich einer Silikonöl-Referenzprobe mit homogener Spindichte gewählt, um die Einflüsse aus der lokalen Sensitivität des Aufbaus auszugleichen. Eine höhere normierte Signalintensität entspricht dabei einer höheren Wassermenge und infolge der vorhandenen Vollsättigung der Proben dem zusätzlichen durch den Säureangriff geschaffenen Porenraum.

In Bild 7 sind die gemessenen orts aufgelösten normierte Signalintensitäten für die unterschiedlichen Betrachtungszeitpunkte dargestellt. Aus dem Vergleich der einzelnen Verläufe können ähnlich wie bei der vorherigen Betrachtung der tiefenabhängigen Grauwerte, Rückschlüsse auf die Schädigungstiefe gezogen werden, wobei Bereiche erhöhter Signalintensität auf eine erhöhte Porosität bzw. auf eine Säureschädigung hinweisen. Es wird ersichtlich, dass sich für 7 Tage eine Schädigungstiefe von knapp 2 mm ergibt und für 21 Tage eine Schädigungstiefe von ca. 4,0 mm. Diese Werte sind im Vergleich zu den vorherigen mikroskopischen Betrachtungen leicht erhöht. Dies könnte einerseits an der in der Auswertung gewählten Ortsauflösung liegen, andererseits aber auch auf Änderungen des Gefüges hindeuten, die auflichtmikroskopisch nicht erfasst werden können. Grundsätzlich wird jedoch deutlich, dass mittels NMR die Gefügeschädigung und der zeitabhängige Schädigungsfortschritt beim Säureangriff erfasst werden kann.

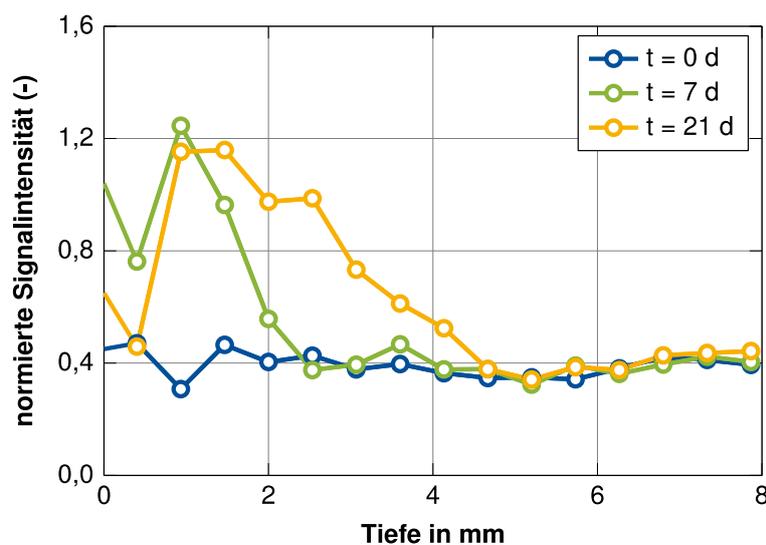


Bild 7: Orts aufgelöste Signalintensitäten einer säurebeanspruchten Mörtelprobe zu unterschiedlichen Zeitpunkten

In Bild 8 werden abschließend die einzelnen Methoden zur Erfassung der Schädigung vergleichend gegenübergestellt. Es wird deutlich, dass sowohl die Mikro-Röntgen-Computertomographie als auch die Magnetresonanztomographie die Möglichkeit bieten, die Schädigung säurebeanspruchter Betone zerstörungsfrei zu erfassen und zu quantifizieren. Beide Methoden liefern ähnliche Rückschlüsse hinsichtlich der zu erwartenden Schädigung und deren zeitlichen Entwicklung. Sie stellen daher eine geeignete Alternative zu zerstörenden mikroskopischen Analysen dar.

Weiterhin wird aus Bild 8 ersichtlich, dass der tiefenabhängige Verlauf der Grauwerte und der Signalintensitäten ähnliche Charakteristika aufweisen. Demnach ist zu erwarten, dass neben der hier abgeleiteten Schädigungstiefe auch weitere Rückschlüsse hinsichtlich tiefenabhängiger Gefügeeigenschaften und des Schädigungsgrads möglich sind. Dieser Aspekt wird Inhalt weiterer Forschungsarbeiten sein.

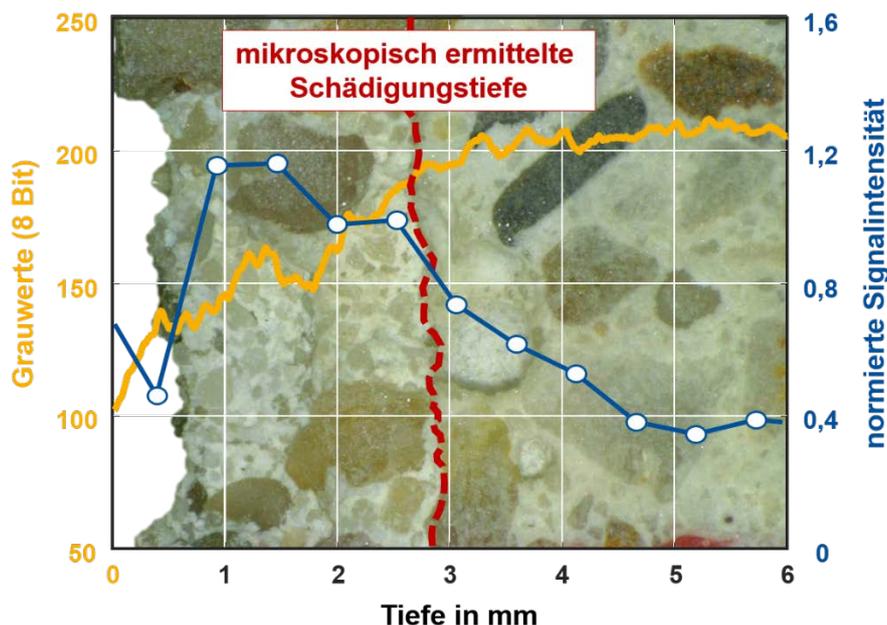


Bild 8: Vergleich unterschiedlicher Methoden zur Erfassung und Quantifizierung der Gefügeschädigung beim Säureangriff (hier dargestellt: 21 d Säureangriff mit 2,5 %-iger Essigsäure)

#### 4 SCHLUSSBETRACHTUNG

Performance-basierte Konzepte zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit gewinnen aufgrund der Grenzen des derzeitigen deskriptiven Konzepts zunehmend an Bedeutung. Sie sehen vor, die Eignung eines Betons anhand von anerkannten Prüfverfahren und Leistungskriterien nachzuweisen. Bei säurebeanspruchten Bauteilen ist jedoch zu beachten, dass diese am Ende ihrer Nutzungsdauer reduzierte Abmessungen aufweisen können. Demnach ist die alleinige Betrachtung von baustofflichen Leistungskriterien i. d. R nicht ausreichend. Vielmehr ist ein bauteilbezogener Nachweis erforderlich, der die säureinduzierte Querschnittsschwächung berücksichtigt. Dies erfordert ein entsprechendes Prognosemodell, das die zeitabhängige Entwicklung der Schädigung beschreibt.

Daher wurde in diesem Beitrag ein physikalisch begründetes Diffusions-Abtrags-Modell vorgestellt, dass neben der säureinduzierten Tiefenschädigung auch den oberflächigen Abtrag der geschädigten Betonrandzone berücksichtigt. Es konnte gezeigt werden, dass das entwickelte Modell die

Korrosionskinetik beim lösenden Betonangriff gut abbildet und dass das Modellverhalten mit vorhandenen Erfahrungswerten übereinstimmt. Im Vergleich zu derzeit verfügbaren Modellen ermöglicht dieses Modell durch die zusätzliche Berücksichtigung des Abtrags der geschädigten Betonrandzone deutlich realitätsnähere Schädigungsprognosen.

Neben dem Bereich der Dauerhaftigkeitsbemessung kann das Diffusions-Abtrags-Modells auch im Bereich der Instandhaltung, beispielsweise bei der Abschätzung von Restnutzungsdauern oder der Dimensionierung von Betonersatzsystemen, Anwendung finden.

Für die Prognose der Betonschädigung beim Säureangriff sind die erforderlichen Modellparameter aus Säureprüfungen abzuleiten. Bisher verwendete mikroskopische Analysen erfordern eine zerstörende Probenpräparation vor der Untersuchung. Daher wurden zusätzlich neue zerstörungsfreie Methoden zur Erfassung und Quantifizierung der Schädigung betrachtet. Dabei lag der Fokus sowohl auf der Mikro-Röntgen-Computertomographie als auch der Magnetresonanztomographie. Anhand vergleichender Untersuchungen konnte gezeigt werden, dass beide Methoden die Möglichkeit bieten, die Schädigung säurebeanspruchter Betone zerstörungsfrei zu erfassen. Vor diesem Hintergrund stellen sie eine geeignete Alternative zu zerstörenden mikroskopischen Analysen dar.

## LITERATUR

- Bertron, A., Duchesne, J. & Escadeillas, G. (2005): Accelerated tests of hardened cement pastes alteration by organic acids: analysis of the pH effect, *Cement and Concrete Research* Vol. 35(2005), No. 1, S. 155–166.
- Beushausen, H. Alexander, M. G., Basheer, M., Baroghel-Bouny, V., d'Andréa, R., Gonçalves, A., Gulikers, J., Jacobs, F., Khrapko, M., Monteiro, A. V., Nanukuttan, S. V., Otieno, M., Polder, R. & Torrent, R. (2016): Principles of the Performance-Based Approach for Concrete Durability, In: *Performance-Based Specifications and Control of Concrete Durability: State-of-the-Art Report RILEM TC 230-PSC*. Springer Netherlands, S. 107–131.
- Duric, Z. (2017): Sättigungsverhalten und Schädigung von Zementstein bei Frostbeanspruchung, Dissertation, Karlsruher Institut für Technologie, Karlsruhe, 2017.
- Djuric, Z., Haist, M., Hardy, E. H., Sester, J., Radel, B., Spinnler, V. & Müller, H. S. (2016): Quantification of water transport induced by cyclic freeze-thaw actions using NMR techniques, In: *Proceedings of the 3rd International RILEM Conference on Microstructure Related Durability of Cementitious Composites*, Nanjing, China, 2016.
- fib MC 2010 (2013): *fib Model Code for Concrete Structures 2010*, federation internationale du beton (fib), Ernst & Sohn Verlag.
- Franke, L., Deckelmann, G. & Espinosa-Marzal, R. (2009): *Simulation of Time Dependent Degradation of Porous Materials - Final Report on Priority Program 1122*, Cuvillier Verlag.
- Gehlen, C., Mayer, T. F. & Greve-Dierfeld, S. von (2011): Lebensdauerbemessung, In: *Beton-Kalender 2011*, Ernst & Sohn, S. 229–278.
- Gerlach, J. (2017): Ein performance-basiertes Konzept zur Dauerhaftigkeitsbemessung chemisch beanspruchter Betonbauteile, Dissertation, Leibniz Universität Hannover, Institut für Baustoffe.
- Gerlach, J. & Lohaus, L. (2016): Sachstandbericht – Verfahren zur Prüfung des Säurewiderstands von Beton, Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Heft 620, Beuth Verlag, Berlin.

- Grabau, J. (1994): Untersuchungen zur Korrosion zementgebundener Materialien durch saure Wässer unter besonderer Berücksichtigung des Schwefelsäureangriffs, Dissertation, TU Hamburg-Harburg.
- Grube, H. & Rechenberg, W. (1987): Betonabtrag durch chemisch angreifende saure Wässer (Teil 1 und 2), *beton* 37, Heft 11, 446-451 und Heft 12, S. 495-499.
- Hardy, E. H. (2012): *NMR Methods for the Investigation of Structure and Transport*. Berlin, Heidelberg: Springer Berlin Heidelberg. Seiten 157-159.
- Herold, G. (1999): Korrosion zementgebundener Werkstoffe in mineral-sauren Wässern, Dissertation, Universität Karlsruhe.
- Nilsson, L.-O. (2006): Present limitations of models for predicting chloride ingress into reinforced concrete structures, *Journal de Physique IV* Vol. 136, S. 123–130.

# Auswirkungen unterschiedlicher Bindemittelkombinationen auf die Alkali-Kieselsäure-Reaktion

Dries Beyer<sup>1</sup>, Michael Haist<sup>1</sup> und Ludger Lohaus<sup>1</sup>

<sup>1</sup>Leibniz Universität Hannover – Institut für Baustoffe, Hannover, Deutschland

## KURZFASSUNG:

Die Alkali-Kieselsäure-Reaktion (AKR) führt nach wie vor zu einer Vielzahl von Schadensfällen in Deutschland. Somit zeigt sich, dass derzeitige Vermeidungsstrategien nicht ausreichend sind. Dies gilt insbesondere für den modernen Betonbau, der durch Mehrstoffsysteme mit stark unterschiedlichen Bindemittelzusammensetzungen und geringen w/z- bzw. w/b-Werten gekennzeichnet ist. Die Komplexität des AKR-Schädigungsprozesses sowie die große Bandbreite von Kompositzementen und Zusatzstoffen führen einerseits zu schadensverschärfenden Randbedingungen, z.B. infolge niedriger w/z-Werte. Andererseits können schadensvermeidende oder schadensreduzierende Einflüsse der Zusatzstoffe nicht adäquat ausgenutzt werden, weil sie in den aktuellen Regelwerken nicht berücksichtigt werden. Im vorliegenden Beitrag werden die Einflüsse unterschiedlicher Bindemittelkombinationen auf die resultierende OH<sup>-</sup>-Ionenkonzentration in der Porenlösung und die damit einhergehende Längenänderung – als Indikator für eine AKR-Schädigung – systematisch und quantitativ ermittelt und bewertet. Dabei soll das bislang nicht genutzte Potenzial der Zusatzstoffe und Kompositzemente im Hinblick auf eine Erhöhung des AKR-Widerstands aufgezeigt werden.

Keywords: Alkali-Kieselsäure-Reaktion, OH<sup>-</sup>-Ionen, Zusatzstoff, AKR-Schädigung, w/z-Wert

## ABSTRACT:

The alkali-silica reaction (ASR) still leads to a large number of damage cases in Germany. This shows that current avoidance strategies are not sufficient. This applies in particular to modern concrete construction, which is characterised by multi-component systems with very different binder compositions and low w/c or w/b values. The complexity of the ASR damage process as well as the wide range of composite cements and additives lead on the one hand to damage aggravating boundary conditions, e.g. due to low w/c values. On the other hand, damage-preventing or damage-reducing influences of the additives cannot be adequately exploited because they are not taken into account in the current regulations. In this paper, the influences of different binder combinations on the resulting OH<sup>-</sup> ion concentration in the pore solution and the resulting change in length - as an indicator for an ASR damage - are systematically and quantitatively determined and evaluated. The potential of the additives and composite cements, which has so far not been used, with regard to an increase of the ASR resistance, is to be shown.

Keywords: Alkali-silica reaction, OH<sup>-</sup>-ion, additives, AKR damage, w/c value

## 1 EINLEITUNG

Zu den großen Herausforderungen bei der Erstellung dauerhafter Betonbauwerke zählt die Alkali-Kieselsäure-Reaktion (AKR). Bei dieser Reaktion zwischen alkalireaktiver Gesteinskörnung und Alkalien aus der Porenlösung des Zementsteins entsteht ein stark hygroskopisches Alkali-Kieselsäure-Gel (AK-Gel), welches durch die Aufnahme von Wasser starke Volumenvergrößerungen erfährt. Infolgedessen werden Quelldrücke innerhalb des Betongefüges hervorgerufen, welche die Zugfestigkeit des Betons überschreiten können. Als typisches Schadensbild einer AKR sind netzartige Risse an der Oberfläche von Betonbauteilen zu finden, oftmals verbunden mit dem Austritt des AK-Gels, wie in Bild 1 zu erkennen ist. Sofern eine Sanierung derartiger Schäden überhaupt realisierbar ist, gestaltet sich diese sehr aufwendig. Bedingt durch die massive Reduktion der Festigkeit des Betons eines von schädigender AKR betroffenen Bauwerks ist oftmals ein Abriss und eine Neuerrichtung erforderlich. Erschwerend kommt hinzu, dass die schädigenden Reaktionen über Jahre hinweg ablaufen können, ohne dass die Schädigungen offensichtlich erkennbar werden (Schäfer 2001).

Das Schädigungspotential der Alkali-Kieselsäure-Reaktion ist maßgeblich von der Art und Menge der Gesteinskörnung, deren Reaktivität und Größe sowie der Verteilung im Betongefüge, dem alkalischen Milieu und einem ausreichenden Feuchtigkeitsangebot abhängig. Gesteinskörnung gilt als reaktiv hinsichtlich einer AKR, wenn das darin enthaltene  $\text{SiO}_2$  in schlecht kristallisierter (gittergestört oder kryptokristallin) oder amorpher Form vorliegt (Schäfer 2004). Die Kristallstruktur der Gesteinskörnung ist für den Ablauf einer AKR relevant, da das amorphe oder schlecht kristallisierte  $\text{SiO}_2$  leicht durch  $\text{OH}^-$ -Ionen aus der Porenlösung chemisch angegriffen und gelöst werden kann.



Bild 1: Schadensbild infolge AKR (Stark 2013)



Bild 2: Bundesländer mit vermehrt auftretenden AKR-Schäden (rot) (Rieke 2017)

Seit den 1960er Jahren rückt der AKR-Schädigungsprozess auch in Deutschland zunehmend in den Fokus. Trotz weitestgehend geklärter chemischer Reaktionsabläufe und über die Jahre immer wieder verschärfter vorbeugender Maßnahmen zur Vermeidung kommt es nach wie vor zu erheblichen AKR-Schäden. Dabei treten vermehrte Schäden zunehmend in Regionen auf, in denen eine AKR aufgrund der dort verfügbaren, als nicht reaktiv eingestuften Gesteinskörnungen für ausgeschlossen gehalten wurde (Heinz 2007, Siebel 2006), vgl. Bild 2. Die zugrundgelegten Vermeidungsstrategien beruhen hauptsächlich auf einer Beurteilung der Gesteinskörnung und ihrer Einstufung hinsichtlich der Alkaliempfindlichkeit. Dabei werden jedoch Wechselwirkungen mit dem Bindemittel nur ansatzweise oder gar nicht berücksichtigt. Damit eine verbesserte Abschätzung des AKR-Widerstands vorgenommen werden kann, muss der komplexe chemische Schädigungsprozess, als Wechselwirkung zwischen reaktiver Gesteinskörnung, Bindemittel und einem ausreichenden Feuchteangebot, auch unter Berücksichtigung der betontechnologischen Entwicklungen hin zum Mehrstoffsystem mit vielen unterschiedlichen Bindemittelzusammensetzungen bei gleichzeitig geringen w/z- bzw. w/b-Werten, was sich durchaus schadensverschärfend auswirken kann, einbezogen werden. Derzeitige

Vermeidungsstrategien können dies nicht leisten und sind somit für den modernen Betonbau nicht mehr ausreichend. Eine Vielzahl von Kompositzementen und Zusatzstoffen werden in den aktuellen Regelwerken nicht berücksichtigt, obwohl von ihnen ein großes Potenzial zur Erhöhung des AKR-Widerstands zu erwarten ist. Der vorliegende Beitrag hat zum Ziel, die Auswirkungen von unterschiedlichen Bindemittelkombinationen auf eine schädigende Alkali-Kieselsäure-Reaktion unter Berücksichtigung der Zusammenhänge OH<sup>-</sup>-Ionenkonzentration und Längenänderung – als Indikator für AKR-Schädigung – zu beschreiben und anhand von experimentellen Untersuchungen systematisch und quantitativ zu bewerten. Das Konzept geht davon aus, dass durch die Begrenzung des alkalischen Milieus (OH<sup>-</sup>-Ionenkonzentration in der Porenlösung), welches durch die chemische Zusammensetzung des Bindemittels maßgeblich beeinflusst wird, eine Erhöhung des AKR-Widerstands von Beton in ähnlicher Weise erreicht werden kann, wie durch Verwendung von na-Zementen und hüttensandhaltigen Zementen.

## 2 VERMEIDUNG EINER SCHÄDIGENDEN AKR

Es ist hinlänglich bekannt, dass drei Faktoren für den Ablauf einer schädigenden AKR notwendig sind:

1. das Vorhandensein alkalireaktiver Gesteinskörnung,
2. ein hoher Gehalt an Alkalihydroxiden und ein damit einhergehender hoher pH-Wert der Porenlösung (Alkalität der Porenlösung),
3. eine ausreichende Feuchte, um das Quellen des Gels zu ermöglichen.

Sobald einer dieser Faktoren eliminiert ist, wird eine schädigende AKR vermieden. Den Eintrag von Feuchtigkeit nachhaltig zu unterbinden, ist, wenn überhaupt möglich, oftmals mit aufwendigen Abdichtungsmaßnahmen verbunden. Daher beruhen derzeitige Ansätze zur Vermeidung einer betonschädigenden AKR neben der Einteilung in Feuchteklassen (Gefährdungsklassen) in der Regel auf der Verwendung von Zementen mit niedrigem wirksamen Alkaligehalt oder auf der Verwendung von nicht-reaktiver Gesteinskörnung, vgl. Tab. 1.

Tabelle 1: Übersicht Vermeidungsstrategien mit Bezug zu den Feuchteklassen nach DAfStb-Richtlinie

Klasse	Zementgehalt [kg/m <sup>3</sup> ]	WO	WF	WA
E I, E I-O, E I-OF, E I-S	ohne Festlegung	keine		
E II-O	≤ 330	keine		na-Zement
E III-O		keine	na-Zement	Austausch GK
E II-OF	> 330	keine	na-Zement	
E III-OF		keine	na-Zement	Austausch GK
E III-S	≤ 300	keine		
	≤ 350	keine		na-Zement oder gS*
	> 350	keine	na-Zement oder gS*	Austausch GK oder gS*

\* gutachterliche Stellungnahme

Bei genauerer Betrachtung der derzeit angewendeten Vermeidungsstrategien wird ersichtlich, dass zur Vermeidung einer AKR eine Limitierung des OH<sup>-</sup>-Ionenkonzentration über den Zementgehalt oder den Na<sub>2</sub>O<sub>Äqu.</sub> des Zements vorgenommen wird. Einflüsse aus dem w/z- bzw. w/b-Wertes, die eine erhebliche Relevanz auf das Ausmaß einer schädigenden AKR haben können (Böhm 2016, Schäfer 2004, Diamond 1981), werden nicht berücksichtigt. In der Norm DIN 1164-10, welche Grenzwerte für den maximalen wirksamen Alkaligehalt von reinen Portlandzementen und Zementen mit Hüttensand als Hauptbestandteil definiert, bleibt dieser Effekt gänzlich unbeachtet (Stark 2013).

Ebenso bleiben Einflüsse weiterer Zementarten sowie aus der zunehmenden Verwendung von Zusatzstoffen als Bindemittelbestandteil bislang unberücksichtigt. Hinsichtlich der Vermeidung einer AKR haben sich diese Stoffkomponenten jedoch als durchaus geeignet herausgestellt. Einerseits sind die positiven Effekte der Substitution auf eine Verringerung des Zementgehalts zurückzuführen, andererseits werden abhängig von der Art des Zusatzstoffes physikalische und chemische Effekte wirksam, welche die Porenlösungszusammensetzung beeinflussen. Der physikalische Effekt beruht hauptsächlich auf der geometrischen Beschaffenheit der Zusatzstoffpartikel, die die Packungsdichte erhöht und zu einem dichteren Porensystem beiträgt (Giebson 2013). Durch die höhere Dichtigkeit wird der Austausch und Transport von Ionen erschwert, wodurch die AKR abgeschwächt wird. In chemischer Hinsicht bewirkt ein Austausch von Zement mit Betonzusatzstoffen zunächst eine Verdünnung der Porenlösung, d. h. die Menge der aus dem Zement gelösten Alkaliionen und deren Konzentration in der Porenlösung wird um den Substitutionsanteil reduziert (Schäfer 2001). Zusätzlich zum Verdünnungseffekt wird die Zusammensetzung der Porenlösung durch die Alkalibindungs­kapazität des jeweiligen Zusatzstoffes reduziert. Die daraus resultierende Abnahme der OH<sup>-</sup>-Ionenkonzentration kann Bild 4 entnommen werden. Diese Effekte bleiben im Regelwerk DIN 1164-10 gänzlich unbeachtet (Stark 2013). Die Auswirkungen veränderter Bindemittel­zusammensetzungen durch die Verwendung reaktiver (puzzolanisch oder latent-hydraulisch) und inerte­ter Betonzusatzstoffe infolge fortschreitender betontechnologischer Entwicklungen sind somit grundsätzlich bekannt und bewirken oftmals eine Verminderung des Schädigungsausmaßes.

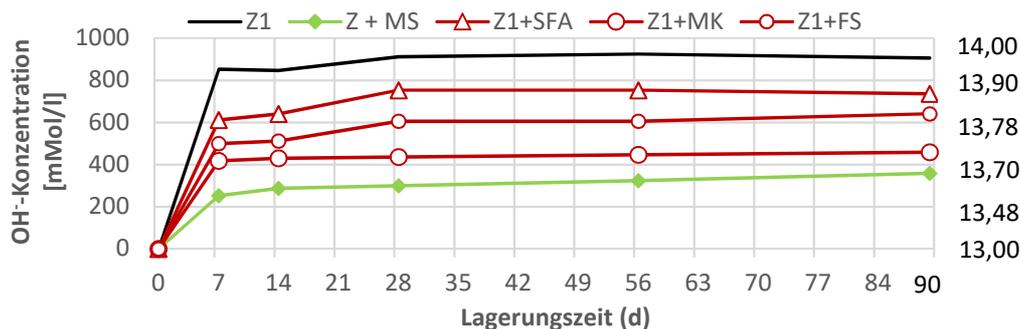


Bild 4: Einfluss der Zementsubstitution mit verschiedenen Zusatzstoffen auf die OH<sup>-</sup>-Ionenkonzentration der Porenlösung (Z1 = Zement (schwarz); MS = Mikrosilika (grün); MK, FS, SFA = aluminium/siliziumhaltige Zusatzstoffe (rot)) (Scholz 2016)

Systematische Untersuchungen über die AKR-vermeidenden Wirkungen der einzelnen Zusatzstoffe, die quantitative Aussagen zulassen, sind jedoch bisher kaum durchgeführt worden. Derzeit existieren daher weder hinreichend chemisch-physikalisch begründete Konzepte noch vereinfachte bautechnische Regelungen für die Verwendung von Zusatzstoffen zur Vermeidung einer schädigenden AKR. Unter Berücksichtigung der zuvor genannten Zusammenhänge zwischen Schädigung und OH<sup>-</sup>-Ionenkonzentration wird ersichtlich, dass die Auswahl des Bindemittels, aufgrund seiner charakteristischen chemischen Zusammensetzung, einen maßgeblichen Einfluss auf das Risiko einer schädigenden AKR haben. Aus diesem Grund gilt es zunächst, die Einflüsse aus unterschiedlichen Bindemittelkombinationen und w/z- bzw. w/b-Werten zu erfassen, sodass auf dieser Grundlage eine Prognose zum Auftreten einer schädigenden AKR vorgenommen werden kann und eine Erweiterung des bisherigen Konzepts zur Vermeidung einer AKR ermöglicht wird.

### 3 EINFLUSS DER PORENLÖSUNG AUF DAS SCHÄDIGUNGSAUSMAß EINER AKR

Als Porenlösung wird das Wasser bezeichnet, welches nicht chemisch in den Hydratphasen gebunden ist, sondern im Porensystem des Zementsteins vorliegt. Die Porenlösung dient als Medium für die

Wechselwirkung verschiedener für die AKR relevanter Ionen ( $\text{Na}^+$ ,  $\text{K}^+$ ,  $\text{OH}^-$ ,  $\text{Ca}^{2+}$ ) aus den Ausgangsstoffen – hier insbesondere aus dem Bindemittel – mit den bereits gebildeten Hydratationsprodukten (Schäfer 2001). Die Zusammensetzung der Porenlösung wird maßgeblich vom zeitlichen Fortschritt der Hydratation und dem Alkaligehalt der Ausgangsstoffe beeinflusst. Mit fortschreitender Hydratation steigt die Konzentration an Alkalien ( $\text{Na}^+$ ,  $\text{K}^+$ ) und Hydroxidionen ( $\text{OH}^-$ ) stark an, wohingegen Calciumionen ( $\text{Ca}^{2+}$ ) und Sulfationen ( $\text{SO}_4^{2-}$ ) verbraucht werden. Bereits nach kurzer Zeit liegt das für Zementsteins typische stark alkalische Milieu vor, wobei die Porenlösung vor allem aus den Alkalihydroxiden  $\text{NaOH}$  und  $\text{KOH}$  sowie gelöstem Calciumhydroxid ( $\text{Ca}(\text{OH})_2$ ) besteht. Die Alkalien entstammen in erster Linie dem Zement. Der Beitrag des Zementes an den Alkalien in der Porenlösung ist abhängig von der Menge des verwendeten Zements und dessen Alkaligehalt (Schäfer 2001). Dieser wird im Allgemeinen als Gesamtalkaligehalt in Form des  $\text{Na}_2\text{O}$ -Äquivalents ( $\text{Na}_2\text{O}_{\text{äq}}$ ) angegeben. Bei höherem  $\text{Na}_2\text{O}_{\text{äq}}$  ist sowohl die Konzentration der Alkalien als auch die der  $\text{OH}^-$ -Ionen deutlich höher. Eine alleinige Abhängigkeit der  $\text{OH}^-$ -Ionenkonzentration vom  $\text{Na}_2\text{O}_{\text{äq}}$  kann jedoch nicht festgestellt werden (Gholizadeh-Vayghan 2017). Die Alkalität der Porenlösung kann trotz vergleichbarem  $\text{Na}_2\text{O}_{\text{äq}}$  bei unterschiedlichen Zementen deutlich variieren (Gholizadeh-Vayghan 2016, Gholizadeh-Vayghan 2017). Dies lässt sich dadurch erklären, dass lediglich 60-80 % der im Zement vorhandenen Alkalien in Lösung gehen. Der Löseprozess, und somit die resultierende  $\text{OH}^-$ -Ionenkonzentration in der Porenlösung, ist darüber hinaus sehr stark vom Wasser-Zement- ( $w/z$ ) bzw. Wasser-Bindemittel-Wert ( $w/b$ ) abhängig. Neben der Beeinflussung des zeitlichen Ablaufs der Hydratation wird bei einer Erhöhung des  $w/z$ - bzw.  $w/b$ -Wertes der Porenraum im Zementstein vergrößert, wodurch der Austausch von Ionen und damit die Alkali-Kieselsäure-Reaktion beschleunigt wird. Aufgrund der mit steigendem  $w/z$ -Wert einhergehenden Verdünnung der Porenlösung (größerer Anteil an freiem Wasser) wird gleichzeitig die  $\text{OH}^-$ -Ionenkonzentration herabgesetzt, was vor allem hinsichtlich der puzzolanischen Reaktion reaktionshemmende Auswirkungen hat (Schäfer 2004). Zudem bewirkt die Verdünnung mengenmäßig eine geringere Bindung von Alkalien in Hydratationsprodukten (Böhm 2016, Gholizadeh-Vayghan 2016). Diesen Effekt bezeichnet man als Alkalibindungskapazität. Dafür spielt die Zusammensetzung der CSH-Phasen eine entscheidende Rolle. Je geringer das Calcium/Silicium-( $\text{Ca}/\text{Si}$ )-Verhältnis der CSH-Phasen, desto höher ist deren Neigung, Alkalien aus der Porenlösung einzubinden. Die Verwendung von puzzolanischen und latent hydraulischen Zusatzstoffen bzw. Zementen mit silikatischen Hauptbestandteilen führt zur Reduktion des  $\text{Ca}/\text{Si}$ -Verhältnisses und wirkt sich dementsprechend reduzierend auf die Alkalität der Porenlösung aus (Giebson 2013). Die bei der Betrachtung maßgebende  $\text{OH}^-$ -Ionenkonzentration der Porenlösung liegt somit vor allem in Form von Alkalihydroxiden, aber auch als Calciumhydroxid ( $\text{Ca}(\text{OH})_2$ ) in gelöster und kristalliner Form vor. Je höher die  $\text{OH}^-$ -Ionenkonzentration, desto ausgeprägter verläuft die AKR. Aus dieser Reaktion resultiert ein AK-Gel, welches unter Wasseraufnahme bereits ab einer relativen Feuchtigkeit von ca. 60 % starke Quelleigenschaften aufweist (L'Hopital 2016). Das Risiko einer schädigenden AKR besteht demnach nicht nur bei Bauteilen, die direkter Feuchtigkeit ausgesetzt sind, sondern prinzipiell bei allen luftberührenden Bauteilen. Neben der Hygroskopizität des Gels ist auch dessen Komposition für das Aufbauen eines Quelldrucks von Relevanz, vor allem hinsichtlich der darin gebundenen Alkalien und Calciumionen ( $\text{Ca}^{2+}$ ) (Thomas 2011).

#### 4 VERSUCHSKONZEPTION

Ziel des vorliegenden Beitrags ist es, die Effekte von Bindemittelvariationen und unterschiedlichen  $w/z$ - bzw.  $w/b$ -Werten auf den AKR-Schädigungsprozess systematisch zu erfassen und zu bewerten. Diesbezüglich werden die in Tab. 2 aufgeführte Bindemittelzusammensetzungen hinsichtlich ihrer  $\text{OH}^-$

-Ionenkonzentration anhand der Überstandslösung in Anlehnung an TGL 28 104/17 untersucht. Dabei werden Leimzusammensetzungen mit deutlich erhöhten w/b-Wert (> 1,0) hergestellt und die Überstandslösung (Blutwasser), die sich aufgrund der stark erhöhten Wasserzugabe bildet, nach 28 d entnommen und chemisch analysiert. Durch den Vergleich der ermittelten OH<sup>-</sup>-Ionenkonzentration kann zunächst eine Beurteilung der Bindemittelzusammensetzung vorgenommen werden. Ergänzend zu den Untersuchungen des alkalischen Milieus an den Leimzusammensetzungen wird die Längenänderung als Indikator für die AKR-Schädigung ermittelt. Dazu werden die Bindemittelzusammensetzungen (Tab. 3b) auf Mörtelproben mit konstanter Sieblinie und Leimmenge übertragen, vgl. Tab. 3a.

Tabelle 2: Bindemittelzusammensetzungen zur Ermittlung der OH<sup>-</sup>-Ionenkonzentration

	Ref. [M-%]	FA1 <sub>0,1</sub> [M-%]	FA1 <sub>0,3</sub> [M-%]	FA1 <sub>0,5</sub> [M-%]	SI1 <sub>0,1</sub> [M-%]	SI1 <sub>0,3</sub> [M-%]	KS1 <sub>0,1</sub> [M-%]	KS1 <sub>0,3</sub> [M-%]	KS1 <sub>0,5</sub> [M-%]
CEM I 32,5 N (1,3 M.-% Na <sub>2</sub> O)	100	90	70	50	90	70	90	70	50
Flugasche	-	10	30	50	-	-	-	-	-
Silikastaub	-	-	-	-	10	30	-	-	-
Kalksteinmehl	-	-	-	-	-	-	10	30	50

Tabelle 3a: Mörtelzusammensetzungen

Mörtelzusammensetzung [g/dm <sup>3</sup> ]	
Bindemittel	775
GK 4/2	170
2/1	425
1/0,5	425
0,5/0,25	425
0,25/0,125	255
Wasser	365
Fließmittel	*

\* FM-Konzentration variiert bei konstantem Ausbreitmaß

Tab. 3b: Bindemittelzusammensetzung Mörteluntersuchungen

Bindemittelzusammensetzung		
Zement	Betonzusatzstoff	Substitutionsanteil [M.-% v.Z.]
CEM I 32,5	-	-
CEM I 32,5	6x FA*	10 / 30 / 50
CEM I 32,5	2x SI*	10 / 30
CEM I 32,5	2x KSM*	10 / 30 / 50

\* Erste Kennziffer gibt die Anzahl an verwendeten Stoffen an

Um eine aussagekräftige Beurteilung der Bindemittelzusammensetzung zu ermöglichen, gilt es, reproduzierbare Prüfbedingungen bei einem größtmöglichen AKR-Schädigungspotenzial in einem akzeptablen Prüfzeitraum sicherzustellen. Dies konnte durch eine Modifikation des „Schnellprüfverfahrens“ nach DAfStb-Richtlinie „Vorbeugende Maßnahmen gegen schädigende Alkalireaktion im Beton“ erreicht werden. Das Verfahren weist bereits durch die Beaufschlagung der Prüfkörper mit 1,0 mol/l NaOH-Prüflösung sowie Prüftemperaturen von 80°C extrem AKR-förderliche Umgebungsbedingungen auf. Darüber hinaus ist die erhöhte Temperatur für den Hydratationsprozess der Bindemittelvariationen wichtig, insbesondere bei der Verwendung von Flugasche, um die vom Zusatzstoff ausgehenden Effekte auf die Hydratation möglichst voll umfänglich trotz der stark zeitgerafften Prüfmethode zu berücksichtigen. Dieses Vorgehen hat sich bereits bei vorangegangenen Arbeiten bewährt (Böhm 2016). Ein maßgebender Unterschied zum DAfStb-Schnellprüfverfahren besteht in der Anpassung der Gesteinskörnung. Um eine reproduzierbare größtmögliche Reaktivität der

GK zu erzielen, wurde als hochreaktive synthetische Gesteinskörnung Borosilikatglas (BSGL) verwendet, welches bereits in vorangegangenen Arbeiten als geeignet identifiziert worden war (Ott 2008). Unter diesen Prüfbedingungen konnte bei einer Prüfzeit von 14d eine durchschnittliche Erhöhung der Längenänderung von bis zu 88 % gegenüber natürlichen reaktiven Gesteinskörnungen erreicht werden.

## 5 AUSWIRKUNG DER BINDEMittelZUSAMMENSETZUNG AUF EINE AKR-SCHÄDIGUNG

### 5.1 Einfluss variierender Bindemittelkombinationen auf die OH<sup>-</sup>-Ionenkonzentration

In Bild 5 sind die Auswirkungen des Substitutionsanteils auf die gemessene und auf einen w/b-Wert von 0,47 bezogene OH<sup>-</sup>-Ionenkonzentration nach 28 Tagen dargestellt. Dabei wird die OH<sup>-</sup>-Ionenkonzentration über den Zementsubstitutionsgrad aufgetragen. Grundsätzlich ist festzuhalten, dass eine Zementsubstitution zu einer Absenkung der OH<sup>-</sup>-Ionenkonzentration führt. Je umfangreicher Zementanteile gegen Zusatzstoffe ausgetauscht werden, desto stärker ist die Absenkung ausgeprägt.

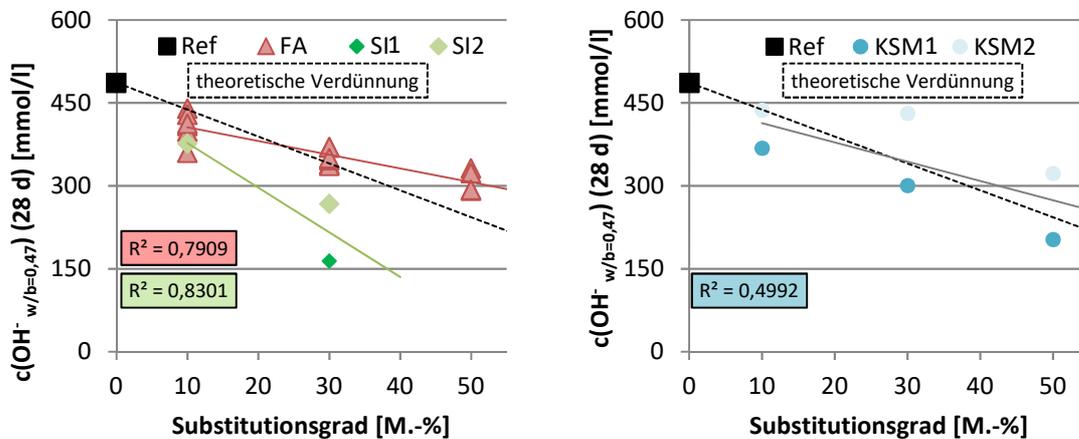


Bild 5: Auswirkungen der Zementsubstitution mittels puzzolanischer Zusatzstoffe (links) und inertem Kalksteinmehl (rechts) auf die OH<sup>-</sup>-Ionenkonzentration

Bei Betrachtung der untersuchten Flugaschen (FA - rot) sind geringfügige Streuungen in der Reduktion der OH<sup>-</sup>-Konzentration festzustellen. Diese konnten jedoch nicht spezifisch auf deren chemische Zusammensetzung zurückgeführt werden. Vielmehr ist hier von einer Überlagerung der Effekte aus chemischer Zusammensetzung und spezifischer Oberfläche auszugehen. Das grundsätzliche Verhalten der Flugaschen lässt sich mit einer linearen Korrelation beschreiben (rote Linie). Anhand dieser konnte nach einer Hydrationsdauer von 28 Tagen bei einem Substitutionsgrad von 10 % eine geringere OH<sup>-</sup>-Ionenkonzentration als die theoretische Verdünnung festgestellt werden, wohingegen bei einem Substitutionsgrad von 30 % und 50 % eine leicht höhere Konzentration ermittelt wurde. Eine mögliche Erklärung könnten die in der Flugasche enthaltenen Alkalien sein, die mit zunehmendem Zementaustausch nicht mehr vollumfänglich durch die Alkalibindungs Kapazität kompensiert werden können. Für die silikastaubhaltigen Zusammensetzungen (SI - grün) lässt sich dagegen festhalten, dass mit steigendem Substitutionsgrad eine über die theoretische Verdünnung hinausgehende Reduktion der OH<sup>-</sup>-Konzentration zu erkennen ist. Silikastaub reagiert aufgrund der großen Reaktionsoberfläche und der amorphen kristallinen Struktur sehr schnell. Es ist somit davon auszugehen, dass die puzzolanische Reaktion aufgrund der höheren Reaktivität bereits weiter fortgeschritten ist und dementsprechend auch die reduzierende Wirkung auf die OH<sup>-</sup>-Ionenkonzentration ausgeprägter und früher als bei den flugaschehaltigen Bindemittelzusammensetzungen eintritt. Dabei zeigte sich, dass mit steigendem

Anteil an reaktionsfähigem  $\text{SiO}_2$  die Effektivität von Silikastaub zunahm, vergleiche Bild 5 – Silikastaub *SI1* mit 96 %  $\text{SiO}_2$  gegenüber *SI2* mit ca. 85 %  $\text{SiO}_2$ .

Kalksteinmehl (KSM – grau) gilt als inerte Zusatzstoff, nimmt also nicht aktiv am Hydratationsprozess teil, weshalb hierbei zunächst von einer rein verdünnenden Wirkung auf die  $\text{OH}^-$ -Ionenkonzentration ausgegangen wird. Bild 5 (rechts) zeigt die Auswirkungen des Substitutionsanteils auf die gemessenen und auf einen w/b-Wert von 0,47 bezogenen  $\text{OH}^-$ -Ionenkonzentrationen nach 28 Tagen. Die Substitution mit Kalksteinmehl verringert zunächst den Portlandzementgehalt, wodurch auch der wirksame Alkaligehalt reduziert wird. Dementsprechend liegen in der Porenlösung weniger Alkalien vor. Bei genauerer Betrachtung ist zu erkennen, dass nach 28 Tagen ein Unterschied in der Konzentration in Abhängigkeit der Art des Kalksteinmehls festgestellt werden kann. Die Substitution mit dem feineren und  $\text{CaCO}_3$ -reicheren Kalksteinmehl *KSM2* bewirkt dabei eine Konzentration, welche höher ist als die theoretische Verdünnung, während das Kalksteinmehl *KSM1* eine Reduktion über die theoretische Verdünnung hinaus bewirkt. Eine mögliche Erklärung für das unterschiedliche Verhalten der Kalksteinmehle ist der Keimbildungseffekt. Dabei dient die Oberfläche von Kalksteinmehlparkeln als Wachstumsfläche für die Hydratationsprodukte des Portlandzementes, wodurch deren Bildung angeregt wird. Bei diesen Reaktionsprodukten handelt es sich hauptsächlich um  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  und CSH-Phasen, was durch eine deutliche Erhöhung der  $\text{Ca}^{2+}$ -Konzentration in der Porenlösung begleitet wird. Die Wirkungsweise des Keimbildungseffektes wird maßgeblich vom Zetapotential und der spezifischen Oberfläche der Zusatzstoffpartikel beeinflusst (Krauss 2013). Diese Wirkung fällt mit höherer Reinheit, d. h. höherem  $\text{CaCO}_3$ -Gehalt stärker aus. Es ist davon auszugehen, dass *KSM2* die besseren Keimbildungseigenschaften aufweist. Daraus resultiert ein gegenüber dem Kalksteinmehl *KSM1* höherer Hydratationsgrad zu diesem Zeitpunkt. Hierdurch wiederum liegt im Zementstein, aufgrund des größeren Anteils an chemisch gebundenem Wasser, weniger freies Wasser bei einer gleichzeitig größeren Menge an gelösten Alkalien vor, sodass die  $\text{OH}^-$ -Konzentration vergleichsweise höher ist. Darüber hinaus haben eigene Untersuchungen gezeigt, dass durch die Verwendung von kalksteinmehlhaltigen Bindemittelzusammensetzungen ein deutlicher Anstieg des Portlanditanteils / Calciumhydroxids ( $\text{Ca}(\text{OH})_2$ ) im Zementstein eintritt, wodurch die zuvor beschriebenen Zusammenhänge bestätigt werden können, vgl. Bild 6.

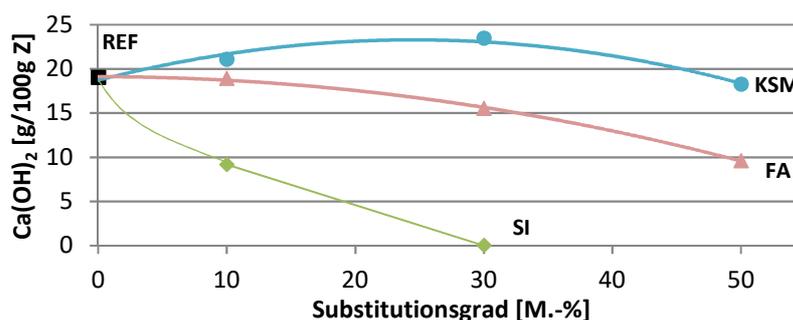


Bild 6: Auswirkungen der Zementsubstitution mittels puzzolanischer Zusatzstoffe und inertem Kalksteinmehl auf den Anteil  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  am Zementstein

## 5.2 Einfluss des w/z- bzw. w/b-Wertes auf die $\text{OH}^-$ -Ionenkonzentration

Zur Beschreibung des Einflusses aus w/z- bzw. w/b-Wert wird in der Literatur ein linearer Zusammenhang zwischen  $\text{OH}^-$ -Ionenkonzentration und freiem Wasser zugrunde gelegt (Böhm 2016 Schäfer 2004 Diamond 1981). Eigene Untersuchungen zeigen, dass eine lineare Berücksichtigung des w/z- bzw. w/b-Wertes mit den zuvor beschriebenen Auswirkungen (freies Wasser, Verdünnung bzw. Erhöhung der Ionenkonzentration der Porenlösung, Alkalibindungskapazität der Hydratationsprodukte)

auf die OH<sup>-</sup>-Ionenkonzentration einer starken Vereinfachung entspricht. Erschwerend kommt hinzu, dass in Abhängigkeit von der Hydratationsdauer sowie der Art und dem Substitutionsgrad des verwendeten Zusatzstoffes der Hydratationsgrad und damit der Anteil an chemisch gebundenem Wasser variiert (Bild 7). Aus diesem Grund ist eine Anpassung der bisherigen von Schäfer (2004) getroffenen linearen Annahme von 0,2 g chemisch gebundenen Wassers pro Gramm Feststoff vorgenommen worden.

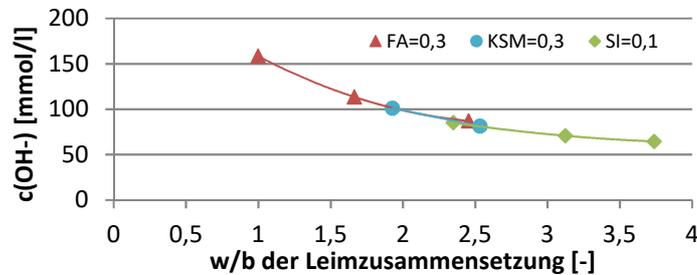


Bild 7: Einfluss des Wassers-Bindemittels-Verhältnisses auf die OH<sup>-</sup>-Ionenkonzentration bei ansonsten identischer Leimzusammensetzung unter Verwendung variierender Bindemittelzusammensetzung

Hierzu sind die Anteile an chemisch und physikalisch gebundenem Wasser entsprechend Adam (2006) ermittelt worden. So konnten auf Basis von Schäfer (2004) nachfolgende Zusammenhänge zur Bestimmung der OH<sup>-</sup>-Ionenkonzentration bestimmt werden:

$$OH^-_{neu} [mmol/l] = OH^-_{akt.} \cdot \frac{w_f}{w/b_{neu} - (w/b_{akt.} - w_f)} \quad (1)$$

mit  $OH_{akt.}$  Ausgangswert OH<sup>-</sup>-Ionenkonzentration  
 $OH_{neu}$  angepasste OH<sup>-</sup>-Ionenkonzentration  
 $w/b_{neu}$  Zielwert w/b  
 $w/b_{akt.}$  Ausgangswert w/b

$w_f = 0,189$ (28d)	$w_f = 0,191$ (56d)	bei $w/b < 1,0$
$w_f = 0,177$ (28d)	$w_f = 0,185$ (56d)	bei $1,0 < w/b < 1,5$
$w_f = 0,170$ (28d)	$w_f = 0,177$ (56d)	bei $1,5 < w/b < 2,0$
$w_f = 0,161$ (28d)	$w_f = 0,167$ (56d)	bei $2,0 < w/b < 3,0$

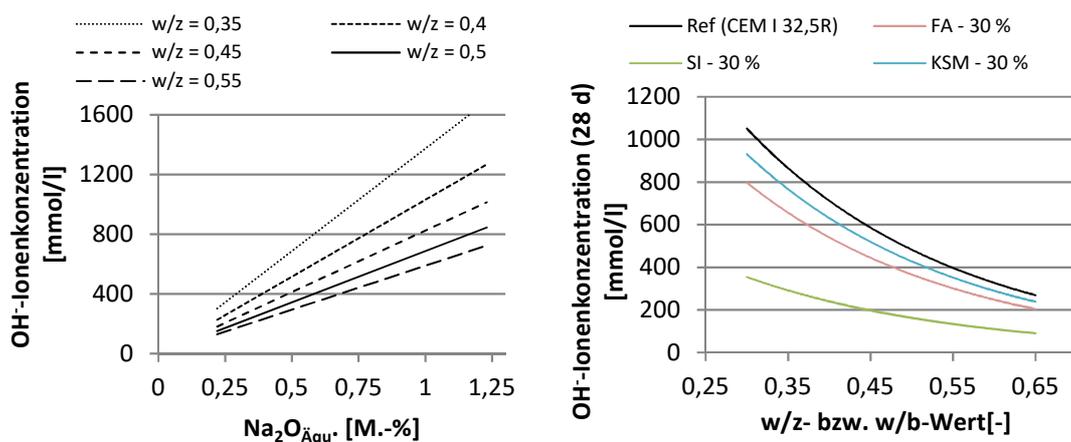


Bild 8: Einfluss variierender w/z- bzw. w/b-Werte auf die OH<sup>-</sup>-Ionenkonzentration über den Na<sub>2</sub>O<sub>Äqu.</sub> von CEM I (links), Einfluss variierender w/z- bzw. w/b-Werte verschiedener Bindemittelzusammensetzungen auf die OH<sup>-</sup>-Ionenkonzentration (rechts)

Bei w/b-Werten von bis zu 1,0 konnte ein linearer Zusammenhang zwischen OH<sup>-</sup>-Konzentration und w/b-Wert – wie in Schäfer (2004) beschrieben – bestätigt werden. Eigene Untersuchungen haben jedoch

zeigt, dass eine Anpassung des Anteils an chem. gebundenem Wasser von 0,2 g auf 0,189 g (28d) chemisch gebundenen Wassers pro Gramm Feststoff eine genauere Bestimmung der OH-Ionenkonzentration ermöglicht (vgl. Gleichung 1). Übersteigt der w/b-Wert die Größenordnung von 1,0 – insbesondere bei der Analyse der Überstandslösung maßgebend – gehen mit steigendem Anteil an freiem Wasser deutlich mehr Ionen (v.a. Natrium, Kalium und Calcium) in Lösung. Dieser Effekt sowie die Auswirkungen des Hydratationsgrads werden in der o.g. Gleichung (1) berücksichtigt. Somit lassen sich nachfolgende Zusammenhänge für unterschiedliche w/z- bzw. w/b-Werte in Bild 8 (links) festhalten. Bei gleichbleibendem  $\text{Na}_2\text{O}_{\text{Äqu.}}$  des Bindemittels nimmt die OH-Ionenkonzentration mit abnehmendem w/z- bzw. w/b-Wert deutlich zu. Aus Bild 8 (rechts) geht ebenfalls hervor, dass eine deutliche Steigerung der OH-Ionenkonzentration bei abnehmendem Wassergehalt umso ausgeprägter eintritt, je intensiver die verwendete Bindemittelzusammensetzung eine hohe Verfügbarkeit an Natrium-, Kalium- und Calciumhydroxid ermöglicht (Bild 8 rechts).

### 5.3 Einfluss unterschiedlicher Bindemittelkombinationen auf die Längenänderung

Die Auswirkungen des Substitutionsanteils auf die gemessene Längenänderung nach 14 Tagen sind in Bild 9 aufgeführt. Dabei wurde die Längenänderung über den Zementsubstitutionsgrad aufgetragen. Flugasche wird wegen der puzzolanischen Reaktion unter Verbrauch von  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  sowie der erhöhten Bindungskapazität der CSH-Phasen in der Literatur (Böhm 2016, Heinz 2007) zumeist eine AKR-reduzierende Wirkung beigemessen. Bild 9 zeigt die Dehnungen der flugaschehaltigen Mörtel bezogen auf die der Referenzzusammensetzung. Es wird ersichtlich, dass die Verwendung von Flugasche (FA – rot) bezogen auf den jeweiligen Substitutionsanteil eine deutliche Reduktion der Längenänderung hervorruft. Mit zunehmendem Substitutionsanteil wird eine höhere Reduktion der Dehnung erreicht. Anhand der Regressionsgeraden über die verschiedenen Substitutionsanteile wird ebenfalls deutlich, dass die Effizienz bei Flugasche mit zunehmendem Substitutionsanteil leicht abnimmt und sich nahezu parallel zur theoretisch zu erwartenden Verdünnung (gestrichelt schwarz) verhält.

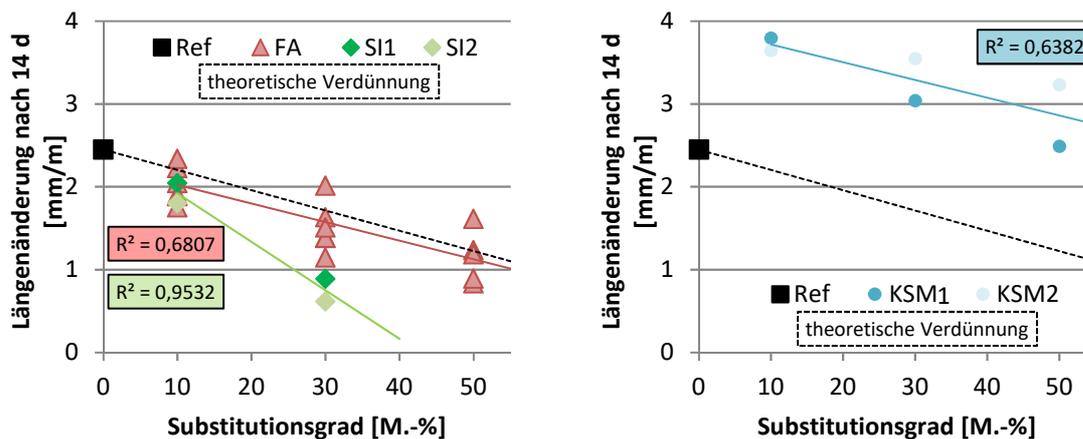


Bild 9: Auswirkungen der Zementsubstitution mittels puzzolanischer Zusatzstoffe (links) und inertem Kalksteinmehl (rechts) auf die Längenänderungen infolge AK-Gelbildung

Ebenso wie Flugasche reagiert auch Silikastaub (SI – grün) puzzolanisch unter Verbrauch von  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ . Die chemische Zusammensetzung der Ausgangsstoffe begünstigt hierbei die Bildung von CSH-Phasen mit besonders stark ausgeprägter Alkalibindungskapazität (Schäfer 2004, Giebson 2013), wodurch die Dehnungen infolge AKR wesentlich stärker abgemindert werden. Die Untersuchungsergebnisse bestätigen dies, wie aus Bild 9 hervorgeht. Alle Bindemittelzusammensetzungen mit Silikastaub haben zu einer starken Reduktion der Längenänderung gegenüber der Referenzzusammensetzung geführt. Die

Mahlfeinheit kann bei der Beurteilung vernachlässigt werden (Scholz 2016), da die Silikastaubpartikel eine so geringe Größe aufweisen, dass sie komplett reagieren. Aufgrund dessen kann bei einem ausreichenden Angebot an Silikastaub der Anteil an kristallinem  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  am Zementstein nahezu vollständig reduziert werden, siehe Bild 6. Kalksteinmehl (KSM – grau) wird aufgrund seines inerten Verhaltens in der Literatur eine dehnungsreduzierende Wirkung zugeschrieben. Die experimentellen Untersuchungen mit dem in diesem Beitrag vorgestellten mod. Prüfverfahren bestätigen dies nur teilweise. Bild 9 (rechts) zeigt, dass unabhängig vom verwendeten Kalksteinmehl und dem Substitutionsanteil zunächst eine Erhöhung der Längenänderung gegenüber der Referenzzusammensetzung zu verzeichnen ist. Nichts desto trotz wird mit zunehmender Substitution eine Abnahme der Längenänderung erreicht. Bei einer Substitution von 50 % entspricht die Längenänderung in etwa der der Referenzzusammensetzung. Bei geringem Austausch mit Kalksteinmehl (10 %) sind die Auswirkungen verschiedener Kalksteinmehle auf die Längenänderungen noch vergleichbar. Mit höherem Substitutionsanteil ist die Reduktion der Längenänderung bei Verwendung von feinerem Kalksteinmehl *KSM2* geringer ausgeprägt, während beim größeren Kalksteinmehl *KSM1* eine stärkere Reduktion der Längenänderung erreicht wird. Als Erklärungsansatz für die dehnungsfördernde Wirkung von Kalksteinmehl lässt sich der Einfluss der spezifischen Oberfläche – respektive des Keimbildungseffekts – heranziehen. Demnach steht durch den beschleunigten Ablauf der Hydratation vergleichsweise mehr  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  zur Verfügung, vergleiche Bild 6. Das darin vorhandene Calcium setzt durch Austausch mit den im AK-Gel gebundenen Alkalien erneut Natrium und Kalium frei. Es bilden sich Alkalihydroxide in der Porenlösung, wodurch die AKR wie in einem Kreislauf weiter vorangetrieben wird. Darüber hinaus wird in Scholz (2016) die These aufgestellt, dass das Verhältnis von  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  zu CSH-Phasen infolge des Keimbildungseffektes negativ beeinflusst werden könnte. Das Ca/Si-Verhältnis der CSH-Phasen und damit deren Alkalibindungs Kapazität könnten deutlich herabgesetzt und das Schädigungspotenzial deutlich heraufgesetzt werden. Diese These ist nicht abschließend verifiziert, wird jedoch grundsätzlich anhand der ermittelten Längenänderungen gestützt (Bild 9, rechts). Der Einfluss von einem erhöhten Anteil an  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  auf eine größere Längenänderung wird ebenfalls in Bild 10 (links). Ob dieser Ansatz ausreicht, die deutliche Zunahme der Längenänderung trotz erheblicher Absenkung der OH-Ionenkonzentration (vgl. Bild 10, rechts) vollumfänglich zu beschreiben, oder inwiefern möglicherweise eine Kombination aus einer größeren Menge an stark quellfähigem AK-Gel und geschwächter Zementsteinmatrix zu einer stärker ausgeprägten Längenänderung führen, muss noch gesondert betrachtet werden.

Abschließend kann bei der Gegenüberstellung der OH-Ionenkonzentrationen sowie der zugehörigen Längenänderungen der unterschiedlichen Bindemittelzusammensetzungen ein linearer Zusammenhang ermittelt werden, welcher sich für die jeweiligen Stoffgruppen, in jeden Fall aber für den jeweiligen Typ des Zusatzstoffes (puzzolanisch, inert), ergibt (Bild 10, rechts).

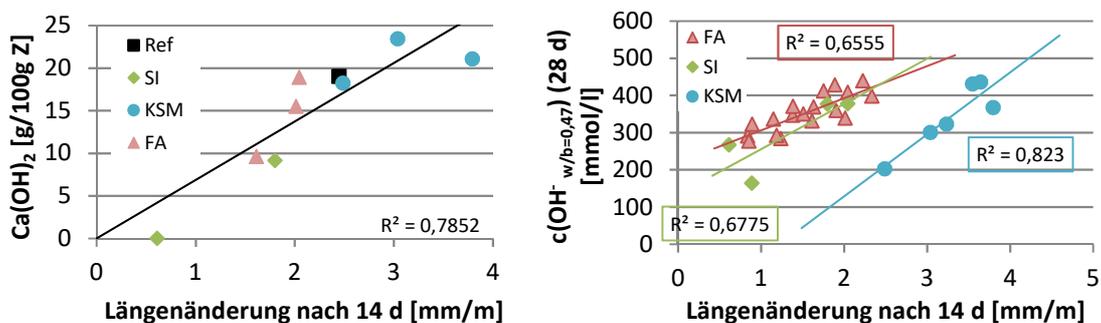


Bild 10: Gegenüberstellung Anteil  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  am Zementstein und ermittelte Längenänderung (links); Gegenüberstellung der ermittelten OH-Ionenkonzentrationen mit zugehörigen Längenänderungen (rechts)

## 6 SCHLUSSFOLGERUNGEN

Im vorliegenden Beitrag wurden zunächst die Auswirkungen von unterschiedlichen Bindemittelzusammensetzungen sowie der Einfluss des w/z- bzw. w/b-Wertes auf die OH<sup>-</sup>-Ionenkonzentration in der Porenlösung vorgestellt. Dabei kann durch die Substitution des Zements mittels Betonzusatzstoffen grundsätzlich eine Abminderung der OH<sup>-</sup>-Ionenkonzentration erreicht werden. Bei dem inerten Zusatzstoff Kalksteinmehl wird in erster Linie eine Verdünnung der OH<sup>-</sup>-Ionenkonzentration erreicht, da zum einen weniger Alkalien durch die Reduktion des Zementgehalts vorliegen, zum anderen ein größerer Anteil an Ca(OH)<sub>2</sub> in kristalliner Form vorliegt. Bei den puzzolanisch wirkenden Stoffen wie Flugasche und Silikastaub wird die Abminderung neben dem Verdünnungseffekt durch ihre Beteiligung an der Hydratation und der daraus resultierenden Alkalibindungskapazität erzielt. Im Rahmen der vorgenommenen Untersuchungen konnte der größtmögliche Abminderungseffekt bei einer 30 % igen Substitution des Zements durch Silikastaub mit einem möglichst hohen SiO<sub>2</sub>-Gehalt erreicht werden.

Im Weiteren konnte der Einfluss des w/z- bzw. w/b-Wertes auf die OH<sup>-</sup>-Ionenkonzentration bekräftigt werden. Mit abnehmenden Wassergehalt im Leim steigt die OH<sup>-</sup>-Ionenkonzentration deutlich an. Daraus kann je nach w/z- bzw. w/b-Wert bei ansonsten identischer Bindemittelzusammensetzung eine Erhöhung der OH<sup>-</sup>-Ionenkonzentration um den Faktor 4 resultieren.

Die Ergebnisse aus den Untersuchungen zur Längenänderung decken sich nur teilweise mit zuvor identifizierten Auswirkungen der Bindemittelzusammensetzungen auf die OH<sup>-</sup>-Ionenkonzentrationen. Bei der Gegenüberstellung von OH<sup>-</sup>-Ionenkonzentration und den ermittelten Längenänderungen lässt sich grundsätzlich eine lineare Abhängigkeit feststellen. Diese ist jedoch stoffspezifisch, zumindest aber vom Reaktionstyp des Zusatzstoffes abhängig (puzzolanisch, inert), einzuordnen. Insbesondere ist bei Verwendung von Kalksteinmehl eine deutliche Abweichung der auftretenden Längenänderungen im Verhältnis zu zuvor ermittelten OH<sup>-</sup>-Ionenkonzentrationen festgestellt worden. Hierbei wird deutlich, dass neben den chemischen Einflussgrößen ebenfalls die physikalischen Einflussgrößen (Festigkeitseigenschaften, Dichte, etc.) einen Einfluss auf den Schädigungsverlauf und das Schädigungsausmaß einer AKR haben.

Gestützt werden die zuvor beschriebenen Erkenntnisse durch ergänzende Untersuchungen zur Bestimmung des Anteils an kristallinem Ca(OH)<sub>2</sub> im Zementstein. Neben der Bestätigung der Auswirkungen des Keimbildungseffektes auf eine Zunahme des Anteils an kristallinem Ca(OH)<sub>2</sub> kann insbesondere ein linearer Zusammenhang zwischen diesem und der auftretenden Längenänderung abgeleitet werden. Dies erscheint zunächst sinnvoll, wenn von der These ausgegangen werden kann, dass ein hoher Anteil an Ca<sup>2+</sup>-Ionen in der Porenlösung die Bildung von besonders quellfähigem AK-Gel begünstigt.

Die Untersuchungen haben gezeigt, dass der Berücksichtigung unterschiedlicher Bindemittelkombinationen sowie deren w/z- bzw. w/b-Wert bei der Vermeidung einer schädigenden AKR eine große Relevanz beigemessen werden kann. Dabei wird ersichtlich, dass ein großes Potenzial zur Erhöhung des AKR-Widerstands allein durch eine gezielte Anpassung der Bindemittelzusammensetzung vorhanden ist. Inwiefern die gewonnenen Erkenntnisse es erlauben, bisherige Vermeidungsstrategien zu erweitern oder sogar eine Prognose über eine zu erwartende Schädigung infolge AKR vorzunehmen, muss in weiterführenden Arbeiten genauer beleuchtet werden.

## LITERATUR

- Adam, T. (2006): Ein Modell zur Beschreibung der Hydratation von Beton in Abhängigkeit vom Feuchtegehalt (Dissertation), Darmstadt.
- Böhm, M. (2016): Beitrag von Steinkohlenflugasche in Zement zur Vermeidung einer schädigenden Alkali-Kieselsäure-Reaktion (Dissertation), Clausthal.
- Böhm, M. & Baetzner, S. (2007): Die Auswirkungen der Alkalität der Porenlösung auf eine Alkali-Kieselsäure-Reaktion, in AiF-Vorhaben-Nr.: 14242 N, Abschlussbericht Verein Deutscher Zementwerke e.V.
- Diamond, S. (1981): Effects of two danish flyashes on alkali contents of pore solutions of cement-flyash pastes, in *Cement and Concrete Research* Vol. 11, Oxford, Pergamon Press Ltd., pp. 383-394.
- Gholizadeh-Vayghan, A. & Rajabipour, F. (2017): The influence of alkali-silica reaction (ASR) gel composition on its hydrophilic properties and free swelling in contact with water vapor, in *Cement and Concrete Research* 94, Oxford, Elsevier Ltd., 2017, pp. 49-58.
- Gholizadeh Vayghan, A., Rajabipour, F. & Rosenberger, J. L. (2016): Composition-rheology relationships in alkali-silica reaction gels and the impact on the gel's deleterious behaviour, in *Cement and Concrete Research* 83, Oxford, Elsevier Ltd., pp. 45-56.
- Giebson, C. (2013): Die Alkali-Kieselsäure-Reaktion in Beton für Fahrbahndecken Flugbetriebsflächen unter Einwirkung alkalihaltiger Enteisungsmittel (Dissertation), Weimar.
- Heinz, D., Schmidt, K. & Urbonas, L. (2007): Vermeidung von schädigender AKR durch Steinkohlenflugasche, in *Beton- und Stahlbetonbau* 102, Heft 8, Berlin, Ernst & Sohn Verlag, pp. 511-520.
- Krauss, H.-W. (2013): Zur Auswirkung hochfeiner inerter Zusatzstoffe auf die Hydratationskinetik und die Mikrostruktur von Zementstein (Dissertation), Braunschweig.
- L'Hôpital, E., Lothenbach, B., Scrivener, K. & Kulik, D. (2016): Alkali uptake in calcium alumina silicate hydrate (C-A-S-H), in *Cement and Concrete Research* 85, Oxford, Elsevier Ltd., pp. 122-136.
- Ott, C. (2008): Entwicklung einer Referenzkörnung für die Alkali-Kieselsäure-Reaktion (Dissertation), Clausthal.
- Rieke, C. (2017): Autobahnen als Millionengräber – Betonkrebs frisst Steuergelder, auf Website: <https://www.n-tv.de/wirtschaft/Betonkrebs-frisst-Steuergelder-auf-article19912778.html>, zuletzt aufgerufen: 09.10.2019.
- Schäfer, E. & Meng, B. (2001): Einfluss von Zement und Zusatzstoffen auf das Alkaliangebot für eine Alkali-Kieselsäure-Reaktion, in *beton* 10/2001, Düsseldorf, Verlag Bau+Technik GmbH, pp. 145-155.
- Schäfer, E. (2004): Einfluss der Reaktionen verschiedener Zementhauptbestandteile auf den Alkalihaushalt der Porenlösung des Zementsteins (Dissertation), Clausthal.
- Scholz, Y. (2016): Dauerhaftigkeit von Beton - Wirkungsweisen von Betonzusatzstoffen zur Vermeidung einer AKR (Dissertation), Cottbus.
- Siebel, E. et al. (2006): AKR-Prüfverfahren - Vergleichbarkeit und Praxis-Relevanz, Teil 1 und Teil 2, Düsseldorf: Betontechnische Berichte, Forschungsinstitut der Zementindustrie.
- Stark, J. & Wicht, B. (2013): Alkali-Kieselsäure-Reaktion, in *Dauerhaftigkeit von Beton* (2. Auflage), Berlin, Springer Vieweg, pp. 299-398.
- Thomas, M. (2017): The effect of supplementary cementing materials on alkali-silica reaction: A review, in *Cement and Concrete Research* 41, Oxford, Elsevier Ltd., pp. 1224-1231.

# Zustandsentwicklung und -prognose von Eisenbahnbrücken

Hubert Naraniecki<sup>1</sup>, und Steffen Marx<sup>1</sup>

<sup>1</sup>*Institut für Massivbau, Leibniz Universität Hannover, Deutschland*

## **KURZFASSUNG:**

Der vorliegende Beitrag befasst sich im Rahmen des Forschungsprojekts DiMaRB (Digital Maintenance of Railway Bridges) mit der Auswertung einer Datenbank der DB AG, die zu den Eisenbahnbrücken vorliegt. Ziel ist es, Prognosen zu Zustandsentwicklungen unterschiedlicher Bauwerksarten von Eisenbahnbrücken zu erstellen und dafür die maßgebenden Einflussparameter (Merkmale) zu charakterisieren. Die hier dargestellten Untersuchungen beschränken sich größtenteils auf Daten von Stahlbeton-, Spannbeton- und Rahmenbrücken. Aus den Ergebnissen geht erwartungsgemäß hervor, dass das Bauwerkalter den ausschlaggebenden Einfluss auf den Zustand einer Brücke hat, die Entwicklung allerdings von weiteren Merkmalen wie dem statischen System und der Bauwerksart beeinflusst wird. Ein Zusammenhang zwischen dem Bauwerkszustand und Größendimensionen wie beispielsweise der Stützweite oder Brückenfläche wurde nicht festgestellt.

Keywords: Eisenbahnbrücken, Brückenzustand, Zustandsentwicklung, Zustandsprognose, prädiktives Instandhaltungsmanagement

## **ABSTRACT:**

The present article deals as a part of the research project DiMaRB (Digital Maintenance of Railway Bridges) with the evaluation of data concerning railway bridges of the DB AG. The aim is to create predictions of condition development for different structure types of railway bridges and therefore to characterize the relevant influencing parameters (features). In this article a closer look is only taken on data of reinforced concrete bridges, prestressed concrete bridges and concrete frame bridges. Results of the investigation are presented in chapter 4 and show that the age of bridges has a decisive influence on the bridge condition, but the condition development is influenced by other features such as the static system and the structure type. On the other hand, the maximum span of the bridge and the bridge surface seem to rather not affect the condition development.

Keywords: railway bridges, bridge condition, condition development, condition prediction, predictive maintenance management

## 1 EINLEITUNG

Im betrachteten Datensatz der DB AG befinden sich etwa 25300 Brücken, welche sich hauptsächlich in vier Hauptbauwerksarten untergliedern. Massivbrücken stellen vor Stahl- und Gewölbebrücken sowie Walzträgern in Beton (WiB) den maßgebenden Brückentyp im Eisenbahnbrückenbau mit einem Gesamtanteil von ca. 29 % am Brückenbestand dar. Außer den genannten Hauptbauwerksarten gibt es im Bestand der DB ca. 1600 Signal- und Leitungsbrücken, die zwar den Brückenbauwerken zugeordnet sind aber keine Eisenbahnbrücken im herkömmlichen Sinne darstellen (hier nicht weiter betrachtet), sowie etwa 1200 Brücken, die keiner der vier Hauptbauwerksarten zugeordnet werden können. Bild 1 zeigt links die prozentuale Verteilung der Bauwerksarten aller Eisenbahnbrücken auf bundesweiter Ebene.

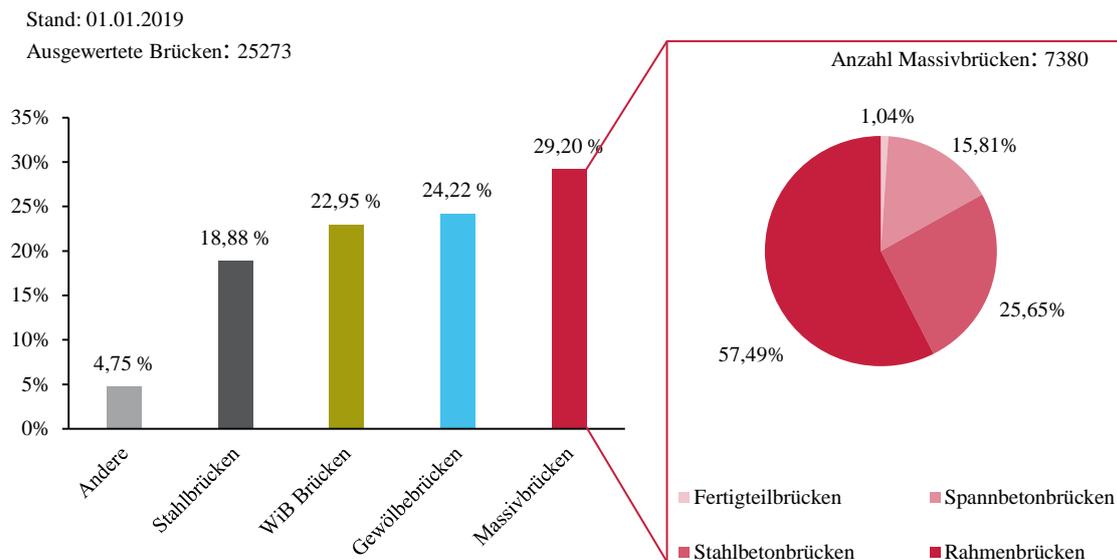


Bild 1: Verteilung der Eisenbahnbrücken nach Bauwerksart in Deutschland

Unter die Kategorie Massivbrücken fallen neben den Stahlbetonbrücken ebenfalls die Spannbeton-, Fertigteiltrücken sowie Rahmenbrücken. In Bild 1 ist rechts die Aufteilung der rd. 7380 Brückenbauwerke der Kategorie Massivbrücken nach der Bauwerksart dargestellt. Mit einem Anteil von fast 60 % aller Brücken sind Rahmenbrücken die am häufigsten vorkommende Bauwerksart, gefolgt von Stahlbeton- und Spannbetonbrücken, welche zusammen etwa die restlichen 40 % abbilden. Fertigteiltrücken haben einen Anteil von lediglich 1 % in der Kategorie Massivbrücken.

Bei der Betrachtung der Altersstruktur ist ein Abfall der Neubauten in den letzten 30 Jahren deutlich erkennbar. Die meisten Eisenbahnbrücken wurden im Zuge des Ausbaus des Nebenstreckennetzes zwischen 1900 bis 1920 gebaut (Rossberg 1999). Ein weiterer Schwerpunkt liegt zwischen 1980 und 2000, sodass das Durchschnittsalter des Brückenbestands aktuell rd. 72 Jahre beträgt. Die am häufigsten errichteten Brücken in den letzten 50 Jahren sind die Massivbrücken, explizit Rahmenbrücken, welche lediglich ein Durchschnittsalter von etwa 30 Jahren besitzen. Im Gegensatz dazu sind Stahl- und WiB Brücken mit etwa 80 Jahren und Gewölbebrücken mit 111 Jahren im Schnitt deutlich älter. Die älteste noch aktive Brücke im Bestand der DB AG ist eine Gewölbebrücke bei Mühlgraben in Sachsen mit einem Alter von 181 Jahren. Brücken, welche im Laufe ihrer Nutzungsdauer rekonstruiert worden sind, werden mit ihrem Rekonstruktionsjahr als Baujahr in Bild 2 abgebildet (ca. 4750 Bauwerke).

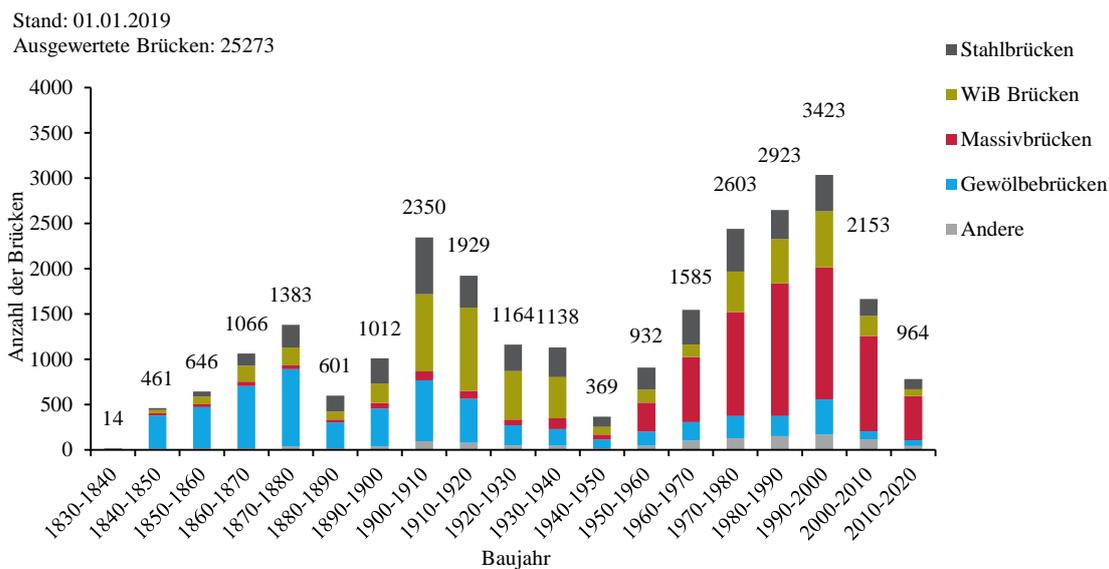


Bild 2: Verteilung der Bauwerksarten nach Baujahr

Das steigende Brückenalter führt zwangsläufig zu notwendigen Instandhaltungs- und Modernisierungsmaßnahmen, wodurch das Instandhaltungsmanagement des Brückenbestands mehr und mehr zu einer zentralen Aufgabe wird.

Momentan ist das Instandhaltungsmanagement von Eisenbahnbrücken problemorientiert, schadensbasiert und reaktiv. Bei einer periodisch durchgeführten Inspektion wird ein Schaden erkannt, wodurch erst anschließend eine Reaktion stattfinden kann. Der Umstand eines bereits entstandenen und ggf. fortgeschrittenen Schadens treibt die Kosten für die spät eingeleiteten Instandsetzungsmaßnahmen dann deutlich in die Höhe.

Die prädiktive Instandhaltungsstrategie, welche auf der Prognose von Schäden und Zustandsänderungen basiert, ist ein vielversprechender Ansatz. Sie wird in anderen Wirtschaftszweigen wie beispielsweise dem Maschinenbau bereits seit längerer Zeit erfolgreich angewandt. Eine wesentliche Grundlage dafür stellt eine möglichst genaue Vorhersage der Bauwerkszustände in Abhängigkeit von den gegebenen Randbedingungen dar. Folglich wären Inspektionen lediglich bei definierten Schwellwertüberschreitungen notwendig, wodurch eine Senkung der Instandhaltungskosten möglich wäre, da Schäden aber auch potenzielle Schäden frühzeitig erkannt und behoben werden könnten.

Da es sich bei vielen Brücken um einzigartige Bauwerke handelt, blieb die Frage bislang ungeklärt, inwiefern und mit welcher Genauigkeit es möglich und sinnvoll ist einen Zustand anhand von bauwerksbedingten Randbedingungen zu prognostizieren. Diese Fragestellung wird am Institut für Massivbau im Rahmen eines Teilarbeitspakets des Forschungsvorhabens DiMaRB (Digital Maintenance of Railway Bridges) mit Hilfe der Auswertungen von Bestandsdaten zu Eisenbahnbrücken der DB AG untersucht. In diesem Beitrag sollen die ersten Ergebnisse zur Untersuchung der Zustandsentwicklung infolge unterschiedlicher Brückeneigenschaften aufgezeigt und daraus Parameter identifiziert werden, die eine Zustandsprognose ermöglichen könnten. Der Fokus liegt hierbei auf der Bauwerkskategorie Massivbrücken aufgrund des maßgebenden Anteils am Gesamtbestand.

## 2 DATENGRUNDLAGE

Seit 1994 speichert die DB AG aus den Inspektionen gewonnene Informationen regionalbereichsbezogen unter Angabe von eindeutigen Brückenkennung in der Datenbank BauSysControl. Neben detektierten Schäden und Zustandsbewertungen aus den jeweiligen Inspektionen sind ebenfalls allgemeine Informationen zu den Brücken der DB AG abgelegt. Dazu gehören zum Beispiel die Anzahl und Art der Überbauten, Widerlager und Pfeiler, die Stützweite, das Baujahr des frühesten und spätesten Bauteils, mögliche Rekonstruktionsjahre, die Bauwerksart, das statische System und einige weitere Informationen, die die Brücke und deren Standort weiter charakterisieren. Diese Angaben eignen sich als Merkmale für die angestrebten und teilweise hier dargestellten Untersuchungen der Zustandsentwicklung in Abhängigkeit solcher Parameter.

Im Zuge einer (über alle Gewerke) einheitlichen Vorhaltung der technischen Daten der Infrastruktur wurden die Informationen aus BauSysControl in SAP R/3 Netz im Jahr 2008 übernommen. Die Zuordnung der einzelnen Brücken über „Equipmentnummern“ in BauSys wurde durch die neue Bezeichnung „Technischer Platz“ abgelöst und eine detaillierte einheitliche Codierung festgelegt. Mit der Einführung von SAP wurden zunächst nahezu alle bauwerksbezogenen Daten aus der Datenbank BauSysControl zusammengeführt und anschließend in das neue System SAP importiert. Die Daten der Brückenschäden als auch die letzten Begutachtungen wurden mittels PDF in SAP übernommen. In beiden Datenbanksystemen war/ist es nicht vorgesehen, an den Bauwerken durchgeführte Maßnahmen im Sinne einer Instandhaltung dauerhaft zu dokumentieren. In einer Untersuchung zur Entwicklung des Zustands über das Brückenalter kann daher der Einfluss von zustandsverbessernden Maßnahmen nicht effektiv ausgeschlossen werden.

Das BauSysControl (1994-2008) und SAP (2008-heute) stellen somit die Datengrundlage für die Auswertungen zur Zustandsentwicklung von Eisenbahnbrücken dar. Ein Zusammenführen beider Datenbanken ermöglicht es, den Zeitraum von 1994 bis heute mit Daten zu Brückenmerkmalen sowie Brückenzuständen zu füllen. Bezüglich der Schäden kann nur gesondert der Zeitraum von 1994 bis 2008 oder von 2008 bis 2019 betrachtet werden.

Für die nachfolgende Datenauswertung werden ausschließlich die noch aktiven und mit einer Zustandskategorie versehenen Brücken der oben genannten Kategorie Massivbrücken näher betrachtet und in einigen Aspekten mit der Kategorie Stahlbrücken verglichen. So kann der Effekt von einzelnen Parametern auf den Brückenzustand verdeutlicht werden. Gleichzeitig finden nur vollständige und hinsichtlich Richtigkeit plausibilisierte Brückendatensätze Eingang in die Auswertung, um den Einfluss fehlerbehafteter Daten in den Ergebnissen minimieren zu können. Dies bedeutet, dass nicht der gesamte Brückenbestand von rd. 25710 Brücken (Stand 2019) sondern lediglich 25273 Brücken in eine Auswertung eingehen. Der Betrachtungszeitpunkt der Daten bezieht sich auf den 01.01.2019, wodurch Abweichungen zu aktuellen Ständen erstehen können.

## 3 ZUSTANDBEWERTUNG VON EISENBAHNBRÜCKEN

Um die Betriebs-, Verkehrs- und Standsicherheit der Brücken im bundesweiten Eisenbahnnetz zu gewährleisten, kommt der Inspektion eine zentrale Bedeutung zu. Die Inspektion von Eisenbahnbrücken wird durch die Richtlinie 804.800x (DB 2011) der DB AG geregelt. Dabei unterscheidet die Richtlinie 804.8001 zwischen vier Inspektionsarten, der Überwachung, der Untersuchung, der Begutachtung sowie der Sonderbegutachtung, wobei die Begutachtung den Kern der Bauwerksinspektionen bildet. In einem Turnus von sechs Jahren werden bei einer Begutachtung alle Bauwerksteile auf Schäden und Mängel geprüft, welche die Brücke hinsichtlich Sicherheit,

Dauerhaftigkeit oder Tragfähigkeit beeinträchtigen könnten. Alle festgestellten Schäden werden dokumentiert und mit einer Schadensklasse (SK) versehen, die das Ausmaß der Schäden angibt. Die Definition der Schadensklassen erfolgt nach Richtlinie 804.8001.

- SK 1: geringfügige Schäden und Mängel
- SK 2: Schäden und Mängel mittleren Umfangs
- SK 3: Schäden und Mängel großen Umfangs
- SK 4: Völlige Verrottung, Zerstörung

Die Zuordnung eines Schadens zu einer SK oblag seit Beginn der Schadenserfassung bis Anfang 2017 der Einschätzung des Fachbeauftragten. Mit dem ab 2017 neu eingeführten Inspektionssystem „Brücken-App“ wurden Beispielbilder sowie ein Bewertungsalgorithmus zur Bewertung der SK eingeführt, wie in Tab. 1 dargestellt. Hiermit soll das Bewertungssystem der DB AG vereinheitlicht und von dem subjektiven Empfinden der Fachbeauftragten losgelöst werden.

Tabelle 1: Hilfsbilder zur Bewertung der SK am Beispiel von Betonabplatzungen (Brücken-App)

	Schadenskategorie	Schadenstext
SK 1		<ul style="list-style-type: none"> <li>- Abplatzungen oberflächennah</li> <li>- Keine freiliegende tragende Bewehrung</li> <li>- Vereinzelte Stellen (&lt; 5 % der Fläche)</li> <li>- Anfahrschaden</li> </ul>
SK 2		<ul style="list-style-type: none"> <li>- Abplatzungen mit freiliegender korrodierter Bewehrung</li> <li>- Mehrere Stellen (5-25 % der Fläche)</li> <li>- Querschnittsverlust der tragenden Bewehrung (&lt; 15 % der Bewehrungsstäbe im tragenden Querschnitt)</li> </ul>
SK 3		<ul style="list-style-type: none"> <li>- Abplatzungen mit freiliegender korrodierter Bewehrung</li> <li>- Größere Flächen (25-50 % der Fläche)</li> <li>- Querschnittsverlust der tragenden Bewehrung (15-35 % der Bewehrungsstäbe im tragenden Querschnitt)</li> <li>- Übergreifungsstöße der Bewehrung nicht betroffen</li> </ul>
SK 4		<ul style="list-style-type: none"> <li>- Abplatzungen mit freiliegender korrodierter Bewehrung</li> <li>- Größere Flächen (&gt; 50 % der Fläche)</li> <li>- Querschnittsverlust der tragenden Bewehrung (&gt; 35 % der Bewehrungsstäbe im tragenden Querschnitt)</li> <li>- Übergreifungsstöße der Bewehrung liegen frei</li> <li>- Standsicherheit des Bauwerks beeinträchtigt</li> </ul>

Zusätzlich zu den SK wird jeder Schaden hinsichtlich seiner Sicherheitsrelevanz nach Richtlinie 804.8001 beurteilt.

- Betriebssicherheit: Gefahr für die Abwicklung des Betriebs
- Verkehrssicherheit: Gefahr für den Verkehr Dritter und/oder die Mitarbeiter der DB
- Standsicherheit: Gefahr für den Bestand bzw. die Tragfähigkeit des Bauwerks oder eines wesentlichen tragenden Bauteils

Die drei verschiedenen Arten von Sicherheitsrelevanz werden für jeden dokumentierten Schaden mit „ja“ oder „nein“ bewertet, wobei ein Schaden auch mehrere Arten von Sicherheitsrisiken aufweisen kann.

Auf Grundlage der am Bauwerk erfassten Schadensanzahl und deren SK wird jedes Bauwerksteil (Überbauten, Widerlager und Pfeiler) einzeln hinsichtlich seines Zustands durch den Fachbeauftragten bewertet. Dafür werden die Zustandskategorien (ZK) 1 bis 4 nach Richtlinie 804.8001 eingeführt.

- ZK 1: Punktuelle Schäden am Bauwerksteil, welche die Sicherheit nicht beeinflussen. Maßnahmen des vorbeugenden Unterhalts sind bei langfristig (länger als 30 Jahre) zu erhaltenden Bauwerksteilen auf ihre Wirtschaftlichkeit hin zu prüfen.
- ZK 2: Größere Schäden am Bauwerksteil, welche die Sicherheit nicht beeinflussen. Maßnahmen des vorbeugenden Unterhalts sind bei lang- und mittelfristig (länger als 18 Jahre) zu erhaltenden Bauwerksteilen auf ihre Wirtschaftlichkeit hin zu überprüfen.
- ZK 3: Umfangreiche Schäden am Bauwerksteil, welche die Sicherheit nicht beeinflussen. Eine Instandsetzung ist noch möglich, ihre Wirtschaftlichkeit ist zu prüfen.
- ZK 4: Gravierende Schäden am Bauwerksteil, welche die Sicherheit noch nicht beeinflussen. Eine wirtschaftliche Instandsetzung ist nicht mehr möglich.

Im Zuge der Inspektion wird ebenfalls für das gesamte Bauwerk eine ZK vergeben. Dabei ist das am schlechtesten bewertete Bauwerksteil maßgebend für den Gesamtzustand. Neben der Bewertung des aktuellen Zustands erfolgen außerdem Prognosen des Zustands in sechs und in 18 Jahren. Auch hier werden zunächst alle Bauwerksteile einzeln bewertet und das Gesamtbauwerk mit der schlechtesten ZK prognostiziert.

Wie bei der Schadensbewertung hatte auch die Zustandsbewertung vor der Einführung der „Brücken-App“ einen teilweise subjektiven Charakter, welcher durch die Qualifikation und Erfahrung der Fachbeauftragten geprägt war. Mit der Einführung des neuen Inspektionssystems „Brücken-App“ erfolgt die Bewertung der Bauwerksteile nicht mehr alleinig durch den Bearbeiter, sondern wird durch einen Algorithmus, der die maßgebenden konstruktiven Schäden berücksichtigt, berechnet und anschließend eine ZK vorgeschlagen. Es obliegt dennoch dem Fachbeauftragten, welche ZK vergeben wird, wobei eine hinreichende Begründung hinterlegt werden muss. Bezogen auf die zugrundeliegenden Daten, bedeutet dies, dass sowohl subjektiv vergebene Brückenzustände als auch durch den Algorithmus berechnete Zustände vorliegen.

Bild 3 zeigt links einen Einblick in die derzeitige Zustandssituation der Brückenbauwerke der DB AG. Etwa 68 % aller Bauwerke besitzen eine ZK von 2 oder besser und weisen somit keine umfangreichen oder gravierenden Schäden auf. Lediglich 4 % (rd. 1098 Brücken) der Eisenbahnbrücken in Deutschland besitzen die ZK 4 und können nach Richtlinie 804.8001 nicht mehr wirtschaftlich instandgesetzt werden, weshalb eine Erneuerung durchzuführen ist. Massivbrücken befinden sich ihrem

Durchschnittsalter entsprechend zu einem hohen Anteil in ZK 1. Gewölbebrücken als älteste Bauwerksart hingegen liegen entgegen der Erwartungen größtenteils in den ZK 2 und 3.

Stand: 01.01.2019  
Ausgewertete Brücken: 25273

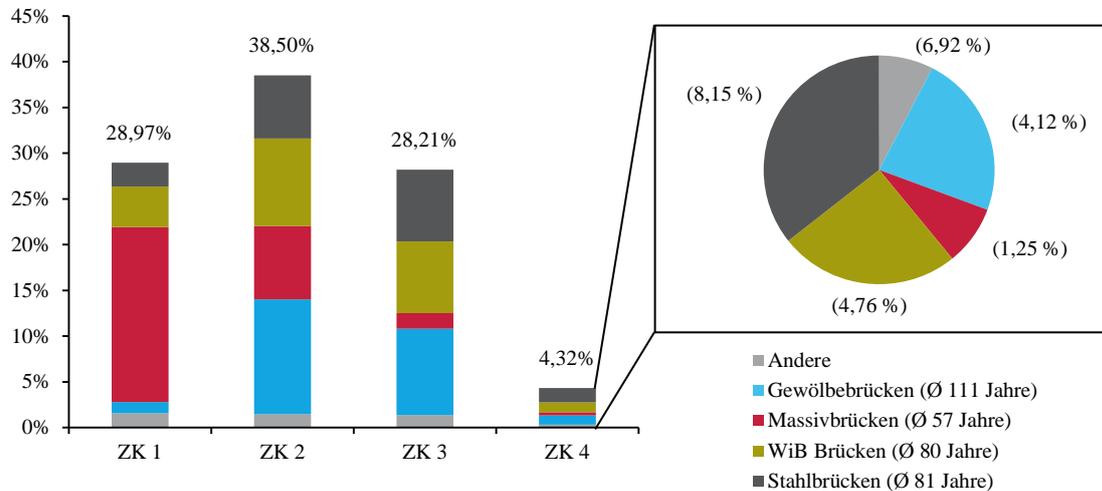


Bild 3: Zustand der Eisenbahnbrücken nach Bauwerksart im Jahr 2019 und prozentualer Anteil der jeweiligen Bauwerksart in ZK 4

Zusätzlich sind in Bild 3 rechts alle Eisenbahnbrücken der ZK 4, aufgeteilt nach Bauwerksart mit dem prozentualen Anteil der jeweiligen Bauwerksart dargestellt. Für Gewölbe-, Massiv- und WiB Brücken entsprechen die Anteile den zu erwartenden Werten bezüglich des Durchschnittsalters der Bauwerksart. Stahlbrücken bilden allerdings die Ausnahme und weisen einen doppelt so hohen Prozentsatz an Bauwerken in der schlechtesten ZK auf wie die ungefähr gleich alten WiB Brücken. Grund hierfür kann der beträchtliche Instandhaltungsbedarf für erforderliche Korrosionsschutzmaßnahmen sein, der nicht zwangsläufig durch die zur Verfügung stehenden Mittel für alle Brücken gedeckt werden kann und sich somit verzögert (Marx 2006).

## 4 ZUSTANDSENTWICKLUNG VON MASSIVBRÜCKEN

### 4.1 Allgemeines

Das übergeordnete Ziel der Datenauswertung ist das Bestimmen von funktionellen Zusammenhängen zwischen diversen Bauwerkseigenschaften und Zustandsbewertungen, um daraus resultierend Zustandsprognosen für Eisenbahnbrücken zu ermöglichen und damit das Instandhaltungsmanagement positiv zu beeinflussen. Im ersten Schritt erfolgt dafür die Betrachtung der Zustandsentwicklung unter verschiedenen Randbedingungen. Neben dem Bauwerksalter soll die maximale Stützweite, die Brückenfläche und das statische System von Eisenbahnbrücken der Kategorie Massivbrücken auf einen Einfluss bezüglich des Zustands überprüft und diskutiert werden.

Grundsätzlich werden alle der Kategorie Massivbrücken zugeordneten Brücken in die Auswertung einbezogen. Durch die fehlenden Informationen hinsichtlich durchgeführter und ggf. zustandsverbessernder Instandhaltungsmaßnahmen kann es jedoch vorkommen, dass Brücken entgegen ihres Alters einen vergleichsweise guten Zustand aufweisen. Hieraus folgt ein verfälschtes Bild der Zustandsentwicklung. Ohne die Informationen über durchgeführte Maßnahmen kann dieser Effekt nicht ausgeschlossen werden. Um diese Problematik zu umgehen, werden ausschließlich Brücken

betrachtet, welche seit dem Beginn der digitalen Zustandsaufzeichnung eine Zustandsverschlechterung bzw. ein zeitweises gleichbleiben der ZK aufweisen. Somit können zumindest Instandhaltungsprozesse, die zu einer Verbesserung der ZK geführt haben, ausgeschlossen werden. Insgesamt entfallen somit ca. 1050 Massivbrücken der Auswertung.

#### 4.2 Zustandsentwicklung über das Bauwerksalter

Um eine Auswertung der Zustandsentwicklung über das Bauwerksalter vorzunehmen, muss zunächst für jedes Bauwerk das Alter zum Zeitpunkt der Inspektion bestimmt werden. Grundsätzlich erfolgt die Bestimmung anhand des Baujahrs des frühesten Bauteils. Einige Brücken sind im Laufe der Nutzungsdauer rekonstruiert worden, wodurch sich der Zustand i.d.R. verbessert hat. Das Alter dieser Brücken wird dann anhand des Rekonstruktionsjahrs ermittelt.

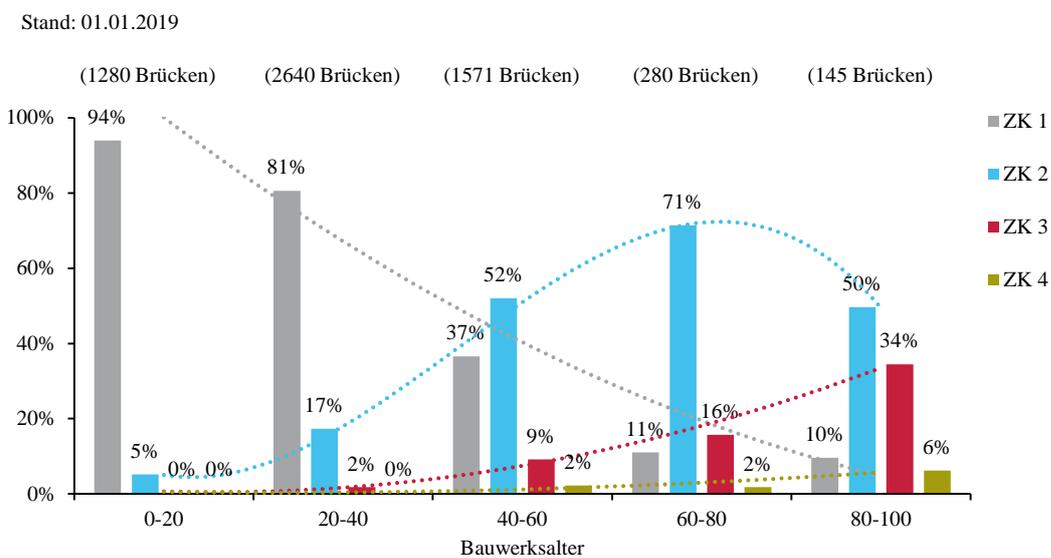


Bild 4: Prozentuale Aufteilung der Massivbrücken nach Zustandskategorie und Bauwerksalter

Bild 4 stellt die prozentuale Aufteilung der Massivbrücken in die einzelnen ZK in Bezug auf das Bauwerksalter in Schritten von 20 Jahren dar. Brücken mit einem Alter bis zu 20 Jahren sind mit nahezu dem gesamten Anteil der ZK 1 zugeordnet. In fast allen Fällen wird als Ergebnis der ersten und zweiten Begutachtung nach der Fertigstellung des Bauwerks die ZK 1 vergeben. Ebenfalls im nächsten dargestellten Zeitschritt befinden sich die Mehrheit aller Brücken in der ZK 1. Erst nach 40 Jahren kann ein deutlicher Abfall der Brücken in ZK 1 um knapp 45 % und ein Anstieg in ZK 2 um 35 % beobachtet werden. Generell ist ein Abfall der Anteile mit einer guten ZK und ein Anstieg der Anteile mit einer schlechten ZK mit dem Bauwerksalter deutlich erkennbar.

Ein Verlauf des Zustands über das Bauwerksalter für Massiv- und Stahlbrücken ist in Bild 5 dargestellt. Die durchgeführten Begutachtungen wurden auf das Alter der Brücke bezogen und die mittlere ZK in zehn Jahresschritten berechnet. Neben dem Verlauf der Durchschnittswerte ist zusätzlich noch die empirische Standardabweichung der Zustände aufgetragen und für eine Beurteilung von essenzieller Bedeutung.

Deutlich erkennbar ist der lange Verbleib von Massivbrücken in der ZK 1, bevor der Graph einen s-förmigen Verlauf annimmt und ein Abstieg in ZK 2 eintritt. Nach 110 Jahren erreichen Massivbrücken einen durchschnittlichen Zustand von 2,4. Hier ist allerdings zu beachten, dass nur Brücken in der

Statistik auftreten, die noch nicht zurückgebaut wurden. Bauwerke mit einer ZK 4 werden durch Ersatzneubauten ersetzt und gehen als junges Bauwerk mit einer besseren ZK wieder in die Auswertung mit ein. Unter den alten Bauwerken befinden sich dementsprechend lediglich langlebige Eisenbahnbrücken. Dadurch lässt sich der annähernd horizontale Verlauf mit zunehmenden Brückenalter erläutern. Weiterhin müssen Brücken mit einer schlechteren ZK häufiger Instandhaltungsmaßnahmen unterzogen werden, wodurch sich die ZK der Brücke i.d.R. nicht verschlechtert. Durch das Fehlen der Daten zu Instandhaltungsmaßnahmen kann dies als ein weiterer Grund für den horizontalen Verlauf angeführt werden. Somit kann davon ausgegangen werden, dass sich die reale Zustandsentwicklung schlechter verhält, als sie in den Diagrammen dargestellt ist.

Die Streuung der Brückenzustände verhält sich erwartungsgemäß und steigt mit zunehmenden Alter bis zu einem Wert von 0,8 Zustandsnoten an.

Bei einem Vergleich mit den Stahlbrücken ist ein deutlich schnellerer Abfall in die ZK 2 ersichtlich. Bereits nach ca. 25 Jahren befinden sich die Stahlbrücken im Mittel in ZK 2. Allerdings beginnt der Graph für Stahlbrücken auch bei einem Durchschnittszustand von 1,4 im Gegensatz zu Massivbrücken mit einem Wert von 1,1. Dies bedeutet, dass in der ersten Begutachtung einer erbauten Stahlbrücke schon diverse Schäden aufgetreten sein könnten, sodass ein Großteil der Brücken einer schlechteren ZK zugeordnet wird. Die Streuung der ZK von Stahlbrücken bewegt sich nahezu durchgehend zwischen Werten von 0,6 und 0,7 Zustandsnoten. Bei beiden Streubändern fällt auf, dass auch ZK besser als 1 auftreten, obwohl dies theoretisch nicht möglich ist. Hintergrund hierfür ist die Annahme einer Normalverteilung und gleichen Standardabweichung um den Mittelwert herum in beide Richtungen. Eine Berechnung der Standardabweichung und der durchschnittlichen ZK erfolgte nur, wenn die Brückenanzahl für das entsprechende Bauwerksalter ausreichend groß war.

Stand: 01.01.2019

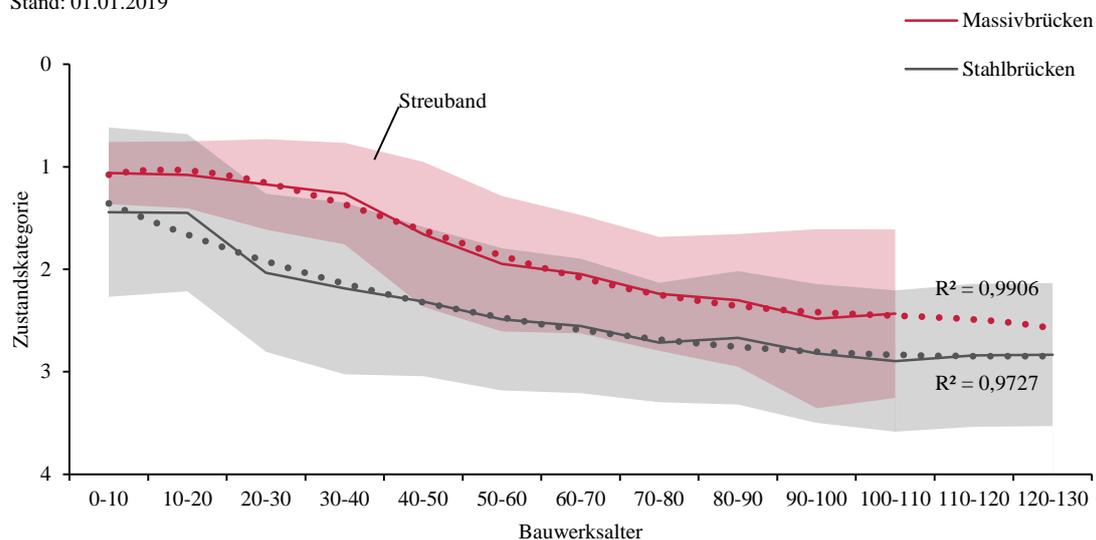


Bild 5: Zustandsentwicklung von Massiv- und Stahlbrücken über das Bauwerksalter

Das Anwenden einer linearen Regression zeigt, dass die Zustandsentwicklung von Massivbrücken mit einer Bestimmtheit von 0,95 einen deutlich ausgeprägteren linearen Zusammenhang aufweist als die Stahlbrücken mit einer Bestimmtheit von lediglich 0,53. In Bild 5 wurden zwei nichtlineare Regressionsfunktionen gewählt, die mit einer möglichst großen Bestimmtheit die Zustandsentwicklung abbilden. Es ist ersichtlich, dass die Zustandsentwicklung der Massivbrücken einer anderen Form folgt als die der Stahlbrücken. Beide Bauwerksarten scheinen allerdings ab einem Bauwerksalter von ca. 90

Jahren in ihrem Verlauf zu stagnieren. Dies kann an durchgeführten Maßnahmen liegen, die den Zustand zwar nicht verbessern, allerdings für ein Verbleiben des Bauwerks in der aktuellen ZK sorgen oder wie oben angeführt an der Erneuerung von Bauwerken mit der ZK 4 liegen.

Generell ist anhand der Zustandsentwicklungen beider Bauwerkskategorien ein Einfluss des Bauwerksalters auf den Zustand erkennbar und muss in möglichen Prognoseansätzen berücksichtigt werden.

In einer näheren Betrachtung sollen ebenfalls die einzelnen in der Kategorie Massivbrücken enthaltenen Bauwerksarten (Stahlbeton-, Spannbeton- und Rahmenbrücken) untersucht werden. Für zuverlässige Aussagen über Fertigteilbrücken ist die Anzahl der dafür zugrundeliegenden Daten (71 Brücken) zu gering.

Stahlbetonbrücken zeigen im Gegensatz zu den beiden anderen Bauwerksarten eine schlechtere Zustandsentwicklung. Als beste aber auch im Mittel jüngste Bauwerksart verhalten sich hinsichtlich des Zustands die Rahmenbrücken. Spannbetonbrücken verbleiben zwar ähnlich lange wie Rahmenbrücken in der ZK 1, verfallen aber schneller in schlechtere Zustände ab. Der leichte Anstieg für Spannbetonbrücken in den ersten 20 Jahren lässt sich mit der Brückenanzahl begründen, die für den ersten Zeitschritt nur ein Drittel der Anzahl des zweiten Zeitschritts beträgt.

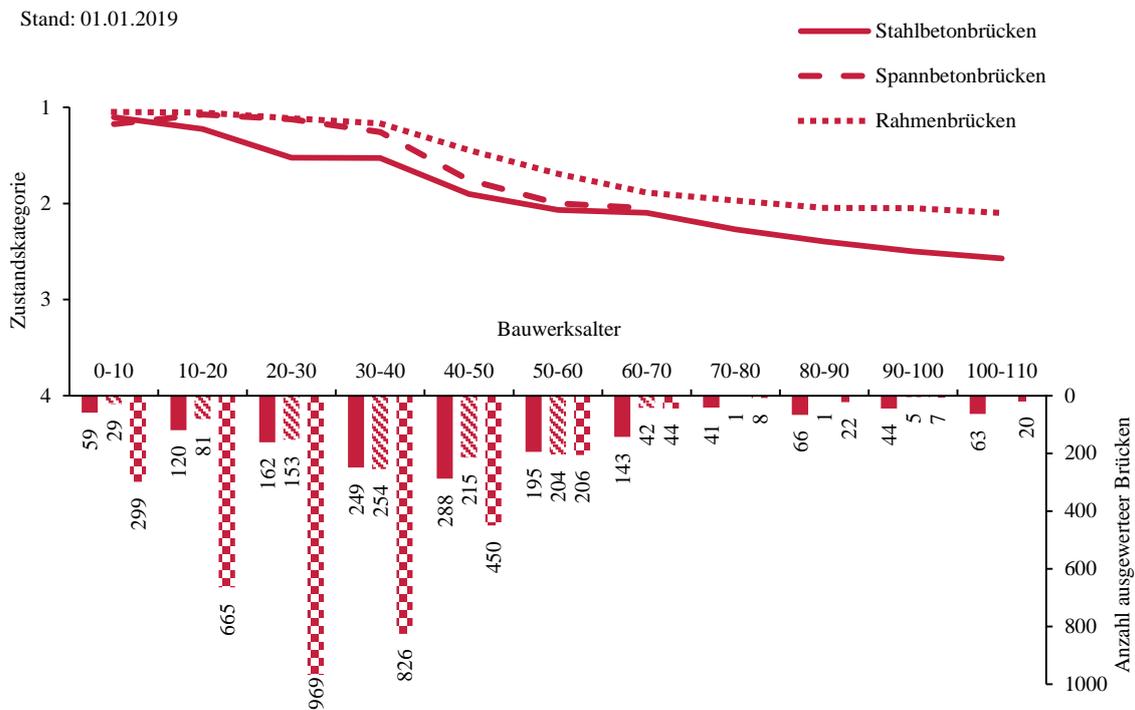


Bild 6: Zustandsentwicklung von Stahlbeton-, Spannbeton- und Rahmenbrücken

#### 4.3 Zustandsentwicklung in Abhängigkeit der maximalen Stützweite und der Brückenfläche

Nach der festgestellten Abhängigkeit des Brückenzustands von dem Bauwerksalter soll der Einfluss der Stützweite geprüft werden. Im Allgemeinen ist der Brückenbestand der DB AG von Brücken mit geringer und mittelweiter Stützweite geprägt. Nahezu 90 % aller Eisenbahnbrücken in Deutschland besitzen eine maximale Stützweite von weniger als 20 m. Eine ähnliche prozentuelle Verteilung gilt für Massivbrücken. Für die Auswertung werden die Massivbrücken entsprechend ihrer maximalen Stützweite zunächst kategorisiert.

- $L \leq 10$  m (3781 Brücken – 63,30 %)
- $10 \text{ m} < L \leq 20$  m (1414 Brücken – 23,67 %)
- $20 \text{ m} < L \leq 30$  m ( 524 Brücken – 8,77 %)
- $L > 30$  m ( 254 Brücken – 4,25 %)

In Bild 7 ist der Zustand jeder Brücke der Kategorie Massivbrücken als Punkt mit seiner maximalen Stützweite aufgetragen. Es ist deutlich ersichtlich, dass keinerlei Korrelation zwischen der maximalen Stützweite und der Zustandskategorie besteht. Dies hängt vielmehr damit zusammen, dass hier der Einfluss des Bauwerksalters vollkommen vernachlässigt wird, und dieser einen maßgeblichen Effekt auf den Brückenzustand besitzt. Deshalb wird die maximale Stützweite zusätzlich in Kombination mit dem Bauwerksalter unter Berücksichtigung der Stützweitenklassen untersucht.

Stand: 01.01.2019

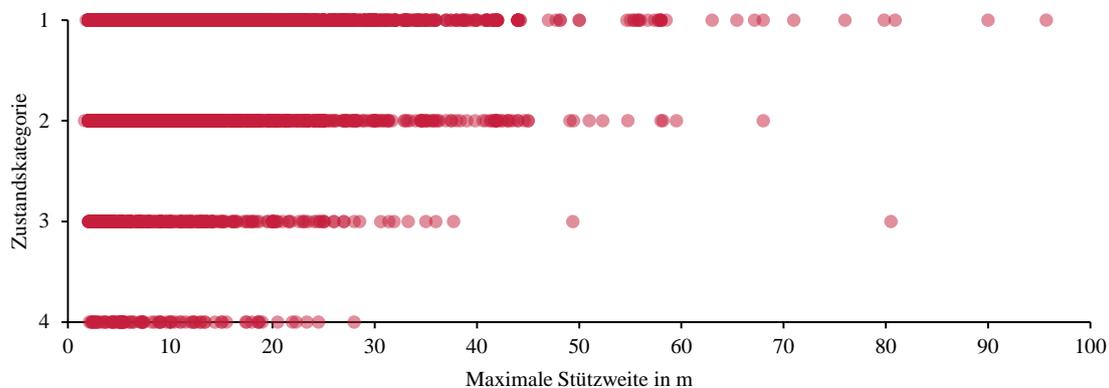


Bild 7: Korrelation zwischen Zustandskategorie und maximaler Stützweite von Massivbrücken

Bild 8 zeigt die Entwicklung des Zustands der oben kategorisierten Stützweiten. Bis zu einem Alter von ca. 45 Jahren ist ein ähnliches Verhalten aller Stützweitenklassen zu sehen. Die Zustandsentwicklung von Brücken mit Stützweiten von weniger als 10 m verläuft weiterhin nahezu linear, während die Zustandsverläufe der längeren Brücken einen parabelförmigen Abfall andeuten. Eine Begründung hierfür kann in der Brückenbewertung liegen. Das schlechteste Bauwerksteil definiert die ZK einer Brücke und mit steigender Stützweite kann auch die Anzahl der Bauwerksteile steigen, wodurch sich wiederum die Wahrscheinlichkeit erhöhen kann, dass ein Bauwerksteil eine schlechte ZK besitzt und sich somit auf das Gesamtbauwerk auswirkt. Die Zustandsentwicklung der Brücken mit Stützweiten zwischen 10 m und 20 m nähern sich ab einem Alter von 55 Jahren wieder deutlich mehr dem Zustandsverlauf der kurzen Brücken an. Um diese Tatsache für größere Stützweiten bestätigen zu können, fehlt die Datenmenge langer Brücken in einem fortgeschrittenen Alter. Insgesamt hat die Stützweite keinen ausschlaggebenden Einfluss auf die Zustandsentwicklung der Ingenieurbauwerke, bzw. kann für die fortgeschrittenen Brückenalter nicht abschließend bewertet werden.

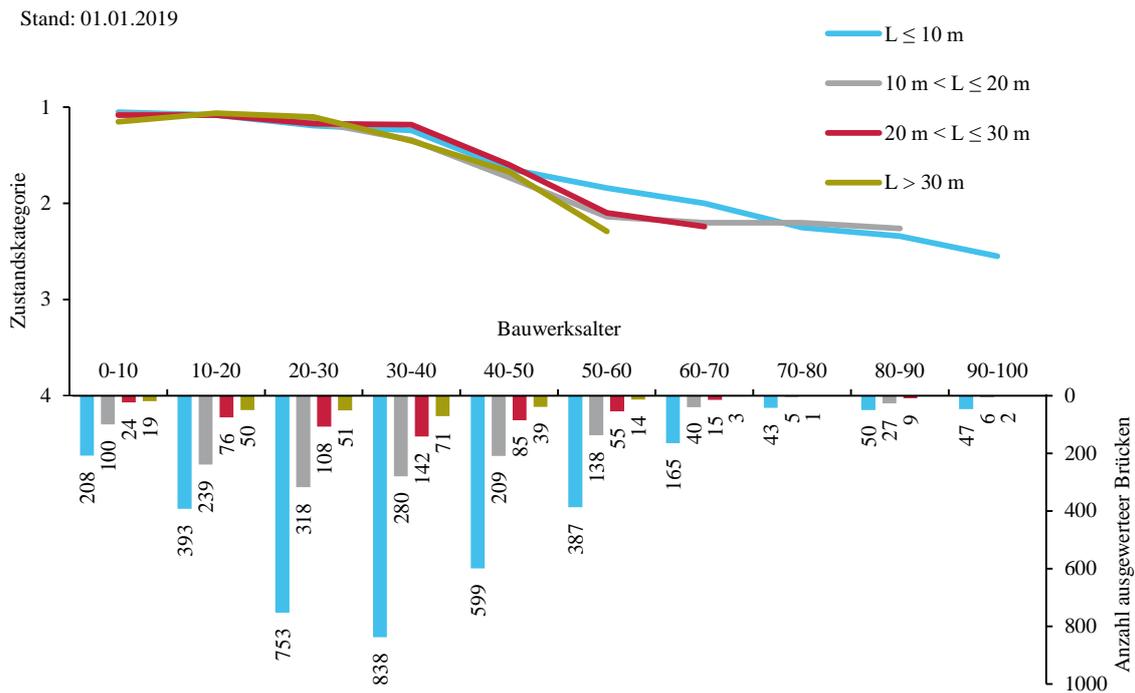


Bild 8: Zustandsentwicklung von Massivbrücken in Abhängigkeit der maximalen Stützweite

Da i.d.R mit einer zunehmenden maximalen Stützweite auch die Fläche einer Brücke zunimmt, soll als weitere Randbedingung der Einfluss der Brückenfläche auf den Zustand beurteilt werden. Der für die Untersuchung dieser Randbedingung zugrundeliegende Gedanke beruht auf der Annahme, dass sich mit größerer Oberfläche der Brücke potentiell auch die „Angriffsfläche“ für Schäden vergrößert und somit den Zustand der Brücke negativ beeinflussen können.

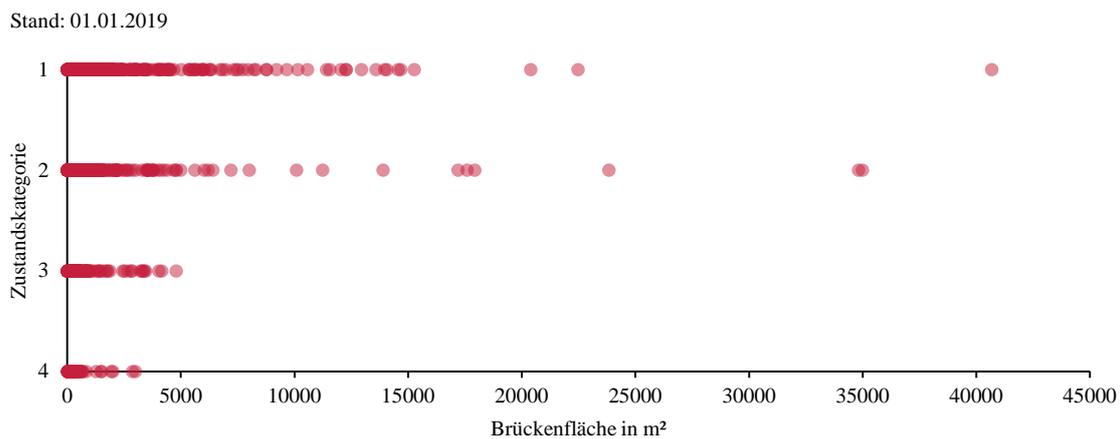


Bild 9: Korrelation zwischen Zustandskategorie und Brückenfläche für Massivbrücken

Allerdings wird bereits aus Bild 9 keine direkte Abhängigkeit zwischen Brückenfläche und Brückenzustand ersichtlich. Für die Darstellung der Zustandsentwicklung sind die Massivbrücken in vier Kategorien hinsichtlich der Brückenfläche eingeteilt worden. Auch bei der Zustandsentwicklung in Bild 10 lassen sich keine klaren Rückschlüsse auf die Abhängigkeit der Randbedingung ziehen.

Lediglich Massivbrücken mit einer Fläche von weniger als 100 m<sup>2</sup> zeigen eine leicht bessere Zustandsentwicklung.

Stand:01.01. 2019

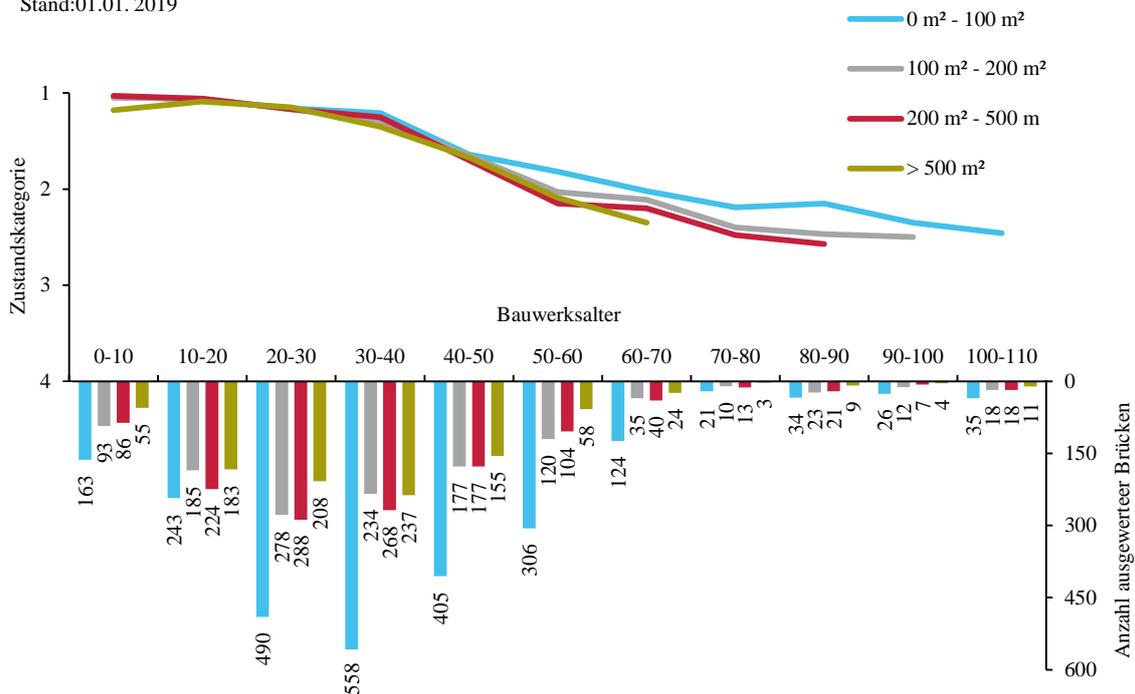


Bild 10: Zustandsentwicklung von Massivbrücken in Abhängigkeit der Brückenfläche

#### 4.4 Zustandsentwicklung in Abhängigkeit vom statischen System

Als ein weiteres wichtiges Merkmal von Brücken ist das statische System anzusehen. Der Bestand an Massivbrücken kann zu ca. 90 % durch die drei statischen Systeme des Rahmens, des Einfeldträgers und des Durchlaufträgers abgebildet werden. Die zu untersuchende Abhängigkeit der Zustandsentwicklung von dem statischen System wird demnach nur an den maßgebenden drei durchgeführt. Hierbei wurde für Brücken mit mehreren Überbauten immer das überwiegend vorkommende statische System als Merkmal der Brücke verwendet.

Nachfolgend sind in Bild 11 die mittlere ZK der drei statischen Systeme als Kreuz und die dazugehörige empirische Standardabweichung aufgezeigt. Rahmen als statisches System zeigen deutlich die beste ZK sowie die geringste Standardabweichung im Gegensatz zu Durchlauf- und Einfeldträgern. Ob ein Einfluss auf die ZK besteht, kann allerdings nicht direkt aus diesen Werten abgeleitet werden, da Rahmen im Mittel deutlich jünger als Einfeldträger sind.

Stand: 01.01.2019

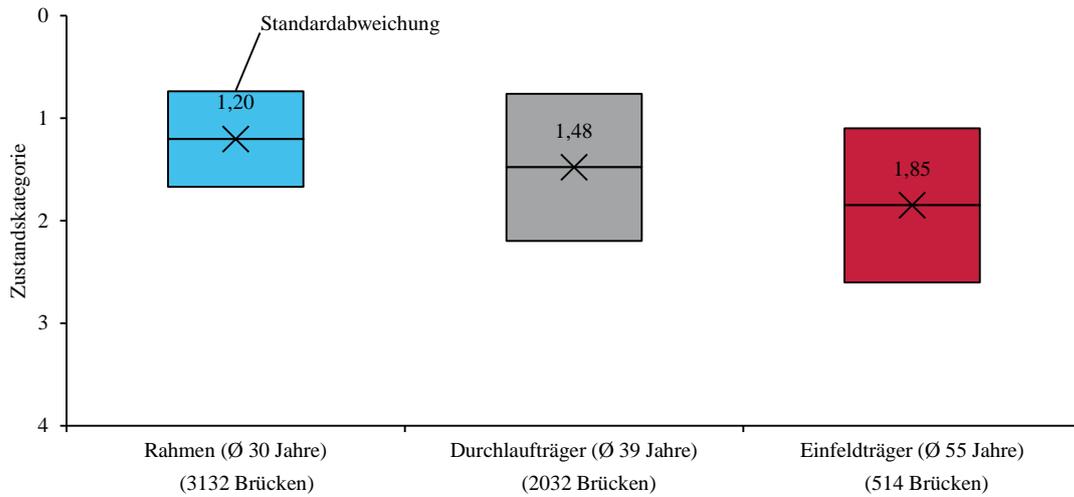


Bild 11: Durchschnittliche ZK und empirische Standardabweichung in Abhängigkeit des statischen Systems für Massivbrücken

Aus der Zustandsentwicklung in Bild 12 ist erkennbar, dass sowohl Rahmen als auch Durchlaufträger länger in einer besseren ZK verweilen als Einfeldträger. Der Zustand von Einfeldträgern verschlechtert sich schneller und zeigt insgesamt einen annähernd linearen Verlauf. Rahmen und Durchlaufträger verweilen ca. 35 Jahre in der ZK 1 bevor ein Abfall beginnt, wobei Durchlaufträger früher in ZK 2 wandern als Rahmen. Insgesamt können die Zustandsentwicklungen der Rahmen und Durchlaufträger mit nichtlinearen Funktionen beschrieben werden. Abschließend kann der Einfluss des statischen Systems auf die Zustandsentwicklung bestätigt werden und muss somit als ein Parameter in die Zustandsprognose einfließen.

Stand: 01.01.2019

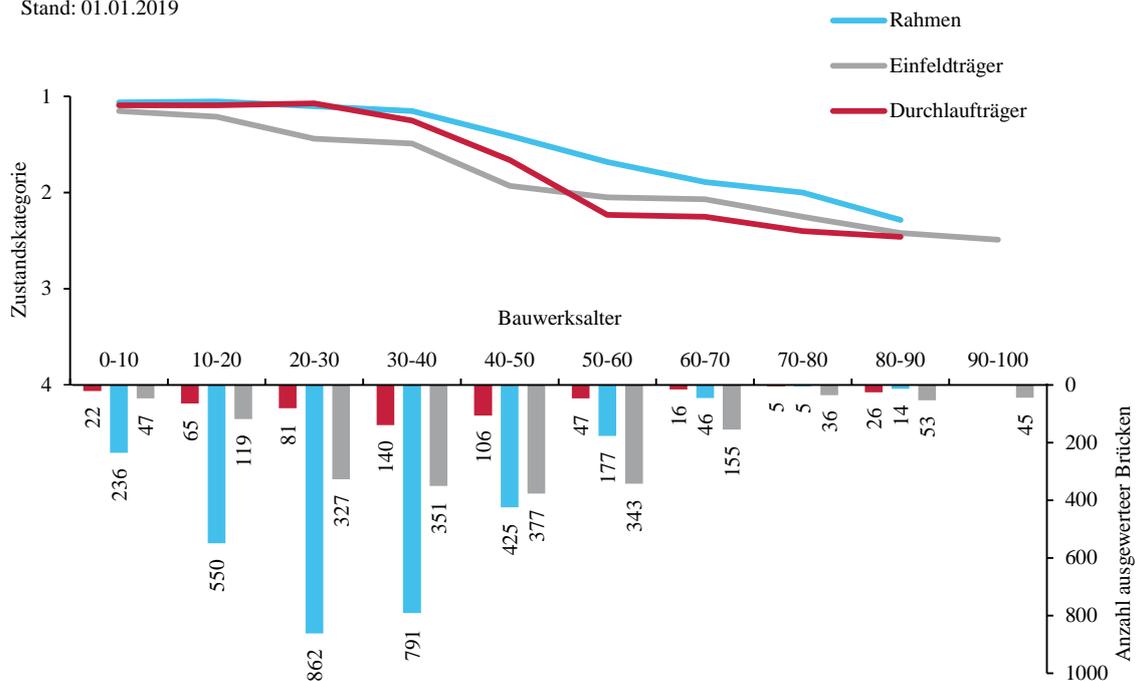


Bild 12: Zustandsentwicklung von Massivbrücken in Abhängigkeit des statischen Systems

## 5 ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK

Grundsätzlich gilt es die Frage zu beantworten, ob aus den zugrundeliegenden Bestandsdaten ein funktioneller Zusammenhang hergestellt werden kann, der flächendeckend eine Vorhersage des Brückenzustands für eine Konstellation von Randbedingungen erlaubt.

Die Abhängigkeiten zwischen der Zustandsentwicklung und einigen Randbedingungen von Brücken sind in Kapitel 4 mithilfe von einfachen Methoden wie Korrelationsuntersuchungen oder Regression getrennt voneinander geprüft worden. Hinsichtlich einer Zustandsprognose haben sich bei diesen Untersuchungen nur wenige Parameter ergeben, die direkt als Indikator miteinbezogen werden können, wodurch sich nur bedingt eine Übertragbarkeit von Referenzbauwerken auf den Gesamtbestand von gleichen Bauwerksarten feststellen lassen konnte. Brücken mit den gleichen untersuchten Randbedingungen verhalten sich zum Teil sehr unterschiedlich, was die Individualität der Bauwerke unterstreicht. Resultierend daraus kann geschlossen werden, dass neben den Bauwerkeigenschaften weitere Daten wie zum Beispiel Schäden, Verkehrs-, Wetterdaten oder Normenstände mit berücksichtigt werden sollten. Um die zugrundeliegende Fragestellung beantworten zu können, ist es notwendig eine Vielzahl an Kombinationen von Bauwerksdaten zu untersuchen, was sich mit den in Kapitel 4 durchgeführten Methoden als schwer und mühselig gestaltet. Allgemein kann aus den dargestellten Auswertungen keine eindeutige Aussage abgeleitet werden, dass die Prognose von Brücken aus der Betrachtung von historischen Daten ohne weiteres möglich ist.

Die angewendeten Ansätze erscheinen als unpassend für das Aufstellen von Prognosemodellen, da die Zusammenhänge zwischen dem Zustand und den Randbedingungen der Brücke nichtlinear zu sein scheinen. Wie bei vielen Systemen bestehen die Daten aus einer Mischung von vorhersagbaren Komponenten und Zufallskomponenten. Für die Lösung von komplexen Prognoseproblemen mit vielen Variablen sind vor allem Methoden aus dem Bereich des Machine-Learnings geeignet, da sie die Fähigkeit besitzen nichtlineare Zusammenhänge zu erkennen. Weitere Untersuchungen mit diesen Methoden sind geplant. Ziel bei dieser Anwendung ist einerseits die Bestimmung der Wichtigkeit der Parameter (Merkmale) und darauf aufbauend das Erstellen einer zuverlässigen und bauwerksübergreifenden Prognose.

Im weiteren Verlauf des Forschungsprojekts DiMaRB sollen die Methoden auf den Datenbestand der DB AG angewandt werden. Dieses Vorgehen wird als datengestützte Zustandsprognose bezeichnet, ein datenfreier Ansatz wäre die Prognose von Brückenschäden über die Zeit anhand von physikalischen Modellen (Schneider et al. 2015). Hierfür sind vor allem im Bereich der Massivbrücken die Schädigungsmodelle sehr ausgereift und können durch ein Monitoring unterstützt werden, um die Prognosen zu verbessern (Schacht et al. 2019). Über die Definition von Grenzwerten können dann Brückenzustände automatisiert vergeben werden und somit Brückenbewertungen stattfinden. Auch dieser Ansatz wird im DiMaRB verfolgt. Eine Kombination beider Ansätze kann eine Verbesserung der Prognose bedeuten. Das neue prädiktive Instandhaltungskonzept verfolgt das Ziel, dass im besten Fall nur noch Brücken mit einer ZK 1 auftreten, wo prognostizierte Schäden sofort behoben werden. ZK 4 kann nach dem Konzept nur infolge externer Einwirkungen (z.B. Anprall) hervorgerufen werden.

## **DANKSAGUNG**

Die Autoren bedanken sich für die Förderung durch die Förderungsmaßnahme mFund des Bundesministeriums für Verkehr und digitale Infrastruktur sowie bei der DB AG und dem Eisenbahn-Bundesamt für die Beteiligung an dem Projekt. Ein besonderer Dank gilt zusätzlich der DB AG für die Bereitstellung der Bestandsdaten zu den sich im Eisenbahnnetz befindenden Brücken.

## **LITERATUR**

„Brücken-App“, DB Netze AG.

DB Netz AG, Richtlinie 804.800x - Inspektion von Ingenieurbauwerken, 2011.

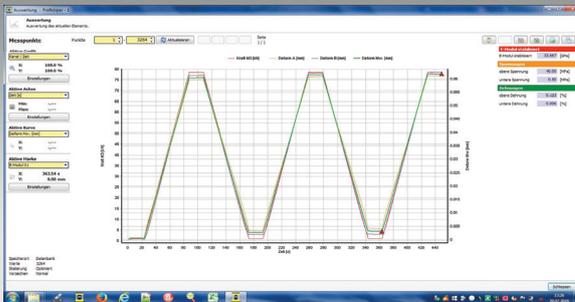
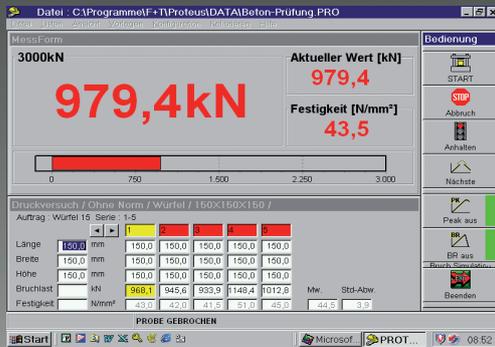
Marx, S. (2006): Die Bestandsbrücken der Bahn – eine Jahrhundertaufgabe, In: Stritzke, J. (Hrsg.), 16. Dresdner Brückenbausymposium, Technische Universität Dresden, Dresden, S. 111-124.

Rossberg, R. R. (1999): Geschichte der Eisenbahn, Sigloch-Ed., Künzelsau.

Schacht, G., Käding, M., Bolle, G. & Marx, S. (2019): Konzepte für die Bewertung von Brücken mit Spannungsrisskorrosionsgefahr, Beton- und Stahlbetonbau 114 (2019), Heft 2, S. 85-94.

Schneider, R., Fischer, J., Straub, D., Thöns, S., Bügler, M. & Borrmann, A. (2015): Intelligente Bauwerke – Prototyp zur Ermittlung der Schadens- und Zustandsentwicklung für Elemente des Brückenmodells, Carl Schünemann Verlag GmbH, Bergisch Gladbach.

# Baustoff- prüfmaschinen



Druckprüfung



Biegeprüfung



Zugprüfung



Choose the Original  
Choose Success!



FORM+TEST Seidner&Co. GmbH  
Telefon +49 (0) 7371 9302-0  
sales@formtest.de, www.formtest.de

# Schallemissionsmessungen zur Spanndrahtbruchererkennung

Frederik Wedel<sup>1</sup>, Max Käding<sup>2</sup> und Steffen Marx<sup>1</sup>

<sup>1</sup>*Institut für Massivbau, Leibniz Universität Hannover, Deutschland*

<sup>2</sup>*Marx Krontal Partner, Hannover, Deutschland*

## **KURZFASSUNG:**

Die Schallemissionsanalyse zur Spanndrahtbruchererkennung etabliert sich in Deutschland als Verfahren zur Überwachung vorgespannter Konstruktionen. Das Interesse liegt dabei auf der zuverlässigen Erkennung von Spanndrahtbrüchen, also der Beschreibung des Quellmechanismus. Zwei Forschungsschwerpunkte gehen damit einher, die hier thematisiert und erste Ergebnisse vorgestellt werden: Einerseits gilt es die Kette von der Signalentstehung, Signalübertragung bis hin zur aufgezeichneten Welle allgemeingültig zu formulieren, um Rückschlüsse auf den Quellmechanismus zu ziehen. Andererseits werden maschinelle Lernverfahren angewendet, um das Potential solcher Methoden auf diese Art von Daten aufzuzeigen. Nach Berechnung von Merkmalen aus dem Frequenzraum konnte bei einer Klassifikation von Hammerschlag-Signalen eine Genauigkeit von 98 % erreicht werden.

Keywords: Spannbeton, Schallemission, Monitoring, Merkmale, Maschinelles Lernen, Klassifikation

## **ABSTRACT:**

Acoustic emission analysis for tendon wire break detection is establishing itself in Germany as a method for monitoring of prestressed structures. The focus lies in the reliable detection of tendon wire breaks, i.e. the description of the source mechanism. Two main areas of research are associated with this, which are discussed in this paper: On the one hand, the measurement chain for describing the signal transmission from signal generation to the recorded wave must be formulated in a generally valid way in order to draw conclusions about the source mechanism. On the other hand, machine learning methods are used to show the potential of such methods for this kind of data. After calculating features from the frequency space, an accuracy of 98 % could be achieved with a classification.

Keywords: prestressed concrete, acoustic emission, monitoring, features, machine learning, classification

## 1 EINLEITUNG

Zur Erhöhung der Tragfähigkeit bei gleichzeitiger Minderung von Querschnittsabmessungen werden Betonkonstruktionen häufig vorgespannt. Gerade im Brückenbau aber zunehmend auch beim Turmbau von Windenergieanlagen kommen solche Verfahren zum Einsatz. Die Vorspannung wirkt dabei der Entstehung von Zugkräften bzw. der Dekompression entgegen, wodurch die Standsicherheit erhöht wird. Es muss daher sichergestellt werden, dass sich die Vorspannung über die Bauwerkslebensdauer im ordnungsgemäßen Zustand befindet. Etwaige Schäden wie Spanndrahtbrüche dürfen daher nicht unentdeckt bleiben. Sie können aus Ermüdung, (Spannungsriß-)Korrosion oder statischer Überlastung resultieren.

Grundsätzlich gibt es für verschiedene Anwendungsfälle unterschiedliche Arten der Vorspannung. Im Brückenbau kommt häufig die interne Vorspannung mit nachträglichem Verbund zum Einsatz. Die hochfesten Spannstähle liegen dabei in nachträglich mit Mörtel verpressten Hüllrohren im Inneren des Betonkörpers. Bei Windenergieanlagen befinden sich die Spannglieder im Turminnenen und sind nicht im Verbund. Für den Korrosionsschutz sind sie dennoch in der Regel mit Fett verpresst. Schrägkabelbrücken verfügen mit ihren Kabeln ebenfalls über vorgespannte Stahlseile.

Grundsätzlich existieren verschiedene Verfahren zur Bewertung des Spanngliedzustands mit dem Ziel, kritische Schädigungszustände frühzeitig vorhersagen zu können. Visuelle Verfahren sind in der Regel nicht geeignet, da die vorgespannten Stähle meistens von außen nicht zugänglich bzw. sichtbar sind. Besser geeignet sind magnetische Verfahren, welche vor allem an freiliegenden Kabeln zur zerstörungsfreien Prüfung angewandt werden. Hierbei wird das Phänomen ausgenutzt, dass sich an Bruchstellen von Spanndrähten magnetische Streufelder einstellen (Dipolverteilung), die mit Hallsonden gemessen werden können. Diese Verfahren erfordern jedoch regelmäßig wiederkehrende Einsätze, um die Schadensentwicklung bewerten zu können. Die Schallemissionsmessung (SE oder engl. acoustic emission (AE)) hat sich dem gegenüber als passives Verfahren zur dauerhaften Beobachtung der Spanngliedzustände als besonders geeignet herausgestellt (Schacht G. 2019). Sein Ursprung liegt in der Druckbehälterprüfung schwer zugänglicher Behälter. Mit dem Verfahren können akustische Signale infolge von Leckagen oder Korrosionsprozessen aufgezeichnet und ausgewertet werden.

Da die Sensoren in der Regel sehr empfindlich sind, werden neben potentiellen Schadsignalen (Spanndrahtbrüche) auch alle weiteren akustischen Signale aus dem Betrieb oder aus Umweltrandbedingungen aufgezeichnet. In der großen Masse der Daten gilt es dann bei der Auswertung die Nutzsignale von den Schadsignalen sinnvoll zu trennen. Hierzu ist es erforderlich, die Phänomene beschreiben zu können, die bei der Signalentstehung und -ausbreitung relevant sind.

Im Fokus der nachfolgend dargestellten Forschungsschwerpunkte stehen in diesem Zusammenhang die modellbasierte Beschreibung des Spanndrahtbrüches und die Auswertung der Massendaten mithilfe von Machine-Learning-Methoden (ML).

## 2 STAND DER TECHNIK

### 2.1 Methodik der Schallemissionsanalyse

Für die Durchführung von Schallemissionsmessungen zur Spanndrahtbruchererkennung werden akustische Sensoren an verschiedenen Bauteilen appliziert. Bei Spannbetonbauwerken mit internen Spanngliedern können die Sensoren nicht direkt am Spannglied oder am Verankerungskörper appliziert werden. Sie werden daher auf der umliegenden Betonoberfläche angebracht. Die Sensoren werden mittels Koppelmittel (z.B. Wachs oder Heißkleber) formschlüssig an der Oberfläche des Bauteils befestigt und sind mit dem Messgerät verbunden. Der Umstand, dass der Sensor also nicht direkt am Entstehungsort appliziert werden kann, bringt den Effekt mit sich, dass das aufgenommene Signal verschiedenen Einflüssen unterliegt, was es in seiner Charakteristik ändert. Dabei ist zu beachten, dass dieses Signal abhängig von dreierlei Faktoren ist: dem Quellmechanismus, dem Materialpfad und der Messkette (Eitzen D. 1984). Für solche Betrachtungen ist es daher erforderlich, die Veränderungen des Signals durch den Materialpfad und die Messkette bei der Interpretation zu berücksichtigen (siehe ). Die Messung erfolgt aufgrund von sehr großen Datenmengen in der Regel ereignisgesteuert. Das bedeutet, dass eine Messung bzw. Aufzeichnung von Signalen erst dann ausgelöst wird, wenn das Messsignal einen bestimmten Schwellwert überschreitet.

### 2.2 Datenerfassung durch SE-Messungen

Das grundlegende Vorgehen für die Detektion und Klassifikation eines Schadereignisses mittels AE ist es, ein Zeit-Amplituden-Signal aufzuzeichnen und auszuwerten. Das Signal wird von Sensoren geliefert, die physikalische Größen an der Oberfläche des Körpers (hier. Schwingungen) erfassen. Mit der Betrachtung des aufgezeichneten Signals können Rückschlüsse auf den Quellmechanismus und somit auf den Schaden erfolgen (Ohno K. 2010, Ono, K. 2011).

Von der Signalentstehung bis hin zur Visualisierung und Interpretation ergibt sich daher eine Signalkette nach Bild 1.

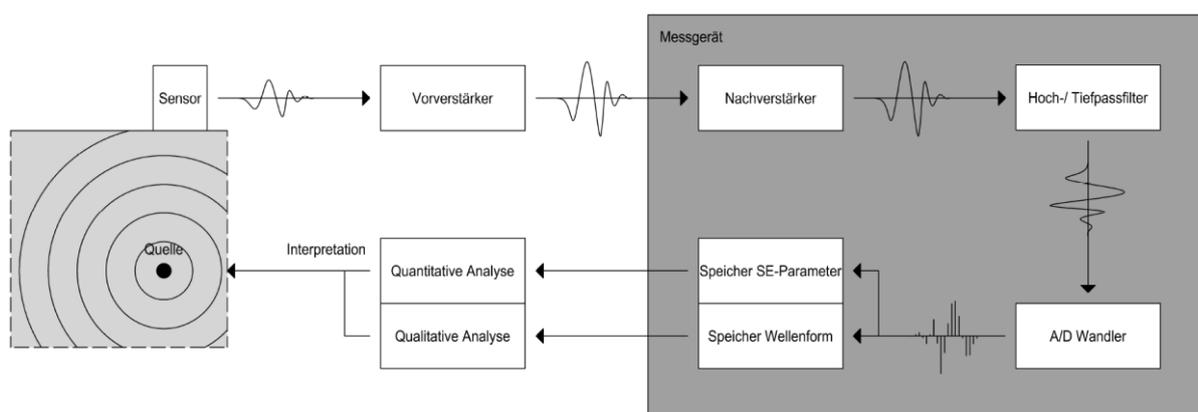


Bild 1: Signalkette bei Durchführung von Schallemissionsmessungen (Fricker S. 2009)

Nach Bild 1 werden zwei Arten von Informationen über das Signal gespeichert: einerseits die SE-Parameter und andererseits das transiente Signal als Wellenform selbst. Die Parameter (siehe Abschnitt 2.3) benötigen nur wenig Speicherplatz (je Signal etwa 20 Werte), während die Aufzeichnung des gesamten Signals je nach Erfassungseinstellung (Abtastrate, Schwellwert, etc.) bei etwa  $10^4$ - $10^5$  Werten je Signal liegt. Der Speicherbedarf ist damit um den Faktor 100 bis 5000 größer, sodass bei Langzeitmessungen erhebliche Datenmengen anfallen können.

### 2.3 Interpretation von Signalen

Die Auswertung der Daten erfolgt wie in Bild 1 dargestellt, über zwei verschiedene Ansätze. Weiter verbreitet ist die Methode der quantitativen Analyse der SE-Parameter. Ein beispielhaftes transientes Signal ist mit der Definition einiger Parameter in Bild 2 dargestellt.

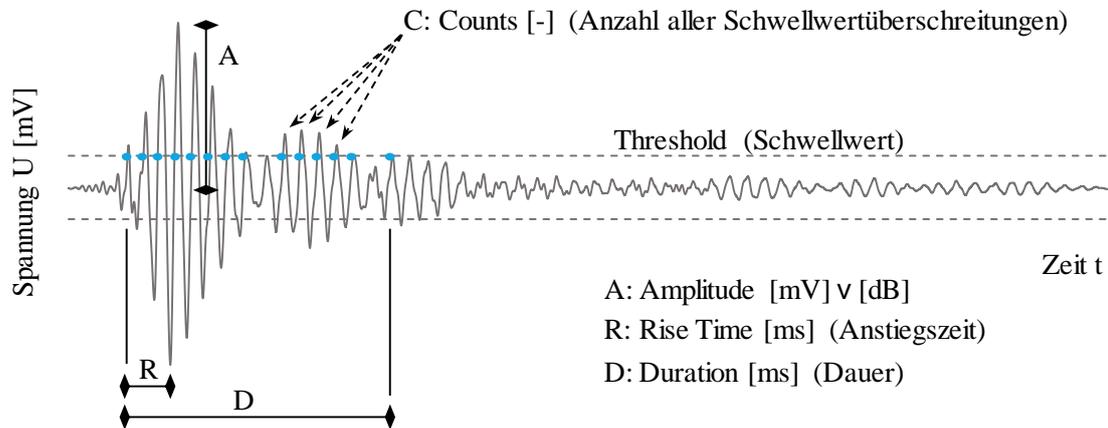


Bild 2: Darstellung eines transienten Signals mit Definition einiger SE-Parameter

Die reine Betrachtung der Parameter ist für eine Bestimmung des Quellmechanismus oft zu ungenau, da die komplexen Zusammenhänge unberücksichtigt bleiben (Geometrie, Material, Wellenmodi), die für die Wellenform verantwortlich sind (Grosse C. 2008).

Der zweite Ansatz zur Auswertung der gemessenen Signale ist die Betrachtung der gesamten Welle bei der qualitativen Auswertung nach Bild 1. Dieser ist meist sehr viel komplexer und benötigt komplexe Algorithmen, die eine Bewertung möglich machen. Als zweiter Forschungsschwerpunkt sei daher die Dateninterpretation als kombinierte Betrachtung der Parameter und des Signals selbst zur Identifikation des Quellmechanismus genannt: Abschnitt 3.2.

### 2.4 Anwendungen im Brückenbau

Das Prinzip der Schallemissionsanalyse wurde Anfang der 90er Jahre erstmals zur Detektion von Drahtbrüchen im Brückenbau angewendet (Carlos M. 2000). Zu diesem Zeitpunkt war die Methodik bereits gut entwickelt und wurde bspw. im Druckgerätebau und an Stahlbrücken zahlreich praktisch eingesetzt (Hopwood T. 1987). Aufbauend auf diesen Erfahrungen wurde das Verfahren an Hänge- bzw. Schrägkabelbrücken mit dem Ziel eingesetzt, die aufwändigen Inspektionen der Tragseile zu reduzieren. Zur Überwachung von Spannbetonbrücken wurde diese Methode erst etwas später verwendet. Der Anlass hierfür war die in den 1980er und 1990er Jahren zunehmende Anzahl von Schadensfällen infolge von Spannungsrissskorrosion (SpRK), die in den einbetonierten Spanngliedern zu Drahtbrüchen führte und von außen i. d. R. unerkant blieb. Cullington evaluierte daher das Verfahren im Jahr 1997 am Huntington Eisenbahnviadukt (Cullington D. 2001). Durch Yuyama und Fricker fanden weitere, vergleichbare Anwendungen im Spannbetonbrückenbau mit flächendeckender Instrumentierung des Bauwerks statt (Yuyama S. 2007, Fricker S. 2009). Bei diesen Untersuchungen konnte die Eignung des Verfahrens mittels künstlich erzeugter Drahtbrüche erfolgreich nachgewiesen werden. Fricker gelang es sogar spontane Drahtbrüche durch anschließende Bauteilöffnungen zu verifizieren.

In Deutschland wurde im Mai 2018 die erste Spannbetonbrücke mit einem Schallemissionsmonitoringsystem ausgerüstet. Das Bauwerk wurde 1959 als längs vorgespannte Betonbrücke im Freivorbau errichtet und zählt damit zu den Pionierbauwerken der ersten Generation dieser Bauweise (Käding M. 2019). Typisch für diese Zeit, wurde es mit einem vergüteten Spannstahl hergestellt, der gegenüber der SpRK als besonders gefährdet einzustufen ist. In Kombination mit einem geringen Anteil schlaffer Bewehrung besteht für die Stennerbrücke (Bild 3) zumindest rechnerische die Gefahr ohne Vorankündigung zu versagen. Spanndrahtbrüche, die infolge der SpRK auftreten, sollten daher mit diesem Messverfahren detektiert und so Rückschlüsse auf die Aktivität des Korrosionsprozesses gezogen werden.



Bild 3: Die Stennerbrücke in Hagen/Hohenlimburg

Die Anwendung des Verfahrens erfordert es, die Prozesse zu verstehen, die bei der Signalentstehung während des Drahtbruchs und der Wellenausbreitung im Beton stattfinden. Auf dieser Basis kann die Messtechnik und das Messlayout richtig gewählt bzw. auf das Schädigungssignal abgestimmt werden. Diese Grundlagen sind ebenso erforderlich, um eine erfolgreiche Analyse und sichere Differenzierung von den Nebengeräuschen bspw. durch Verkehr, Regen, Hagel oder anderen äußeren Ereignissen am Bauwerk vornehmen zu können. Ein Forschungsziel am Institut für Massivbau ist es daher, die Elemente der Signal- bzw. Messkette möglichst allgemeingültig zu beschreiben. Hierzu zählen:

*Quelle → Kanal → Kopplung → Sensor → Messgerät → Auswertung*

Ein weiteres Forschungsziel liegt in der Klassierung der aufgezeichneten Signale zur Bestimmung des Quellmechanismus mithilfe von Machine-Learning-Methoden (ML). Die Ergebnisse erster Arbeiten in beiden Bereichen werden im Folgenden vorgestellt.

### **3 FORSCHUNGSSCHWERPUNKTE:**

#### **3.1 Quellmechanismus**

Der Spanndrahtbruch ist ein spontanes, schlagartig ablaufendes Ereignis, bei dem im Vergleich zu anderen SE-Quellen, wie bspw. der Rissbildung im Beton, eine hohe Menge elastischer Energie freigesetzt wird. Die Menge dieser Energie ist abhängig von der Vordehnung des Drahtes und den mechanischen Randbedingungen in der Verbundzone. Je besser der Verbund ausgebildet ist, desto weniger kann sich der Draht frei rückverformen. Die Draht- bzw. Rippengeometrie kann diese Effekte begünstigen. Gleiches gilt, wenn bei Litzen die Verdrillung der Einzeldrähte zusätzliche Reibung und Pressung verursacht. Diese Faktoren beeinflussen jedoch nicht nur das Bruchsignal, sondern auch die charakteristische Abstrahlung von Bruchort. In erster Linie breiten sich die Wellen entlang des Drahtes

aus. Dieser wirkt als 1-dimensionaler Leiter. In der Kontaktzone werden die Wellen auf das angrenzende Material in Abhängigkeit der vorliegenden Randbedingungen übertragen. Liegt bspw. ein sehr loser Kontakt vor, wird sich das Signal vorrangig nur im Spanndraht ausbreiten.

Die Analyse von Drahtbrüchen erfolgte bisher weitestgehend datenbasiert und fokussiert eher die Detektion der Ereignisse. Numerische Untersuchungen zur Wellenausbreitung an Spanngliedern bzw. Spanndrahtlitzen wurden von Bartoli, Nuerca und Schubert durchgeführt (Bartoli I. 2012, Nucera C. 2011, Schubert F. 2002). Sie betrachten jedoch nicht den Drahtbruch als Signalquelle und die anschließende Abstrahlung vom Quellort. Die im Folgenden vorgestellten Untersuchungen sollen hierfür die ersten Grundlagen schaffen. Hierzu wurde ein FE-Modell in ABAQUS implementiert. Das Modell wurde als Betonscheibe mit den Abmessungen 10x10x0,3 cm mit einem mittig angeordneten Stahlstab von 0,5 cm Breite entworfen, um die Ausbreitung zunächst in der zweidimensionalen Ebene zu betrachten (siehe Bild 4, links).

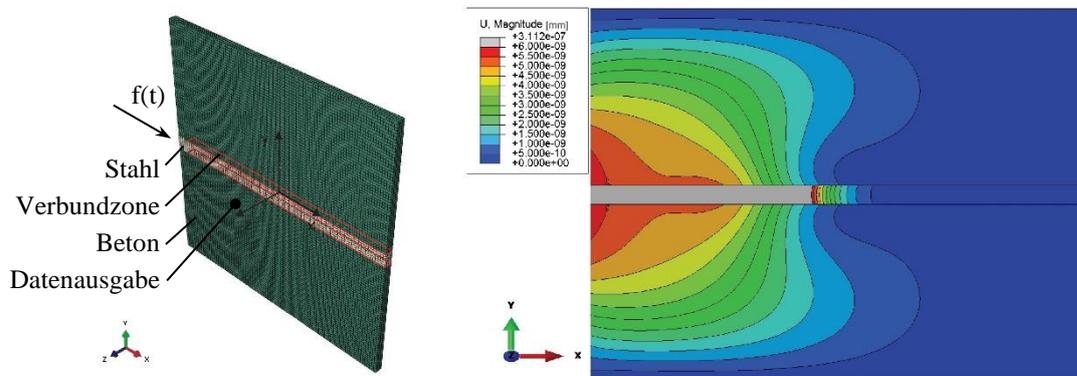


Bild 4: FE-Modell (links) und Systemverschiebungen infolge der Anregung ( $t=10^{-5}$  s)

Bei heterogenen Materialien wie Beton nimmt die Streuung infolge der unterschiedlichen Materialien und der Vielzahl an Grenzflächen bei der Wellenausbreitung eine wichtige Rolle ein. Der größte Kontrast existiert hierbei beim Wellenübergang zu Lufteinschlüssen oder Rissen, da keine Energie übertragen wird. Es ist bekannt, dass Streuung an Grenzflächen vor allem dann auftritt, wenn die Wellenlänge kleiner als der Streukörper ist. Andernfalls werden diese nicht einzeln wahrgenommen und es kommt nur zu einer geringen zusätzlichen Dämpfung (Schechinger B. 2006, Kappahn G. 1990). Für Beton können diese Effekte unter der Voraussetzung, dass die geometrischen Abmessungen der Bestandteile nicht überschritten und nur ein bestimmter Frequenzbereich (hier:  $f_{max} < 200$  kHz) untersucht wird, vernachlässigt werden. Die Modellstruktur kann dann vereinfacht als homogen mit linear elastischen Materialparametern entworfen und die Dämpfung durch einen Faktor berücksichtigt werden. Diese Annahme wurde durch die Untersuchungen anderer Autoren bestätigt (Kennedy T. 2008, Woo J. 2007).

Im vorliegenden Fall wurde mit dem Ansatz der Rayleigh-Dämpfung gearbeitet. Die Dämpfungsparameter wurden einerseits numerisch mittels Modalanalyse und andererseits experimentell an zwei Betonbalken, bestehend aus einem C20/25 und C45/55, ermittelt und verglichen. Die Balken sind unterschiedlich lang (46 und 90 cm), haben jedoch die gleichen Querschnittsabmessungen (12x12 cm). Sie wurden mit einem Hammer zur Schwingung angeregt und die Systemantwort gemessen. Bei der Auswertung wurde der ungestörte Ausschwingvorgang betrachtet und mit einer Exponentialfunktion angenähert. Die Dämpfungswerte der numerischen und

experimentellen Untersuchungen wurden anschließend auf die Grundfrequenz des betrachteten Ausschwingvorganges normiert, um die Abhängigkeit zwischen der Abnahme der Amplitude und der Wellenlänge zu berücksichtigen (Cremer L. 1982). Die normierten Dämpfungswerte weichen ca. 5 %, voneinander ab. Es kann daher von einer ausreichend hohen Übereinstimmung zwischen dem Modell und den realen Betonbalken für den betrachteten Frequenzbereich ausgegangen werden. Für die weiteren Materialparameter wurden die Eigenschaften eines Beton C30/37 und von Stahl zugrunde gelegt.

In der Kontaktzone zwischen dem Stahl und Beton wurde eine Verbund-Schlupf-Beziehung basierend auf dem Model Code 90 (CEB 1991) mit dem Penalty-Verfahren berücksichtigt. Diese wurde, mit Ausnahme eines kurzen Bereichs in der Lasteinleitungszone, über die gesamte Stahllänge gleich angesetzt. Im Rahmen einer statischen Untersuchung wurde die Kraftübertragung validiert. Am numerischen Modell wurde hierzu u. a. die Verankerungslänge abgeschätzt und mit einer händischen Rechnung verglichen. Es konnte eine sehr gute Übereinstimmung festgestellt werden.

Ausgehend von diesen plausibilisierenden Betrachtungen wurden die Berechnungen der kurzen, hochdynamischen Systemantworten mittels expliziter Integration durchgeführt. Zum Erreichen einer numerischen Stabilität und um die gewünschte Frequenz ausreichend genau auflösen zu können, sind für dieses Verfahren sehr kleine Integrationszeitschritte und Elementgrößen erforderlich. Vielfach wird empfohlen, dass die kleinste aufzulösende Wellenlänge  $\lambda_{min}$  durch mindestens 20 Elementknoten abgebildet wird (Bartoli I. 2012, Nucera C. 2011, Woo J. 2007). Die Elementgröße wurde nach diesem Ansatz mit  $L_e = \lambda_{min} / 20$  abgeschätzt und zu 0,5 mm gewählt. Der Zeitschritt  $\Delta t$  wurde mit  $\Delta t \leq L_e / c$  bestimmt und bei diesen Berechnungen zu 0,01  $\mu s$  gewählt.

Zur Beschreibung der Wellenausbreitung wurde das Modell am freien Spanndrahtende mit einer Funktion  $f(t)$  angeregt (siehe Bild 4, links), der ein Sinus-Ansatz zugrunde liegt und die in Abhängigkeit einer Grenzfrequenz variiert werden kann (siehe Bild 5, rechts). Durch diese Funktion wird eine impulsartige Einwirkung simuliert, wie sie bei Bruchprozessen üblicherweise auftritt. Es werden hierdurch hauptsächlich p-Wellen (Schechinger B. 2005) hervorgerufen, die in Längsrichtung des Spannstahls wirken. In Bild 4 (rechts) ist die Ausbreitung der Wellen qualitativ dargestellt. Es zeigt sich, dass entlang des Stahls eine konzentrierte vorlaufende Wellenfront entsteht und der Stab als Wellenleiter wirkt. Bei der Übertragung in den Beton resultiert hieraus eine Richtungsabhängigkeit. Betragsmäßig stehen die übertragenen Dehnungen bei diesem Modell in einem linearen Verhältnis zur definierten Verbundspannung.

Im Folgenden wurde weiterhin der Einfluss der Anregung mit verschiedenen Grenzfrequenzen betrachtet. Hierzu wurden die Ergebnissignale an einem Punkt im Beton ausgegeben (siehe Bild 4, links). Die Anregungsfunktion ist dadurch charakterisiert, dass sie mit zunehmender Grenzfrequenz zunehmend an Steilheit gewinnt. Hierdurch werden einerseits die Dauer der Einwirkung als auch der Energieeintrag in das System reduziert. Dieser Zusammenhang ist auch in den Ergebnissen wiederzufinden. In Bild 5 (links) sind die Frequenzspektren der Signale zur jeweiligen Anregungsfunktion dargestellt. Mit abnehmender Grenzfrequenz nehmen die Amplituden der Signale zu. Auffällig ist, dass hiervon unabhängig bestimmte Frequenzbereiche (ca. 14, 28 und 42 kHz) besonders hervortreten.

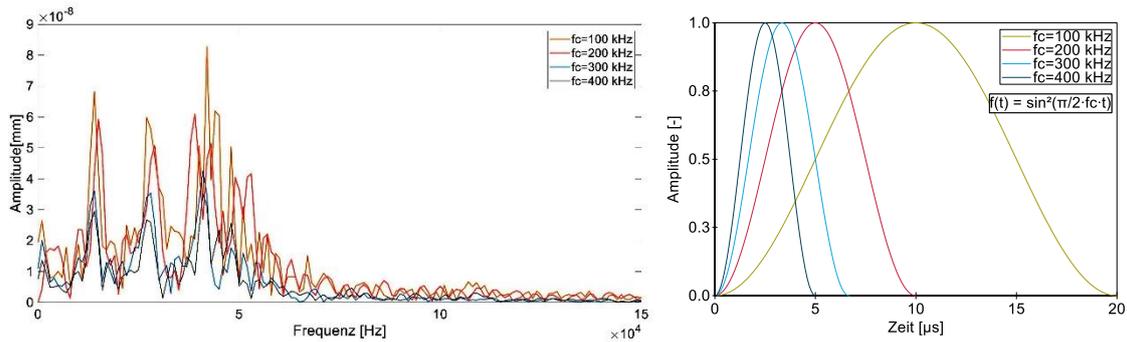


Bild 5: Frequenzspektren der Systemantwort (links) auf die Anregung mit unterschiedlicher Grenzfrequenz (rechts)

Die numerischen Ergebnisse wurden in diesem Zusammenhang mit experimentellen Versuchen verglichen. An den bereits erwähnten Betonbalken wurden Spanndrahtbrüche durch elektrochemische Korrosion provoziert. Die Drähte lagen örtlich über eine sehr begrenzte Länge frei ohne Verbund (ca. 1 cm). Die Signale dieser Brüche wurden nahe des Bruchortes aufgezeichnet. In Bild 6 sind die Frequenzspektren dieser Signale abgebildet. Ähnlich zu den numerischen Ergebnissen treten auch hier bestimmte Frequenzbereiche in einem ähnlichen Muster hervor.

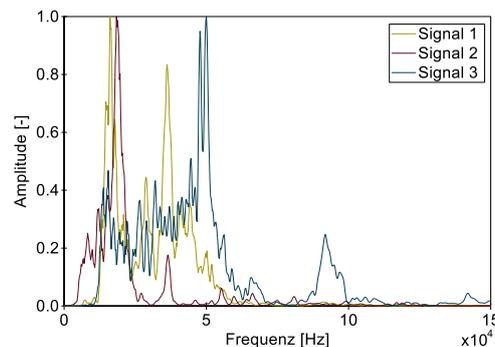


Bild 6: Frequenzspektren von 3 Drahtbruchsignalen

Das entwickelte FE-Modell ist in der aktuellen Version eine einfache Abbildung der realen Verhältnisse, die bei der Signalentstehung und -ausbreitung beim Drahtbruch vorliegen. Die bisher getroffenen Annahmen konnten experimentell bestätigt werden und weisen auf eine gute Vergleichbarkeit hin, so dass hiermit eine Grundlage für die Fortsetzung der Untersuchungen geschaffen wurde. In geplanten Simulationen und vergleichenden Messungen soll die Komplexität des Modells weiter erhöht und die Einflussparameter qualitativ und quantitativ beschrieben werden.

### 3.2 Merkmalsextraktion und Klassifikation

Wie bereits in Abschnitt 2.3 erwähnt, reicht eine parameterbasierte Auswertung zur Bestimmung des Quellmechanismus in der Regel nicht aus. Um Verfahren zur Identifikation von Quellmechanismen zu testen wurde eine Datenbank mit Schallemissionssignalen angelegt. Diese wurde mit unterschiedlichen Signaleintragungen an verschiedenen Positionen an einem Betonkörper erzeugt. Bild 7 zeigt beispielhaft zwei Signale und deren Parameter von Signalen unterschiedlicher Quellmechanismen. In diesem Fall ist die Quelle ähnlich, da es sich bei beiden Signalen um Hammerschläge auf einen Betonkörper handelt, jedoch wurden unterschiedliche Hammer genutzt und eine Reproduzierbarkeit des Signals ist bei händischem Signaleintrag in der Regel nicht gegeben. Dennoch wurde darauf geachtet, die Schlagkraft und die Position des Signaleintrags konstant zu halten.

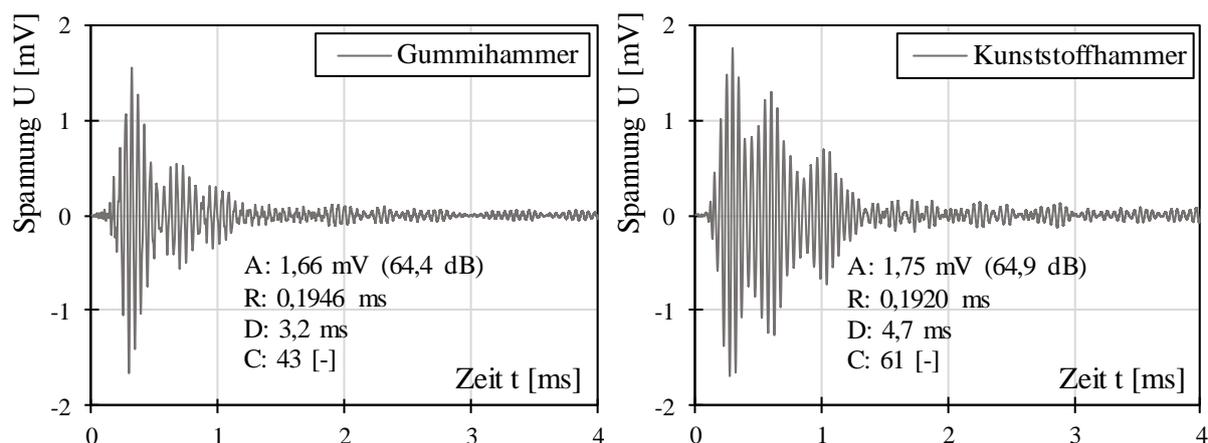


Bild 7: Signale unterschiedlicher Quellmechanismen

Neben den dargestellten Signalverläufen sind die Parameter aller Hammerschläge in Bild 8 dargestellt. Es wurden je Hammer etwa 600 Schläge durchgeführt. Es ist zu erkennen, dass sich die Parameter nur wenig voneinander abheben und eine visuelle Trennung der Signale nach dem Quellmechanismus höchstens im linken Diagramm denkbar ist. Grundsätzlich ist jedoch zu erkennen, dass der Kunststoffhammer in der Regel größere Werte (Amplitude, Rise Time, Counts und Duration) hervorruft als der Gummihammer.

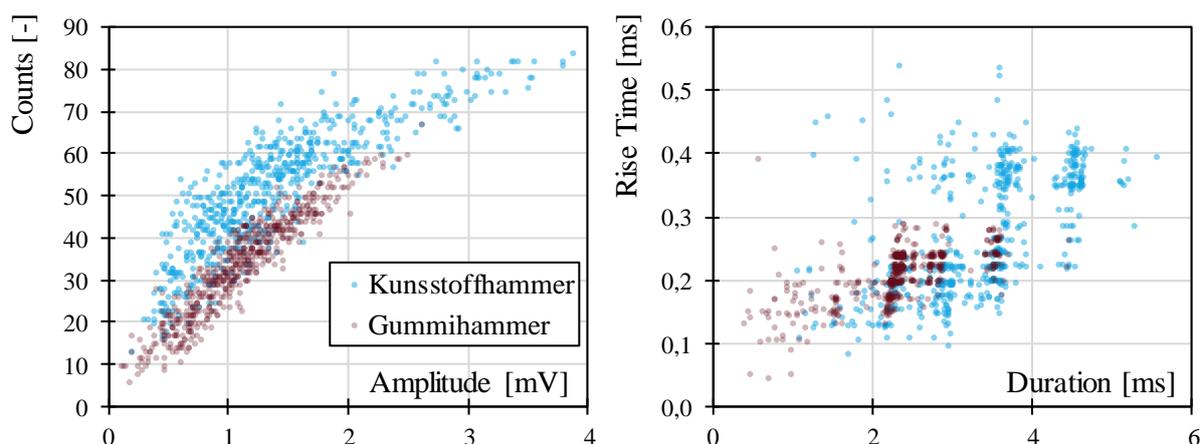


Bild 8: Parameter verschiedener Signale im Parameterraum, jeweils 600 Schläge je Hammer

Diese Parameter finden Eingang in eine Klassifikation. Da im Vorfeld nicht bekannt ist, welcher Klassifikationsalgorithmus sich für das dargestellte Problem am besten eignet, werden mehrere getestet und gegenübergestellt. Dazu wird die open source library von „scikit-learn“ verwendet. Die Programmierung erfolgt in Python. Die Ergebnisse sind in Tabelle 1 dargestellt. Insgesamt wurden 10 Algorithmen getestet, wovon die drei besten dargestellt sind. Das Datenset wird dafür in 66 % Trainingsdaten womit die Algorithmen angeleitet werden und 33 % Testdaten mit denen eine Validierung stattfindet zufällig aufgeteilt. Dieser Vorgang wird mehrfach wiederholt und der Mittelwert bestimmt (cross validation). In Tabelle 1 ist die mittlere Genauigkeit angegeben, also der Durchschnitt der vom Algorithmus prozentual vorgenommenen Zuordnung der Daten in die jeweils richtige Klasse. Es werden als Merkmale zunächst nur die SE-Parameter genutzt, wie sie in Bild 2 beschrieben und in Bild 8 dargestellt sind.

Tabelle 1: Ergebnisse der Klassifikationen als mittlere Genauigkeit (mean test score)

Merkmale für Klassifikation	Gaussian Process Classifier (GP)	Random Forest Classifier (RF)	Multi-layer Perceptron Classifier (MLP)	Durchschnitt
2 D, R	85,00 %	<b>88,21 %</b>	86,07 %	86,43%
3 A, C, D	89,12 %	<b>90,52 %</b>	89,61 %	89,75%
4 A, C, D, R	90,60 %	<b>91,92 %</b>	90,93%	91,15%
Durchschnitt	88,24%	90,22%	88,87%	

Grundsätzlich ist zu erkennen, dass bei einer höheren Anzahl an Merkmalen bessere Ergebnisse erzielt werden. Dies bestätigt sich auch bei weiteren Untersuchungen (siehe Tabelle 2). Obwohl die in Bild 8 gezeigten Messdaten augenscheinlich nicht auseinander zu halten sind, gelingt den ML-Methoden eine Genauigkeit von knapp 92 %. Wenn nur zwei Merkmale zur Klassifikation genutzt werden, wird das beste Ergebnis mit den Parametern „Duration“ und „Rise Time“ erzielt. Dies ist vergleichbar mit dem rechten Diagramm aus Bild 8. Es wäre an dieser Stelle denkbar gewesen, dass das beste Ergebnis mit den Merkmalen „Amplitude“ und „Counts“ erreicht worden wäre (Bild 8, links), da dort eine visuelle Trennung der Signale zumindest vorstellbar gewesen wäre. Der Algorithmus erreicht mit diesen Parametern immerhin noch 87,47 %, allerdings handelt es sich dabei um den Gaussian Process Classifier.

Wie bereits in Absatz 2.3 genannt, soll eine kombinierte Betrachtung von SE-Parametern und des gesamten Signals zur Steigerung der Genauigkeit erfolgen. Der Fokus liegt im vorliegenden Fall auf zwei Eigenschaften: Energie (E) und Schwerpunktwellenlänge ( $f_c$ , spectral centroid). In beiden Fällen werden weitere Parameter aus der Wellenform bzw. aus dem Frequenzspektrum (siehe bspw. Bild 6) extrahiert, die Eingang in die Klassifikation finden.

Die Energie beschreibt die Stärke einer SE-Quelle und wird nach

$$E = \int_D U^2(t) dt \quad (1)$$

mit  $U(t)$  als Verlauf des Signals (Spannung). Je Wellenform (Signal) wird somit ein weiterer Parameter ermittelt, der zur Klassifikation genutzt werden kann.

Als zweiter Schritt in der Merkmalsextraktion werden Schwerpunktwellenlängen bestimmt. Sie werden in der digitalen Signalverarbeitung eingesetzt, um das Frequenzspektrum zu beschreiben. Oft wird in diesem Zusammenhang von der Klangfarbe gesprochen. Sie werden berechnet indem eine Fourier-Transformation in den Frequenzraum vorgenommen wird und anschließend das gewichtete Mittel der Frequenzen mit den Magnituden gebildet wird. Zur Berechnung wird die open source library „Librosa“ genutzt.

$$f_{c,i} = \frac{\sum_{n=0}^N f(n)x(n)}{\sum_{n=0}^N x(n)} \quad (\text{mit } i \text{ als } i\text{-tes Fenster}) \quad (2)$$

Dieses vorgehen wird nicht auf das gesamte Signal, sondern auf Bereiche des Signals angewandt, da vermutet wird, dass unterschiedliche Bereiche des Signals mehr oder weniger gute Rückschlüsse auf das Signal zulassen. Es wird also eine Fensterfunktion über das Signal geschoben mit der Breite  $n_{\text{fft}}$  und der Schrittweite  $l_{\text{hop}}$ . Da diese Parameter entscheidend für die Merkmalsextraktion sind, wird hier ebenfalls eine Parameterstudie durchgeführt.

Je Signal und Fenster  $i$  ergibt sich damit eine Schwerpunktwellenlänge, die zur Klassifikation genutzt werden kann.

Die Ergebnisse der Untersuchungen sind in Tabelle 2 dargestellt. Der Übersicht halber sind nur noch die höchsten Genauigkeiten dargestellt. Die Abkürzungen beziehen sich auf den genutzten Klassifikator (siehe Tabelle 1).

Tabelle 2: Ergebnisse der Klassifikationen mit Erweiterung des Parameterraums als mittlere Genauigkeit

Merkmale für Klassifikation	$n_{\text{fft}}$	$l_{\text{hop}}$	mean test score	Steigerung
4 A, C, D, R	-	-	91,92 % (RF)	(Bezug)
5 A, C, D, R, E	-	-	92,50 % (GP)	+ 0,58 %
6 A, C, D, R, E, $f_{c,0}$	0,0512 ms	0,0256 ms	95,80 % (MLP)	+ 3,88 %
6 A, C, D, R, E, $f_{c,1}$	0,0512 ms	0,0256 ms	95,30 % (GP)	+ 3,38 %
6 A, C, D, R, E, $f_{c,2}$	0,0512 ms	0,0256 ms	93,40 % (GP)	+ 1,48 %
6 A, C, D, R, E, $f_{c,3}$	0,0512 ms	0,0256 ms	93,90 % (GP)	+ 1,98 %
11 A, C, D, R, E, $f_{c,0} - f_{c,5}$	0,0512 ms	0,0256 ms	96,46 % (MLP)	+ 4,54 %
11 A, C, D, R, E, $f_{c,0} - f_{c,5}$	0,2048 ms	0,0512 ms	96,87 % (GP)	+ 4,95 %
6 $f_{c,0} - f_{c,5}$	0,2048 ms	0,0512 ms	75,68 % (MLP)	- 16,24 %
15 A, C, D, R, E, $f_{c,0} - f_{c,9}$	0,4096 ms	0,0512 ms	98,02 % (GP)	+ 6,10 %

Aus der Tabelle geht hervor, dass die Genauigkeit durch Zugabe der Energie des Signals als Merkmal um etwa 0,58 % gesteigert werden kann. Durch Hinzufügen weiterer Parameter wie der Schwerpunktwellenlänge kann eine erneute Verbesserung der Ergebnisse erzielt werden. Je nach Fenster  $i$  und dessen Eigenschaften ( $n_{\text{fft}}$  und  $l_{\text{hop}}$ ) kann durch Hinzufügen einer einzigen Schwerpunktwellenlänge das Ergebnis um 3,88 % verbessert werden. Aus der Tabelle geht ebenfalls hervor, dass die verschiedenen Schwerpunktwellenlängen  $f_{c,i}$  unterschiedliche Verbesserungen der Ergebnisse bewirken, wodurch geschlussfolgert werden kann, dass Bereiche am Signalanfang besseren Aufschluss über das Quellsignal geben. Insgesamt kann bestätigt werden, dass eine höhere Anzahl an Schwerpunktwellenlängen bessere Ergebnisse liefert, wobei bei ausschließlicher Betrachtung dieser Parameter nur eine Genauigkeit von etwa 76 % erreicht werden kann. Das beste Ergebnis wird mit allen untersuchten Parametern erzielt und liegt bei 98,02 %.

Zwischen den Untersuchungen mit einfachen SE-Parametern wie der Amplitude, den Counts, der Duration und der Rise Time kann durch Hinzufügen von Parametern, die das gesamte Signal betrachten, bzw. eine Betrachtung des Frequenzgehaltes beinhalten, eine Steigerung der Genauigkeit von 6,1 % erreicht werden.

Diese Untersuchungen zeigen, dass es für den vorliegenden Fall grundsätzlich möglich ist, Signale sehr ähnlichen Ursprungs anhand einfacher Parameter auseinander zu halten. Zusätzlich kann durch eine Betrachtung des gesamten Signals die Genauigkeit weiter erhöht werden.

Mit den dargestellten Untersuchungen konnte gezeigt werden, dass Machine-Learning-Methoden für die Bestimmung von Quellmechanismen ein großes Potential aufweisen. In Zukunft gilt es weitere Merkmale zu extrahieren, um die Genauigkeit weiter zu steigern. Für die Methode der Schallemissionsmessung zur Erkennung von Spanndrahtbrüchen ist daher anzunehmen, dass ML-Algorithmen so trainiert werden können, dass Bruchsignale automatisch erkannt werden.

In künftigen Untersuchungen soll daher eine Übertragung der gezeigten Verfahren auf Signale von Spanndrahtbrüchen im Fokus stehen.

#### 4 ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK

Die vorgestellten Ergebnisse sind das Resultat erster Untersuchungen von zwei Forschungsschwerpunkten, die sich mit der Schallemissionsanalyse als Methode zur Überwachung vorgespannter Konstruktionen befassen.

Anhand eines numerischen Modells wurde ein Ansatz gezeigt, den Spanndrahtbruch qualitativ zu beschreiben. Es ist es gelungen, Frequenzspektren von im Modell erzeugten Signalen mit am realen Bauteil aufgezeichneten Sensormessungen zu vergleichen und eine größere Übereinstimmung zu erhalten. In weiteren Untersuchungen sollen die Einflussparameter auf das Signal und seine Ausbreitung im Bauteil weiter erforscht und beschrieben werden.

Weiterhin wurden im Labor erzeugte impulsartige Signale anhand verschiedener Signalparameter mithilfe von Machine-Learning-Methoden klassifiziert. Je nach Art und Anzahl der Merkmale sowie des verwendeten Algorithmus werden damit Genauigkeiten bis 92 % erreicht. Durch die Ermittlung weiterer Merkmale wie die Energie oder die Schwerpunktwellenlänge aus dem Frequenzraum des Signals konnte eine Genauigkeitssteigerung um 6,1 % auf etwa 98 % erreicht werden. Dies zeigt das enorme Potential der Anwendung dieser ML-Verfahren auf solch komplexe Daten großer Menge. Der Fokus künftiger Forschungen liegt in der Übertragung dieser Verfahren auf die Thematik der Erkennung von Spanndrahtbrüchen.

#### LITERATUR

- Bartoli, I., Castellazzi, G., Marzani, M. & Salamone, S. (2012): Prediction of stress waves propagation in progressively loaded seven wire strands. Proc. SPIE 8345, Sensors and Smart Structures Technologies for Civil, Mechanical, and Aerospace Systems , doi: 10.1117/12.915297
- Carlos, M. F., Cole, P. T., Vahaviolos, J. & Halkyard, T. (2000): Acoustic emission bridge Inspection/monitoring strategies. In: Alampalli, S. (Hrsg.): Structural Materials Technology: An NDT Conference. Atlantic City, 2000, S. 179-183
- Comite euro-international du beton (1991): CEB-FIP MODEL CODE 1990. London: Thomas Telford, 1991. ISBN: 0 8277 1696 4.
- Cremer, L. & Heckl, M. (1982): Körperschall. Berlin, Heidelberg, New York : Springer-Verlag, 1982. ISBN 978-3-662-08185-3.
- Cullington, D. W., Paulson P. & Elliott P. (2001): Continuous Acoustic Monitoring of Grouted Post-Tensioned Concrete Bridges. NDT&E International (Non Destructive Test & Evaluation) 34(2), S. 95–106
- Eitzen, D. G. & Wadley, H. N. G. (1984): Acoustic Emission: Establishing the Fundamentals, Journal of Research of the National Bureau of Standards, Vol 89, No. 1, January-February
- Fricker, S. (2009): Schallemissionsanalyse zur Erfassung von Spanndrahtbrüchen bei Stahlbetonbrücken. Dissertation ETH Zürich, Zürich, 168 S.
- Grosse, C. U. & Linzer, L. M. (2008): Signal-Based AE Analysis. In (Hrsg) Grosse, C. U. & Ohtsu, M.: Acoustic Emission Testing.
- Hopwood, T. & Prine, D. W. (1987): Acoustic Emission Monitoring of In-Service Bridges. Transportation Cabinet Commonwealth of Kentucky and Federal Highway Administration U.S. Department of Transportation

- Käding, M., Schacht, G., Bolle, G. & Marx, S. (2019): Monitoring spannungsrissskorrosionsgefährdeter Brücken, 10. Symposium Experimentelle Untersuchung von Baukonstruktionen. Schriftenreihe konstruktiver Ingenieurbau Dresden, Heft 48, S. 97-108
- Kappahn, G. (1990): Messtechnische Grundlagen der Schallemissionsanalyse als Prüfverfahren an nichtmetallischen Baustoffen. Technische Hochschule Leipzig, Dissertation, (1990), 123 S.
- Kennedy, T. C. & et al. (2008): Finite element modeling of wave propagation in concrete. Oregon Department of Transportation (2008)
- Nucera, C. & di Scalea, F. L. (2011): Nonlinear ultrasonic guided waves for prestress level monitoring in prestressing strands for post-tensioned concrete structures. in Proc. SPIE 7981, Sensors and Smart Structures Technologies for Civil, Mechanical, and Aerospace Systems (2011), doi: 10.1117/12.880291
- Schubert, F & Marklein, R. (2002): Numerical Computation of Ultrasonic Wave Propagation in Concrete Using the Elastodynamic Finite Integration Technique (EFIT). in: IEEE Ultrasonics Symposium: Seiten 799-804
- Ohno, K. & Ohtsu, M. (2010): Crack classification in concrete based on acoustic emission. Construction and Building Materials Nr. 24. Ausgabe 12 (2010): Seiten 2339-2346.
- Ono, K. (2011): Acoustic emission in materials research-A review. Journal of acoustic emission Nr. 29 (2011): Seiten 284-309.
- Schacht, G., Käding, M., Bolle, G. & Marx, S. (2019): Konzepte für die Bewertung von Brücken mit Spannungsrissskorrosionsgefahr, Beton- und Stahlbetonbau 114 (2019), Heft 2, S. 85-94, Ernst & Sohn. DOI: 10.1002/best.201800087
- Schechinger, B. (2005): Schallemissionsanalyse zur Überwachung der Schädigung von Stahlbeton. s.l. : ETH Zürich, 2005. Dissertation.
- Woo, J., Kim, J., Cho, H. & Na, W. (2007): Finite Element Simulation of Elastic Wave Propagation in a Concrete Plate - Modeling and Damage Detection. J. Ocean Eng. Technol 2 (6) (2007): 26-33
- Yuyama, S.; Yokoyama, K.; Niitani, K.; Ohtsu, M.; Uomoto, T. (2007): Detection and evaluation of failures in high-strength tendon of prestressed concrete bridges by acoustic emission. Journal of Construction and Building Materials 21(3), S. 491–500  
DOI 10.1016/j.conbuildmat.2006.04.010

# Unterwasser-Verformungsmessungen von Grouted Joints

Patrick Rzeczkowski<sup>1</sup> und Ludger Lohaus<sup>1</sup>

<sup>1</sup>*Institut für Baustoffe, Leibniz Universität Hannover, Hannover, Deutschland*

## **KURZFASSUNG:**

Die Verbindung zwischen dem in den Boden gerammten Pfahl und der Tragstruktur von Offshore-Windenergieanlagen wurde in Deutschland inzwischen bei über 1000 Anlagen als Grouted Joint ausgeführt. Nachdem es im Ausland bei zahlreichen Monopiles zu einem Durchrutschen von Groutverbindungen gekommen war, entstand zunehmend der Wunsch, Relativverschiebungen zwischen Pile und Sleeve von Offshore-Windenergieanlagen überwachen zu können, um eine langfristige Beurteilung des Tragverhaltens der Groutverbindung zu ermöglichen. Dies kann bei Grouted Joints im Bereich über Wasser verhältnismäßig einfach durchgeführt werden. Eine große Herausforderung ist hingegen die Messung von Verschiebungen unter Wasser. Nach dem Test eines ersten Prototyps hat das Institut für Baustoffe inzwischen eine verbesserte mobile Messeinheit entwickelt, um diese Messaufgabe realisieren zu können.

Keywords: Offshore-Windenergie, Grouted Joint, Structural Health Monitoring, mobile Messeinheit, Messungen unter Wasser

## **ABSTRACT:**

The connection between the driven pile and the supporting structure of offshore wind turbines has so far been implemented as a grouted joint in over 1000 wind turbines in Germany. After the slipping of grouted connections in numerous monopiles abroad, there was an increasing interest in monitoring relative displacements between pile and sleeve of offshore wind turbines in order to allow a long-term evaluation of the load-bearing behaviour of grouted connections. This can be performed with manageable effort for supporting structures with grouted joints located above water. A major challenge, however, is the measurement of displacements under water. After the test of a first prototype, the Institute of Building Materials Science has now developed an improved mobile measuring unit in order to be able to carry out this measuring task.

Keywords: Offshore wind energy, grouted joint, structural health monitoring, mobile measuring unit, underwater measurement

## 1 EINLEITUNG

Der Verfüllprozess von Grouted Joints erfordert besondere Aufmerksamkeit, da er trotz sorgfältiger Vorbereitung ein fehleranfälliger und schwierig zu überwachender Vorgang ist. Ein negativer Einfluss auf das Grout-Material, beispielsweise bei Störfällen, kann demnach nicht ausgeschlossen werden. Im Laufe des Betriebs könnten sich Ausführungsfehler der Verbindung durch die Beanspruchungen infolge Wind und Wellen ausweiten. Besondere Aufmerksamkeit erregten Schäden an Monopiles im Ausland, vor allem in Dänemark, Großbritannien und den Niederlanden, bei denen es in einigen hundert Fällen zu einem Durchrutschen von Groutverbindungen gekommen war (Schaumann et al. 2010).

Aus diesem Grund wurde am Institut für Baustoffe in Hannover eine mobile Messeinheit für die Unterwasseranwendung an Grouted Joints entwickelt, die es ermöglicht, relative Verschiebungen zwischen Pile und Sleeve der Verbindung zu erfassen. Der erste Prototyp der Messeinheit wurde unter maritimen Bedingungen im Betrieb einer Offshore Windenergieanlage (OWEA) in etwa 25 m Wassertiefe installiert und getestet. Die Messungen wurden an einer Tripod-Struktur im Testfeld alpha ventus durchgeführt (vgl. Bild 1). Es besteht jedoch auch die Möglichkeit, die Messeinheit an anderen Arten von Offshore-Gründungsstrukturen zu installieren, wie z. B. Jacket-Gründungen oder Monopiles. Der Prototyp der Messeinheit hat im Wesentlichen seine Funktionalität demonstriert. Nach neunmonatigem Einsatz in der Nordsee wurde jedoch ein Wassereinbruch verzeichnet. 13 Monate nach dem Wassereinbruch konnte die Messeinheit geborgen und anschließend untersucht werden. In einem Nachfolgeprojekt konnten die Schwachstellen identifiziert und die Performance hinsichtlich Langlebigkeit und Zuverlässigkeit in einem weiteren Entwicklungsschritt gesteigert werden.

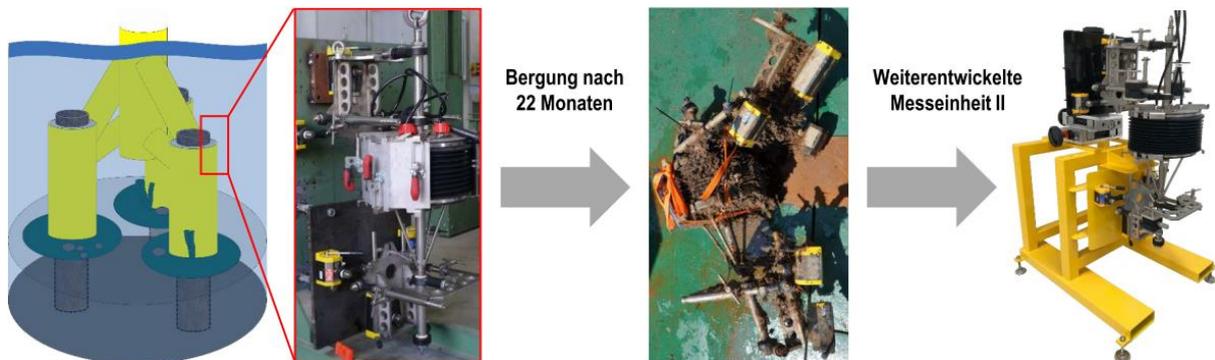


Bild 1: Montierte Prototyp-Messeinheit (links), geborgene Prototyp-Messeinheit (mitte) und weiterentwickelte Messeinheit II (rechts)

Durch die Umgebungsbedingungen einer OWEA stellen die Konstruktion und Installation der Messeinheit eine große Herausforderung dar. Trotz einer Wassertiefe von 25 m und der unvermeidlichen Ausführungstoleranzen soll die Messeinheit so befestigt und betrieben werden können, dass die Bestimmung des relativen Weges zwischen Pile und Sleeve präzise erfolgen kann. Dabei ergeben sich zwei wesentliche Herausforderungen: Installationsbedingte Toleranzen bei der Positionierung von Pile und Sleeve resultieren in unbekanntem geometrischen Randbedingungen, die in der Konstruktion der Messeinheit zu berücksichtigen sind. Zudem stellt die aggressiv-korrosive Unterwasser-Umgebung am Installationsort ein großes Problem für die dauerhafte Funktion des Messsystems dar.

## 2 MESSTECHNISCHES KONZEPT

### 2.1 Prototyp-Messeinheit

Geometrische Randbedingungen, die für die Installation der Messeinheit entscheidend sind, können nicht präzise vorhergesagt werden. Herstellungsbedingte Ungenauigkeiten zwischen dem Sleeve und dem in den Boden eingerammten Pile verhindern dies. Dadurch wird eine hohe Flexibilität der Auflagerkomponenten der Messbox gefordert. Diese wird durch ein Stabwerkssystem aus korrosionsbeständigen Edelstahlkomponenten gewährleistet. Nach der Installation ist die Steifigkeit der Messkonstruktion sowie der verschiebungsfreie Verbund mit dem Grouted Joint maßgebend für die Genauigkeit der Messungen. Hierfür wurde eine Konstruktion entworfen, die während der Installation dreidimensional verstellbar ist, aber gleichzeitig nach der abgeschlossenen Montage unverschieblich bleibt. Um dies zu ermöglichen, wurden zum Verbinden des Stabwerkssystems Gelenkköpfe eingesetzt, die sich aufgrund unterschiedlicher Quellmaße von Gehäuse und Kugelkopf dazu führen, dass der Kugelkopf sich gegen das Gehäuse drückt und das Lagerspiel bereits nach einer Woche im Meerwasser auf nahezu null setzt, ohne die Absolutposition der Kugelkopfachse zu verändern (Rolfes et al. 2013). Hierdurch sollen ausschließlich die Relativbewegungen in der Tragstruktur gemessen werden. Der Einsatz der aus Kunststoff bestehenden Gelenkköpfe ermöglicht außerdem eine vollständige galvanische Trennung hinsichtlich des aktiven Korrosionsschutzes der Anlage. Neben den Gelenkköpfen ist eine zusätzliche Anpassung der Messeinheit über klemmbare Schiebehülsen vorgesehen, welche die präzise Ausrichtung der Messeinheit trotz unbekannter geometrischer Randbedingungen ermöglicht.

Sechs schaltbare Lasthebemagnete erlauben die Positionierung und Fixierung der Messeinheit an der Gründungstruktur. Diese Magnete werden üblicherweise in der Metallindustrie eingesetzt und passen sich durch einen gelenkigen Anschluss an die unebene Stahloberfläche von Pile und Sleeve an.

Der mit der Konstruktion sowohl form- als auch kraftschlüssig verbundene Messraum besteht aus einem mit Öl gefülltem Gehäuse. Das Öl sorgt für eine korrosionsgeschützte Umgebung für die Sensoren und kompensiert durch seine geringe Kompressibilität den aufkommenden Wasserdruck (Lück 2010). Aufgrund ihrer guten Verträglichkeit gegenüber Kunststoffen bieten sich Paraffinöle mit geringer Viskosität bei niedrigen Temperaturen an (Rolfes et al. 2013). Es ist ein flexibler Raumabschluss notwendig, der im Falle von relativen Verschiebungen zwischen Pile und Sleeve eine ungehinderte Verschiebung der Messkonstruktion möglichst widerstandsfrei zulässt. Zwei lotrecht gegenüberliegende Kreisplatten werden hierfür in zwei Lagen von beweglichen Gummimembranen (Elastomer-Faltenbalgen) umschlossen (vgl. Bild 8). Die zu erwartenden relativen Verschiebungen der Anlage werden in den Messraum übertragen und können in alle Richtungen durch die Flexibilität der Membrane nahezu widerstandsfrei erfasst werden. Im Messraum wurde folgende Sensorik untergebracht:

- Zwei vertikale und zwei horizontale induktive Wegaufnehmer zur Erfassung der relativen Verschiebungen zwischen Pile und Sleeve
- Zwei baugleiche „Dummy-Sensoren“, die so angebracht sind, dass keine Verschiebungen gemessen werden, um so zeitabhängige Einflüsse auf das Messsignal kompensieren zu können
- Ein Temperatursensor zur möglichen Korrektur der aufgezeichneten Messdaten
- Ein Leckagesensor zur Signalisierung eines möglichen Wassereintruchs

Die induktiven Wegaufnehmer werden auf der oberen Kreisplatte montiert und tasten gegen Anschlagpunkte der unteren Kreisplatte innerhalb eines durch angeschraubte Platten definierten Bewegungsspielraums. Für den Transport und die Installation der Messeinheit ist es erforderlich, den

Messraum durch seitliche Bleche zu fixieren. Die induktiven Wegaufnehmer befinden sich dadurch in ihrer Nullstellung.

## 2.2 Schwachstellen des Prototyps

Eine Analyse der geborgenen Prototyp-Messeinheit hat gezeigt, dass Korrosionsvermeidung eine wesentliche Herausforderung darstellt. Bild 2 zeigt eine Übersicht auffallend stark von Korrosion betroffener Komponenten. Besonders gefährdet sind hierbei die Kabeldurchführungen, die die Verbindung zur Sensorik ermöglichen und gleichzeitig das Eindringen von Wasser in den Messraum verhindern sollen. Die Kabeldurchführungsbauteile wurden in eine dafür vorgesehene Öffnung mit Gewinde ins Gehäuse eingeschraubt. Nach der Bergung der Prototyp-Messeinheit wiesen die Gewinde der Kabeldurchführungen besonders starke Korrosionserscheinungen auf. Die Korrosion war teilweise so weit fortgeschritten, dass die Gummidichtung frei lag (vgl. Bild 2). Damit einher gingen ebenfalls starke Korrosionserscheinungen an den Gewinden der Öffnungen für die Kabel in der oberen Kreisplatte des Messraums.

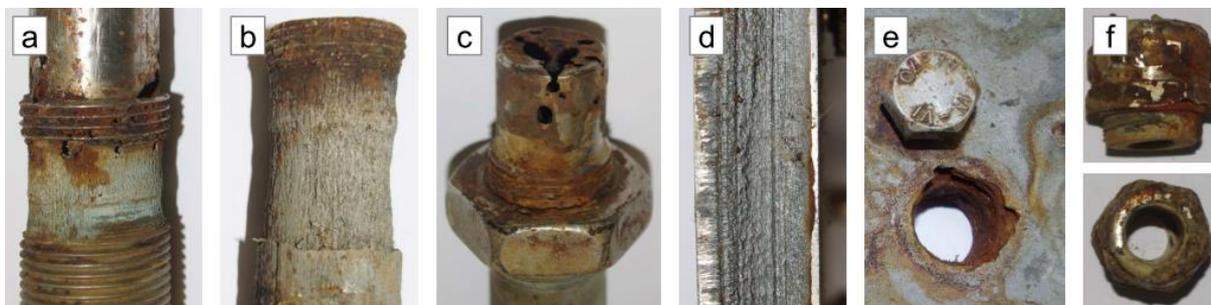


Bild 2: Stark korrodierte Komponenten der Prototyp-Messeinheit (a, b, c: stabförmige Bauteile, d: Ausschnitt Kreisplatte, e: Kabeldurchführung, f: Kabeldurchführungsbauteil)

Aufgrund der starken Korrosionserscheinungen verloren die Kabeldurchführungsbauteile ihre Dichtwirkung, was zum Wassereintritt in den Messraum führte und vermutlich auch zum Versagen der Sensoren (Rolfes et al. 2013). Im Mai 2011 war ein Ausschlag der Leckagemessung zu erkennen. Kurz darauf zeigten die Messdaten unstetige Bewegungen der Relativverschiebungen und der Dummy-Sensoren (vgl. Bild 3).

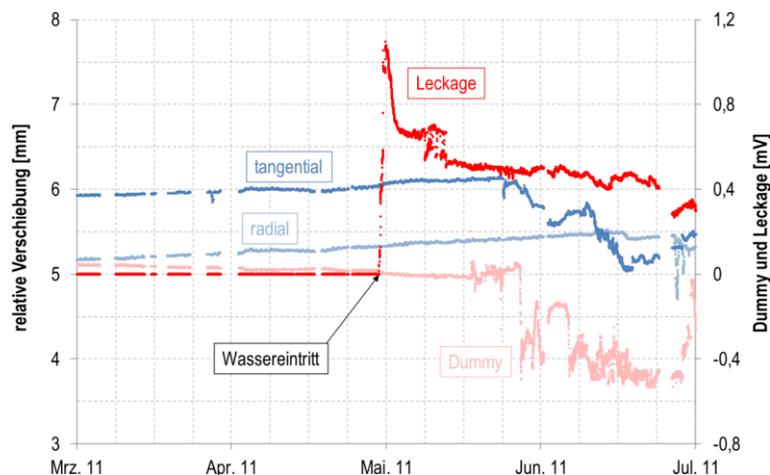


Bild 3: Relativverschiebungen, Dummy- und Leckage-Signal im März bis Juli 2011 (Rzeczkowski et al. 2019)

Neben den Kabeldurchführungen wiesen weitere Bauteile der geborgenen Prototyp-Messeinheit starke Korrosionserscheinungen auf. An den Kontaktflächen zwischen der äußeren Membran und den Kreisplatten war der Edelstahl (Werkstoff 1.4571) stark korrodiert, was vermutlich in absehbarer Zeit ebenfalls zu einem Wassereintritt geführt hätte. Die oberen Kreisplatten sind mit einem Laser geschnitten worden. Eine mögliche Erklärung für die starken Korrosionserscheinungen ist, dass in der Wärmeeinflusszone des Laserschnitts die schützende Chromoxydschicht lokal zerstört worden ist und eine interkristalline Korrosion des Edelstahls ermöglichte (Henkel et al. 2015).

Besonders ungewöhnlich waren die auffallend starken Korrosionserscheinungen bei einem Großteil der stabförmigen Bauteile der Messkonstruktion. Diese waren augenscheinlich deutlich an den vertikalen Stäben, die die beiden Kreisplatten des Messraums mit der restlichen Messkonstruktion verbinden, sowie am obersten und untersten horizontal angeordneten Stab, zu erkennen. Besonders im Bereich der Edelstahlmutter zum Kontern der Gelenkköpfe und der Kreisplatten war ein ungewöhnlich großer Materialabtrag feststellbar. Aufnahmen eines dieser Bauteile mit einem Computertomographen ließen zudem eine Lochkorrosion bis tief in das Bauteil hinein erkennen (vgl. Bild 4). Diese Korrosionserscheinungen hätten in absehbarer Zeit zur Verringerung der Steifigkeit der Messeinheit und zu einem Lösen der Kreisplatten geführt, wodurch die Messungen ebenfalls unbrauchbar geworden wären.



Bild 4: Korrodiertes stabförmiges Bauteil der Prototyp-Messeinheit aus GIGAWIND alpha ventus (links) und CT-Aufnahme des Bauteils (mitte, rechts) (Lohaus et al. 2017)

Die restlichen stabförmigen Bauteile wiesen hingegen keine nennenswerten Korrosionserscheinungen auf. Aus diesem Grund wurden Proben aus den stark korrodierten Bauteilen und als Referenz auch an Stellen ohne Korrosionserscheinung entnommen und mittels Funkenspektroskopie untersucht. Die Auswertung ergab eine deutlich niedrigere Legierung der hinsichtlich Korrosion auffälligen Bauteile. Folglich wirkte die Messkonstruktion im Meerwasser als Kathode und unterstützte somit die Korrosion der niedriger legierten Bauteile, die wiederum (ungewollt) als Anode fungierten. Dieser Effekt wurde durch die im Vergleich zu den korrodierten Bauteilen deutlich größere Oberfläche der restlichen (kathodisch wirkenden) Messkonstruktion unterstützt.

Sowohl bei Trockenübungen auf dem Schiff als auch bei der späteren Montage des Prototypen an der Gründungsstruktur traten aufgrund des Eigengewichts der Messeinheit Klemmwirkungen an den Schiebehülsen auf. Diese führten nach Abschluss der Montage zu elastischen Spannungen in den Fixierplatten des Messraumes. Das Entfernen der Platten führte anschließend zu einer ungewollten Veränderung der Nullstellung der induktiven Wegaufnehmer. Die vertikalen Verschiebungen waren dabei größer als der Messbereich der vertikal angeordneten Wegaufnehmer und führten folglich zum Ausfall (Rolfes et al. 2013).

### 2.3 Weiterentwickelte Messeinheit (Messeinheit II)

Die Weiterentwicklung der Messeinheit war ein iterativer Prozess. So wurden alle konstruktiven Details und Komponenten, die sich bei den Messungen an der Gründungsstruktur der realen OWEA bewährt hatten, übernommen. Die im vorherigen Abschnitt festgestellten Schwachstellen, die zum Ausfall der Messeinheit geführt hatten oder in absehbarer Zeit geführt hätten, wurden weiterentwickelt, um die Leistungsfähigkeit hinsichtlich der Lebensdauer und der Messgenauigkeit der Messeinheit zu steigern. Obwohl die schaltbaren Lasthebemagnete aufgrund der erforderlichen hohen magnetischen Haftkraft aus einem korrosionsanfälligen Stahl gefertigt waren und somit eigentlich besonders gefährdet für eine dauerhafte Unterwassernutzung sind, wiesen sie nur sehr geringe Korrosionserscheinungen an der Oberfläche auf (vgl. Bild 5). Sie waren durch den Anschluss an die Gelenkköpfe aus Kunststoff galvanisch von der restlichen Messkonstruktion entkoppelt und profitierten somit vom aktiven Korrosionsschutz der Gründungsstruktur. Sie konnten direkt während und nach der Bergung geschaltet werden. Nach dem Trennen der Magnete von der Anlage wurde während der anschließenden Lagerung der Prototyp-Messeinheit ein starker Korrosionsprozess beobachtet, was die Wirksamkeit des aktiven Korrosionsschutzes der Anlage illustriert.



Bild 5: Geborgene Prototyp-Messeinheit (links) und Lasthebemagnet (rechts) aus GIGAWIND alpha ventus

Um erneute Korrosionserscheinungen bei den stabförmigen Bauteilen der Messkonstruktion zu vermeiden, wurde bei der Herstellung von Messeinheit II ausschließlich Material mit der Edeltahlgüte 1.4571 verwendet. Zusätzlich wurden alle geschweißten Komponenten der Messeinheit mit Glasperlen gestrahlt, um korrosionsfördernde Rückstände zu entfernen.

Durch die Erweiterung der Sensorik wurde eine weitere Kabeldurchführung benötigt, die gleichzeitig auch eine weitere potentielle Schwachstelle hinsichtlich Wassereintruchs im System darstellte. Bei der Prototyp-Messeinheit war dies die größte Schwachstelle und führte zum Abbruch der Messungen. Aus diesem Grund wurde eine Edelstahlverschraubung für Offshore-Anwendungen mit Seewasserbeständigkeit (Schutzarten IP68 und IP69) eingesetzt (vgl. Bild 6), die auch bei hohem Umgebungsdruck den Messraum vor einem Wassereintritt schützt.



Bild 6: Seewasserbeständige Kabeldurchführungsbauteile von Messeinheit II (Rolfes et al. 2018)

Der Raumabschluss durch bewegliche Gummimembrane wurde beibehalten, da diese nach der Bergung in einen guten Zustand waren. Um die Korrosionserscheinungen an den Berührungsflächen zu den Edelstahlkomponenten zu verhindern, wurden die Kreisplatten mit einem Laser zunächst im Durchmesser etwas größer zugeschnitten. Anschließend wurden die Platten auf das benötigte Maß gefräst, um das Material aus der Wärmeinflusszone des Laserschnitts zu entfernen und somit einer erneuten interkristallinen Korrosion vorzubeugen.

Um erneute Klemmwirkungen während der Montage zu verhindern, wurde die Messkonstruktion angepasst, wobei vier der fünf Schiebehülsen durch ein vierteiliges lasergesintertes Kugelgelenksystem aus Polyamid (PA2200) ersetzt wurden (vgl. Bild 7). Durch dieses System erhält die Messkonstruktion zusätzliche Freiheitsgrade, wodurch die Messeinheit während der Montage leichter an die unbekannt geometrischen Randbedingungen der Gründungsstruktur angepasst werden kann. Bei Trockenübungen an einem Prüfstell konnten zudem keine Klemmwirkungen mehr festgestellt werden.

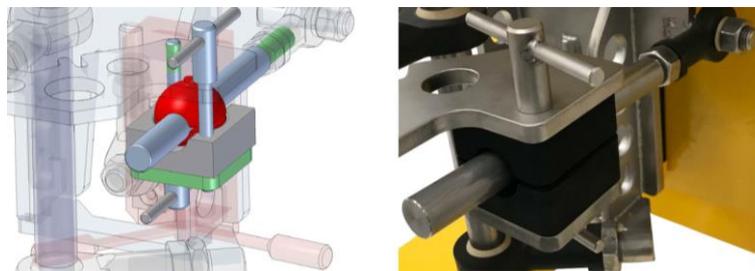


Bild 7: Neues Kugelgelenksystem von Messeinheit II (Rolfes et al. 2018)

Die Messeinheit wurde konstruiert, um relative Verschiebungen zwischen Pile und Sleeve zu erfassen. Dieses Konzept schließt es jedoch aus, die Messwerte den Verschiebungen der oberen oder unteren Messkonstruktion zuzuordnen. Bewegungen der Gründungsstruktur können so nicht von anderen Einflüssen, wie z. B. dem Anprall von Treibgut oder sich lösenden Magneten, unterschieden werden. Bei Messungen der Prototyp-Messeinheit im Testfeld alpha ventus traten teilweise sprunghafte Verschiebungen auf (vgl. Abschnitt 3.1), die nicht plausibel auf Verschiebungen innerhalb der Groutverbindung zurückgeführt werden können. Um solche Ereignisse besser erfassen und erklären zu können, wurde die Messeinheit II um zwei triaxiale Beschleunigungssensoren erweitert. Sie sind jeweils an der oberen und unteren Kreisplatte des Messraumes angebracht und somit jeweils Pile oder Sleeve zugeordnet. Sie sind so ausgerichtet, dass die jeweiligen Achsen parallel zu denen der induktiven Wegaufnehmer messen (vgl. Bild 8).



Bild 8: Anordnung der induktiven Wegaufnehmer (grün) und der triaxialen Beschleunigungssensoren (rot) in Messeinheit II (Rolfes et al. 2018)

Um weitere Fehlerquellen auszuschließen, wurde ein Prüfstell konstruiert, das eine möglichst realitätsnahe Simulation der Montage der weiterentwickelten Messeinheit II ermöglicht (vgl. Bild 9). Die Anschlagpunkte für die Magneten sind dabei der Geometrie der realen Gründungsstruktur nachempfunden. So wird auch die Krümmung von Pile und Sleeve nachgebildet. Die untere

Anschlagplatte stellt den Sleeve nach und ist starr mit der Konstruktion des Prüfgestells verbunden, während die obere Anschlagplatte auf drei Linearmodulen lagert. Sie ermöglichen dreidimensionale Verschiebungen der oberen Messkonstruktion. Dadurch kann die Relativverschiebung zwischen Pile und Sleeve simuliert und die Messeinheit kalibriert werden. Darüber hinaus können durch die veränderbare Geometrie unterschiedliche Szenarien bei der Montage der Messeinheit erprobt werden.



Bild 9: Prüfgestell (links), Linearmodulsystem (mitte) und Prüfgestell mit installierter Messeinheit II (rechts) (Rzeczkowski et al. 2019)

### 3 MESSERGEBNISSE

#### 3.1 In-situ-Messungen

Aufgrund des Ausfalls der vertikal angeordneten Wegaufnehmer musste die Auswertung der Daten auf die beiden horizontalen (radial und tangential angeordneten) Wegaufnehmer beschränkt werden (Rolfes et al. 2013). Bild 10 zeigt eine Übersicht der aufgezeichneten Messdaten als 10-Minuten-Mittelwerte von November 2010 bis März 2011. Zusätzlich zu den radialen und tangentialen Relativverschiebungen sind in dem Diagramm die gemessenen Windgeschwindigkeiten auf der Forschungsplattform FINO1 in 90 m Höhe aufgetragen. Als Indikator, zu welchem Zeitpunkt mit verstärkten Belastungen zu rechnen ist, sind hier nur alle Windgeschwindigkeiten über 18 m/s dargestellt.

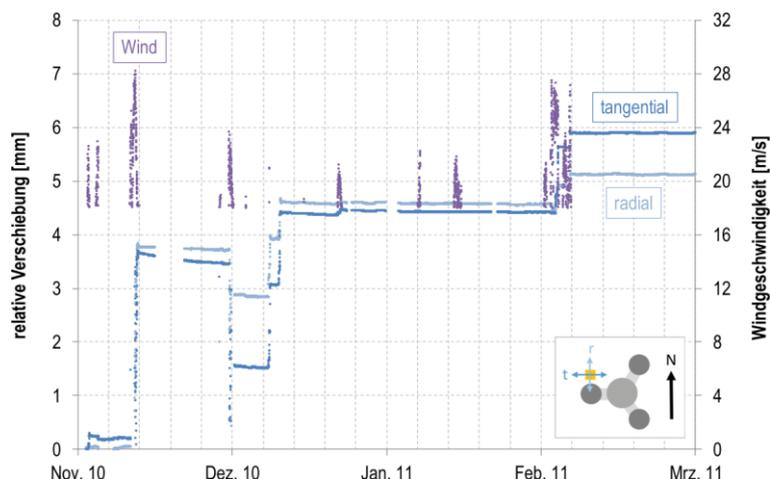


Bild 10: Horizontale Relativverschiebungen (radial und tangential) der Prototyp-Messeinheit und Windgeschwindigkeit im Zeitraum November 2010 bis März 2011 (Rolfes et al. 2013)

Die Relativverschiebungen weisen ein sprunghaftes Verhalten bei Sturmereignissen mit Windgeschwindigkeiten größer 23 m/s auf (vgl. Bild 10). Solche Sprünge bis zu etwa 4 mm sind von einer Groutverbindung nicht zu erwarten und somit wahrscheinlich auf Bewegungen innerhalb der

Messkonstruktion, wie bspw. durch Anprall von Treibgut oder ein Verrutschen der Magnete, zurückzuführen.

In Bild 11 wird exemplarisch ein Sturmereignis aus Bild 10 am 05. Februar 2011 näher betrachtet. Hierfür sind erneut die 10-Minuten-Mittelwerte dargestellt, ergänzt um die Minimal- und Maximalwerte. Durch die höhere Auflösung der Darstellung werden die Charakteristika der Verläufe sichtbar. Die relativen Verschiebungen weisen während des Sturmereignisses einen treppenförmigen Verlauf mit erhöhten Streuungen des Messsignals zum Zeitpunkt der irreversiblen Verschiebungen auf.

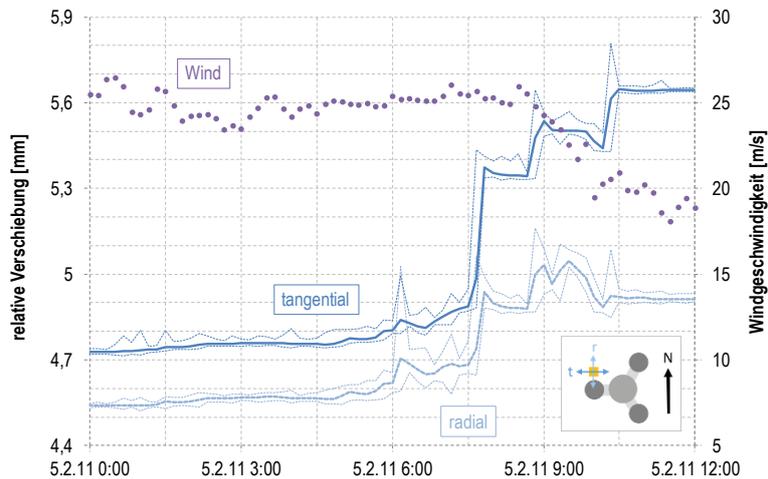


Bild 11: Horizontale Relativverschiebungen (radial und tangential) der Prototyp-Messeinheit und Windgeschwindigkeit im Zeitraum zwischen 0:00 und 12:00 Uhr am 05. Februar 2011

In Bild 12 wurde die Auflösung erneut erhöht, um die Messdaten für einem Zeitraum von 10 Minuten zu betrachten. Neben den horizontalen Relativverschiebungen sind in diesem Diagramm zusätzlich die Messwerte eines Dehnungsmessstreifens (DMS), der in einer Messebene der aufgehenden Strebe des Westbeins der Tripod-Struktur appliziert ist, aufgetragen.

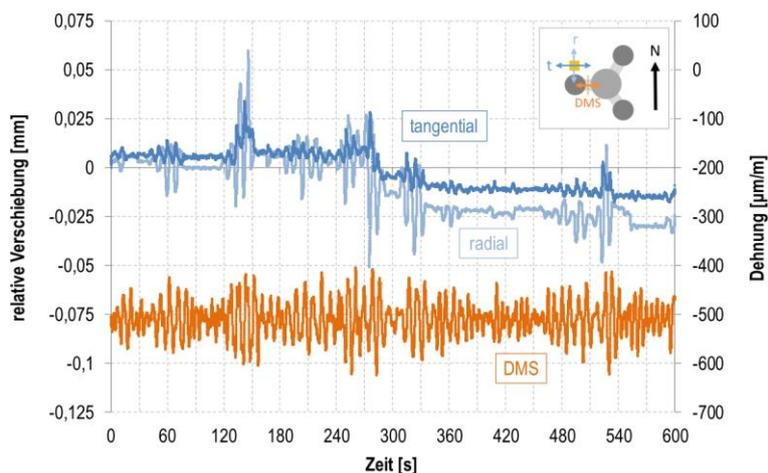


Bild 12: Horizontale Relativverschiebungen (radial und tangential) der Prototyp-Messeinheit und Dehnung mit DMS (Strebe Tripod-Westbein) zwischen 6:30 und 6:40 am 05. Februar 2011

Besonders in radialer Richtung ist eine Korrelation zwischen den Messwerten der Prototyp-Messeinheit und der strukturmechanischen Antwort des DMS zu erkennen. Die Amplitude von bis zu 0,03 mm sowie die übereinstimmende Frequenz zwischen DMS und den Wegaufnehmern lässt auf eine elastische Beanspruchung des Grouted Joints schließen (Rolfes et al. 2013).

### 3.2 Messungen am Prüfgestell

Direkt nach der Montage wurde die weiterentwickelte Messeinheit II mit Hilfe des Prüfgestells kalibriert. Hierfür wurden mit den Linearmodulen relative Wege zwischen den beiden Kreisplatten des Messraumes aufgebracht und durch eine externe Laserwegmessung aufgezeichnet (vgl. Bild 13). Die zuvor direkt an den induktiven Wegaufnehmern ermittelten Linearitätsfaktoren konnten mit sehr geringer Abweichung durch die externe Laserwegmessung bestätigt werden (Rolfes et al. 2018).

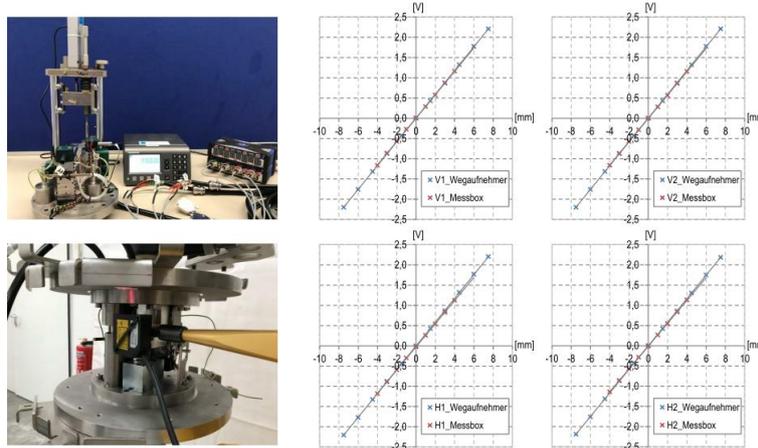


Bild 13: Kalibrierung der induktiven Wegaufnehmer (Bild oben), Kalibrierung der Messeinheit II (Bild unten) und Kalibrierdiagramme (mitte, rechts) (Rolfes et al. 2018)

Die teilweise sprunghaften Messungen der Prototyp-Messeinheit wurden bei Messeinheit II mit Hilfe des neuen Prüfgestells simuliert. Hierfür wurde der obere Teil der Messkonstruktion abrupt um etwa 1,3 mm nach unten bewegt. Die dabei aufgetretenen Relativverschiebungen wurden mit der Messeinheit aufgezeichnet. Bild 14 veranschaulicht die vertikalen Relativverschiebungen durch die ruckartig aufgebrachte Bewegung und den daraus resultierenden Absolutwert der Beschleunigung, reduziert um den Einfluss der Erdbeschleunigung. Aufgrund der zusätzlichen Messung mit den Beschleunigungssensoren konnte die ruckartige Verschiebung eindeutig der oberen Messkonstruktion zugeordnet werden. Es ist zusätzlich zu erkennen, dass die die ruckartige Verschiebung eine Schwingung zur Folge hat, deren Abklingen man im Diagramm nachvollziehen kann. Dies ist vermutlich auf das Spiel in den Linearmodulen und eine Übertragung der Schwingungen auf das komplette Prüfgestell zurückzuführen, wodurch auch der Beschleunigungssensor der unteren Messkonstruktion einen Ausschlag anzeigt.

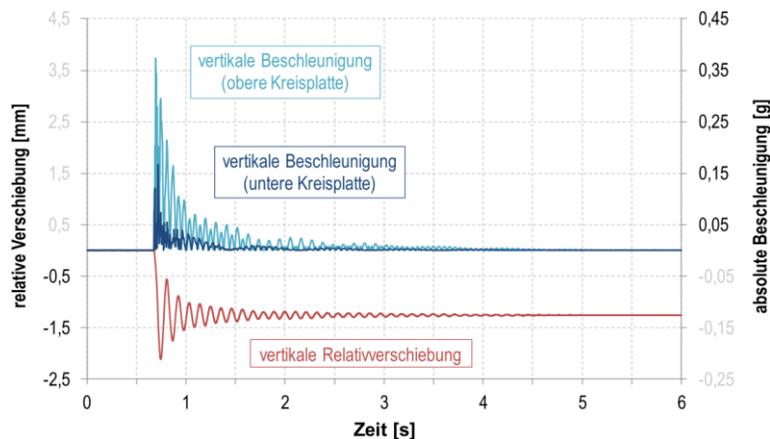


Bild 14: Simulation einer ruckartigen vertikalen Bewegung der oberen Messkonstruktion von Messeinheit II (Rzeczkowski et al. 2019)

## 4 ZUSAMMENFASSUNG

Am Institut für Baustoffe wurde der Prototyp einer Messeinheit zur Erfassung von Relativverschiebungen zwischen Pile und Sleeve eines Grouted Joints entwickelt, gebaut und an der Gründungsstruktur einer realen Anlage installiert. Die Aufzeichnung der Messdaten musste auf die horizontalen Wegaufnehmer beschränkt werden, da die vertikalen Wegaufnehmer direkt nach der Installation ausfielen. Trotz umfangreicher Vorkehrungen war die im Messraum befindliche Sensorik nicht ausreichend vor Korrosion geschützt, um eine dauerhafte Messung zu gewährleisten. Die aufgezeichneten Daten belegen dennoch die grundsätzliche Funktionalität der Prototyp-Messeinheit, Relativverschiebungen an Offshore-Gründungsstrukturen in einer Wassertiefe von bis zu 25 m zu erfassen. Die gewonnenen Erkenntnisse der Pilotmessung geben erstmalig Größenordnungen realer Relativverschiebungen zwischen Pile und Sleeve einer Groutverbindung am Meeresboden an.

Auf Grundlage der gesammelten Erfahrungen wurde die Prototyp-Messeinheit weiterentwickelt, mit dem Ziel, die Leistungsfähigkeit hinsichtlich der Lebensdauer und der Messgenauigkeit der Messeinheit zu steigern. Die neue Messeinheit ist fertiggestellt und für die Installation an einer neuen Gründungsstruktur einsatzbereit. Für den dauerhaften Einsatz als Monitoringsystem wurde der Korrosionsschutz an mehreren Details konsequent verbessert. Auch die Fixierung an Pile und Sleeve wurde angepasst, um inneren Klemmwirkungen im System vorzubeugen. Zusätzlich wurde das Sensorsystem um Beschleunigungssensoren erweitert, um mögliche Sprünge im Messsignal Störereignissen auf Seiten des Piles oder der Tragstruktur zuordnen zu können. Schließlich gelang es, mit Hilfe eines speziell konstruierten Prüfgestells, die Installation der Messeinheit realitätsnah zu simulieren, diese zu kalibrieren und relative Verschiebungen zwischen Pile und Sleeve aufzuzeichnen.

## 5 AUSBLICK

Für den zukünftigen Einsatz der Messeinheit II als Monitoringsystem für Grouted Joints ist es unerlässlich, die gesteigerte Leistungsfähigkeit unter möglichst realen Bedingungen zu validieren. Die beste Option ist eine erneute Installation an der Gründungsstruktur einer Offshore-Windenergieanlage. Üblicherweise verfügen Windparks nicht über so eine umfangreiche Messinfrastruktur wie das Testfeld alpha ventus, um die Daten der Messeinheit aufzuzeichnen. Eine mögliche Lösung wäre die Erweiterung der Messeinheit um eine Art „Black Box“, die eine eigene Energieversorgung des Messsystems sowie die autonome Aufzeichnung und Speicherung der Daten ermöglicht.

Alternativ könnte eine Messkampagne in einem Wellenkanal durchgeführt werden, um die Eignung der Messeinheit für den Unterwassereinsatz zu überprüfen und nachzuweisen. Dies würde die Herstellung einer Konstruktion erfordern, die Bewegungen aufgrund der Wellenbelastung zulässt und somit die relativen Verschiebungen zwischen Pile und Sleeve simulieren kann.

Bisher war die Messeinheit nur für die Montage an Grouted Joints fertiggestellter Offshore-Windenergieanlagen vorgesehen. In der Fachwelt werden jedoch auch die Relativbewegungen zwischen Pile und Sleeve während der Erstarrung und Erhärtung des Grout-Materials, dem sogenannten Early-Age Movement (EAM) kritisch diskutiert (Cotardo et al. 2019). Der Einfluss des EAM ist bisher kaum erforscht, jedoch zeigen Untersuchungen, dass welleninduzierte Relativverschiebungen im frühen Alter die Grouteigenschaften beeinträchtigen können (Lohaus et al. 2014). Einschlägige Regelwerke legen fest, während der ersten 24 Stunden der Installationsphase, die Relativverschiebungen zwischen Pile und Sleeve auf maximal 1 mm zu begrenzen (DNVGL-ST-0126). Somit könnte die Messeinheit auch als Monitoring-System für EAM von Grouted Joints unter Wasser eingesetzt werden und messen, ob die geforderten Relativverschiebungen eingehalten werden.

## DANKSAGUNG

Die Untersuchungen wurden im Rahmen der Forschungsprojekte GIGAWIND alpha ventus (Förderkennzeichen: 0325032A) und GIGAWIND life (Förderkennzeichen: 0325575A) durchgeführt. Die Forschungsprojekte wurden vom Bundesministerium für Wirtschaft und Energie (BMWi) und dem Projektträger Jülich (PtJ) gefördert.

## LITERATUR

- Cotardo, D., Haist, M., Lohaus, L. & Begemann, C. (2019): Rotatorische und oszillatorische Scherversuche zur Ermittlung steifigkeitsrelevanter Kenngrößen von Offshore-Vergussmörteln unter dem Einfluss des Early-age Movement, Proceedings of the 28th Conferences and Laboratory Workshops, Regensburg.
- Det Norske Veritas (2018): DNVGL-ST-0126 – Support structures for wind turbines
- Henkel, G., Rau, J. & Henkel, B. (2015): Topographie und Morphologie funktionaler Edelstahloberflächen, 2. überarbeitete und erweiterte Auflage, Expert Verlag, Renningen.
- Lohaus, L., Cotardo, D. & Werner, M. (2014): The Early Age Cycling and its Influence on the Properties of hardened Grout Material, Proceedings of the 1st International Wind Energy Conference (IWEC), Hanover, Germany.
- Lohaus, L. & Rzeckowski, P. (2017): SHM-Device for underwater deformation measurement on grouted joints, Poster, GIGAWIND Symposium 2017, Hannover
- Lück, M. (2010): Aufbau druckneutraler, autonomer Unterwasserfahrzeuge für die Tiefsee, PhD thesis.
- Rolfes, R. & Schaumann, P. (2013): Ganzheitliches Dimensionierungskonzept für OWEA-Tragstrukturen anhand von Messungen im Offshore-Testfeld alpha ventus, BMU GIGAWIND alpha ventus, Abschlussbericht, Shaker Verlag, Aachen.
- Rolfes, R., Schaumann, P., Schlurmann, T., Lohaus, L. & Achmus, M. et al. (2018): Lebensdauer-Forschung an den OWEA-Tragstrukturen im Offshore-Testfeld alpha ventus - Validierte Methoden und Strukturmodelle für ein integrales und wirtschaftliches Design von OWEA-Tragstrukturen, GIGAWIND life – Schlussbericht.
- Rzeckowski, P. & Lohaus, L. (2019): SHM-Device for Underwater Deformation Measurements on Grouted Joints, Proceedings of the 29th International Offshore and Polar Engineering Conference (ISOPE), Honolulu, USA.
- Schaumann, P., Lochte-Holtgreven, S., Lohaus, L. & Lindschulte, N. (2010): Sinking grouted joints in offshore wind turbines – Bearing behaviour, repair and optimisation, Stahlbau 79, Heft 9, S. 637 – 647, Ernst & Sohn Verlag, Berlin.



## Bautechnik, Baustofftechnologie und Bauwerksinstandhaltung

Die LPI Ingenieurgesellschaft mbH steht Ihnen mit umfangreichem Knowhow, fachlicher Kompetenz und kundenorientiertem Service in den Bereichen Bautechnik, Baustofftechnologie und Bauwerksinstandhaltung zur Verfügung. Wir setzen auf die Qualität und Erfahrung von mittlerweile mehr als 70 Mitarbeitern und sind seit über 15 Jahren Ihr zuverlässiger Partner.

### Fachbereiche:

- Bautechnik, Baustofftechnologie und Bauwerksinstandhaltung
- Ingenieurdienstleistungen Offshore-Bauwerke
- Stahlbau / Stahlwasserbau / Korrosionsschutz
- Bauplanung, Tragwerksplanung, Beratung und Consulting
  
- Bauwerksuntersuchungen / Bauwerksdiagnostik / Brückenprüfung
- Schadens- und Instandsetzungsgutachten
- Bauwerksmonitoring
- Objektplanung in der Instandsetzung / Instandhaltungskonzept und -planung
- Kathodischer Korrosionsschutz
  
- Bauüberwachung, Fertigungsüberwachung und Bauleitung
- Bauüberwachung Bahn
- Untersuchung und Prüfung von Bauwerken nach VDI Richtlinie 6200
  
- Baustofftechnik für Kraftwerksbau, Windenergie, Infrastrukturbau und Bergbau
- Untersuchung und Prüfung von Baustoffen



# Ermüdungsversuche an großformatigen vorgespannten Betonbalken

Dennis Birkner<sup>1</sup> und Steffen Marx<sup>1</sup>

<sup>1</sup>*Institut für Massivbau, Leibniz Universität Hannover, Deutschland*

## **KURZFASSUNG:**

Zur besseren Einschätzung des Ermüdungsverhaltens realer Bauteile sind großformatige Ermüdungsversuche gegenüber Zylinderdruckversuchen geeigneter, da in ihnen Prozesse wie lokale Steifigkeitsänderungen und Spannungumlagerungen realitätsnäher berücksichtigt werden. In diesem Beitrag wird ein Versuchskonzept für großformatige Betonbalken unter Ermüdungsbeanspruchung vorgestellt. Die geplanten Ermüdungsversuche werden zudem in einem numerischen Modell simuliert. Als Ergebnis der Berechnungen lässt sich ein sukzessiver Schädigungsfortschritt erkennen, der von den Randzonen des Querschnitts in Balkenmitte mit zunehmender Beanspruchungsdauer in das Querschnittsinnere fortschreitet. Infolge der ermüdungsbedingten lokalen Steifigkeitsänderungen kommt es zu Spannungumlagerungen, sodass die ursprünglich stark beanspruchten Randzonen entlastet werden und sich die Lebensdauer des Bauteils verlängert.

Keywords: Betonermüdung, Lebensdauer, Resonanz, Schädigung, Spannungumlagerungen

## **ABSTRACT:**

For a better assessment of the fatigue behaviour of real structures, large-scale fatigue tests are more suitable than cylinder compression tests, since effects such as local stiffness changes and stress redistributions can be reproduced more realistically. This article presents an experimental setup for large-scale concrete beams subjected to fatigue loading. Additionally, the planned fatigue tests are simulated with a numerical model. The results of the numerical investigations show a successively increasing damage propagating with increasing load cycles from the edges in the middle of the beam into the centre of the cross-section. Stress redistributions occur as a result of local stiffness changes. The initially high stressed edges are relieved and the stresses in the centre of the beam increase, which extends the lifetime of the component.

Keywords: Concrete fatigue, Lifetime, Resonance, Damage, Stress redistributions

## 1 EINLEITUNG

Das Ermüdungsverhalten von Beton wird bisher überwiegend an zylindrischen Prüfkörpern erforscht. Hierbei stehen besonders die Einflüsse aus Beanspruchungsniveau, Belastungsfrequenz und Umweltbedingungen auf die Lebensdauer im Fokus der Untersuchungen (Marx et al. 2017). Die bisherigen Erkenntnisse sind jedoch nur bedingt auf reale Bauteilgeometrien übertragbar, da diese nicht nur einaxiale zentrische Beanspruchungen erfahren. Bei zyklisch beanspruchten Bauwerken wie Brücken und Windenergieanlagen treten die Ermüdungsbeanspruchungen meist in Form von Biegemomenten auf, die im Querschnitt eine linear veränderliche Spannungsverteilung hervorrufen. Dies führt in den stärker beanspruchten Randbereichen zu einer stärkeren Materialdegradation und damit lokalen Steifigkeitsänderung. Als Folge lagern sich die Spannungen in die weniger beanspruchten Querschnittsbereiche im Bauteilinneren um und vergrößern somit die globale Lebensdauer der Bauteile. Dieses Phänomen kann nur in großformatigen Ermüdungsuntersuchungen beobachtet werden. Nachfolgend wird das Versuchskonzept und eine numerische Modellierung der am Institut für Massivbau der Leibniz Universität Hannover durchgeführten Untersuchungen vorgestellt.

## 2 ERMÜDUNGSUNTERSUCHUNGEN AN BETON

### 2.1 Ermüdungsuntersuchungen an kleinformatischen Prüfkörpern

Die Mehrheit der bisher durchgeführten Ermüdungsuntersuchungen an Betonprüfkörpern zielte auf die Lebensdauerabschätzung mit ertragbaren Lastwechselzahlen ab. Hierfür wurden in unterschiedlichen Versuchsreihen (Holmen 1979, Zhao et al. 1996, Lohaus et al. 2012) an zylindrischen Prüfkörpern Wöhlerversuche durchgeführt, auf denen u. a. die im Model Code 2010 (FIB 2013) beschriebenen Wöhlerkurven basieren. Bei diesen einstufigen einaxialen Ermüdungsuntersuchungen wurde in den Betonprüfkörpern ein charakteristischer S-förmiger Dehnungsverlauf über die Beanspruchungsdauer festgestellt, vgl. Bild 1. Dieser resultiert aus einer sukzessiven Steifigkeitsdegradation infolge einer Materialzermürbung (Hohberg 2004). Gemessene Prüfkörpererwärmungen lassen vermuten, dass durch die Reibung der Mikrorissflanken ein Teil der zugeführten Energie in Wärme umgewandelt wird. Infolge dieser Erwärmung kommt es zu einer inhomogenen Ausdehnung im Gefüge der Prüfkörper, die ebenfalls einen Einfluss auf das Ermüdungsverhalten nimmt (Bode 2019).

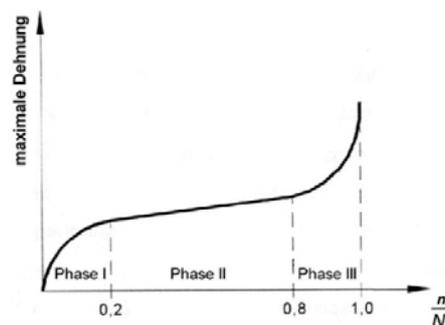


Bild 1: Dreiphasiger Dehnungsverlauf von Beton unter Ermüdungsbeanspruchung (Bazant et al. 1993)

Die Ermüdungsuntersuchungen an kleinformatischen Prüfkörpern sind gut geeignet um die beschriebenen Phänomene zu erforschen und die Lebensdauer von Beton unter einaxialer Ermüdungsbeanspruchung quantifizieren zu können. Zur Übertragung der Erkenntnisse auf reale biegebeanspruchte Bauteile sind jedoch gesonderte Untersuchungen notwendig, da hierbei weitere Effekte die Ermüdungslebensdauer des Betons beeinflussen.

## 2.2 Ermüdungsuntersuchungen an großformatigen Prüfkörpern

Im Gegensatz zu axial beanspruchten Prüfkörpern kommt es bei einer Biegebeanspruchung zu einem linearen Dehnungs- und Spannungsgradienten im Querschnitt. Je nach Größe der einwirkenden Normalkraft können auch zugbeanspruchte Bereiche entstehen. Diese ungleichmäßige Dehnungs- und Spannungsverteilung hat zur Folge, dass die stärker beanspruchten Randbereiche eine größere Materialdegradation erfahren. Hierdurch kommt es bei weiterhin linearem Dehnungsverlauf zu Spannungsumlagerungen in die weniger beanspruchten Querschnittsbereiche der Prüfkörper. Die bereits geschädigten Bereiche werden teilweise entlastet, so dass das Bauteil insgesamt eine größere Anzahl an Lastwechseln aufnehmen kann. Dies führt zu einer Erhöhung der Gesamtlebensdauer der untersuchten Prüfkörper.

Dieser Effekt wurde zuerst in Versuchen an exzentrisch beanspruchten Betonprismen von Ople & Hulsbos (1966) beobachtet, bei denen die Bruchlastwechselzahl der Prüfkörper mit zunehmender Exzentrizität der Axialbeanspruchung anstieg. Darauf aufbauend führte Dillmann (1981) exzentrische Ermüdungsversuche an Betonprismen durch, die der isolierten Betondruckzone eines biegebeanspruchten Stahlbetonbalkens entsprechen, vgl. Bild 2 (links).

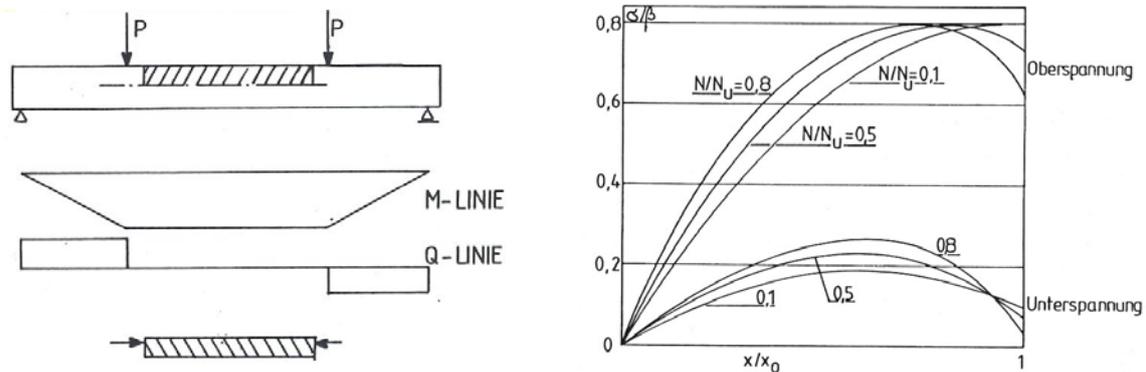


Bild 2: Ableitung der Betonprismen (links) und Auswertung der Spannungsverteilung im Querschnitt über die Beanspruchungsdauer (rechts) (Dillmann 1981)

Da die Spannungen messtechnisch nicht direkt bestimmt werden konnten, wurde die Versuchsreihe zweigeteilt durchgeführt. Im ersten Teil wurden zunächst kraftgeregelte exzentrische Versuche an den Prismen durchgeführt, um die Verformungsgeschichte der einzelnen Betonprismen aufzuzeichnen. Im zweiten Teil wurden Betonprismen weggeregelt zentrisch mit den zuvor ermittelten Verformungsgeschichten beansprucht und die hierfür notwendige Kraft der Prüfmaschine aufgezeichnet. Daraus konnte hergeleitet werden, dass sich die Spannungen der stärker beanspruchten Randfasern mit zunehmender Lastwechselzahl verringern und in den Querschnitt hinein wandern, vgl. Bild 2 (rechts).

Dieses Phänomen wurde in Ermüdungsversuchen an großformatigen Balkenprüfkörpern von Diederley et al. (2018) untersucht. In diesen Versuchen konnte mit Hilfe von Ultraschallmessungen eine Steifigkeitsabnahme am oberen und unteren Querschnittsrand festgestellt werden. In einer numerischen Nachrechnung konnte dieser Effekt bestätigt und zudem die daraus resultierenden Spannungsumlagerungen analysiert werden (Birkner 2019), vgl. Bild 3.

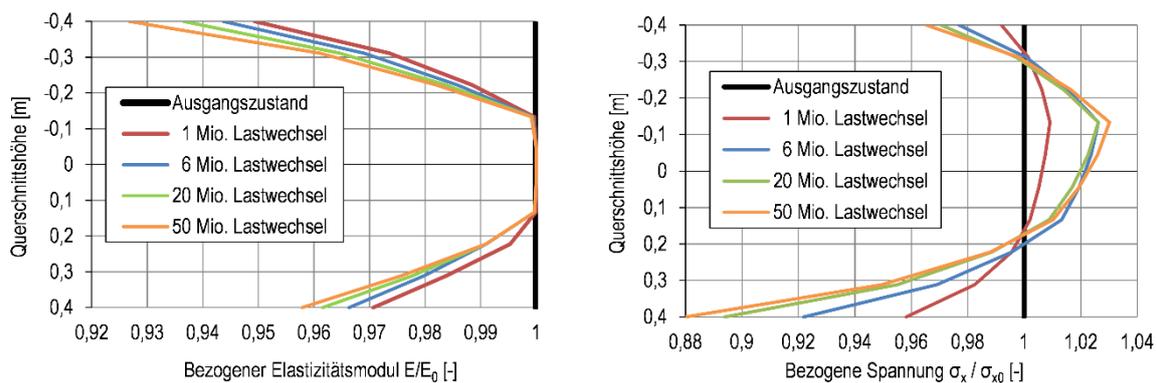


Bild 3: Verlauf des bezogenen Elastizitätsmoduls (links) und der bezogenen Spannung (rechts) über die Querschnittshöhe (Birkner 2019)

Durch die Entlastung der Randfasern ist der Betonprüfkörper in der Lage, zusätzliche Lastwechsel zu ertragen, wodurch die Lebensdauer des Bauteils erhöht wird. Die Erkenntnisse dieser Versuchsreihe sollen in weiterführenden Untersuchungen an einer neuen Querschnittsgeometrie angewendet und bestätigt werden. Diese Untersuchungen werden nachfolgend beschrieben.

### 3 EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNGEN MIT DEM RESONANZGROßPRÜFGERÄT

#### 3.1 Resonanzprüfverfahren

Die Ermüdungsuntersuchungen an den großformatigen Betonbalken werden mit dem Resonanzgroßprüfgerät des Instituts für Massivbau der Leibniz Universität Hannover durchgeführt. Bei den Untersuchungen wird das Resonanzphänomen ausgenutzt um die erforderlichen Beanspruchungsniveaus zu erreichen. Vier paarweise gegenläufig ausgerichtete Unwuchtmotoren werden nahe der ersten Biegeeigenfrequenz des Prüfkörpers betrieben und bringen diesen in den Resonanzbereich. Infolge der dynamischen Vergrößerung der Beanspruchung können die notwendigen großen Spannungen an den Prüfkörperändern mit vergleichsweise geringen Unwuchtkräften erzeugt werden. Während des Versuchs werden die Auflagerkräfte kontinuierlich aufgezeichnet. Die Regelung der Unwuchtmotoren basiert auf diesen Messdaten, sodass die Beanspruchung über die gesamte Versuchsdauer konstant gehalten werden kann. Aufgrund einer hohen Erregerfrequenz von bis zu 25 Hz lassen sich mit dieser Prüftechnik bei gleicher Versuchsdauer mit deutlich geringerem Energieaufwand wesentlich größere Lastwechselzahlen realisieren als dies mit einer üblichen hydraulischen Prüftechnik möglich wäre. Das Resonanzprüfsystem ist in (Herrmann 2018) ausführlich beschrieben.

#### 3.2 Versuchsaufbau

Der Versuchsaufbau entspricht einem Vier-Punkt-Biegeversuch. Der Betonbalken ist an beiden Enden gelenkig auf Stahlrollen gelagert und konstruktiv gegen eine Längsverschiebung gesichert. Der Fixpunkt liegt in Balkenmitte wodurch die Längsverformungen minimiert werden. Über zwei in Balkenmitte mit einem gegenseitigen Abstand von 1,40 m angeordnete Querhäupter werden die vertikalen Einwirkungen in Form von vertikalen Spannstrangen aufgebracht. Diese werden im Spannkeller unterhalb des Versuchsstands mit Federn vorgespannt. Darüber hinaus sind die Querhäupter mit Stahlgewichten ballastiert. Mit der vertikalen Federvorspannung wird das Spannungsniveau im Balkenprüfkörper eingestellt. Die Ballastierung dient zur Justierung der

Eigenfrequenz des Schwingsystems. In Balkenlängsrichtung werden die Betonprüfkörper über Gewindestangen ohne Verbund vorgespannt, um Zugspannungen an der Unterseite des Querschnitts zu vermeiden. Hierzu werden die Spannglieder exzentrisch unterhalb des Schwerpunkts angeordnet. Gemeinsam mit dem Eigengewicht des Prüfkörpers entsprechen diese Beanspruchungen den statischen Beanspruchungen während des Versuchs. Die dynamischen Beanspruchungen werden während der Versuchsdurchführung durch vier Unwuchtmotoren erzeugt. Diese sind paarweise an den beiden Querhäuptern angebracht.

### 3.3 *Versuchsstand- und Prüfkörperauslegung*

Ziel der Ermüdungsuntersuchungen an dem Biegebalken ist ein Betondruckversagen infolge der zyklischen Beanspruchung. Die Dauer bis zum Versagen des Prüfkörpers hängt von der Wahl des Ober- und Unterspannungsniveaus des am stärksten beanspruchten Querschnittsbereichs ab. Basierend auf den Erkenntnissen aus vorherigen Forschungsprojekten muss das Beanspruchungsniveau bei großformatigen Ermüdungsuntersuchungen ausreichend groß sein, damit es trotz der Spannungumlagerungen zu einem Betonversagen kommt. Daher wird eine bezogene Oberspannung  $S_o = \sigma_o/f_{cm} = 0,75$  und eine bezogene Unterspannung  $S_u = \sigma_u/f_{cm} = 0,05$  gewählt, die an dem untersuchten oberen Querschnittsrand anvisiert werden. Als Prüfkörperquerschnitt wird ein T-Querschnitt gewählt, da dieser im Vergleich zum Rechteckquerschnitt bei gleicher Beanspruchung und Querschnittshöhe eine größere Randspannung des Steges aufweist. Da ein Betondruckversagen untersucht werden soll, muss die maximal beanspruchte Randfaser im Druckbereich liegen. Daher wird der Balken als umgedrehter T-Querschnitt mit einer Querschnittshöhe von 0,40 m ausgeführt. Zur effektiven Ausnutzung des Resonanzprinzips soll die erste Biegeeigenfrequenz des Balkens im oberen Frequenzspektrum der Unwuchtmotoren zwischen 0 Hz bis 25 Hz liegen. Dabei beeinflussen auch die übrigen Querschnittsabmessungen, die Prüfkörperlänge und die Ballastierung die Biegeeigenfrequenz des Prüfkörpers. Für eine Stützweite von 4,00 m und ein zusätzliches Gesamtgewicht der Ballastierung von etwa 760 kg je Querhaupt beträgt die Biegeeigenfrequenz des Balkens etwa 18,3 Hz. Da während der gesamten Versuchsdauer an der Balkenunterseite keine Zugspannungen auftreten sollen, müssen diese durch eine Längsvorspannung überdrückt werden. Gleichzeitig darf die Druckspannung an der Balkenoberseite nicht zu groß werden, sodass eine exzentrische Anordnung der Spannkraft notwendig ist. Zur Einleitung der gewählten Vorspannkraft von 2,4 MN wird an beiden Balkenenden ein rechteckiger, bewehrter Vollquerschnitt ausgebildet. Zwischen den Vollquerschnitten über den Auflagern und den Querhäuptern wird eine Querkraftbewehrung im Steg angeordnet. Der Bereich in Balkenmitte wird hingegen ohne Längs- und Querbewehrung ausgeführt, um ein reines Betonermüdungsversagen zu erzielen. Bild 4 zeigt die Querschnittsgeometrie und Bild 7 den zugehörigen Versuchsaufbau.

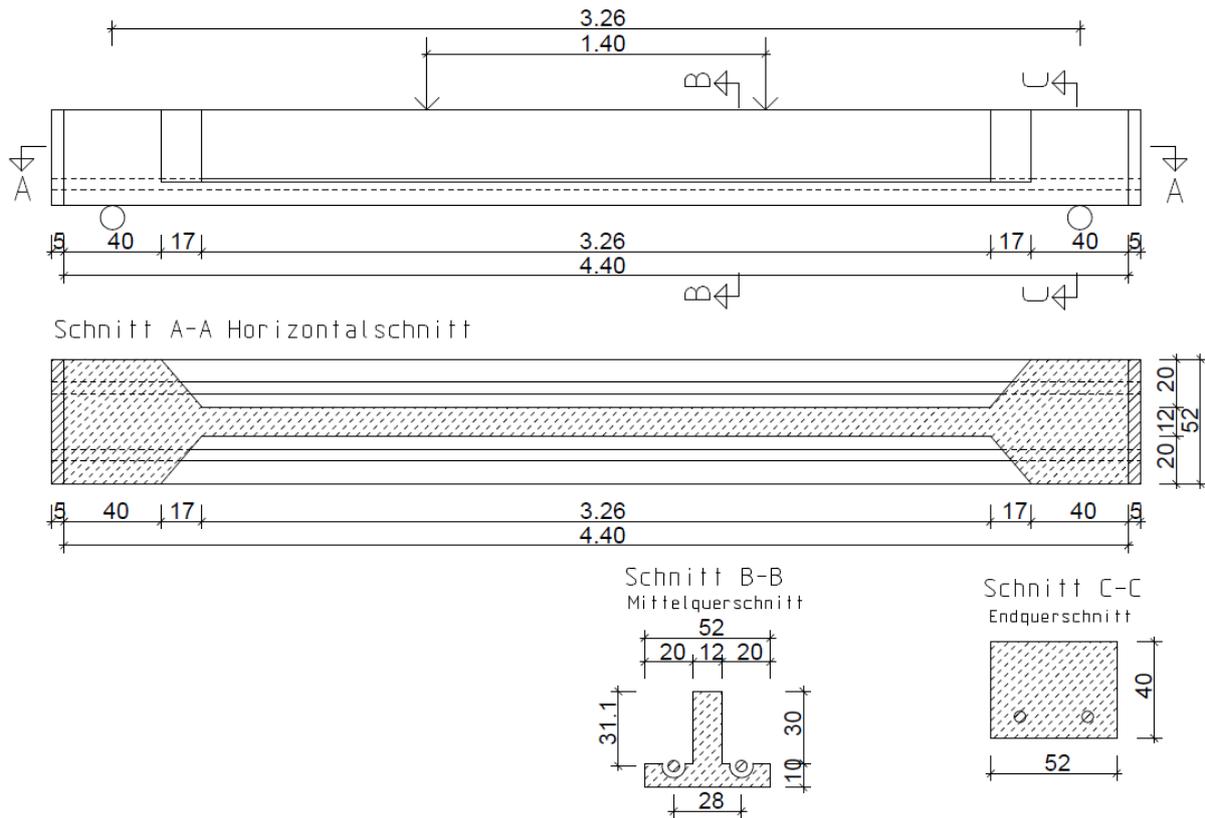


Bild 4: Geometrie der Balkenprüfkörper

Alle Beanspruchungen werden derart gewählt, dass am oberen Querschnittsrand in Feldmitte die zuvor genannten Ober- und Unterspannungsniveaus erreicht werden. Mit der Summe aller statischen Einwirkungen wird das bezogene Mittelspannungsniveau  $S_m = 0,40$  bestimmt (Bild 5). Die dynamische Beanspruchung entspricht der Differenz zwischen diesen Größen (Bild 6).

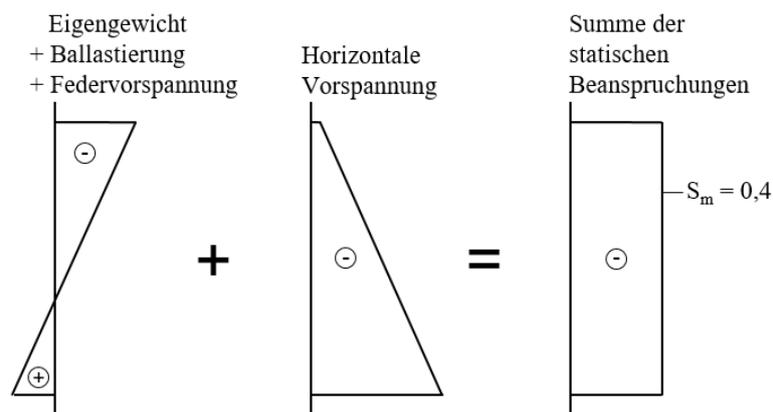


Bild 5: Zusammensetzung der statischen Beanspruchungen

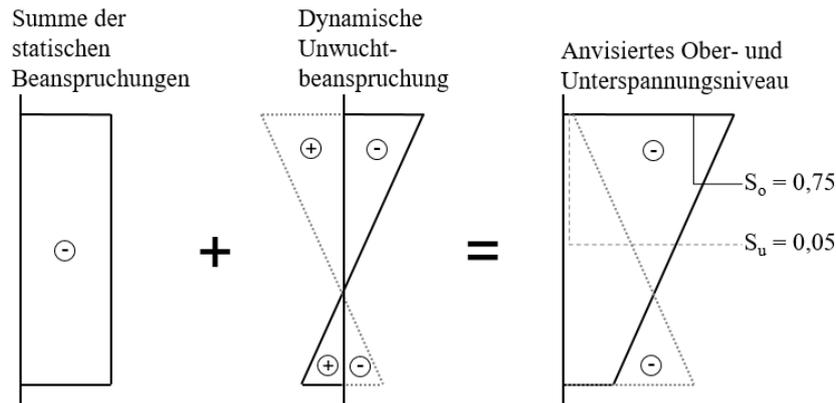


Bild 6: Zusammensetzung des Ober- und Unterspannungsniveaus

Die dynamische Beanspruchung hängt von zwei Größen ab: zum einen von der durch die Unwuchtmotoren erzeugten Zentrifugalkraft  $F_{Unwucht}$ , die wiederum nach Gl. (1) von der Unwuchtmasse  $m$ , dem Drehradius des Unwuchtmotors  $e$  und der Kreisfrequenz  $\Omega$  beeinflusst wird. Zum anderen von der dynamischen Vergrößerung  $V$ , die nach Gl. (2) eine Funktion der Bauteileigenfrequenz  $\omega_d$ , der Dämpfung  $\zeta$  und wiederum von der Kreisfrequenz der Unwuchterregung ist.

$$F_{Unwucht} = m \cdot e \cdot \Omega^2 \quad (1)$$

$$V = \frac{\left(\frac{\Omega}{\omega_d}\right)^2}{\sqrt{\left(1 - \left(\frac{\Omega}{\omega_d}\right)^2\right)^2 + 4\zeta^2 \cdot \left(\frac{\Omega}{\omega_d}\right)^2}} \quad (2)$$

Die Dämpfung wird mit  $\zeta = 0,015$  angenommen, die Unwuchtmasse und der Drehradius sind durch den Unwuchtmotor vorgegeben. Mit diesen Werten ergibt sich für die betrachtete Konfiguration eine notwendige Erregerfrequenz  $\omega_d = 18,07$  Hz, die am oberen Querschnittsrand unter Berücksichtigung der dynamischen Vergrößerung das gewünschte Beanspruchungsniveau erzeugt. Bild 7 veranschaulicht die Wirkungsweise am Prüfkörper.

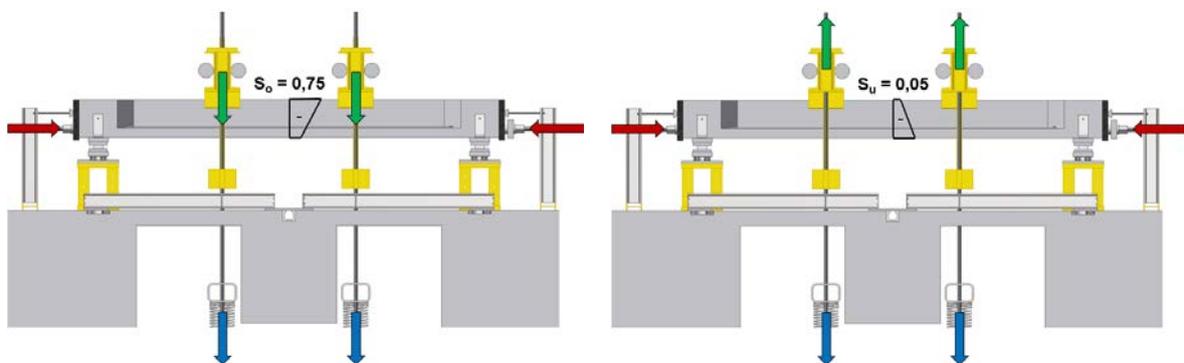


Bild 7: Schematische Darstellung der Belastungen auf dem Oberspannungsniveau (links) und dem Unterspannungsniveau (rechts): Längsvorspannung (rot), vertikale Federvorspannung (blau) und dynamische Unwuchtlast (grün)

### 3.4 Messtechnik

Die Auflagerkräfte werden mit Kraftaufnehmern gemessen und als Regelgröße für die Unwuchtmotoren verwendet. Die Kräfte in den vertikalen Spannstäben werden mit kalibrierten Dehnungsmessstreifen (DMS) in Vollbrückenschaltung und die Kräfte in den horizontalen Spannstäben mit Ringkraftaufnehmern aufgezeichnet. In Balkenmitte werden die Betondehnungen mit DMS, die Oberflächentemperatur mit Thermoelementen und die Veränderung des Betongefüges mit Ultraschallsensoren gemessen. Die Anordnung der einzelnen Sensoren ist in Bild 8 dargestellt.

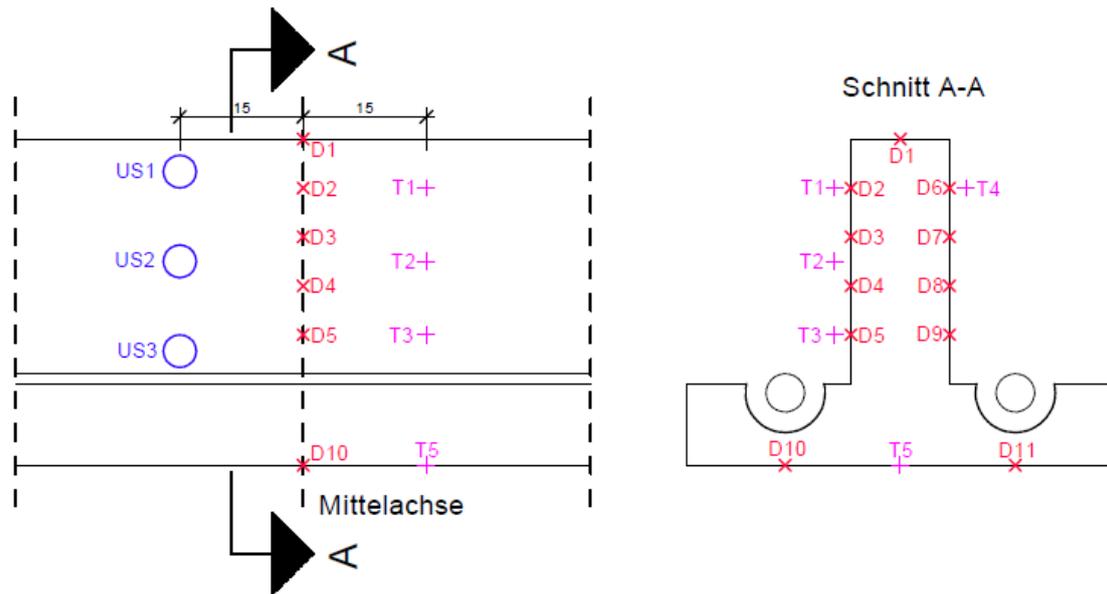


Bild 8: Anordnung der Sensoren in Balkenmitte:  
DMS (D), Thermoelemente (T) und Ultraschallsensoren (US)

Die gemessenen Betondehnungen ermöglichen einen Rückschluss auf die Verformungen des Prüfkörpers und auf eine eintretende Schädigung, die durch eine Dehnungszunahme über die Beanspruchungsdauer erkennbar wird. Infolge der hochfrequenten Beanspruchung kommt es zu einer Erwärmung des Prüfkörpers, wodurch zusätzliche Dehnungen resultieren. Um diese quantifizieren zu können, werden die Temperaturen über die Steghöhe erfasst. Das Ultraschallmesssystem besteht aus Sendeköpfen auf der einen Stegseite und Empfängerköpfen auf der gegenüberliegenden Seite. In regelmäßigen Abständen wird ein Ultraschallsignal durch den Steg gesendet und auf der anderen Seite aufgezeichnet. Aus den Messdaten der Ultraschalllaufzeit soll auf eine Veränderung des dynamischen Elastizitätsmoduls geschlossen werden (von der Haar et al. 2016).

## 4 NUMERISCHE UNTERSUCHUNGEN

### 4.1 Numerisches Modell

Die Versuche werden mit dem Finite-Elemente-Programm ANSYS Mechanical analysiert. Dem numerischen Modell liegt das additive Dehnungsmodell nach von der Haar et al. (2017) zu Grunde. Die Betondehnungen unter Ermüdungsbeanspruchung setzen sich hierbei aus vier Anteilen zusammen: einem elastischen, einem plastischen, einem viskosen und einem temperaturbedingten Dehnungsanteil. Die einzelnen Lastwechsel werden zu Lastkollektiven zusammengefasst und in einem iterativen Prozess auf das System aufgebracht. Nach jedem Iterationsdurchlauf erfolgt eine schädigungstheoretisch basierte Steifigkeitsanpassung der einzelnen Elemente, in der die Schädigung nach der Palmgren-Miner-Hypothese akkumuliert wird. Die Schädigung wird anschließend über eine aus Versuchsdaten ermittelte Degradationsfunktion in eine Elastizitätsmodulverringerung umgerechnet, mit der die Materialdegradation modelliert werden kann. Die einzelnen Elemente sind mit einem linear elastischen Materialgesetz implementiert, allerdings lässt sich aufgrund der ergänzten Schädigungsberechnung ein nichtlineares Bauteilverhalten simulieren. Der implementierte Berechnungsalgorithmus ist in (Birkner et al. 2019) erläutert.

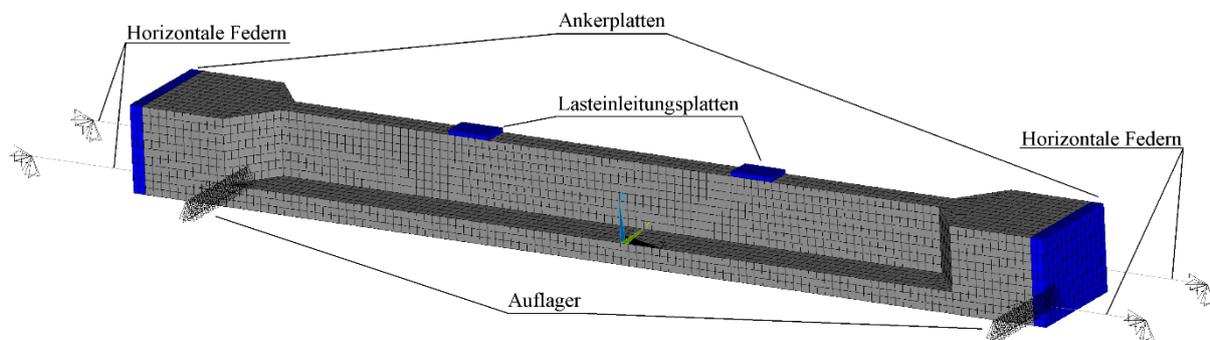


Bild 9: Numerisches Modell des Balkenprüfkörpers

Bild 9 zeigt das numerische Modell des Prüfkörpers. Der Balken ist an den Auflagerpunkten in vertikaler Richtung starr und in horizontaler Richtung zur Sicherstellung der numerischen Stabilität mit weichen Federn festgehalten. Die horizontale Vorspannung wird über Vorspannelemente realisiert, die an den Balkenenden mit den Ankerplatten starr gekoppelt sind und dort die Vorspannkraft einleiten. Die Unwuchtbeanspruchung wird in jedem Lastkollektiv als quasi-statische Last zusammen mit der vertikalen Federvorspannung über Lasteinleitungsplatten aufgebracht. Im ersten Lastkollektiv wird zunächst nur ein Lastwechsel auf das ungeschädigte System aufgebracht, in allen weiteren Durchläufen sind dies jeweils 25.000 Lastwechsel.

### 4.2 Schädigungsentwicklung

Infolge der aufgetragenen Ermüdungsbeanspruchung kommt es im Prüfkörper zu einer sukzessiven Materialdegradation. Diese ist in den hoch beanspruchten Randbereichen am größten. Die Vier-Punkt-Biegebeanspruchung führt im mittleren Bereich zwischen den Lasteinleitungsstellen zu einem konstanten Biegemomentenverlauf, so dass in diesem Bereich die größte Beanspruchung vorhanden ist. Aufgrund der Querschnittsform sind an der Balkenoberseite die größten Druckspannungen, dort ist demzufolge die größte Schädigung zu erwarten. Bild 10 zeigt die Verteilung des Elastizitätsmoduls nach 725.001 Lastwechseln in numerischen Modell.

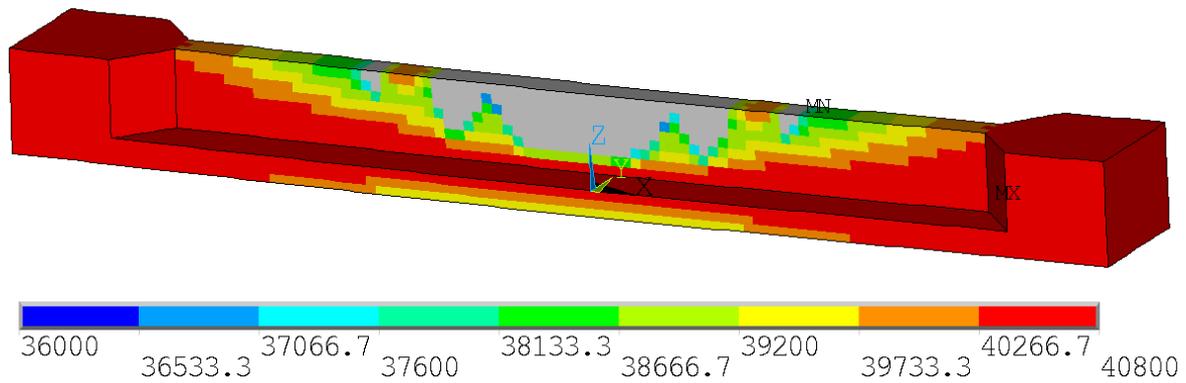


Bild 10: Steifigkeitsverteilung im Prüfkörper nach 725.001 Lastwechseln

Die grau gefärbten Bereiche stellen dabei die bereits vollständig geschädigten Elemente zu diesem Zeitpunkt dar. Wie erwartet hat der Bereich am oberen Querschnittsrand in Balkenmitte die größte Schädigung erfahren. Darüber hinaus lässt sich unterhalb der Lasteinleitungsstellen eine konzentrierte Schädigung erkennen, die aus der dort lokal erhöhten Beanspruchung resultiert. Bild 11 zeigt die Veränderung des Elastizitätsmoduls der Elemente in Balkenmitte über die Querschnittshöhe für verschiedene Berechnungszeitpunkte.

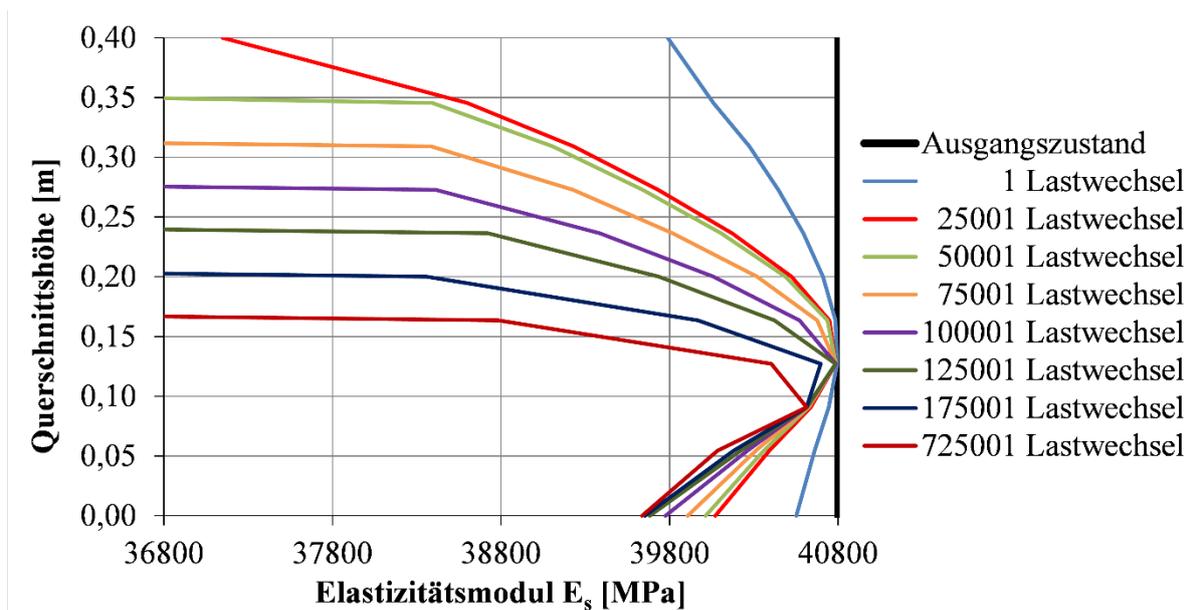


Bild 11: Veränderung des Elastizitätsmoduls über die Querschnittshöhe in Abhängigkeit der Lastwechselzahl

Zu Beginn der Berechnung weisen noch alle Elemente den ursprünglichen Elastizitätsmodul von 40.800 MN/m<sup>2</sup> auf. Mit jedem aufgebracht Lastkollektiv kommt es zu einer fortschreitenden Schädigung einzelner Elemente und damit zu einer Reduktion der Element-Elastizitätsmoduln. Dies geschieht vornehmlich an der Balkenoberseite bei einer Höhe von 0,40 m und nimmt nach unten in den Querschnitt hinein ab. An der Balkenunterseite kommt es ebenfalls zu einer Steifigkeitsdegradation – jedoch in einer kleineren Größenordnung. Nach etwa 50.000 Lastwechseln ist das erste Element an der Balkenoberseite vollständig geschädigt. Mit jedem folgenden Lastkollektiv werden weitere Elemente geschädigt bis sich dieser Prozess ab etwa 175.000 Lastwechseln verlangsamt und sich ein scheinbar

stabiler Zustand ausbildet, ab dem es nur noch zu einem geringen Schädigungszuwachs kommt. Aufgrund des linear elastischen Materialverhaltens der einzelnen Elemente konvergiert die numerische Berechnung an dieser Stelle noch, obwohl die lokalen Elementspannungen deutlich über der real ertragbaren Betonfestigkeit liegen. Dies resultiert in unrealistischen Knotenverschiebungen, sodass der Balken als versagt betrachtet werden kann. Zu diesem Zeitpunkt ist zudem bereits mehr als die obere Querschnittshälfte in Balkenmitte geschädigt.

Eine Berechnung nach Model Code 2010 (FIB 2013) für eine bezogene Oberspannung  $S_o = 0,75$  und bezogene Unterspannung  $S_u = 0,05$  ergibt eine Bruchlastwechselzahl von 9.200 Lastwechseln. Demgegenüber wird mit der hier durchgeführten numerischen Simulation eine deutlich größere Bruchlastwechselzahl von etwa 175.000 Lastwechseln bestimmt. Die genauen bezogenen Spannungen des Elements am oberen Querschnittsrand im numerischen Modell betragen im Ursprungszustand  $S_o = 0,74283$  und  $S_u = 0,0558$ . Für diese Kombination ergibt sich nach Model Code 2010 (FIB 2013) eine Bruchlastwechselzahl von etwa 13.200 Lastwechseln, die immer noch deutlich unter der im numerischen Modell erreichten Lebensdauer liegt. An dieser Stelle zeigt sich zudem, wie sensibel die rechnerische Bruchlastwechselzahl auf geringfügige Änderungen in den Spannungen reagiert und dass diese Zahlen bei der Nachweisführung mit Vorsicht betrachtet werden sollten.

#### 4.3 Spannungsentwicklung

Zusätzlich zur Steifigkeitsentwicklung werden die Betondruckspannungen der Elemente über die Querschnittshöhe in Feldmitte betrachtet. In Bild 12 sind hierzu die Spannungen der einzelnen Elemente bezogen auf die jeweilige Spannung zum Beanspruchungsbeginn dargestellt, wodurch sich die Spannungsänderungen über die Beanspruchungsdauer erkennen lassen. Zu Beginn der Beanspruchung kommt es an der Balkenoberseite zu einer geringfügigen Zunahme und an der Balkenunterseite zu einer Abnahme der Betondruckspannungen. Dies resultiert aus der Teilschädigung der Randzonen und der damit verbundenen Verschiebung der neutralen Faser des ideellen Querschnitts nach unten. Die Exzentrizität der horizontalen Vorspannung wird somit verringert und die Spannungsänderung hervorgerufen. Nachdem das erste Element an der Balkenoberseite nach etwa 50.000 Lastwechseln vollständig geschädigt ist, fallen die Druckspannungen hier aufgrund des deutlich geringeren Elastizitätsmoduls stark ab. Gleichzeitig sinken die Druckspannungen an der Balkenunterseite als Folge der weiteren Verringerung der Exzentrizität der Vorspannung ebenfalls stärker ab. Um das Kräftegleichgewicht im Querschnitt zu wahren, nehmen synchron die Druckspannungen im Balkeninneren zu. In der Folge werden sukzessiv weitere Elemente geschädigt und dieser Prozess setzt sich kontinuierlich fort. Ab etwa 100.000 Lastwechseln haben sich die Spannungen an der Balkenunterseite so stark verringert, dass es zu Zugspannungen kommt. Der Schädigungsprozess schreitet kontinuierlich voran und die Druckspannungen im Balkeninneren nehmen zum einen zu, zum anderen wandert das Spannungsmaximum immer weiter nach unten. Auch in Bild 12 ist zu erkennen, dass zwischen 175.000 und 725.000 Lastwechseln kaum noch eine Veränderung stattfindet und daher von einem Versagen des Balkens ausgegangen werden kann.

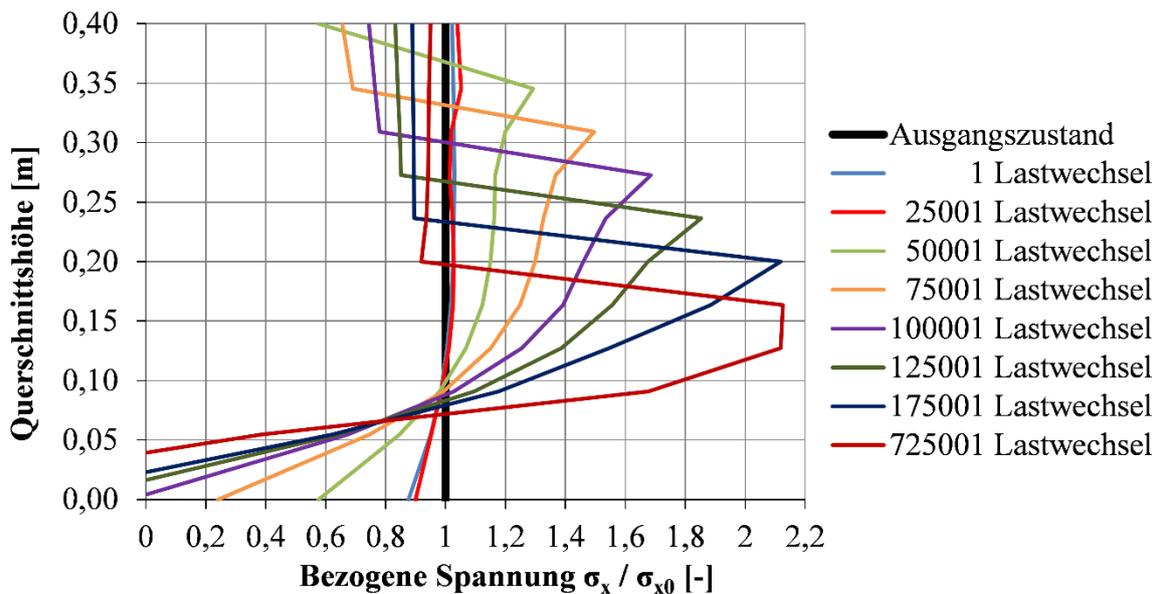


Bild 12: Veränderung der bezogenen Spannungen über die Querschnittshöhe in Abhängigkeit der Lastwechselzahl

## 5 FAZIT

Um das Ermüdungsverhalten von realen Bauteilen besser einschätzen zu können, werden Ermüdungsversuche an großformatigen Biegeprüfkörpern durchgeführt, da nur bei möglichst realen Versuchsbedingungen Effekte wie lokale Steifigkeitsänderungen und Spannungumlagerungen erzeugt werden können. Am Institut für Massivbau der Leibniz Universität Hannover werden solche Versuche mit Hilfe eines Resonanzprüfstands durchgeführt. Im Rahmen dieses Beitrags wurde das Versuchskonzept der aktuell geplanten Versuchsreihe vorgestellt und bereits eine vorgeschaltete numerische Modellierung des Ermüdungsversuchs beschrieben. Mit dem verwendeten numerischen Modell können die lokalen Steifigkeitsveränderungen über die Beanspruchungsdauer simuliert werden, sodass sich in den am stärksten beanspruchten Bereichen eine sukzessive Materialdegradation ausbildet. Als Folge lagern sich die Spannungen von den geschädigten weicheren Querschnittsrändern in die Querschnittsmitte um, was in der Spannungsauswertung im numerischen Modell deutlich ersichtlich wird. Bei ermüdungsbeanspruchten Bauteilen wie z. B. Windenergieanlagen wirkt sich dieser Effekt positiv auf die Lebensdauer aus, da die ursprünglich am stärksten beanspruchten Querschnittsbereiche entlastet werden und somit bei gleichbleibender äußerer Beanspruchung größere Lastwechselzahlen ertragen können.

## DANKSAGUNG

Die Autoren bedanken sich beim Bundesministerium für Wirtschaft und Energie für die Unterstützung des Forschungsvorhabens „WinConFat – Materialermüdung von On- und Offshore Windenergieanlagen aus Stahlbeton und Spannbeton unter hochzyklischer Beanspruchung“ (Fkz. 0324016A).

## LITERATUR

- Bazant, Z. P. & Schell, W. F. (1993): Failure Fracture of High-Strength Concrete and Size Effect, *ACI Materials Journal*, Vol. 90, No. 5, S. 472-478.
- Birkner, D. & Marx, S. (2019): Spannungumlagerungen bei ermüdungsbeanspruchten Spannbetonbalken im numerischen Modell und Versuch, *Beton- und Stahlbetonbau* 114 (2019).
- Bode, M., Marx, S., Vogel, A. & Völker, C. (2019): Dissipationsenergie bei Ermüdungsversuchen an Betonprobekörpern, *Beton- und Stahlbetonbau* 114 (2019).
- Diederley, J.; Herrmann, R. & Marx, S. (2018): Ermüdungsversuche an großformatigen Betonprobekörpern mit dem Resonanzprüfverfahren, *Beton- und Stahlbetonbau* 113 (2018), H. 8, S. 589–597.
- Dillmann, R. R. (1981): Die Spannungsverteilung in der Biegedruckzone von Stahlbetonquerschnitten bei häufig wiederholter Belastung, Dissertation, TH Darmstadt.
- FIB – Fédération internationale du béton (2013): fib Model Code for Concrete Structures 2010, Ernst & Sohn, Berlin.
- von der Haar, C. & Marx, S. (2016): Untersuchungen zur Steifigkeit und Ultraschallgeschwindigkeit dynamisch beanspruchter Betonproben, *Beton- und Stahlbetonbau* 111 (2016), H. 3, S. 141–148.
- von der Haar, C. & Marx, S. (2017): Ein additives Dehnungsmodell für ermüdungsbeanspruchten Beton, *Beton- und Stahlbetonbau* 112 (2017), H. 1, S. 31–40.
- Hohberg, R. (2004): Zum Ermüdungsverhalten von Beton, Dissertation, Technische Universität Berlin, 2004.
- Holmen, J. O. (1979): Fatigue of concrete by constant and variable amplitude loading. Dissertation, Trondheim 1979.
- Lohaus, L., Oneschkow, N. & Wefer, M. (2012): Design model for the fatigue behaviour of normal-strength, high-strength and ultra-high-strength concrete, *Structural Concrete* 13 (2012), No. 3, S. 182-192.
- Marx, S., Grünberg, J., Hansen, M., Schneider, S. (2017): Sachstandbericht Grenzzustände der Ermüdung von dynamisch hoch beanspruchten Tragwerken aus Beton, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton e. V. - DAfStb, Heft 618, Beuth Verlag GmbH, Berlin.
- Ople, F. S. & Hulsbos, C. L. (1966): Probable Fatigue Life of Plain Concrete with Stress Gradient, *ACI Journal* 63 (1966), S. 59–81.
- Herrmann, R. (2018): Simulation und Regelung von Resonanzversuchsständen zur Untersuchung der Bauteilermüdung, In: Marx, S. (Hrsg.): Berichte des Instituts für Massivbau. Dissertation, Leibniz Universität Hannover, Nr. 14, IRB Verlag, Stuttgart.
- Zhao, G. Y., Wu, P. G. & Bai, L. M. (1996): Research on fatigue behavior of high-strength concrete under compressive cyclic loading, 4th International Symposium on Utilization of High-strength/High-performance concrete, 1996, S. 757–764.

# Torsionstragverhalten segmentierter Turmkonstruktionen für Windenergieanlagen

Fabian Klein<sup>1</sup>, Steffen Hartwig<sup>1</sup>, Steffen Marx<sup>1</sup>

<sup>1</sup>*Institut für Massivbau, Leibniz Universität Hannover, Deutschland*

## **KURZFASSUNG:**

Bei der weiteren Kostensenkung der Windstromerzeugung haben sich in den letzten Jahren sogenannte Hybridtürme erfolgreich etabliert. Der untere Teil dieser Turmstrukturen besteht aus aufeinander gestapelten Betonfertigteiltringen, die mit dem aufgesetzten Stahlurm verbunden sind. Mit der neuen Turmgeneration zerlegen vertikale Fugen die Betonsegmente in kleinere Komponenten, sodass Halbschalen einen erheblichen Beitrag zur Reduzierung der Transportkosten und des Montageaufwands leisten. Dieser Artikel beschäftigt sich mit numerischen Voruntersuchungen zum Vergleich der Torsionstragfähigkeiten von konventionellen Kreisring- und geteilten Halbschalenkonstruktionen. Die Ergebnisse deuten darauf hin, dass das Torsionstragverhalten zusammengesetzter Halbschalen deutlich komplexer ist. Die Auswertung der Verdrehsteifigkeiten zeigt, dass die geteilten Segmente lediglich geringfügig kleinere Tragfähigkeiten aufweisen. Das Verhältnis von Reibbeiwert zu Vorspannung wird dabei als signifikante Einflussgröße für die Ermittlung der Fugentragfähigkeit identifiziert.

Keywords: Torsion, trockene Fugen, Hybridturm, Windenergieanlage, Wölbkrafttorsion.

## **ABSTRACT:**

In recent years, so-called hybrid towers have been successfully established themselves in the further cost reduction of wind power generation, especially for large hub heights. The lower part of these tower structures consists of stacked concrete ring segments whereas the upper part is composed of steel sections. With the new generation of towers, vertical joints divide the concrete segments into even smaller components, so that half shells increase transportability and reduce installation effort. This paper deals with numerical investigations to compare the torsional load capacities of conventional circular rings with half shell constructions. The results indicate that the torsional load bearing behaviour of composite half shells is much more complex. The evaluation of the torsional stiffness shows that the divided segments have only a slightly reduced load carrying capacity. The ratio of friction coefficient to prestressing level is identified as a significant factor for determination of joint load bearing capacity.

Keywords: Torsion, dry joints, hybrid tower, wind energy turbine, warping torsion.

## 1 EINLEITUNG

Um die Ausbauziele im Bereich der erneuerbaren Energien zu erreichen, ist die weitere Kostensenkung der Windstromerzeugung bei der Herstellung und im Betrieb unumgänglich. Leistungsfähigere Anlageklassen und die Erschließung neuer Standorte in windschwachen Regionen oder in Waldgebieten erfordern die Errichtung höherer Turmkonstruktionen für Windenergieanlagen. Insbesondere bei großen Nabenhöhen wurden in den letzten Jahren sogenannte Hybridtürme erfolgreich etabliert. Der Einsatz von modularen Ausführungskonzepten ermöglicht den Turmentwicklern die Größe der Windenergieanlagen sukzessive zu steigern. Dadurch werden mittlerweile Nabenhöhen von über 165 m mit einem Rotordurchmesser von bis zu 130 m errichtet. Der untere Teil dieser zusammengesetzten Turmstruktur besteht aus trocken aufeinander gestapelten Betonfertigteilingen und ist über einen Verbindungsadapter mit dem aufgesetzten Stahlurm verbunden (vgl. Bild 1). Die Verbindung der einzelnen Segmentringe erfolgt über externe Spannglieder, die im Turminnern geführt und im Fundament sowie im Zwischenadapter verankert werden (Bögl et al. 2013). Die Übertragung von Schubkräften zwischen den einzelnen Segmenten wird durch den Reibwiderstand in den Horizontalfugen gewährleistet, der aus der Vorspannung resultiert. Bisher wurde der Spannbetonfertigteilschaft mit konisch zulaufenden Kreisringsegmenten ausgeführt. Die oberen Segmente werden bereits im Fertigteilwerk als Kreisringe hergestellt, wohingegen die unteren Komponenten aus Transportgründen in Form von Halbschalen gefertigt und erst auf der Baustelle formschlüssig miteinander verbunden werden (von der Haar et al. 2015). Die Bemessung der horizontalen Fugentragfähigkeit, insbesondere unter kombinierter Biege- und Torsionsbelastung, birgt enormes Forschungspotential (Hartwig et al. 2017).

Mit der neuen Turmgeneration zerlegen vertikale Fugen die Betonsegmente in kleinere Komponenten, sodass Halb-, Drittel- oder Viertelschalen einen wesentlichen Beitrag zur Reduzierung der Transportkosten und des Montageaufwands leisten. Bei dieser neuartigen Konstruktion werden die einzelnen Segmentkomponenten lediglich konstruktiv für Montagezwecke an den vertikalen Fugen miteinander verbunden.

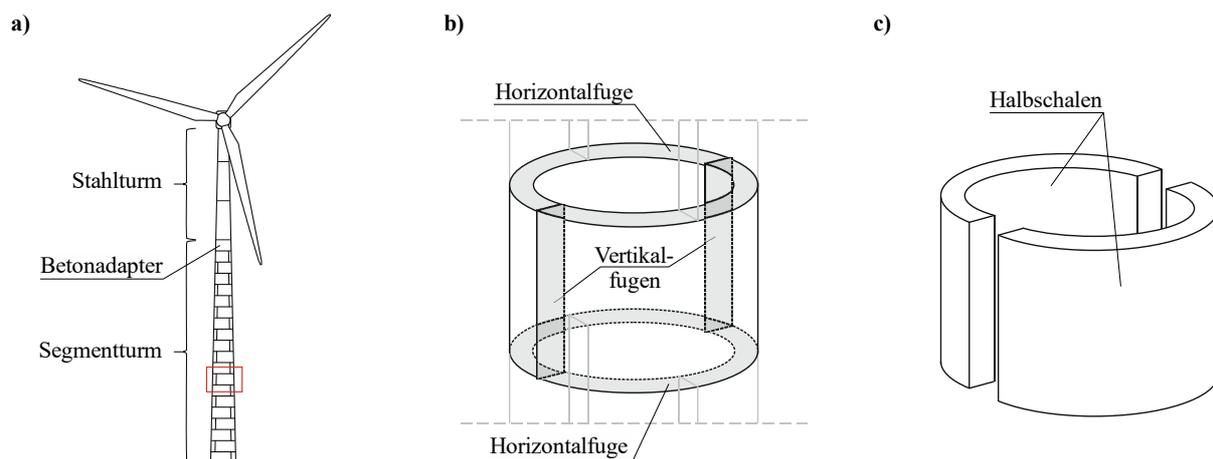


Bild 1: a) Hybridturm für Windenergieanlagen; b) geteilte Stahlbetonsegmente; c) Halbschalensegmente

Das grundsätzliche Tragverhalten von Halb-, Drittel- oder Viertelschalen ist im Vergleich zum konventionellen Kreisring deutlich komplexer und beeinflusst somit auch die Kraftübertragung zwischen den Segmenten (Klein et al. 2019). Insbesondere für kombinierte Biege- und Torsionsbelastungen lassen erste numerische Untersuchungen Tragfähigkeitseinbußen hinsichtlich der

horizontalen Kraftübertragung in den Fugen zwischen den Fertigteilesegmenten mit alternativer Fugenausbildung erkennen (Hartwig et al. 2018).

Im Zuge der stetig wachsenden Nennleistungsanforderungen werden aktuell Konzepte mit Nabhöhen von bis zu 190 m entwickelt. Bei der Herstellung von wirtschaftlichen Turmstrukturen gehen steigende Nabhöhen häufig mit der Vergrößerung des Rotordurchmessers einher. Diese Entwicklung führt zu noch höheren Biege- und Torsionsbelastungen. Der Nachweis der Fugentragfähigkeit wird mit den aktuellen Bemessungsansätzen bei der Auslegung von Kreisringsegmenttürmen für Windenergieanlagen häufig maßgebend. Für die kommenden Turmgenerationen ist es daher unabdingbar, das Torsionstragverhalten von Stahlbetonsegmenten mit vertikaler Fugenausbildung zu untersuchen.

Im Rahmen des Beitrags für das 60. Forschungskolloquium des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton werden numerische Voruntersuchungen zur Torsionstragfähigkeit von vorgespannten Kreisring- und Halbschalensegmenten für Turmstrukturen von Windenergieanlagen vorgestellt. Dabei werden die verschiedenen Einflussparameter hinsichtlich der Fugentragfähigkeit untersucht und das unterschiedliche Torsionstragverhalten von Segmenttürmen mit Kreisring- und zusammengesetzten Halbschalenquerschnitten diskutiert. Der Schwerpunkt der numerischen Voruntersuchungen für Kreisring- und Halbschalenquerschnitte liegt auf der Belastungsteilkomponente der Torsion, sodass die Vorstellung der experimentellen Versuche sowie die Interaktion von Biegung und Querkraft in zukünftigen Veröffentlichungen erfolgt.

## 2 STAND DER TECHNIK

### 2.1 Aktuelle Bemessungsansätze

Bei der Errichtung von Spannbetonfertigteiltürmen in Segmentbauweise werden die Kreisringkomponenten ohne Verbindungsmittel trocken übereinandergestapelt und extern vorgespannt. Die dadurch entstehenden horizontalen Fugen erlangen ihre Torsionstragfähigkeit über die Reibung zwischen den Segmenten, die über die Vorspannung aktiviert wird.

Infolge einer Torsionsbeanspruchung beschreibt der *Bredtsche* Schubfluss die resultierende Schubkraftübertragung in der horizontalen Fuge für dünnwandig geschlossene Querschnitte (vgl. Bild 2c). Die tatsächliche Verteilung der Schubspannungen nach *Saint-Venant* in Bild 2b nimmt beim Kreisringquerschnitt nach außen hin zu. Mit der Näherung nach *Bredt* stellen sich ausschließlich randparallele Schubspannungen ein, sodass ein Radialanteil vernachlässigt wird (Francke et al. 2005).

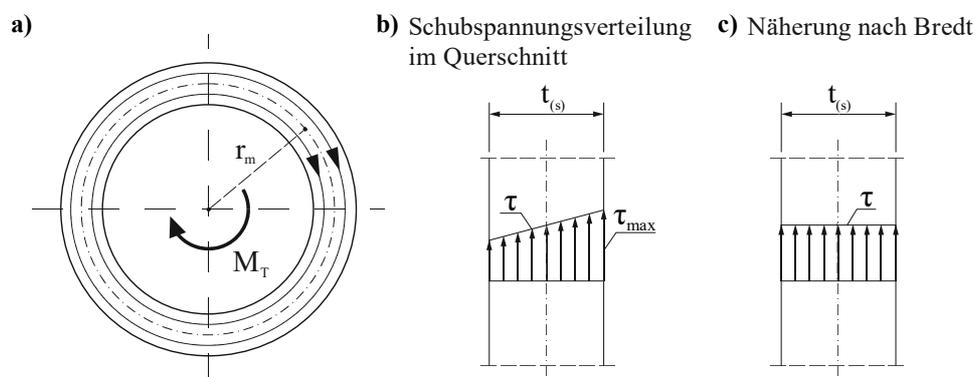


Bild 2: Schubspannungsverteilung im Kreisringquerschnitt unter Torsionsbeanspruchung

Der über die Wandstärke und entlang des Querschnitts gleichmäßig verteilte Schubspannungsverlauf nach *Bredt* bestimmt sich aus der Projektion des Torsionsmoments  $M_T(x)$  auf die doppelte Querschnittsmittelfläche  $A_m$  bezogen auf die Wandstärke  $t(s)$ .

$$\tau_{xs,Ed}(x, s) = \frac{M_T(x)}{2 \cdot A_m \cdot t(s)} \quad (1)$$

Aus der Annahme einer gleichmäßigen Normalspannungsverteilung aus Vorspannung resultiert sowohl über die Wandstärke als auch entlang des Kreisringquerschnitts ein konstanter Schubspannungswiderstand. Die Fugentragfähigkeit in der Horizontalfuge ergibt sich für eine Torsionsbeanspruchung aus dem Produkt der Normalspannungen infolge Vorspannung und dem Reibbeiwert  $\mu$ .

$$\tau_{xs,Rd} = \frac{P_{m0}}{A_c} \cdot \mu \quad (2)$$

Der aktuelle Bemessungsansatz für die horizontalen Fugen von vorgespannten Kreisringsegmenten unter der üblichen Kombination aus Biege-, Torsions- und Querkraftbeanspruchungen beruht auf den Ansätzen von Grünberg & Göhlmann (2011). Unter der Verwendung der klassischen Torsionstheorien nach *Bredt* und *Saint-Venant* für dünnwandig geschlossene und dünnwandig offene Fugen erfolgt der Nachweis in der Fuge für die ertragbaren Schubspannungen nach DIN EN 1992. Numerische Berechnungen sowie experimentelle Untersuchungen zeigen deutlich, dass dieser Bemessungsansatz nicht auf die vorhandene Konstruktionsart und Belastungssituation anwendbar ist (Hartwig et al. 2017, Hartwig et al. 2019). Die infolge Biegung veränderliche Normalspannungsverteilung in den horizontalen Kontaktflächen hat einen signifikanten Einfluss auf die Fugentragfähigkeit.

Die Weiterentwicklung der Konstruktion und die damit verbundene Zerlegung der Kreisringe im Tragsystem zu Halb-, Drittel- oder Viertelschalen beeinflusst erheblich das Tragverhalten hinsichtlich der Torsionstragfähigkeit des Segmentturms (Hartwig et al. 2018). Bei Kreisringsegmenten oder kraft- und formschlüssig miteinander verbundenen Halbschalenkomponenten liegt der Schubmittelpunkt im Schwerpunkt des (zusammengesetzten) Kreisrings, sodass diese Querschnitte wölbfrei sind. Mit der neuartigen Turmgeneration führen trocken ausgeführte vertikale Fugen in den Stahlbetonsegmenten zu offenen zusammengesetzten Querschnitten. Für offene dünnwandige Querschnitte wird die Schubspannungsverteilung im Querschnitt infolge einer Torsionsbeanspruchung nach *Saint-Venant* bestimmt (Mahnken 2015). Im Gegensatz zu geschlossenen dünnwandigen Querschnitten stellt sich bei offenen Profilen ein über die Wandstärke linearer Schubspannungsverlauf ein (vgl. Bild 3).

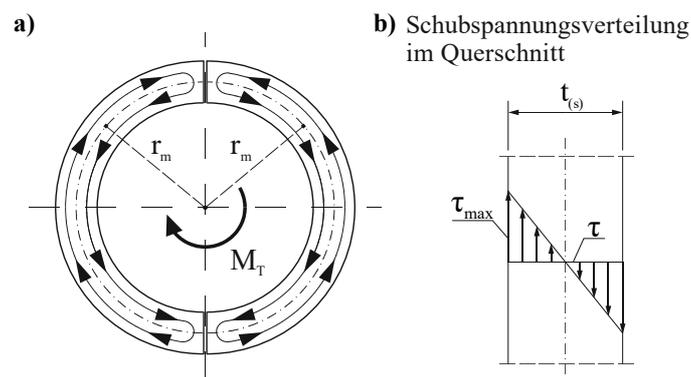


Bild 3: Schubspannungsverteilung in zwei Halbkreisquerschnitten unter Torsionsbeanspruchung

Mit der Projektion der einwirkenden Torsion auf das Trägheitsmoment des Querschnitts  $I_T$  multipliziert mit der Wandstärke ergibt sich die Verteilung der Schubspannung offener dünnwandiger Profile.

$$\tau_{I,Ed}(x, s) = \frac{M_T(x)}{I_T} \cdot t(s) \quad (3)$$

## 2.2 Theorie der Wölbkrafttorsion

Die Verwendung von Halb-, Drittel oder Viertelschalen geht mit dem Verlust der Wölbfreiheit der zusammengesetzten offenen dünnwandigen Querschnitte einher, da die Lage des Schubmittelpunkts  $M$  nicht mehr identisch zum Schwerpunkt  $S$  ist (vgl. Bild 4c). Somit fallen im Gegensatz zum Kreisringquerschnitt die Drehachse und die Systemachse nicht mehr zusammen. Das Bild 4a zeigt, dass sich die Ausgangsquerschnitte bei Torsionsbeanspruchungen aus ihrer Ebene herauswölben. Dabei liegen die Endpunkte der Verwölbungen der Profilmittellinie stets auf einer räumlich gekrümmten Kurve (Bornscheuer 1952). Die Torsionstheorie nach *Saint-Venant* beinhaltet die Randbedingung der Gabelagerung, sodass die Querschnittsverwölbungen infolge Torsion in Form von Axialverschiebungen ungehindert auftreten können. Bei der neuartigen Konstruktion mit segmentierten Halbschalen sind die vertikalen Fugen zu den benachbarten Segmenten um  $90^\circ$  versetzt angeordnet, sodass die Randbedingung der freien Verformbarkeit nicht mehr erfüllt ist. Aus dieser Wölbbehinderung resultieren zusätzliche Normal- und Schubspannungskomponenten für die Halbschalen, die das Torsionstragverhalten und somit die Fugentragfähigkeit derartiger zusammengesetzter Querschnitte maßgeblich beeinflussen (vgl. Bild 4b).

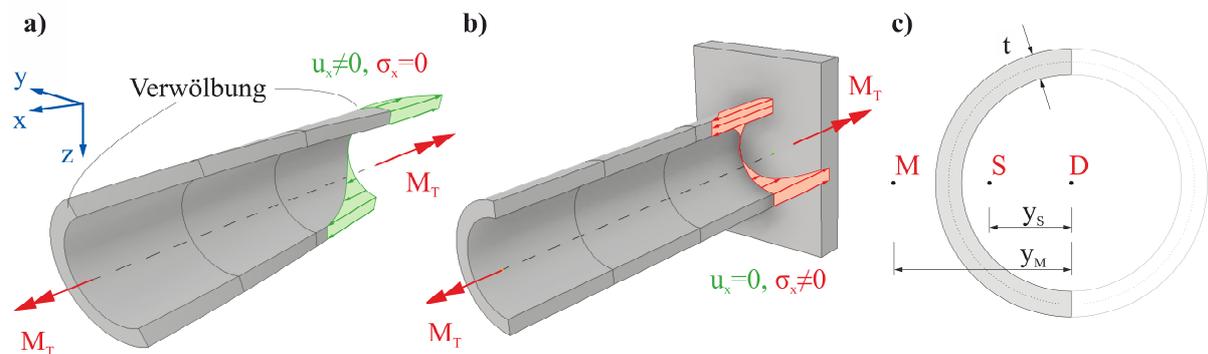


Bild 4: Torsionstheorie a) ohne Wölbbehinderung b) mit Wölbbehinderung c) Querschnittsparameter

Die Analogie zum biegebeanspruchten Zugstab nach Theorie II. Ordnung bietet die Möglichkeit, einen Stab mit einer Beanspruchung durch Wölbkrafttorsion wesentlich anschaulicher zu beschreiben. Die formale Kongruenz der Differentialgleichungen und der mathematischen Lösungsverfahren ist offensichtlich, sodass mit dem Lösen der Differentialgleichung der Wölbkrafttorsion unter der Berücksichtigung der vorhandenen Rand- und Übergangsbedingungen analog zur Biegebeanspruchung das Trag- und Verformungsverhalten bestimmt werden kann (Lindenberger 1953).

$$EI_w \cdot \vartheta^{IV}(x) - G \cdot I_T \cdot \vartheta^{II}(x) = m_T(x) \quad EI_y \cdot w^{IV}(x) - N \cdot w^{II}(x) = q_z(x) \quad (4), (5)$$

Die Differentialgleichung des Wölbmoments  $M_w$  ergibt sich in Analogie zum Biegemoment  $M_y$  aus dem Produkt des E-Moduls  $E$  mit dem Wölbwiderstand  $I_w$  und der zweifachen Ableitung der Verdrehung  $\vartheta^{II}$ , die die Wölbbehinderung definiert.

$$M_w(x) = -E \cdot I_w \cdot \vartheta^{II}(x) \quad M_y(x) = -E \cdot I_y \cdot w^{II}(x) \quad (6), (7)$$

Die Wölbnormalspannungen  $\sigma_w$  ergeben sich aus dem Quotient von Wölbmoment und Wölbwiderstand multipliziert mit der Einheitsverwölbung  $\bar{\omega}^M$ , die die Wölbaffinität des Querschnitts beschreibt.

$$\sigma_w = -\frac{M_w}{I_w} \cdot \bar{\omega}^M \quad \sigma_w = -\frac{M_y}{I_y} \cdot z \quad (8), (9)$$

Zur Beschreibung des Wölbverhaltens von geteilten Kreisringsegmenten unter Torsionsbeanspruchung wird in Klein et al. (2019) ein analytischer Ansatz für zwei zusammengesetzte Halbschalen vorgestellt. Die Modellreduktion der Segmentkonstruktion auf das entwickelte Rahmentragwerk ermöglicht die Trennung der Belastungskomponenten und Betrachtung des Tragverhaltens der einzelnen Halbschale, sodass die Ermittlung der Wölbnormalspannungen am Ersatzstabsystem erfolgt. Die Gabellagerung mit Wölbbehinderung vernachlässigt dabei die Steifigkeitsverhältnisse der Nachbarsegmente.

### 3 NUMERISCHE VORUNTERSUCHUNGEN

#### 3.1 Modellbeschreibung

Wie in Kapitel 2 bereits angedeutet, lassen sich derzeit lediglich die Fugentragfähigkeiten von Kreisringsegmenten unter Torsionsbeanspruchungen mit analytischen Ansätzen bestimmen. Für die Ermittlung der Fugentragfähigkeit von Halb-, Drittel- oder Viertelschalenkonstruktionen für Segmenttürme von Windenergieanlagen besteht zurzeit kein geltender Bemessungsansatz. Die numerischen Voruntersuchungen werden als Orientierungshilfe verwendet, um das komplexe Torsionstragverhalten von Segmenttürmen mit versetzten Vertikalfugen zu prognostizieren. Im Vorfeld werden daher entsprechende numerische Simulationen durchgeführt, um für die geplanten Versuche einen Erwartungshorizont bestimmen zu können. Mit dem Vergleich der beiden Konstruktionsarten in der Numerik und im Versuch besteht die Möglichkeit, Rückschlüsse auf das Torsionstragverhalten und auf analytische Bemessungsansätze ziehen zu können.

Der Aufbau des numerischen Volumenmodells orientiert sich an den Randbedingungen der geplanten experimentellen Versuche. Es erfolgt die Simulation des gesamten Versuchskörpers, der aus einem Aluminiumrohrturm mit einem Außendurchmesser von 200 mm, einer Wandstärke von 12,5 mm und einer Gesamtlänge von 1200 mm besteht. Des Weiteren wird neben den Probekörpern, bestehend aus vier Kreisringen bzw. acht Halbschalen, auch die Lasteinleitungskonstruktion (siehe Bild 5a) simuliert. Stellvertretend für die konventionelle Konstruktionsart der Segmenttürme für Windenergieanlagen wird das Torsionstragverhalten an vier Kreisringsegmenten untersucht.

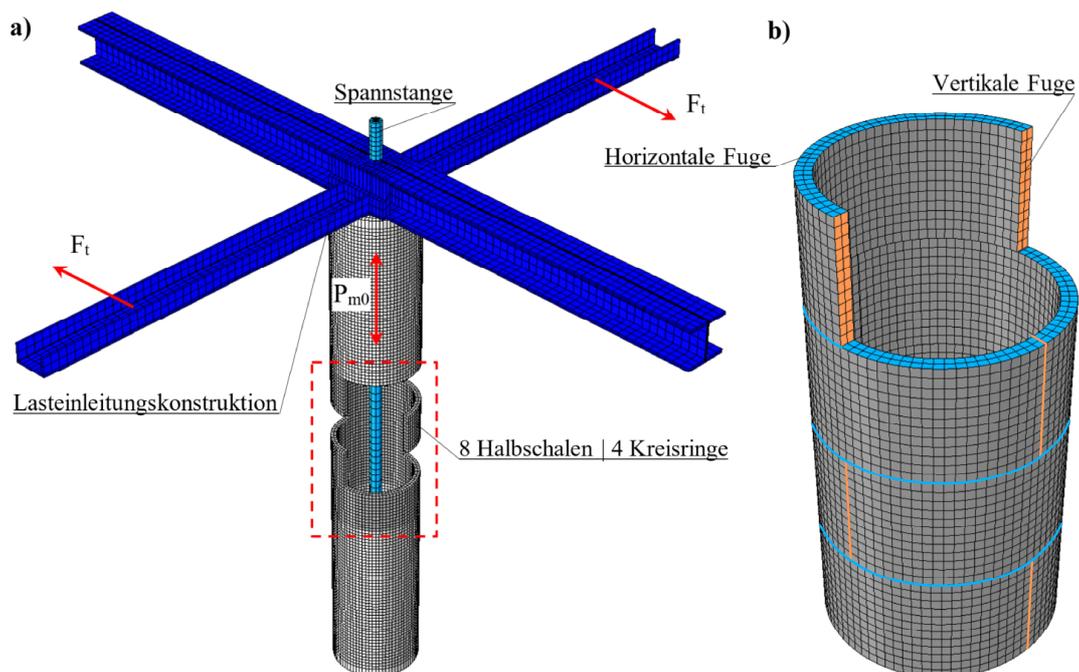


Bild 5: a) Numerisches Gesamtmodell; b) Probekörper: Kreisring-/Halbschalensegmente

Das eingespannte untere Lasteinleitungsrohr dient neben der Definition der Lagerungsbedingungen des untersten Kreisrings auch als Verankerung der im Turminnern verlaufenden Spannstange. Das obere Lasteinleitungsrohr verbindet die Prüfkörper mit der Lasteinleitungsstruktur, die über ein horizontales Kräftepaar die Torsionsbeanspruchung auf die Segmente projiziert. Für die numerischen Voruntersuchungen der Konstruktionsart mit alternativer Fugenausbildung werden die acht Halbschalen analog zu den vier Kreisringen im Gesamtmodell integriert. Dabei werden die Segmente der benachbarten Halbschalen um  $90^\circ$  versetzt angeordnet (vgl. Bild 5b).

Für die Probekörper wurde die Segmentwandung über zwei lineare 8-Knoten Quaderelemente in Dickenrichtung modelliert, deren mechanisches Verhalten im Rahmen der Finiten Elemente Berechnung ohne reduzierte Integration bestimmt wird. Über den (Halb-)Kreisring verteilt ergeben sich 80 bzw. 160 Elemente. Die in den untersuchten Konstruktionsarten entstehenden trockenen Horizontal- und Vertikalfugen zwischen den Segmenten werden über Kontaktelemente als Master-Slave-Beziehung simuliert. Die Elemente bilden den Kontakt senkrecht zur Fuge als Druckkontakt und in der Fugenebene als Reibkontakt mit einem Reibbeiwert für Aluminium von  $\mu_{\text{Alu}} = 0,18$  ab. Für die Lastaufbringung der zentrischen Vorspannung erfolgt eine vollständige Modellierung der Spannstange (vgl. Bild 5), die an dem unteren und oberen Lasteinleitungsrohr über eine Schlupfbeziehung verankert und mit der jeweiligen Vorspannkraft versehen wird. Diese Art der Modellierung garantiert die Erfassung möglicher Änderungen der Vorspannung in der Spannstange während der sukzessiven Steigerung der Torsionsbeanspruchung. Zur Erzeugung des Torsionsmoments wird ein horizontales Kräftepaar an den Lasteinleitungsarmen der Konstruktion aufgebracht und stetig gesteigert. Neben der Entwicklung der Torsionsbeanspruchung und der Vorspannkraft werden auch die Verdrehung der Turmkonstruktion sowie der jeweilige Kontaktstatus der horizontalen und vertikalen Fugen ausgewertet.

### 3.2 Diskussion der numerischen Ergebnisse

Der Vergleich des Torsionstragverhaltens vorgespannter Fertigteiltürme mit Kreisringsegmenten und alternativer Fugenausbildung durch Halbschalen erfolgt am numerischen Simulationsmodell. Dafür wird neben der Entwicklung des Torsionsmoments in Abhängigkeit der Verdrehung auch der Status der horizontalen Fugen als Indikator zur Bewertung der Fugentragfähigkeit der beiden Konstruktionsarten herangezogen. Die Kontaktelemente definieren mit dem Haft- (rot) und Gleitzustand (grün) zwei geschlossene Fugenstadien und mit dem Klaffungszustand (blau) den geöffneten Status der Fuge. In dem nachfolgenden Bild 6 ist der Kontaktstatus der trocken ausgeführten Fugen für die Kreisringsegmente im Übergang vom Haft- in den Gleitzustand und für die Halbschalenkonstruktion von verschiedenen Torsionslastniveaus dargestellt. Aus den vorhandenen Randbedingungen resultiert für die Horizontalfuge des Kreisringquerschnitts nach Gl. (1), (2) ein maximal aufnehmbares Torsionsmoment von  $M_{T,\text{Bredt}} = 0,3375 \text{ kNm}$ .

Die Laststufe A in Bild 6 stellt den Übergang von der Haft- in die Gleitreibung beim Erreichen der Torsionsgrenzlast dar. Im Vergleich zur Vorspannung sind die im numerischen Modell vernachlässigten Eigengewichtsanteile sehr gering, sodass in den fünf horizontalen Fugen beim Überschreiten der Haftreibung die Kreisringsegmente beginnen abzugleiten. Das beschriebene Tragverhalten der Horizontalfuge ist auch bei der Last-Verformungskurve in Bild 7 zu erkennen. Bis zum Erreichen der Grenzlast nach Grünberg & Göhlmann (2011) ( $M_{T,\text{Bredt}}$ ) verhält sich das ansteigende Torsionsmoment proportional zur Verdrehung der Konstruktion, was sich in dem linearen Anstieg des rot strich-gepunkteten Graphen widerspiegelt (vgl. Bild 7, Laststufe A). Anschließend treten

überproportional große Verformungen bei sehr geringfügigem Lastanstieg auf und die Kurve geht in einen nichtlinearen irreversiblen Ast über.

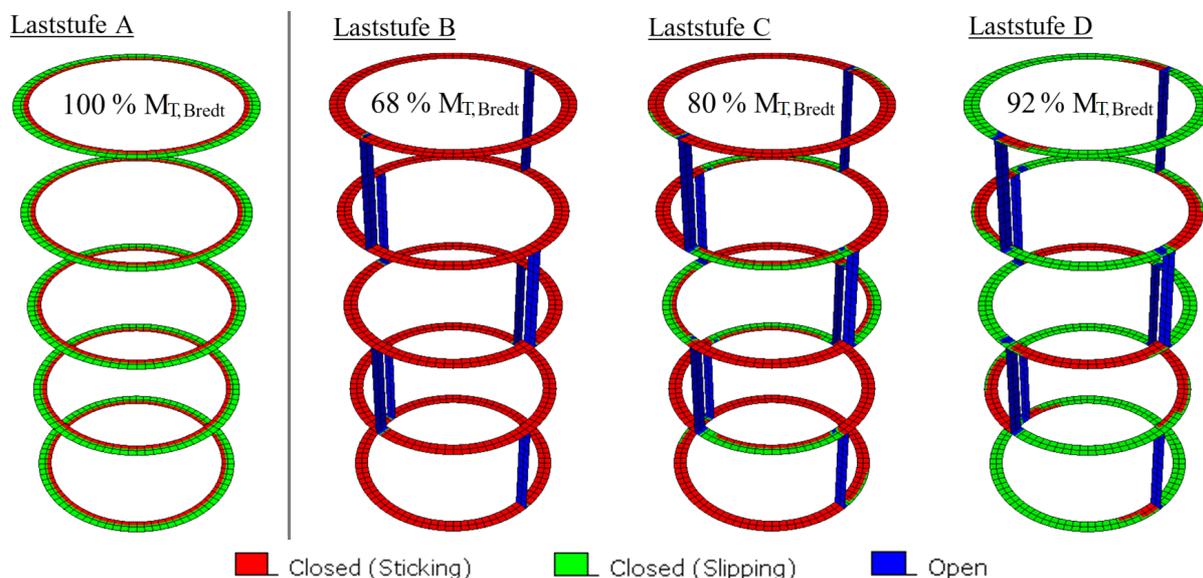


Bild 6: Fugenstatus eines Kreisrings und einer Halbschalenkonstruktion bei unterschiedlichen Laststufen ( $P_{m0} = 20 \text{ kN}$ ;  $\mu_{Alu} = 0,18$ )

Die Bilder 6 und 7 unterstreichen das deutlich komplexere Torsionstragverhalten der versetzten Halbschalen im Vergleich zu den Kreisringsegmenten. Die Halbschalenkonstruktion verhält sich bis zur Laststufe B von ungefähr zwei Drittel des *Bredtschen* Torsionsmoments identisch zu den Kreisringen. Bei einer weiteren Laststeigerung bis zur Laststufe C indiziert die ein wenig flachere Last-Verformungskurve eine geringfügige Abnahme der Torsionssteifigkeit. Die Steifigkeitsabnahme deutet auf das kaskadenartige Öffnen der Horizontalfugen an den Querschnittsrändern der Halbschalen hin.

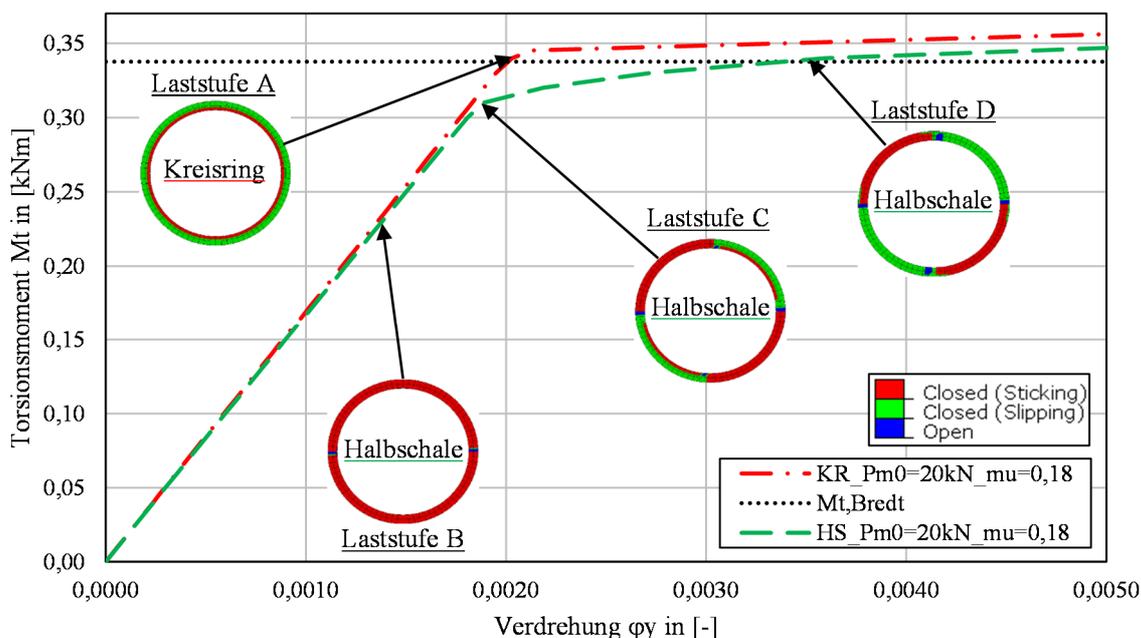


Bild 7: Verdrehsteifigkeiten von Kreisring (KR) und Halbschale (HS) |  $P_{m0} = 20 \text{ kN}$ ;  $\mu_{Alu} = 0,18$

In Laststufe B des Bildes 6 verursachen zusätzliche Normalspannungen infolge Querschnittsverwölbungen die lokale Aufhebung der anfänglich überdrückten Horizontalfugen aus Vorspannung,

welche aus dem Phänomen der Wölbkrafttorsion (vgl. Kap. 2.2) resultiert und in Klein et al. (2019) ausführlich erläutert wird. Die Last-Verformungskurve verlässt ab der Laststufe C den linearen Ast und flacht anschließend deutlich ab, sodass bei den nun auftretenden überproportional großen Verformungen nur noch eine geringfügige Laststeigerung möglich ist. Der Fugenstatus der Laststufe C in Bild 6 indiziert zu diesem Zeitpunkt ein beginnendes Abgleiten von Teilbereichen der jeweiligen Halbschale. Die weitere Laststeigerung führt zum partiellen Rausdrehen der Halbschalen (vgl. Bild 6, Laststufe D) und somit zur Aktivierung von Tragfähigkeitsreserven, sodass sich das Plateau der Last-Verformungskurve im Vergleich zu den Kreisringsegmenten geringfügig steiler einstellt. Grundsätzlich lassen sich die Torsionsbelastungen bei beiden Konstruktionsarten nach Abknicken des linearen Asts weiterhin steigern, was jedoch mit großen irreversiblen Verformungen einhergeht.

### 3.3 Weiterführende numerische Untersuchungen

Die Grenzlast der horizontalen Fugentragfähigkeit vorgespannter Fertigteilsegmenttürme für Windenergieanlagen lässt sich für Kreisringkonstruktionen grundsätzlich mit dem Abgleiten der Fugen und den resultierenden überproportional großen Verformungen definieren. Die Voruntersuchungen zeigen, dass diese Definition für Halbschalenkonstruktionen nicht so eindeutig ausfällt, sodass auch die Anforderungskriterien für trocken ausgeführte und zusammengesetzte Querschnitte hinsichtlich der Tragfähigkeit im Gebrauchs- und im Grenzzustand zu diskutieren sind.

Erfolgt der direkte Vergleich der beiden Konstruktionen hinsichtlich des Abknickpunkts der Last-Verformungskurven (vgl. Bild 7, Laststufe A, C) ist erkennbar, dass die Halbschalenkonstruktion eine vergleichsweise hohe Torsionstragfähigkeit aufweist. Vorangegangene Untersuchungen deuten an, dass das unterschiedliche Tragverhalten der Halbschalenkonstruktion im Vergleich zu den Kreisringsegmenten zu signifikanten Tragfähigkeitseinbußen hinsichtlich des horizontalen Fugenwiderstands führt (Hartwig et al. 2018). Durch eine Parameterstudie konnte das Verhältnis von Reibbeiwert und Vorspannniveau als signifikante Einflussgröße für die Differenz der Tragfähigkeiten der vorangegangenen Untersuchungen und den hier vorgestellten numerischen Ergebnissen der Halbschalenkonstruktion identifiziert werden (vgl. Bild 8).

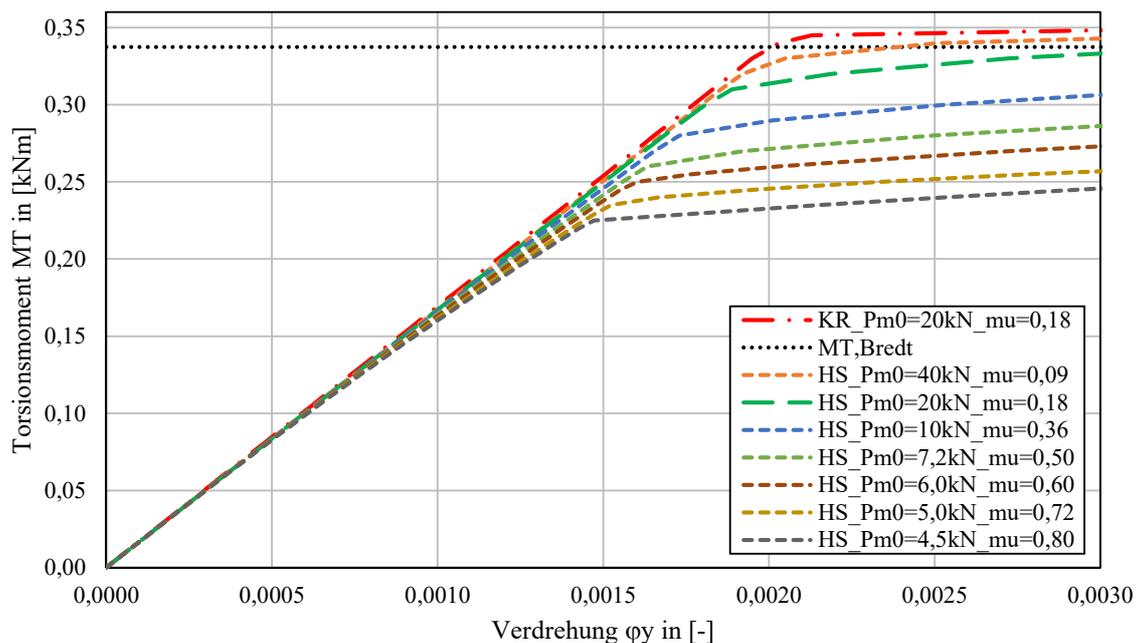


Bild 8: Halbschalensegmente: Verdrehsteifigkeit verschiedener Reibbeiwert-Vorspann-Kombinationen

In Bild 8 ist die sukzessive Steigerung der Torsionsbelastung in Abhängigkeit der Verdrehung verschiedener Reibbeiwert- und Vorspannniveau-Kombinationen einer Halbschalenkonstruktion dargestellt. Aus Gründen der Vergleichbarkeit werden nach Gl. (1), (2) der Reibbeiwert und die Vorspannkraft so variiert, dass weiterhin der durch diese beiden Einflussparameter definierte Reibwiderstand in den horizontalen Fugen unverändert bleibt. Demzufolge erreicht jede der numerischen Berechnungen unter der Berücksichtigung einer Kreisringkonstruktion die identische Torsionstragfähigkeit. Dieses konstante Grenzlastniveau ist in den Bildern 8 und 9 mit dem schwarz gepunkteten Graphen gekennzeichnet. Grundsätzlich zeigt sich, dass eine höhere Vorspannkraft bei geringerem Reibbeiwert zu vergleichbar größeren Fugentragfähigkeiten der Halbschalenkonstruktion führt. Das Verformungsniveau bis zum Abgleiten der Horizontalfuge ist bei großen Vorspannkraften deutlich höher als bei großen Reibbeiwerten.

Das Bild 9 wertet die Parameterstudie am Abknickpunkt der jeweiligen Last-Verformungskurve aus, sodass bei dieser Betrachtung die Last-Verformungsbeziehung auf ein lineares Bezugsverhältnis beschränkt wird und keine großen Verdrehungen entstehen. Die bereits festgestellte Tendenz der Tragfähigkeitsabnahme bei steigendem Reibbeiwert und gleichzeitiger Verringerung des Vorspannniveaus wird dadurch verdeutlicht. Diese Erkenntnis erläutert die größere Differenz der Tragfähigkeiten der bisherigen Untersuchungen mit einem Reibbeiwert für geschliffenen Beton von  $\mu_{\text{Beton}} = 0,50$  (Hartwig et al. 2018) zu den hier vorgenommenen Berechnungen. Diese Entwicklung deutet darauf hin, dass die Größe und Verteilung der Normalspannungen in der Fuge aus Vorspannung und infolge Querschnittsverwölbungen maßgebend für die Ermittlung der Fugentragfähigkeit sind.

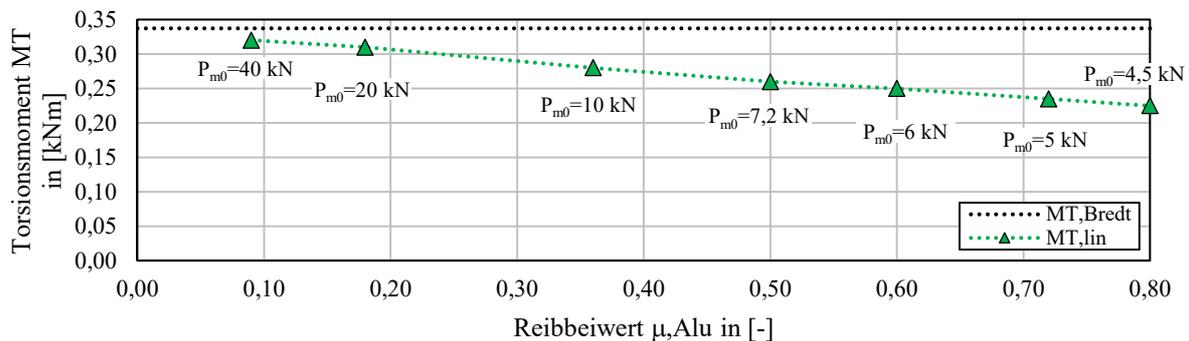


Bild 9: Torsionsgrenzlasten in Abhängigkeit von Reibbeiwert und Vorspannung

Das Bild 10 zeigt die konstante Normalspannungsverteilung in der horizontalen Fuge infolge Vorspannung bei verschiedenen Reibbeiwert- und Vorspannungskombinationen. Des Weiteren wird der resultierende Maximalwert der zusätzlichen Wölbnormalspannungen infolge der Torsionsgrenzlast bei linearem Last-Verformungskriterium an den Querschnittsrändern der Halbschalen dargestellt. Die Verwölbung der Halbschalen infolge Torsion führt bei der numerischen Simulation zu den bereits beschriebenen zusätzlichen Druck- und Zugspannungen an den Querschnittsrändern. Überschreiten die Zugspannungen in einem Randbereich der Halbschale das anfängliche Vorspannniveau, kommt es zum Aufklaffen der horizontalen Fuge (vgl. Bild 7, Laststufe B). Bei weiterer Laststeigerung übersteigen die resultierenden Schubspannungen das Produkt aus den reduzierten Normalspannungen und dem Reibbeiwert nach Gl. (2), sodass dieser Teilbereich des Halbschalenquerschnitts in der Fuge von dem Haft- in den Gleitreibungszustand übergeht. Da sich die Normalspannungen am gegenüberliegenden Querschnittsrand erhöhen, drehen sich die Halbschalen kaskadenartig heraus. Bei einem geringen Reibbeiwert von  $\mu = 0,09$  bleiben aufgrund des gleichzeitig hohen Vorspannniveaus ( $P_{m0} = 40$  kN) die

Horizontalfugen geschlossen und die Halbschalen werden herausrotiert, sobald die einwirkenden Schubspannungen infolge Torsion den Reibwiderstand übersteigen.

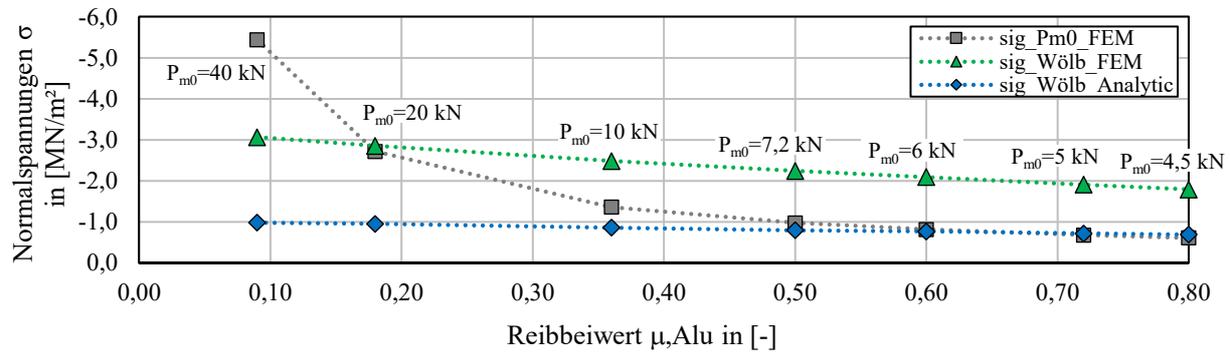


Bild 10: Normalspannungsanteile unter Variation des Reibbeiwertes und der Vorspannung

Qualitativ ähnelt der Kurvenverlauf der Drucknormalspannungen in Bild 10 der linearen Torsionstragfähigkeitskurve (vgl. Bild 9), sodass sowohl quantitativ als auch qualitativ ein unmittelbarer Zusammenhang festgestellt werden kann. Neben den Normalspannungen aus der numerischen Simulation infolge Vorspannung und Querschnittsverwölbungen werden in Bild 10 auch die analytischen Wölbnormalspannungen dargestellt. Dafür erfolgt die Auswertung des analytischen Ansatzes nach Klein et al. (2019) unter Berücksichtigung der vorhandenen Randbedingungen und der Grenztorsionslasten aus Bild 9. Bei der Bewertung der numerisch simulierten und analytisch ermittelten Normalspannungen wird in Betracht gezogen, dass das Rahmenmodell bei der Komponentenerlegung der einwirkenden Belastung und die Anwendung der Wölbtheorie den Einfluss der benachbarten Segmente vernachlässigen.

#### 4 ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK

Dieser Beitrag beschäftigt sich mit numerischen Voruntersuchungen zur Torsionstragfähigkeit von vorgespannten Kreisring- und Halbschalensegmenten für Turmstrukturen von Windenergieanlagen. Der Schwerpunkt der numerischen Simulationen für die segmentierten Turmkonstruktionen liegt auf der Belastungsteilkomponente der Torsion. Für die Ermittlung der Fugentragfähigkeit von Halb-, Drittel-, oder Viertelschalenssegmenten besteht zurzeit kein geltender Bemessungsansatz, sodass die numerischen Voruntersuchungen als Orientierungshilfe verwendet werden, um das komplexe Torsionstragverhalten von Segmenttürmen mit versetzten Vertikalfugen zu untersuchen.

Die Auswertung der numerischen Ergebnisse der Kreisringkonstruktion zeigt, dass sich unter der Annahme einer gleichmäßigen Verteilung der Normalspannungen infolge Vorspannung ein konstanter Reibwiderstand einstellt und die Fugentragfähigkeit mit Ansatz des *Bredtschen* Schubflusses bestimmt werden kann. Des Weiteren lässt sich feststellen, dass beide Konstruktionsarten bis ungefähr zwei Drittel der Torsionsgrenzlast die annähernd gleiche Torsionssteifigkeit aufweisen. Aus der Auswertung der Kurvenverläufe für die Verdrehsteifigkeiten geht hervor, dass die Halbschalenskonstruktion unter den verwendeten Parametern im Vergleich zu den Kreisringsegmenten lediglich eine geringfügig kleinere Tragfähigkeit aufweist.

Weiterführende numerische Untersuchungen mit gleichbleibenden Reibwiderstandsniveau ergeben, dass das Verhältnis von Reibbeiwert zu Vorspannung der Halbschalenskonstruktion die signifikante Einflussgröße für die Ermittlung der Fugentragfähigkeit beschreibt. Eine höhere Vorspannkraft bei gleichzeitig geringerem Reibbeiwert führt zu vergleichbar größeren Fugentragfähigkeiten. Diese

Erkenntnis erläutert die Differenz zu den numerischen Ergebnissen der bisherigen Untersuchungen. Die Betrachtung der Normalspannungen aus Vorspannung und infolge Querschnittsverwölbungen deutet darauf hin, dass Größe und Verteilung maßgebend für die Ermittlung der Fugentragfähigkeit ist. Mit dem Maximalwert der zusätzlichen Druck- und Zugnormalspannungen infolge Wölbkrafttorsion ist ein unmittelbarer Zusammenhang zu der Grenztragfähigkeit der Horizontalfugen festgestellt worden.

Um das komplexe Torsionstragverhalten von segmentierten Halbschalenkonstruktionen für Türme von Windenergieanlagen detaillierter beschreiben zu können, sind weitere Untersuchungen und Forschungsarbeiten erforderlich. Für das Verständnis des Tragverhaltens geteilter Kreisringsegmente sind der Vergleich mit den Ergebnissen der experimentellen Versuche und die Erweiterung der Belastungskomponenten hinsichtlich der Biege- und Querkraftbelastung wesentliche Bestandteile.

## LITERATUR

- Bögl, S., Gläser, C., Hierl, M. & Traute, M. (2013): Vorgespannte Hybridtürme für Windenergieanlagen, *Bauingenieur*, Band 88, Heft 8, S. 301-306.
- Bornscheuer, F. W. (1952): Systematische Darstellung des Biege- und Verdrehvorganges unter besonderer Berücksichtigung der Wölbkrafttorsion, *Der Stahlbau*, Band 21, Heft 1, S. 1-9.
- Francke, W. & Friemann, H. (2005): Schub und Torsion in geraden Stäben. Grundlagen – Berechnungsbeispiele, Vieweg, Wiesbaden.
- Grünberg, J. & Göhlmann, J. (2013): Windenergieanlagen in Stahlbeton- und Spannbetonbauweise, Ernst&Sohn, Berlin.
- Hartwig, S. & Marx, S. (2019): Experimental investigation of the torsional bearing behavior of segment towers, Tagungsband fib Symposium 2019, Kraków, Polen, S. 2254-2261.
- Hartwig, S., Bock, H., Göhlmann, J. & Marx, S. (2018): Torsionstragverhalten eines Segmentturms mit alternativer Fugenausbildung, *Beton- und Stahlbetonbau*, Band 113, Heft 11, S. 765-848.
- Hartwig, S. & Marx, S. (2017): Torsionstragverhalten extern vorgespannter Kreissegmente mit trockenen Fugen, *Beton- und Stahlbetonbau*, Band 112, Heft 11, S. 740-746.
- Klein, F., Hartwig, S., Göhlmann, J. & Marx, S. (2019): On the torsional rigidity of prestressed concrete segment towers with vertical joints, Tagungsband fib Symposium 2019, Kraków, Polen, S. 544-551.
- Lindenberger, H (1953): Vergleich und Analogiebetrachtung der Lösungen für biegebeanspruchte und verdrehungsbeanspruchte Stabwerke, *Der Stahlbau*, Band 22, Heft 1, S. 14-19.
- Mahnken, R. (2015): Lehrbuch der Technischen Mechanik – Elastostatik. Mit einer Einführung in Hybridstrukturen, Springer Vieweg, Berlin/Heidelberg.
- von der Haar, C. & Marx, S. (2015): Design aspects of concrete towers for wind turbines, *Journal of the South African Institution of Civil Engineering*, Band 57, Heft 4, S. 30-37.

# Fachwerke aus Betonstreben und Sphärogussknoten

Marina Stümpel und Steffen Marx

*Institut für Massivbau, Leibniz Universität Hannover, Hannover, Deutschland*

## **KURZFASSUNG:**

Fachwerke gehören zu den leistungsfähigsten Tragstrukturen im Bauwesen. So wurden schon zu Beginn der Stahlbetonbauweise Fachwerkstrukturen aus Beton gebaut. Die mit der Ausführung einhergehenden Schwierigkeiten führten jedoch dazu, dass sich Fachwerke aus Beton nicht dauerhaft etablierten. In diesem Zusammenhang zeigt der vorliegende Beitrag eine Möglichkeit das Potential von Betonfachwerken weiter auszuschöpfen. Es wird eine Fachwerkstruktur vorgestellt, die aus Betonstreben und Sphärogussknoten besteht. Die Verbindung der Komponenten wird über einen Vergussbeton realisiert, wozu die Sphärogussknoten an der Innenseite eine Profilierung aufweisen. Die Konstruktion dieser Verbindung sowie die zur Ermittlung der Tragfähigkeit durchgeführten Untersuchungen liegen im Fokus des Beitrags.

Keywords: Fachwerk, Beton, Sphäroguss, Schubrippen, Verguss

## **ABSTRACT:**

Truss structures are among the most efficient load-bearing structures in the building industry. Thus, concrete truss structures were already built at the beginning of reinforced concrete construction. However, the difficulties associated with the execution didn't lead to the permanent establishment of concrete trusses. In this context, this article shows a possibility to further exploit the potential of concrete trusses. A truss structure consisting of concrete struts and ductile cast iron nodes is presented. The connection of the components is realized by a grouting concrete, for which the ductile cast iron nodes have a profile on the inside. The construction of this connection and the investigations carried out to determine the load-bearing capacity are the focus of the article.

Keywords: truss structure, concrete, ductile cast iron, shear keys, grouting

## 1 EINLEITUNG

Die traditionelle und viele Jahrhunderte alte Fachwerkbauweise ist auch heute noch ein beliebtes architektonisches Gestaltungselement. Dabei ist der Einsatz von Fachwerkstrukturen auch aus statischer Sicht eine äußerst effiziente und ressourcenschonende Bauweise. Die Druck- und Zugstäbe können mittels Fachwerkknoten optimal an den Kraftfluss der Konstruktion angepasst werden, sodass aufgelöste Konstruktionen mit hoher Tragfähigkeit und verhältnismäßig geringem Eigengewicht entstehen (Busse et al. 2014a). Im Holzbau sowie im Stahlbau hat sich die Fachwerkbauweise auf breiter Linie etabliert (Busse et al. 2014a). Fachwerkstrukturen in Betonbauweise spielen dagegen nur eine untergeordnete Rolle, obgleich verschiedene Idealisierungen in der Stahlbetonbemessung auf Fachwerkmodellen beruhen (Mörsch 1908).

Durch betontechnologische Entwicklungen eröffnen sich zunehmend neue Möglichkeiten für das Entwerfen und Konstruieren von aufgelösten Betonstrukturen (Schnell et al. 2013), (Busse et al. 2014b). Bei der Ausbildung von Betonfachwerken stellen sich allerdings ähnliche Herausforderungen wie im Holzbau. Während der Beton hohe Druckkräfte übertragen kann und Verbindungen unter Druckbeanspruchung gut ausgeführt werden können, sind Verbindungen unter Zugbeanspruchung und im speziellen die Ausbildung der Knotenpunkte, in denen in der Regel mehraxiale Spannungszustände herrschen, schwierig zu konstruieren (Deinhard 1964). Die auftretenden Zugbeanspruchungen müssen durch eine ausreichend dimensionierte schlaaffe Bewehrung und/oder durch Spannglieder aufgenommen werden. Dies führt oft zu einer Überschneidung der Bewehrung in den Knotenpunkten aus den Diagonalen und den Gurten, wodurch der Beton nur sehr schwierig mit konstant hoher Qualität einzubringen ist (Deinhard 1964). Zugleich besteht ein deutlich höherer Schalungsaufwand bei Fachwerkträgern im Vergleich zu Vollwandträgern (Busse et al. 2014a).

Um den Schwächen von Betonfachwerken zu begegnen, wurde im Rahmen des Forschungsvorhabens *HyConCast – Hybride Substruktur aus hochfestem Beton und Sphäroguss für Offshore-Windenergieanlagen* eine hybride Substruktur entwickelt (s. Bild 1) (Marx 2018). Deren Konstruktion beruht auf der Verbindung von Betonfertigteiltröhen und Sphärogussknoten (GJS-Knoten) und ist Bestandteil dieses Beitrags. In diesem Zusammenhang werden zunächst die hybride Verbindung sowie die zur Ermittlung der Tragfähigkeit herangezogenen Versuchskonzepte vorgestellt. Nach Darstellung der Versuchsreihen werden die relevantesten Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen dargelegt und diskutiert. Schließlich werden mögliche Weiterentwicklungen aufgezeigt und deren Potenzial für eine Anwendung auf den Hoch- und Brückenbau beleuchtet.

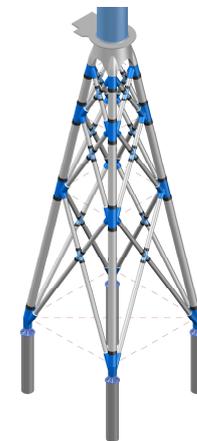


Bild 1: Hybride Substruktur ©SSF

## 2 VERBINDUNG ZWISCHEN BETONSTREBEN UND GJS-KNOTEN

Die Verbindung zwischen den Betonfertigteiltröhen und GJS-Knoten wird durch eine Betonverfüllung hergestellt. Dazu sind an der Innenseite der GJS-Knoten trapezförmige Schubrippen angeordnet, welche die Kraftübertragung vom Stahlbeton über den Verfüllbeton in das Gusseisen sicherstellen (s. Bild 2). Um Aussagen zur Tragfähigkeit der Verbindung treffen zu können, wurden unterschiedliche Versuchsreihen durchgeführt. Diese werden nachfolgend dargestellt.

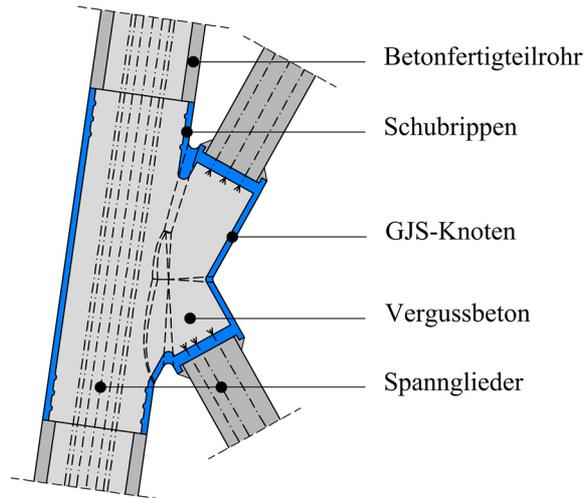


Bild 2: Verbindung zwischen Betonstreben und GJS-Knoten

### 2.1 Versuchsreihe 1 – Identifikation einer geeigneten Schubrippengeometrie

Zur Identifikation einer geeigneten Profilierung der GJS-Knoten wurde im Rahmen des Projekts *HyConCast* zunächst ein Versuchskonzept zur Kraftübertragung bei variierenden Rippenabständen und -höhen erarbeitet. Dazu wurde ein Versuchsaufbau entwickelt, mit dem der Einfluss der Profilierung unter Berücksichtigung der im realen Bauteil auftretenden Randbedingungen untersucht werden kann.

#### 2.1.1 Versuchsaufbau

In der vorgestellten Verbindung erfährt der Vergussbeton durch die Ummantelung mit GJS eine Querdehnungsbehinderung, die von der Ringsteifigkeit des GJS-Knotens abhängt. Diese führt im Vergussbeton zu höheren Betonfestigkeiten infolge des mehraxialen Spannungszustands. Um diese Effekte bei gleichzeitiger Einhaltung der Prüfmaschinenrandbedingungen zu berücksichtigen, wurde der Versuchsaufbau so konzipiert, dass der Vergussbeton lediglich von zwei Seiten durch GJS-Platten gehalten wird. Diese sind mit drei Gewindestangen verbunden, deren Verformungsfähigkeit so ausgelegt ist, dass sie dem Ringdehnungsverhalten des GJS-Rohres entsprechen. Um dabei eine gleichmäßige Verformung der GJS-Platten zu gewährleisten, wurden diese durch Stahlsteifen ausgesteift (s. Bild 3).

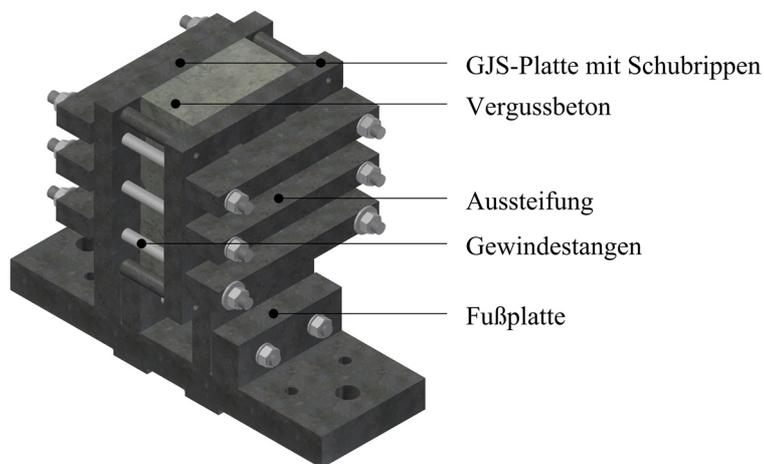


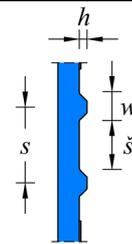
Bild 3: Versuchsaufbau der Versuchsreihe 1

### 2.1.2 Versuchsprogramm

Da sowohl die Schubrippenhöhe  $h$  als auch der Abstand der Schubrippen  $s$  in Krafrichtung einen wesentlichen Einfluss auf die Tragfähigkeit haben, wurde ein Versuchsprogramm mit drei verschiedenen Schubrippenhöhen und drei verschiedenen Schubrippenabständen erarbeitet (vgl. Tabelle 1). Die Abmessungen sind so gewählt, dass durch Kreuzuntersuchungen ein großes Profilspektrum, gekennzeichnet durch das Verhältnis von Schubrippenabstand zu Schubrippenhöhe mit insgesamt fünf unterschiedlichen Oberflächenprofilierungen untersucht werden kann. Darüber hinaus wurde eine unprofilierte GJS-Platte zur Bestimmung der Adhäsionskräfte zwischen Beton und Guss vorgesehen.

Tabelle 1: Untersuchte Schubrippenabmessungen der Versuchsreihe 1

Typ	$\check{s}$ [mm]	$h$ [mm]	$w$ [mm]	$s = \check{s} + w/2$ [mm]	$h/s$ [-]	Verbundlänge $l_{scher} = 2 \cdot \check{s} + 2 \cdot w$
a	120	20	78	198	0,101	396
b	160	20	78	238	0,084	476
c	200	20	78	278	0,072	556
d	160	25	88	248	0,101	496
e	160	30	98	258	0,116	516



### 2.1.3 Versuchsdurchführung

Die Versuchsdurchführung erfolgte in Anlehnung an die DIN EN 1994-1-1 (2010), Anhang B. Dementsprechend wurde zunächst kraft geregelt eine Vorbelastung von bis zu 40 % der erwarteten Bruchlast aufgebracht. Die erwartete Bruchlast wurde mithilfe von Vorversuchen und einem Berechnungsansatz aus der DIN EN ISO 19902 (2008) für ein Scherversagen abgeschätzt. Nach Erreichen von 40 % der erwarteten Bruchlast wurden zur Lösung des Haftverbundes 25 Lastwechsel mit Ober- und Unterlasten von 40 % bzw. 5 % der erwarteten Bruchlast aufgebracht. Die weitere Versuchsdurchführung bis zum Bruch erfolgte weggesteuert mit einer Belastungsgeschwindigkeit von 0,02 mm/s gemäß Lochte-Holtgreven (2013).

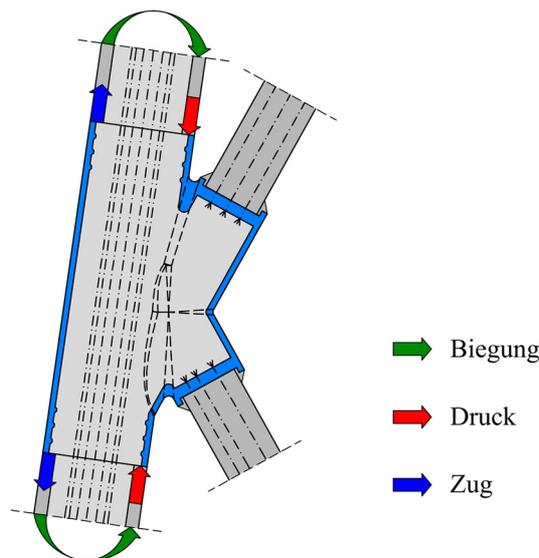


Bild 4: Belastungssituation in der Verbindung Betonstrebe – GJS-Knoten

## 2.2 Versuchsreihe 2 und 3 – Druck- und Zugversuche

Durch Wind- und Wellenbelastung wird die Substruktur auf Biegung beansprucht. Während in den Betonstreben vornehmlich Axialkräfte herrschen, treten in den GJS-Knoten mehraxiale Spannungszustände auf. Diese führen zu einer Druckbeanspruchung in der Verbundfuge Vergussbeton – GJS sowie zu einer Zugbeanspruchung in der Verbundfuge Betonstahl – Vergussbeton – GJS (vgl. Bild 4). Um das Verbundverhalten unter diesen Belastungszuständen experimentell zu untersuchen, wurden im Rahmen des Projekts *HyConCast* sowohl Druck- als auch Zugversuche an Verbundkörpern vorgesehen.

### 2.2.1 Versuchsaufbau

Der Versuchsaufbau der Druckversuche (Versuchsreihe 2) entspricht dem der Versuchsreihe 1 (vgl. Bild 5 links). Für die Zugversuche (Versuchsreihe 3) wurde dagegen der in Bild 5 rechts dargestellte Versuchsaufbau entworfen. Dieser ist so konzipiert, dass die Zugkraft über zwei Spannstäbe aufgebracht wird. Diese sind mit den einbetonierten Bewehrungsstäben über eine Stahlbramme verbunden, sodass durch Anspannen der Spannstäbe die Kraft in die Bewehrungsstäbe eingeleitet wird.

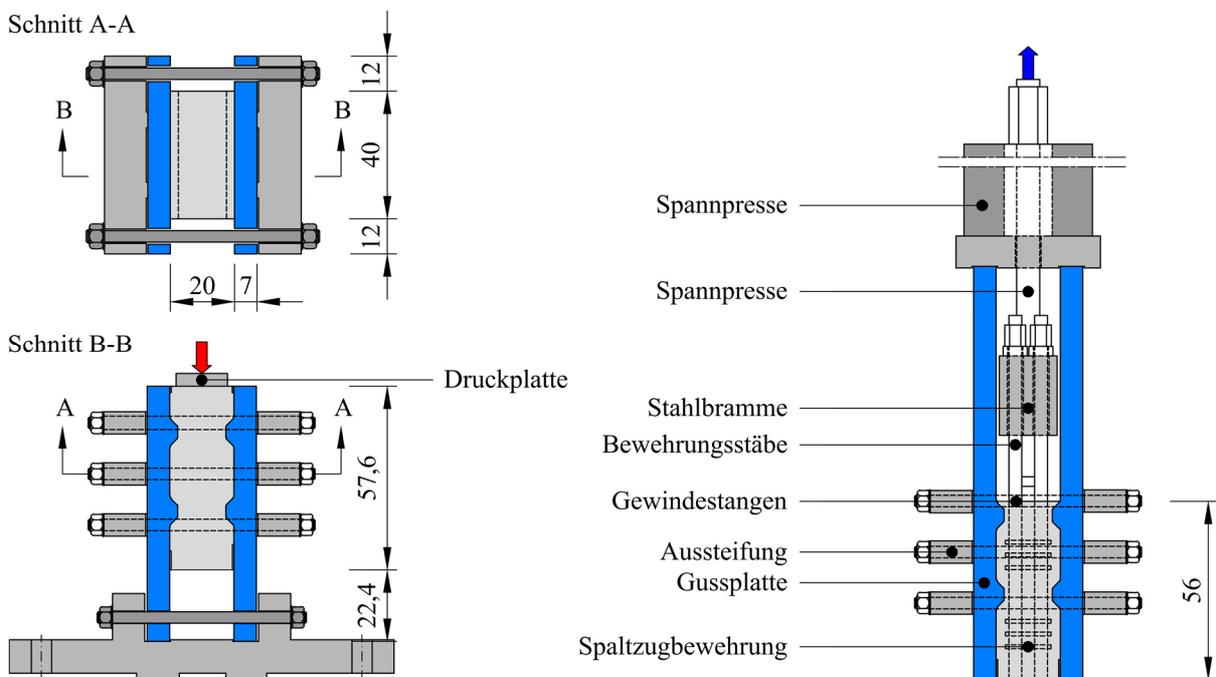


Bild 5: Versuchsaufbau der Druckversuche (links) und Zugversuche (rechts), Maße in [cm]

### 2.2.2 Versuchsprogramm

Neben dem Einfluss der Belastungsart wurde im Rahmen dieser Versuchsreihen auch der Einfluss der Querdehnungsbehinderung untersucht. Dazu wurde eine Variation der Gewindestangendurchmesser vorgenommen. Während die Gewindestangen der Versuchsreihe 1 mit einem Durchmesser von  $d = 42$  mm (Variante Q1) die Ringsteifigkeit eines Gussrohres mit einem Innendurchmesser von  $D_i = 160$  cm berücksichtigen, wurden in den Versuchsreihen 2 und 3 zusätzlich Untersuchungen mit Durchmessern von  $d = 35$  mm (Variante Q2), entsprechend der Ringsteifigkeit eines Rohres mit  $D_i = 210$  cm, durchgeführt. Die Profilierung der Gussplatten entspricht dem Typ d (vgl. Tabelle 1). Die Versuchsdurchführung erfolgte analog zu Abschnitt 2.1.3 unter monotoner Laststeigerung.

### 2.3 Großversuche

Die zuvor dargestellten Versuchsreihen wurden mithilfe von vereinfachten Verbundkörpern durchgeführt. Um das Tragverhalten der GJS-Knoten in Kombination mit der Betonverfüllung realitätsnah zu erfassen, wurden zusätzlich großformatige Versuche vorgesehen.

#### 2.3.1 Versuchsaufbau

Für die Großversuche wurde der in Bild 6 dargestellte Versuchsaufbau entwickelt. Mit diesem wurden die in Bild 7 dargestellten Versuchskörper untersucht.

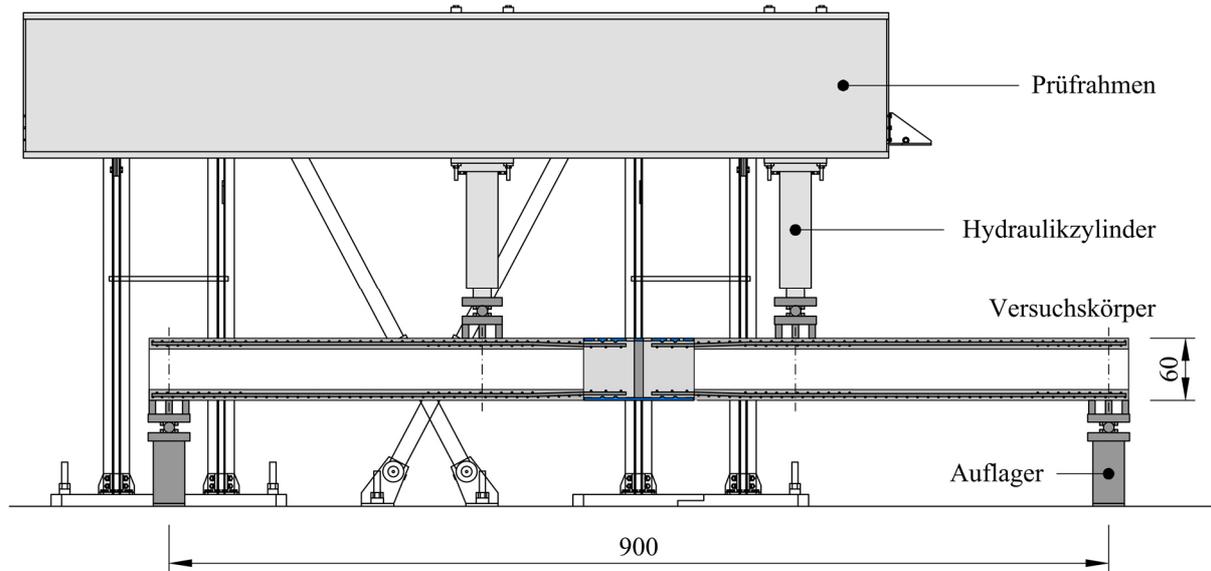


Bild 6: Versuchsaufbau der Großversuche, Maße in [cm]

#### 2.3.2 Versuchsprogramm

Ziel der Großversuche war es neben dem Tragverhalten der Verbindung auch den Einfluss der Verbundlänge zu untersuchen. In diesem Zusammenhang wurden zwei Versuchskörpervarianten vorgesehen, die sich in der Anzahl der Schubrippen je Betonrohr unterscheiden (vgl. Bild 7).

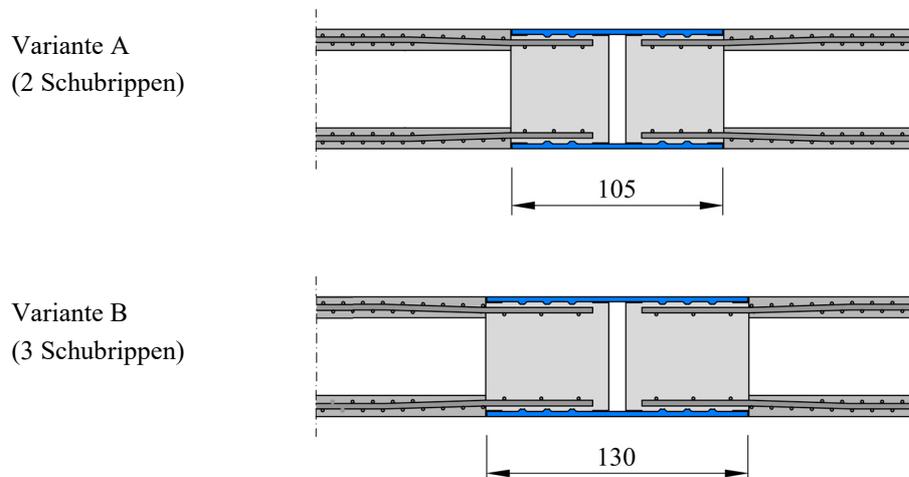


Bild 7: Detail der Versuchskörpervarianten der Großversuche, Maße in [cm]

### 2.3.3 Versuchsdurchführung

Die Großversuche wurden als 4-Punkt Biegeversuche mit zwei parallel geschalteten Hydraulikzylindern durchgeführt. Die Regelung erfolgte weggesteuert, indem die Belastung monoton steigend mit einer Geschwindigkeit von bis zu 0,1 mm/s aufgebracht wurde. Der Belastungsvorgang entspricht dem in Abschnitt 2.1.3.

## 3 TRAGVERHALTEN DER HYBRIDEN VERBINDUNG

Zur Ermittlung des Tragverhaltens der hybriden Verbindung wurden die zuvor beschriebenen Versuchsreihen durchgeführt. Deren Ergebnisse werden im Nachfolgenden dargestellt und diskutiert.

### 3.1 Ergebnisse der Versuchsreihe 1

Die Ergebnisse der Versuchsreihe 1 sind in Tabelle 2 zusammengefasst. Die darin aufgelistete Bruchlast  $F_{max}$  entspricht der Maximallast vor Abfallen der Last um mehr als 20 % gemäß DIN EN 1994-1-1 (2010). Eine exemplarische Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung ist in Bild 8 links dargestellt.

Tabelle 2: Ergebnisse der Versuchsreihe 1

Typ	Nr.	Bruchlast $F_{max}$ [kN]	Verbundfestigkeit $f_b$ [N/mm <sup>2</sup> ]	bez. Steifigkeit $k$ [kN/mm <sup>2</sup> ]	mittl. Gewindestangenkraft $F_{Gewi}$ [kN]
a	1	-3.157	-9,97	42,0	62,2
	2	-3.044	-9,61	55,7	82,4
	3	-3.063	-9,67	29,2	53,7
b	1	-3.725	-9,78	26,5	66,2
	2	-3.743	-9,83	24,5	66,3
	3	-4.344	-11,41	13,6	68,8
c	1	-4.009	-9,01	17,8	66,7
	2	-4.059	-9,13	15,4	59,2
	3	-4.369	-9,82	21,5	50,2
d	1	-3.839	-9,68	27,3	42,1
	2	-3.652	-9,20	22,8	41,2
	3	-3.928	-9,90	22,2	43,9
e	1	-4.506	-10,91	34,6	50,9
	2	-4.748	-11,50	27,8	52,2
	3	-4.578	-11,09	33,4	51,8

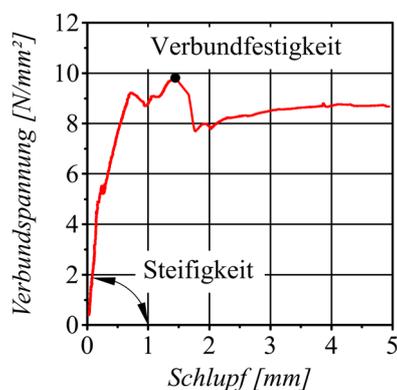


Bild 8: Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung eines Druckversuchs (links) und typische Bruchbilder (rechts)

### 3.1.1 Einfluss der Schubrippenabmessungen auf die Größe der Verbundfestigkeit

Um den Einfluss der Schubrippenabmessungen zu beurteilen ist in Bild 9 die Verbundfestigkeit über die Schubrippenhöhe  $h$  (links), den Schubrippenabstand  $s$  (Mitte) und über das Verhältnis von Schubrippenhöhe zu –abstand  $h/s$  (rechts) dargestellt. Die Verbundfestigkeit ermittelt sich gemäß Gl. (1).

$$f_b = \frac{F_{max}}{2 \cdot l_{scher} \cdot b} \quad (1)$$

- mit  $f_b$  = Verbundfestigkeit  
 $F_{max}$  = Bruchlast  
 $l_{scher}$  = Verbundlänge gem. Tabelle 1  
 $b$  = Breite des Verbundkörpers ( $b = 400$  mm)

Aus Bild 9 links geht hervor, dass die Größe der Verbundfestigkeit mit zunehmender Schubrippenhöhe  $h$  steigt. Dagegen wird aus Bild 9 Mitte deutlich, dass die Verbundfestigkeiten nahezu unabhängig vom Schubrippenabstand  $s$  sind. Dementsprechend nehmen die Verbundfestigkeiten mit zunehmendem Verhältnis  $h/s$  zu, vgl. Bild 9 rechts.

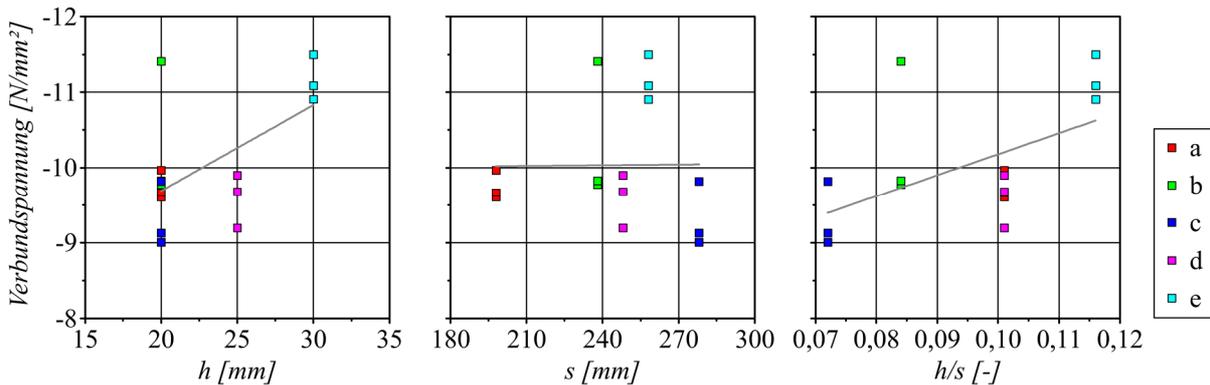


Bild 9: Verbundspannung bei Erreichen der Bruchlast dargestellt über die Schubrippenhöhe  $h$  (links), den Schubrippenabstand  $s$  (Mitte) und das Verhältnis  $h/s$  (rechts)

### 3.1.2 Einfluss der Schubrippengeometrie auf die bezogene Verbundsteifigkeit

Neben der Verbundfestigkeit ist die Steifigkeit der Verbindung eine geeignete Größe zur Bewertung der Schubrippengeometrie. In diesem Zusammenhang ist nachfolgend die auf die Verbundlänge  $l_{scher}$  bezogene Verbundsteifigkeit  $k$  dargestellt. Diese ermittelt sich gemäß Gl. (2) und ist in Tabelle 2 aufgelistet. Eine grafische Darstellung der bezogenen Verbundsteifigkeiten über die Schubrippenhöhe  $h$  (links), den Schubrippenabstand  $s$  (Mitte) und über das Verhältnis von  $h/s$  (rechts) erfolgt in Bild 10.

$$k = \frac{F_o - F_u}{u_o - u_u} / l_{scher} \quad (2)$$

- mit  $k$  = auf die Verbundlänge bezogene Steifigkeit der Verbindung  
 $F_{o/u}$  = obere/untere Prüflast,  $F_o = 0,5 \cdot F_{max}$  und  $F_u = 0,25 \cdot F_{max}$   
 $u_{o/u}$  = oberer/unterer Wert der Verformung zwischen GJS und Vergussbeton  
 $l_{scher}$  = Verbundlänge gem. Tabelle 1

In Bild 10 links ist zu erkennen, dass die bezogene Verbundsteifigkeit  $k$  eine geringe Abhängigkeit zur Schubrippenhöhe  $h$  aufweist. Demgegenüber zeigt Bild 10 Mitte, dass die bezogenen Verbundsteifigkeiten umso höher sind, je kleiner der Schubrippenabstand  $s$  ist bzw. je mehr Schubrippen vorhanden sind. Umgekehrtes gilt für die Verbundsteifigkeit dargestellt über das Verhältnis  $h/s$ . Hier nehmen die Steifigkeiten mit zunehmendem Werten  $h/s$  zu, vgl. Bild 10 rechts.

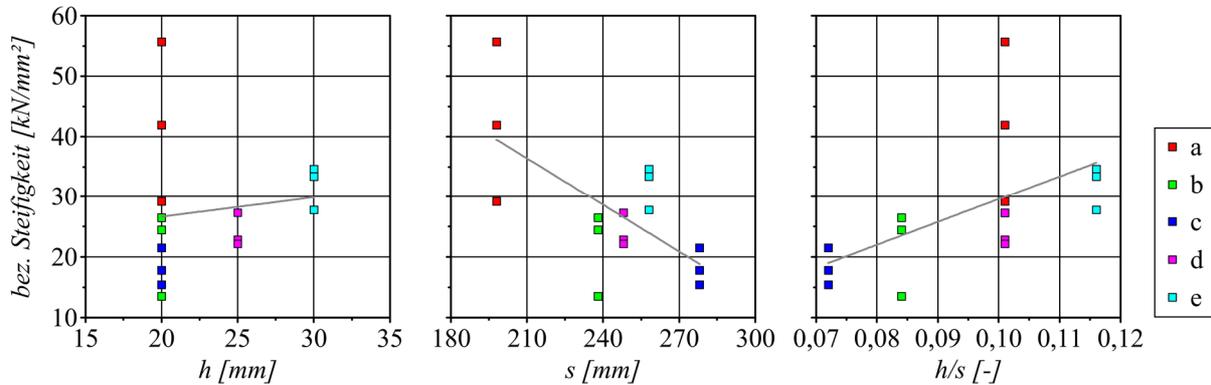


Bild 10: Bez. Steifigkeit der Verbindung dargestellt über die Schubrippenhöhe  $h$  (links), den Schubrippenabstand  $s$  (Mitte) und das Verhältnis  $h/s$  (rechts)

### 3.1.3 Einfluss der Schubrippengeometrie auf die Größe der Horizontalkraftbelastung

Um ein Beulen des Gussknotens zu vermeiden, darf die im Knoten vorherrschende Horizontalbelastung nicht zu groß werden. Während die Horizontalbelastung im Gussknoten als flächenhafte Radialkraft wirkt, tritt diese im Verbundkörper als Zugkraft in den Gewindestangen auf. Dementsprechend wird im Folgenden der Einfluss der Schubrippengeometrie auf die Größe der in den Gewindestangen wirkenden Horizontalkraft untersucht. Um dabei eine Vergleichbarkeit zwischen den untersuchten Verbundkörpern herzustellen, wurden die mittleren Gewindestangenkräfte für eine Last von  $F = -2500$  kN ausgewertet (s. Tabelle 2).

Aus Bild 11 links wird deutlich, dass die Kraft in den Gewindestangen für kleine Schubrippenhöhen  $h$  am größten ist und mit zunehmender Schubrippenhöhe abnimmt. Das gleiche ist für den Zusammenhang zwischen der Horizontalkraftkomponente und dem Schubrippenabstand  $s$  zu erkennen, vgl. Bild 11 Mitte. Auch hier ist die Kraft in den Gewindestangen für kleine Schubrippenabstände  $s$  maximal und nimmt mit zunehmendem Schubrippenabstand linear ab. Dementsprechend ist die Horizontalkraftkomponente für kleine Werte  $h/s$  am größten, vgl. Bild 11 rechts.

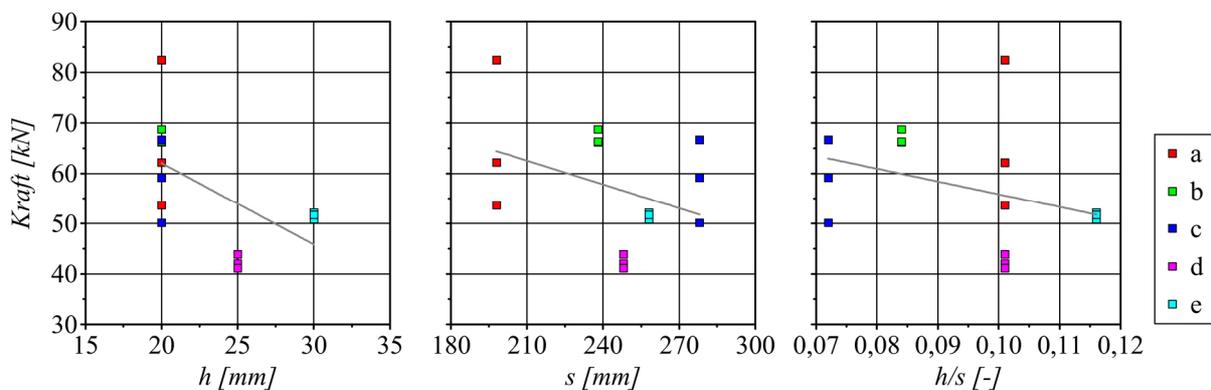


Bild 11: Mittlere Kraft in den Gewindestangen bei  $F = -2500$  kN dargestellt über die Schubrippenhöhe  $h$  (links), den Schubrippenabstand  $s$  (Mitte) und das Verhältnis  $h/s$  (rechts)

### 3.1.4 Zusammenfassung der Ergebnisse

Mit dem Ziel eine optimale Profilierung für die Kraftübertragung zwischen GJS und Beton zu finden, wurden Verbundversuche mit variierenden Schubrippengeometrien durchgeführt. Für die vereinfachten Verbundkörper konnte eine optimale Schubrippengeometrie mit  $h = 25$  mm,  $w = 88$  mm und  $\xi = 160$  mm identifiziert werden (entspricht Typ d). Diese Profilierung führte zu einer hohen Verbundfestigkeit sowie -steifigkeit, während die Horizontalbelastung auf die GJS-Platten gering ist. Aus diesem Grund wurde die Profilierung den Versuchen der Versuchsreihe 2 und 3 zugrunde gelegt.

### 3.2 Ergebnisse der Versuchsreihe 2 und 3

In Tabelle 3 sind die Ergebnisse der Versuchsreihe 2 und Versuchsreihe 3 dargestellt. Neben den Bruchlasten sind die Verbundfestigkeiten  $f_b$  angegeben. Diese ergeben sich gemäß Gl. (1) unter Verwendung der Scherlänge des Verbundkörpertyps d aus Tabelle 1. Typische Versagensbilder der Verbundkörper sind in Bild 8 rechts dargestellt.

Tabelle 3: Ergebnisse der Versuchsreihe 2 und 3

Versuchsreihe	Variante	Nr.	Bruchlast $F_{max}$ [kN]	Verbundfestigkeit $f_b$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Mittelwert [N/mm <sup>2</sup> ]
2	Q1	1	-3.839	-9,68	-9,34
		2	-3.652	-9,20	
		3	-3.928	-9,90	
		4	-3.697	-9,32	
		5	-3.411	-8,60	
2	Q2	1	-3.635	-9,16	-9,09
		2	-3.888	-9,80	
		3	-3.597	-9,07	
		4	-3.429	-8,64	
		5	-3.492	-8,80	
3	Q1	1	3.654	9,21	8,95
		2	3.659	9,22	
		3	3.771	9,50	
		4	3.128	7,88	
3	Q2	1	3.391	8,55	8,32
		2	3.356	8,46	
		3	3.154	7,95	
		4	3.305	8,33	

Aus Tabelle 3 geht hervor, dass die Verbundkörper der Variante Q1 unter einer Druckbeanspruchung eine mittlere Verbundfestigkeit von -9,34 N/mm<sup>2</sup> aufweisen. Demgegenüber ermittelt sich für die Verbundkörper der Variante Q2 eine mittlere Verbundfestigkeit von -9,09 N/mm<sup>2</sup>. Demnach führt eine Variation der Querdehnungsbehinderung von einem Rohrrinnendurchmesser von 160 cm auf 210 cm (entspricht einer Vergrößerung des Rohrrinnendurchmessers um 24 %) zu einer Abnahme der Verbundfestigkeit um 2,7 %. Unter Zugbeanspruchung beträgt die mittlere Verbundfestigkeit für die Verbundkörper der Variante Q1 im Mittel 8,95 N/mm<sup>2</sup>. Die der Variante Q2 liegen dagegen im Mittel bei 8,32 N/mm<sup>2</sup>. Eine Variation des Querdrucks von einem Rohrrinnendurchmesser von 160 cm auf 210 cm bedingt somit eine Abnahme der Verbundfestigkeit unter Zugbeanspruchung um 7 %.

Beim Vergleich der Verbundfestigkeit nach der Art der Belastung wird deutlich, dass diese unter Zugbeanspruchung für die Variante Q1 um 4,2 % und für die Variante Q2 um 8,5 % geringer sind als die unter Druckbeanspruchung.

### 3.3 Ergebnisse der Großversuche

In Tabelle 4 sind die Ergebnisse der Großversuche dargestellt. Aus dieser geht hervor, dass der Mittelwert des an der Verbindung resultierenden Biegemomentes für Variante A bei -1.241 kNm liegt. Für Variante B liegt dieses bei -1.280 kNm und ist damit nur unwesentlich größer. Grund dafür ist, dass bei beiden Versuchskörpervarianten das Versagen in der Druckzone der Betonrohre anstatt in der Verbundfuge eingetreten ist (s. Bild 12 rechts). Dementsprechend konnten im Rahmen dieser Versuchsreihe keine Aussagen zur Tragfähigkeit der Verbindung getroffen werden. Eine exemplarische Biegemoment-Verschiebungs-Kurve ist in Bild 12 links dargestellt.

Tabelle 4: Ergebnisse der Großversuche

Variante	Nr.	$F_{Zy11}$ [kN]	$F_{Zy12}$ [kN]	result. Biegemoment $M$ [kNm]	Mittelwert [kNm]
A	1	-435	-436	-1.240	-1.241
	2	-476	-352	-1.341	
	3	-433	-393	-1.237	
	4	-400	-365	-1.145	
B	1	-476	-389	-1.290	-1.280
	2	-420	-320	-1.082	
	3	-450	-418	-1.297	
	4	-475	-363	-1.252	

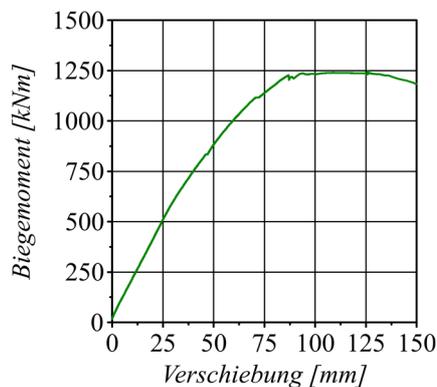


Bild 12: Biegemoment-Verschiebungs-Kurve (links) und typisches Versagensbild (rechts) eines Großversuchs

## 4 ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK

In diesem Beitrag wurde ein Fachwerk aus Betonstreben und GJS-Knoten sowie die zugrundeliegende Verbindung vorgestellt. Die zur Ermittlung der Tragfähigkeit der Verbindung durchgeführten Versuchsreihen wurden dargestellt und diskutiert. Für die vereinfachten Verbundkörper konnte eine hinsichtlich des Tragverhaltens optimale Schubrippengeometrie identifiziert werden. Mit dieser Schubrippengeometrie wurden weiterführende Untersuchungen unter Druck- und Zugbelastung unter Variation der Querdehnungsbehinderung durchgeführt.

Die Druck- und Zugversuche zeigten, dass die Verbundfestigkeiten unter Druckbeanspruchung größer sind als unter Zugbeanspruchung. Dieses Ergebnis lässt darauf schließen, dass eine Zugbeanspruchung das Versagen der realen Verbindung bedingt. Diese Vermutung konnte versuchstechnisch nicht gestützt werden, da das Tragverhalten der Großversuche durch ein Versagen der Betonrohre geprägt war.

Zusammengefasst lässt sich festhalten, dass die Verbindung zwischen Betonstreben und GJS-Knoten eine vielversprechende Möglichkeit ist um Betonfachwerke zu realisieren. Durch den modularen Aufbau des Fachwerks können die Komponenten in hoher Stückzahl vorgefertigt und auf einfache Weise zusammengesetzt werden. Während die genannten Entwicklungen mit Rohrdurchmessern über einem Meter und hohen Einzelgewichten auf den Offshore-Bereich angepasst sind, können diese durch den Einsatz von UHFB in Verbindung mit nichtrostender Bewehrung wie GFK- oder CFK-Bewehrung weiterentwickelt werden. Somit ist eine Anwendung dieser Bauweise für den Hoch- und Brückenbau mit kleineren Dimensionen und Gewichten möglich und eröffnet neue Möglichkeiten für das Realisieren von Betonfachwerken.

## DANKSAGUNG

Das Forschungsprojekt *HyConCast – Hybride Substruktur aus hochfestem Beton und Sphäroguss für Offshore-Windenergieanlagen* (Fkz.: 0325651) wurde vom Bundesministerium für Wirtschaft und Energie (BMWi) gefördert. Die Autoren danken dem BMWi, den Forschungspartnern der Leibniz Universität Hannover sowie den Industriepartnern SSF Ingenieure AG, grbv Ingenieure im Bauwesen GmbH & CO. KG, Siempelkamp Giesserei GmbH und Max Bögl Bauservice GmbH & Co. KG.

## LITERATUR

- Busse, D. & Empelmann, M. (2014a): Stahlbetonfachwerke – ein ungenutztes Potenzial?, *Bautechnik*, 91 (6), S. 438-447.
- Busse, D., Sawicki, P., Empelmann, M. (2014b): Ultraleichte, dünnwandige Betonhohlbauteile aus hochfestem Feinkornbeton, In Scheerer, S. & Curbach, M. (Hrsg.), *Leicht Bauen mit Beton – Forschung im Schwerpunktprogramm 1542 – Förderphase 1*, Eigenverlag TU Dresden, Dresden, S.36-47.
- Deinhard, J. M. (1964): *Vom Caementum zum Spannbeton – Massivbrücken gestern und heute*, Bauverlag, Wiesbaden.
- DIN EN ISO 19902 (2008): Deutsches Institut für Normung: DIN EN ISO 19902 – Erdöl- und Erdgasindustrie - Gegründete Stahlplattformen, Beuth Verlag GmbH, Berlin.
- DIN EN 1994-1-1 (2010): Deutsches Institut für Normung: DIN EN 1994-1-1 – Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für den Hochbau, Beuth Verlag, Berlin.
- Lochte-Holtgreven, S. (2013): *Zum Trag- und Ermüdungsverhalten biegebeanspruchter Grouted Joints in Offshore-Windenergieanlagen*, Dissertation, Institut für Stahlbau, Hannover.
- Marx, S. (2018): *Hybride Substruktur aus hochfestem Beton und Sphäroguss für Offshore-Windenergieanlagen – Schlussbericht zum BMWi-Verbundprojekt HyConCast*, Hannover.
- Mörsch, E. (1908): *Der Eisenbetonbau*, Verlag von Konrad Wittwer, Stuttgart.
- Schnell, J., Kohlmeyer, C., Bayer, D. & Müller, F. (2013): Werkstoffgerechtes Konstruieren mit Hochleistungsbetonen. *Beton- und Stahlbetonbau*, 108 (6), S. 404–413.

# Innovatives Bewehrungskonzept für leichte Stützen aus ultra-hochfestem Beton

Jan Markowski<sup>1</sup>, Ludger Lohaus<sup>1</sup>

<sup>1</sup>*Institut für Baustoffe / Leibniz Universität Hannover, Deutschland*

## **KURZFASSUNG:**

In diesem Artikel wird eine neuartige Bauweise für Stützen aus ultra-hochfestem Beton (UHFB) vorgestellt. Im Vordergrund steht dabei ein Bewehrungskonzept, welches anstelle einer Bewehrung aus Stabstahl aus einer Kombination aus Stahlblech und Carbongelege besteht. Die resultierende Konstruktion ist im Vergleich zu konventionellen Betonbauweisen extrem leicht und hinsichtlich des Verhältnisses Tragfähigkeit zu Gewicht sogar günstiger als Stahlprofile. Somit ist durch die materialgerechte Konstruktion mit Hilfe von UHFB eine ressourcenschonender Betonbauweise möglich.

In diesem Artikel werden das Bewehrungskonzept sowie die konstruktiven Grundsätze für derartige UHFB-Stützen beschrieben. Sie werden aus experimentellen und numerischen Untersuchungen abgeleitet. Die in diesem Artikel beschriebenen Bauteile können in vielfältigen aufgelösten Tragwerken eingesetzt werden. Einige Beispiele sind Offshore-Gründungen, Brücken oder große, freitragende Hallen.

Keywords: ultra-hochfester Beton, Kohlenstofffaserverstärkter Kunststoff, Wickelverstärkung, Stützen, Bauweise

## **ABSTRACT:**

This article presents a novel construction method for columns made of ultra-high performance concrete (UHPC). It focuses on a reinforcement concept, which consists of a combination of steel sheets and carbon fabrics instead of a steel bar reinforcement. In comparison to conventional construction methods, the resulting construction shows a great potential to save own weight. UHPC is used in a way that is appropriate to the material and allows a sustainable concrete construction method.

This article describes the reinforcement concept and design principles of the UHFB props. They are derived from experimental and numerical investigations described in this article. The components described in this article can be used in a wide variety of structures. Some examples are offshore foundations, bridges or large self-supporting halls.

Keywords: ultra-high performance concrete, carbon fibre reinforced polymer, winding reinforcement, columns, construction method

## **1 EINLEITUNG**

Ultra-hochfeste Betone können hohe Druckfestigkeiten von über 150 N/mm<sup>2</sup> sicher erreichen und verfügen gleichzeitig über hervorragende Dauerhaftigkeitseigenschaften. Trotzdem spielt UHFB in der baupraktischen Anwendung bislang kaum eine Rolle in Deutschland. Gleichwohl hat er aufgrund seiner günstigen Eigenschaften das Potential, maßgeblich zu einem ressourcenschonenderen und nachhaltigeren Betonbau beizutragen.

## **2 MOTIVATION – RESSOURCENSCHONENDER LEICHTBAU MIT UHFB**

Mit dem Ziel, eine materialgerechte, ressourcenschonende und leichte Bauweise für Stützen aus UHFB zu entwickeln, wurden am Institut für Baustoffe unterschiedliche Konstruktionen und Bewehrungskonzepte erforscht. Der Einsatz von UHFB erlaubt aufgrund seiner hohen Druckfestigkeit filigranere Bauteile als aus normalfestem Beton. Setzt man die aufnehmbaren (Druck-) Spannungen des UHFBs ins Verhältnis zu seinem Eigengewicht, ergibt sich ein überaus günstiger Quotient, welcher deutlich leichtere Tragwerke ermöglichen kann, als es beispielsweise mit Baustahl möglich ist. Eine wesentliche Herausforderung beim Bauen mit UHFB ist jedoch sein sprödes, explosionsartiges Versagensverhalten (fib 2008, fib 2010, Schmidt 2018). Aus diesem Grund werden für konstruktive Anwendungen meist hohe Gehalte an feinen, hochfesten Drahtfasern erforderlich, was die erreichbare sehr günstige Umweltbilanz dramatisch verschlechtert. Hinzu kommt, dass der Korrosionsschutz herkömmlicher Bewehrung aus Stabstahl im konventionellen Massivbau durch verhältnismäßig dicke Betondeckungen gewährleistet wird. Diese Herangehensweise steht im Widerspruch zu dem Anspruch, möglichst ressourcenschonend zu bauen. Dicke Schichten Betondeckung verhindern filigrane Konstruktionen, die durch den Einsatz von UHFB ermöglicht werden.

Mit einem innovativen Bewehrungskonzept aus Stahlblechen und kohlenstofffaserverstärktem Kunststoff kann den beschriebenen Problemen beim Bauen mit UHFB begegnet werden. Das Resultat sind besonders leichte Stützen. Denkbare Anwendungsgebiete sind neben klassischen Stützen auch Drucktragglieder in aufgelösten Tragstrukturen wie z. B. von Fachwerkskonstruktionen von Brücken oder leichter Deckenkonstruktion großer Hallen.

## **3 UHFB-HOHLZYLINDER MIT STAHLBLECH- UND KOHLENSTOFFFASERBEWEHRUNG – FORM FOLLOWS FUNCTION**

Die Formgebung der Bauteile verfolgt das Ziel, bei einer großen Knickstabilität möglichst hohe Lasten bei geringem Eigengewicht und Materialeinsatz aufnehmen zu können. Gleichzeitig sollen die Bauteile ein duktileres Tragverhalten zeigen, sodass ein schlagartiges Versagen ohne Vorankündigung (z. B. im Fall einer Überbeanspruchung) verhindert wird. Nach Überschreitung des Grenzzustands der Tragfähigkeit soll eine residuale Kraft aufgenommen werden können, welche die Resilienz der Tragstruktur aufrechterhält – auch wenn ein einzelnes Element versagt.

Um die beiden zum Teil gegensätzlichen Anforderungen zu vereinen, wird der Grundsatz „form follows function“ verfolgt, um ein formoptimiertes Bauteil zu entwickeln, welches die Vorteile moderner Hochleistungsmaterialien wie UHFB und kohlenstofffaserverstärkter Kunststoff kombiniert.

### 3.1 Aufbau

Als Grundform der Stützelemente dient ein Hohlzylinder. Durch den kreisrunden Hohlquerschnitt wird ein im Verhältnis zur Querschnittsfläche ein hohes Flächenträgheitsmoment erreicht, was zu einer hohen Knickstabilität führt (Schmidt et al. 2016). Der rohrförmige Querschnitt aus Beton wird von verschiedenen Bewehrungslagen flankiert (siehe Abbildung 1).

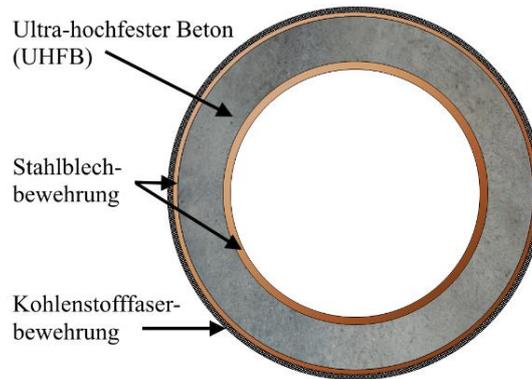


Bild 1: Schematischer Aufbau eines UHFB-Hohlzylinders im Querschnitt

Im Folgenden wird die Konzeption des Bauteils anhand der Funktionen der einzelnen Komponenten erläutert.

#### 3.1.1 Kern aus ultra-hochfestem Beton

Der Einsatz von UHFB als Kernmaterial bedingt den Entwurf des gesamten Bauteils. Normalfester und hochfester Beton in Form kreisrunder Hohlprofile mit konventioneller Stabstahlbewehrung ist bereits von der Bauweise mit Schleuderbetonstützen bekannt. Das spröde Bruchverhalten des ultra-hochfesten Betons macht eine neue Bauweise mit innovativem Bewehrungskonzept notwendig.

Für die experimentellen Untersuchungen wurde ein feinkörniger selbstverdichtender UHFB mit einer mittleren Druckfestigkeit von ca. 200 N/mm<sup>2</sup> und einem Größtkorn von 0,5 mm verwendet. Der Beton wurde über 48 Stunden bei 90 °C wärmebehandelt. Um Luft einschließen zu vermeiden, wurde der Beton mit einer Förderpumpe eingefüllt. Auf eine bei UHFB sonst erforderliche Zugabe von Stahlfasern kann hierbei verzichtet werden.

Die Aufgabe des UHFB-Kerns ist die Aufnahme axialer Lasten. UHFB kann bei gleichem Eigengewicht ein Vielfaches der Druckspannungen von konventionellem Baustahl aufnehmen (vgl. Tab. 1).

Tabelle 1: Das Verhältnis aus aufnehmbarer Druckspannung zu der Dichte illustriert, wie UHFB bei gleichem Gewicht nahezu die dreifache Druckspannung von konventionellem Baustahl S235 aufnehmen kann

Material	Dichte $\rho$ [kg/m <sup>3</sup> ]	Druckfestigkeit $\sigma_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_c / \rho$ [(N/mm <sup>2</sup> ) / (kg/m <sup>3</sup> )] * 10 <sup>2</sup>
Stahl S235	7.850	235	3,0 ( $\cong$ 100 %)
Stahl S420	7.850	420	5,4 ( $\cong$ 179 %)
UHFB $f_c = 200 \text{ N/mm}^2$	2.350	200	8,5 ( $\cong$ 284 %)

### 3.1.2 *Innere und äußere Stahlblechbewehrung*

Es sind zwei Schichten aus Stahlblech der Güteklasse S235 innen- und außenseitig auf dem Betonkern angeordnet. Das innere Stahlblech wirkt als Schalung für den Hohlquerschnitt und als Bewehrung für den Beton. Durch die laterale Stützwirkung kann der Betonkern auch im gerissenen bzw. gebrochenen Zustand Längsspannungen aufnehmen. Wird die maximal aufnehmbare Druckspannung des Stützelements überschritten, zeigt zunächst der Betonkern das für UHFB typisch spröde Versagensverhalten. Untersuchungen am Institut für Baustoffe haben gezeigt, dass ein Hohlzylinder aus UHFB ohne Bewehrung auch bei Anwendung hoher Stahlfasergehalte nach Überschreiten der maximalen Last ohne Vorankündigung versagen würde. Das Versagen erfolgt explosionsartig, da danach überhaupt keine Normalkräfte mehr übertragen werden können. Auch stahlfaserbewehrte UHFB-Hohlzylinder ohne Stahlblechbewehrung versagen schlagartig. Nach Eintreten des Bruchzustandes können keine nennenswerten residualen Lasten mehr aufgenommen werden. Eine reine Stahlfaserbewehrung reicht alleine nicht aus, um sicher mit UHFB-Hohlzylindern bauen zu können. Eine stabförmige Bewehrung kommt aufgrund der Filigranität der Konstruktion nicht infrage, da die Dicke des Betonkerns nur wenige Zentimeter beträgt.

Das äußere Stahlblech übernimmt vorwiegend konstruktive Aufgaben und soll sich im Gegensatz zum inneren Stahlblech nicht am Lastabtrag beteiligen. Es erfüllt somit keine Aufgaben einer Bewehrung sondern dient vielmehr als verlorene Schalung und als Splitter-Schutzschicht zwischen Betonkern und der Kohlenstofffaserbewehrung. Untersuchungen zeigten, dass bei Probekörpern, die ohne ein äußeres Stahlblech hergestellt worden waren (der weitere Aufbau der Probekörper blieb unverändert) im axialen Druckversuch teilweise ein Versagen ohne Vorankündigung auftrat. Daraus wird abgeleitet, dass das äußere Stahlblech als Schutzschicht für die darauf applizierte Bewehrungsschicht aus Kohlenstofffaserverstärktem Kunststoff dient. Wird die maximale Tragfähigkeit des Betonkerns erreicht, bricht der Betonkern. Scharfkantige Bruchstücke beschädigen die querdruckempfindlichen Kohlenstofffasern, welche dann lokal nicht mehr als Bewehrung zur Verfügung stehen.

### 3.1.3 *Kohlenstofffaserbewehrung*

Die äußere Bewehrungslage besteht aus kohlenstofffaserverstärktem Kunststoff. Sie dient, analog zum inneren Stahlblech, als laterale Stützung im Versagensfall des Betonkerns. Im Zusammenspiel mit der inneren Stahlblechbewehrung stützt sie nach Erreichen der maximalen Last den gebrochenen Betonkern. Der Betonkern wird so zweiseitig von innen und außen gehalten und kann auch nach dem Bruch weiterhin Normalkräfte – jedoch in reduziertem Maße – übertragen.

Die Kohlenstofffaserbewehrung kann als „Wickerverstärkung“ verstanden werden. Sie wird in Umfangsrichtung des Querschnitts um die äußerste Schicht gewickelt (siehe Bild 3, links). Die Kohlenstofffaserbewehrung besteht aus einem unidirektionalem Band aus Kohlenstofffasern, das in Epoxidharz eingebettet auf das äußere Stahlblech aufgetragen wird. Bei größeren Stückzahlen sind automatisierte Verfahren denkbar. Bild 2 zeigt das Kohlenstofffaserband, die Eigenschaften können Tab. 2 entnommen werden.



<b>Faser</b>	
Breite:	25,0 mm
Dicke:	0,3 mm
Gewicht:	350 g/m <sup>2</sup>
Feinheit:	400 tex
<b>Matrix</b>	
Hexion Epicote und Epikure	
Temperung: 12 h bei 70 °C	

Bild 2: Die Kohlenstofffaserbewehrung in Form eines endlosen, unidirektionalen Bandes.

Tabelle 2: Spezifikation der Kohlenstofffaserbewehrung aus kohlenstofffaserverstärktem Kunststoff

Die Schichtdicke der Kohlenstofffaserbewehrung ergibt sich aus der Dicke des Kohlenstofffaserbands und der Anzahl der Lagen. Durch die gleichmäßige Orientierung der Fasern, zeigt die Kohlenstofffaserbewehrung ein anisotropes Tragverhalten (siehe Bild 3, rechts).

Als weitere Funktion dient die in Epoxidharz eingebettete Kohlenstofffaserbewehrung als Korrosionsschutz.

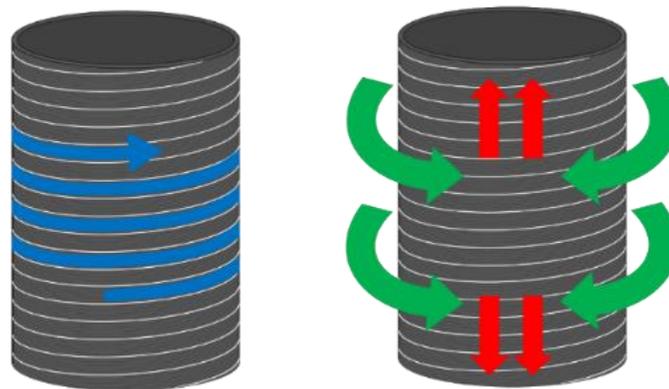


Bild 3: links: die Kohlenstofffaserbewehrung wird in Umfangsrichtung um den Probekörper gewickelt; rechts: schematische Darstellung der Steifigkeit der Bewehrungsschicht aus Kohlenstofffasern: Die Bewehrung hat aufgrund der Faserorientierung eine hohe Steifigkeit in Umfangsrichtung (grün) und eine vernachlässigbar geringe Steifigkeit in Längsrichtung (rot).

### 3.2 Herstellung der Stützen



Bild 4: oben links: Einfüllen des Betons mithilfe einer Betonierlanze in den Zwischenraum zwischen den beiden Stahlblechen (Quelle: Scholle et al. 2016a); oben rechts: Probekörper auf Wickeldorn zum Auftragen der Kohlenstofffaserbewehrung; unten links: Probekörper beim Auftragen der Kohlenstofffaserbewehrung; unten rechts: fertiggestellter Probekörper

Zunächst werden mithilfe von Abstandhaltern an den Stirnflächen die beiden Stahlrohre konzentrisch ausgerichtet. Der entstehende Spalt zwischen den beiden Rohren wird mit UHFB im Kontraktorverfahren mithilfe einer Betonierlanze ausgefüllt. Nach erfolgter Wärmebehandlung wird die Kohlenstofffaserbewehrung auf die aufgeraute Oberfläche des äußeren Stahlrohrs aufgetragen (siehe Bild 4). Die Oberfläche des Stahlrohrs wird durch Glasperlenstrahlen vorbereitet, damit das Epoxidharz des kohlenstofffaserverstärkten Kunststoffes gut darauf haftet.

## 4 EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNGEN

In diesem Abschnitt wird ein Überblick über die experimentellen Untersuchungen zu den so hergestellten leichten Stützen aus UHFB mit Stahlblech- und Kohlenstofffaserbewehrung gegeben. Der Fokus der Untersuchungen liegt auf dem Drucktragverhalten der Stützen. Neben zentrischem Druck ist bei der Anwendung der Stützelemente in einem Bauwerk auch mit einer Überlagerung aus Biegemomenten und Normalkraft zu rechnen. Um die Normalkraft-Momenten-Interaktion zu untersuchen, wurde ein Versuchstand zur exzentrischen Lasteinleitung verwendet.

Neben den Versuchen auf Bauteilebene wurden auch Baustoffversuche an der Kohlenstofffaser durchgeführt, um die mechanischen Eigenschaften, die für das Tragverhalten auf Bauteilebene entscheidend sind, zu erfassen.

#### 4.1 Kohlenstofffaserbewehrung – Bestimmung der radiale Steifigkeit

Für das Tragverhalten der Stützen hat die Kohlenstofffaserbewehrung eine zentrale Bedeutung. Die maßgebende Eigenschaft der Bewehrungsschicht ist die Steifigkeit in Umfangsrichtung. Die laterale Stützwirkung der Kohlenstofffaserbewehrung auf den Betonkern wird durch die radiale Steifigkeit der Bewehrung bedingt. Diese leitet sich von der umfänglichen Steifigkeit ab. Um die Kohlenstofffaserbewehrung bemessen und charakterisieren zu können, wird ein Versuchsaufbau verwendet, welcher die radiale Steifigkeit der Bewehrungsschicht quantifizieren kann. Die Steifigkeit geht als Materialparameter direkt in die Bemessung der Bewehrung ein.

Es wurden unterschiedliche Faserorientierungen auf ihre Eignung als Faserbewehrung geprüft. Neben der radialen Steifigkeit ist auch die Reproduzierbarkeit der erreichten Steifigkeit ein wichtiger Faktor. Handwerklich geprägte Prozesse wie das Laminieren eines Faserkunststoffverbundsystems können zu Schwankungen der mechanischen Eigenschaften führen. Durch Wiederholversuche kann die Streuung der Versuchsergebnisse ausgewertet werden und Faserkunststoffverbundsysteme, welche auffällig große herstellungsbedingte Schwankungen der mechanischen Eigenschaften zeigen, für weitere Betrachtungen ausgeschlossen werden.

Der Versuchsaufbau (vgl. Bild 5) besteht aus einem Aufspreizmechanismus, welcher in eine Universalprüfmaschine eingebaut werden kann. In dem Aufspreizmechanismus wird eine Probe des Faserkunststoffverbundsystems platziert. Es wird ein weggeregelter Druckversuch gestartet, bei dem ein Aufspreizmechanismus betätigt wird, welcher die Probe radial aufweitet. Durch die in der Maschine gemessene Druckkraft und die erreichte Verschiebung (bzw. von der Maschine gefahrenen Weg) kann über geometrische Beziehungen bestimmt werden, wie groß die radiale Steifigkeit der Probe ist.

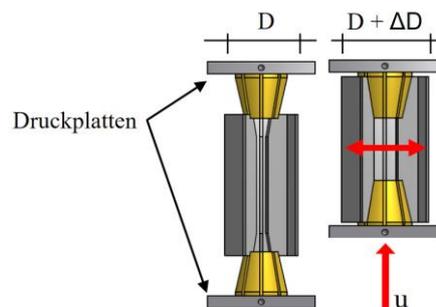


Bild 5: Aufspreizmechanismus zur Bestimmung der radialen Steifigkeit eines Faserkunststoffverbundzylinders

Die Untersuchungen haben gezeigt, dass ein unidirektional, zu 100 % in Umfangsrichtung gewickeltes Kohlenstofffaserverbundsystem am geeignetsten hinsichtlich radialer Steifigkeit und Reproduzierbarkeit ist. Es wurde eine durchschnittliche radiale Steifigkeit von  $60.000 \text{ N/mm}^2$  gemessen, welche ca. 20 % oberhalb des E-Moduls des UHFBs liegt. Die Standartabweichung bei drei Probekörpern lag bei lediglich  $3.800 \text{ N/mm}^2$

#### 4.2 Zentrische Längstragfähigkeit

Basierend auf den experimentellen Ergebnissen zur Kohlenstofffaserbewehrung wurden die Probekörper für die Untersuchung der axialen Tragfähigkeit dimensioniert. Ziel der Untersuchung ist

es, die maximale und die residuale Tragfähigkeit für Stützelemente zu ermitteln, welche zentrisch axial mit Druck beansprucht werden und keine Überlagerung mit Biegemomenten erfahren. Es wurden kleinmaßstäbliche und großmaßstäbliche Versuche zur zentrischen Drucktragfähigkeit durchgeführt.

#### 4.2.1 Kleinmaßstäbliche Versuche zum Einfluss der Kohlenstofffaserbewehrung

Im Fokus der kleinmaßstäblichen Versuche (Probendurchmesser 170 mm, Probenlänge 500 mm) stand der Einfluss der Kohlenstofffaserbewehrung auf das Tragverhalten. Dazu wurden die Dicke der Wickelverstärkung und die Dicke des inneren Stahlblechs variiert. In einem weggeregelten Druckversuch wurden die Probekörper auf ihre zentrische Drucktragfähigkeit und ihre residuale Tragfähigkeit untersucht (siehe Bild 6, links), indem sie bis zu ihrer maximalen Tragfähigkeit und darüber hinaus belastet wurden.

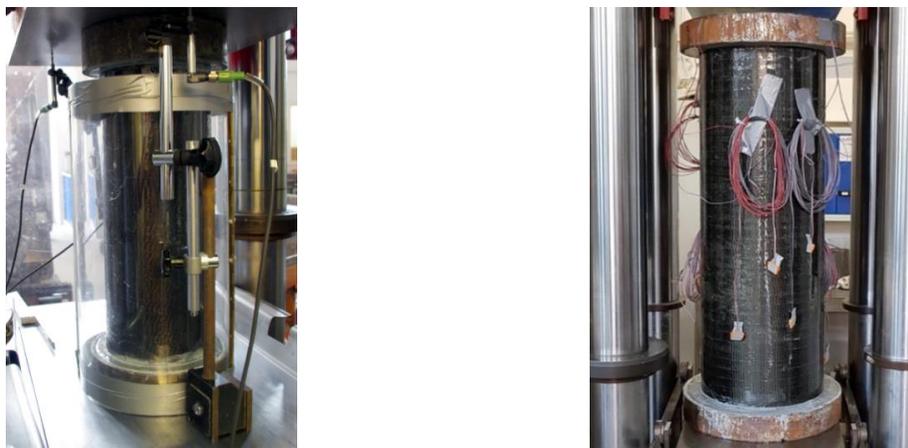


Bild 6: links: kleinmaßstäblicher Probekörper (Länge 500 mm) mit induktiven Wegaufnehmern und Schutzvorrichtung; rechts: großformatiger Probekörper (Länge 1000 mm) mit Dehnungsmesstreifen

#### 4.2.2 Großmaßstäbliche Versuche zur Skalierbarkeit

Zum Nachweis der Skalierbarkeit der Versuchsergebnisse der kleinformigen Versuchsserien wurden großformatige (siehe Bild 6, rechts) Druckversuche an UHFB-Hohlzylindern mit Stahlblech- und Kohlenstofffaserbewehrung ebenfalls auf ihre zentrische Drucktragfähigkeit geprüft. Ziel dieser Untersuchungen ist der Nachweis der Übertragbarkeit der Annahmen zum Tragverhalten größerer Strukturen. Die Skalierung erfolgte für die Länge sowie für den Durchmesser der Proben um den Faktor zwei.

#### 4.3 Längstragfähigkeit mit Biegebeanspruchung – Exzentrische Druckbeanspruchung

Zusätzlich zur Normalkraftbeanspruchung kann bei vielen stützenförmigen Bauteilen eine Biegebeanspruchung nicht ausgeschlossen werden. In weiteren experimentellen Untersuchungen zur Längstragfähigkeit der UHFB-Hohlzylinder mit Stahlblech- und Kohlenstofffaserbewehrung wurde das Tragverhalten auch unter einer zusätzlichen Biegebeanspruchung untersucht. Ziel der Versuchsreihe war es, den Einfluss der Kohlenstofffaserverstärkung bei unterschiedlich großen Biegemomenten zu ermitteln. Dabei stand die Fragestellung im Vordergrund, ob die Kohlenstofffaserbewehrung auch bei auftretenden Biegemomenten eine hohe residuale Last gewährleisten kann. Von einer gleichbleibenden Grundgeometrie ausgehend, wurden die Dicke der Kohlenstofffaserverstärkung sowie das Verhältnis von Moment zu Normalkraft in jeweils zwei Stufen

(siehe Bild 7, rechts) variiert. Dazu wurde ein speziell entwickelter Prüfstand verwendet, welcher eine störungsfreie exzentrische Lasteinleitung erlaubt (siehe Bild 7, links).

Bei der Anwendung der Stützen im Bauwerk oder als Drucktragglied in einem aufgelösten Fachwerk ist es möglich, durch den Hohlraum im Inneren des Querschnitts Spannglieder zum Aufbringen einer Vorspannkraft zu leiten. Auf diese Weise kann zu jeder Zeit ein „überdrückter“ Querschnitt gewährleistet werden.

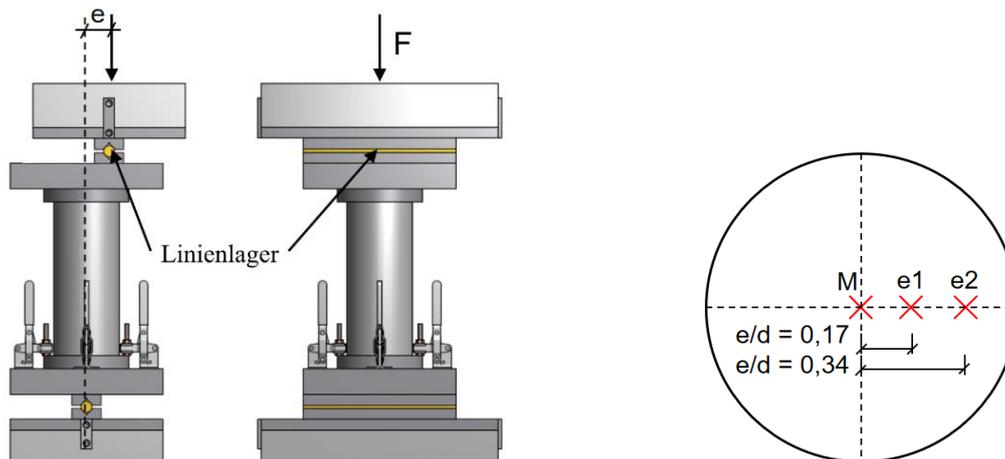


Bild 7: links: Vorrichtung zur einachsigen exzentrischen Lasteinleitung in unterschiedlichen Exzentrizitätsstufen, rechts: Darstellung der untersuchten Exzentrizitätsstufen (e: Exzentrizität, d: Probendurchmesser)

## 5 NUMERISCHE UNTERSUCHUNGEN

Begleitend zu den experimentellen Untersuchungen wurde ein numerisches Modell zum Tragverhalten der UHFB-Hohlzylinder mit Stahlblech- und Kohlenstofffaserbewehrung erstellt. Ziel des numerischen Modells ist die Verifizierung von Modellannahmen zum Tragverhalten der Stützelemente. So können durch eine numerische Simulation versagensinduzierende Mechanismen besser identifiziert werden als im Experiment, wo Spannungszustände im Betonkern nicht sicher festgestellt werden können.

Dazu wurde ein parametrisiertes (Material- und Geometrieparameter) Volumenmodell erstellt, welches eine automatisierte Rechnungen ermöglicht. So sind automatisierte Verfahren zur Sensitivitätsanalyse, Kalibrierung und Optimierung möglich.

## 6 ERGEBNISSE

### 6.1 Zentrische Drucktragfähigkeit

In Bild 8 sind die Ergebnisse für die maximale und die residuale Tragfähigkeit dargestellt. Dabei wird die gemessene Normalkraft (N) auf die rechnerische Tragfähigkeit des Betonkerns ( $A_c \cdot f_c$ ) bezogen. Auf der Längsachse sind die unterschiedlichen Schichtdicken ( $t_{CFRP}$ ) der Kohlenstofffaserbewehrung aufgetragen. Zusätzlich zur Dicke der Kohlenstofffaserbewehrung wurde auch die Dicke der inneren Stahlblechbewehrung ( $t_{Si}$ , runde Markierungen für  $t_{Si} = 4,0$  mm und rautenförmige Markierungen für  $t_{Si} = 2,9$  mm) in zwei Stufen variiert. Die grünen Markierungen repräsentieren die maximale Traglast ( $N_{Max}$ ), die roten die residuale Last ( $N_{res}$ ).

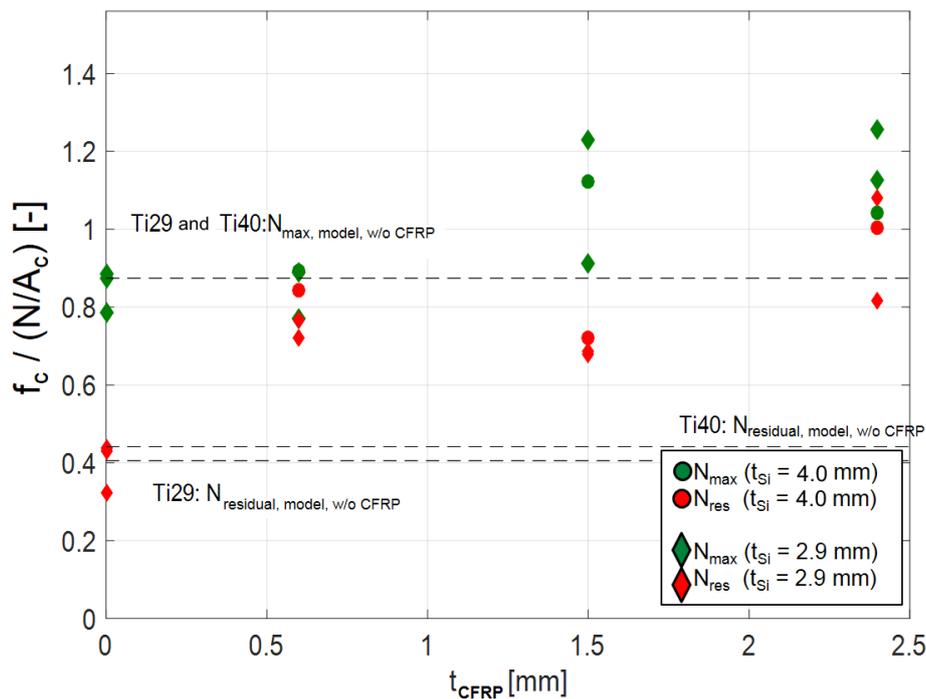


Bild 8: Experimentelle Ergebnisse der zentrischen Drucktragfähigkeit sind über die vom Betonkern aufnehmbare Spannung normiert und in Abhängigkeit der Dicke der Kohlenstofffaserbewehrung dargestellt.

Die gestrichelten Horizontallinien repräsentieren die nach einem Ansatz von Lindschulte errechneten Traglasten (Lindschulte 2013, Lindschulte et al. 2015). Dieses Rechenmodell gilt für hybride Stahl-UHFB-Stützen und berücksichtigt keine Kohlenstofffaserbewehrung. Die Hybriden UHFB-Stahl-Stützen hatten den gleichen grundlegenden Aufbau wie die hier verwendeten Proben, wurden jedoch ohne Carbonbewehrung, dafür mit dickerer äußerer Stahlblechbewehrung hergestellt. Der Verzicht auf die Carbonbewehrung hat wegen des dickeren äußeren Blechs eine erhöhtes Eigengewicht zur Folge. Außerdem kann bei hohen Beanspruchungen ein lokales Beulen des äußeren Stahlblechs auftreten. Aus diesem Grund wurde die Konstruktion zu UHFB-Hohlzylindern mit Stahlblech- und Kohlenstofffaserbewehrung weiterentwickelt.

Von den Ergebnissen lässt sich ableiten, dass die Kohlenstofffaserbewehrung bereits bei einer Schichtdicke von 0,6 mm (entspricht zwei Lagen des Kohlenstofffaserbands) die residuale Traglast um ca. 80 % gegenüber den Proben ohne Kohlenstofffaserbewehrung steigert. Eine signifikante Steigerung der maximalen Traglast lässt sich jedoch nicht sicher erreichen (Lohaus 2018, Markowski et al. 2016).

## 6.2 Drucktragfähigkeit bei zusätzlicher Biegemomentbeanspruchung

In Bild 9 sind die experimentellen Ergebnisse der exzentrisch belasteten Proben in Form eines Momenten-Normalkraft-Interaktionsdiagramm dargestellt. Die rote gestrichelte Linie repräsentiert rechnerische charakteristische Werte, die in Anlehnung an das Rechenverfahren aus Eurocode (2010), Teil 4 – Verbundbau, ermittelt worden sind. Die zur Normalkraft gehörigen Biegemomente errechnen sich aus der Exzentrizität ( $e$ ) multipliziert mit der gemessenen maximalen Normalkraft ( $N_{max}$ ). Für die Exzentrizität  $e = 0$  sind die maximalen Normalkräfte zentrisch belasteter Probekörper mit gleicher Geometrie angegeben.

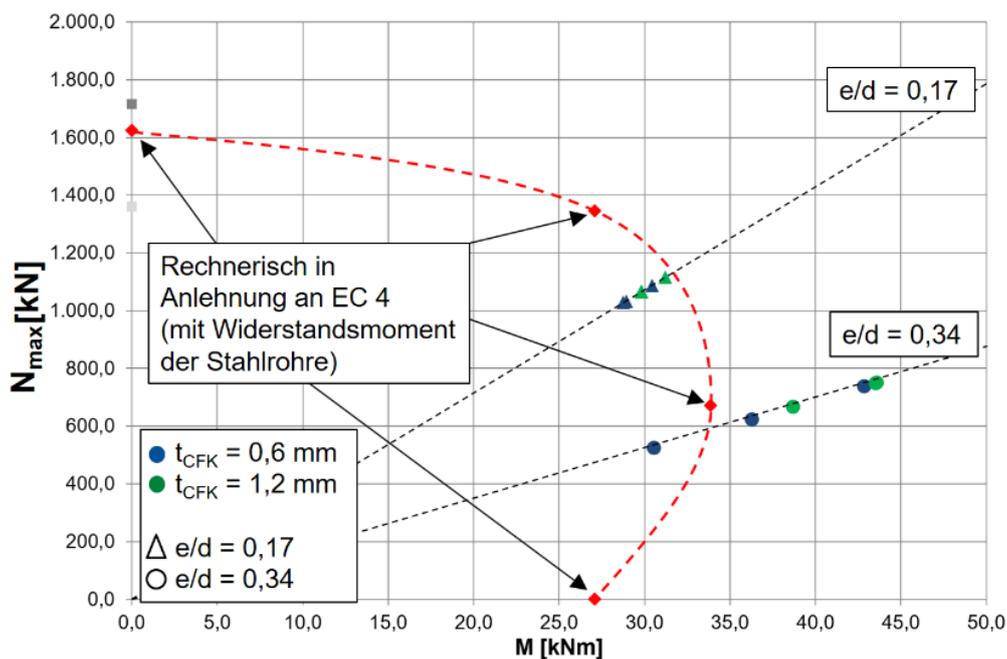


Bild 9: Experimentelle Ergebnisse für die maximale Traglast der exzentrisch belasteten Proben.

Die experimentell ermittelten Werte liegen in der Nähe der errechneten Werte. Für  $e/d = 0,17$  liegen jedoch alle Versuchsergebnisse unterhalb der rechnerischen, charakteristischen Erwartungswerte. Es wird angenommen, dass die Rechenverfahren aus dem Euro Code zwar grundsätzlich geeignet sind, die Momenten-Normalkraft-Interaktion nachzuvollziehen. Es wird vorgeschlagen einen zusätzlichen Abminderungsfaktor einzuführen, um die grundsätzliche Charakteristik der Interaktionskurve beizubehalten und gleichzeitig die, durch die Dünnwandigkeit der Profile zu erwartende, Traglastabminderung zu berücksichtigen.

Es ist zu erkennen, dass die Dicke der Kohlenstofffaserbewehrung bei exzentrisch beanspruchten Proben nahezu keinen Einfluss auf die maximale Traglast hat.

Im Vergleich zu den zentrisch belasteten Probekörpern wurde festgestellt, dass die residuale Tragfähigkeit im Vergleich zur maximalen Tragfähigkeit auf einem vergleichsweise höheren Niveau von ca. 80 % der maximalen Tragfähigkeit liegt. Auch die Streuungen der Ergebnisse innerhalb einer Serie fallen geringer aus, als bei den zentrisch belasteten Stützen.

## 7 ZUSAMMENFASSUNG

Die Forschung am Institut für Baustoffe zeigt, dass UHFB in Kombination mit einer Bewehrung aus Stahlblech und Kohlenstofffaser ein günstiges System hinsichtlich des Drucktragverhaltens der Bauteile darstellt. Damit ist es möglich, die beiden spröden und wenig duktilen Materialien ultra-hochfester Beton und Kohlenstofffaserverstärkter Kunststoff so zu kombinieren, dass die daraus resultierenden Bauteile auch ohne Stahlfaserzugabe ein ausgeprägt duktiler Tragverhalten zeigen. So kann das Potential UHFB voll ausgeschöpft und sein Problem des spröden Bruchverhaltens überwunden werden. UHFB-Hohlzylinder mit Stahlblech und Kohlenstofffaserbewehrung haben ein sehr geringes Eigengewicht, bei hoher Trag- und Knicklast. In Bild 10 ist das günstige Verhältnis exemplarisch im Vergleich zu anderen Bauarten illustriert. Eine Stütze mit der gleichen charakteristischen Traglast aus konventionellem Baustahl S235 wäre ca. doppelt so schwer wie ein

UHFB-Hohlzylinder mit Stahlblech und Kohlenstofffaserbewehrung. Ein Hohlquerschnitt, der ausschließlich aus UHFB bestünde, wäre am leichtesten. Ein sicheres Bauen ist damit jedoch aufgrund seines mangelhaften Nachbruchverhaltens nicht möglich. Eine Stahlbewehrung (UHFB-Hybridkonstruktion), welche zu einer ca. 50 %-igen residualen Last führt, würde im Gewicht bei ca. 70 % der Referenzkonstruktion (Scholle et al. 2016b), die nur aus Stahl besteht, liegen. Durch die Hinzunahme von Kohlenstofffaserverstärktem Kunststoff kann ein großer Teil des Stahls der Hybridkonstruktion eingespart werden, was letztlich zum günstigsten Verhältnis von sicher aufnehmbarer Traglast zum Eigengewicht führt.

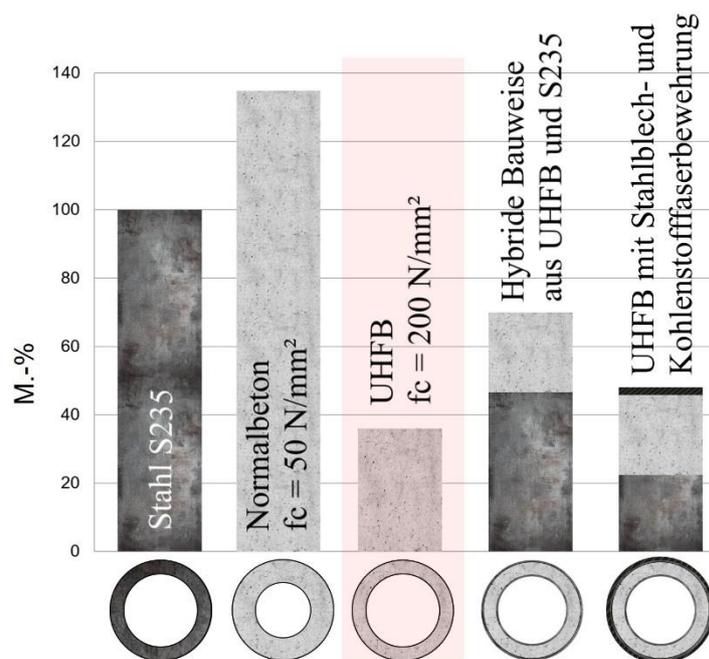


Bild 10: Exemplarische Darstellung der Masse unterschiedlicher Bauweisen für druckbeanspruchte Stützen der gleichen Traglast.

## 8 AUSBLICK

Die durchgeführten Untersuchungen zeigen, dass das System UHFB-Hohlzylinder mit Stahlblech- und Kohlenstofffaserbewehrung eine gut geeignete Bauweise für druckbelastete, stabförmige Bauteile darstellt.

In weiteren Untersuchungen wird auf die Finite-Elemente-Methode zurückgegriffen, um eine Optimierung der Konstruktion durchzuführen. Das Verhältnis aus Tragfähigkeit zu Eigengewicht dient dabei als Zielfunktion für automatisierte Optimierungsprozesse.

Neben der Optimierung des Querschnitts werden innovative Produktionsprozesse im Strangpressverfahren für solche Bauteile erprobt. Die stabförmigen Bauteile eignen sich besonders gut für modularisierte Fachwerke, deren Eigengewicht ein wesentlicher Faktor ist. Damit die Bauteile wirtschaftlich, in konstant hoher Qualität und mit großer Produktionsrate produziert werden können, wird ein neues Herstellungsverfahren für UHFB-Hohlzylinder mit Stahlblech- und Kohlenstofffaserbewehrung entwickelt. Dabei kommt eine automatisierte Qualitätssicherung, basierend auf einem künstlichen neuronalen Netz, zum Einsatz. Das Herstellungsverfahren basiert auf einem kontinuierlichen Fließfertigungsprozess, bei dem der ultra-hochfeste Beton extrudiert wird.

## DANKSAGUNG

Die Autoren bedanken sich bei der DFG für die Projektförderung im Rahmen des Schwerpunktprogramms 1542 „Leicht Bauen mit Beton“.

## LITERATUR

- Eurocode (2010): “Design of composite steel and concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings”; German version EN 1994-1-1:2004 + AC:2009
- fib (2008): “Constitutive modelling of high strength / high performance concrete” CEB fib bulletin 42, Lausanne, State-of-art report
- fib (2010): “Model Code for Concrete Structures” CEB fib, Lausanne
- Lindschulte, N. (2013): “Drucktragverhalten von Rohren aus ultrahochfestem Beton mit Stahlblechummantelung”, Berichte aus dem Institut für Baustoff, Dissertation, Hannover
- Lindschulte, N. & Lohaus, L. (2015): “Rohre aus Ultrahochfestem Beton mit Stahlblechummantelung unter zentrischer Druckbeanspruchung”, Bauingenieur, Band 90
- Lohaus, L. & Markowski J. (2018): “Rohrförmige Drucktragglieder aus Ultrahochfestem Beton - Wirksamkeit von Blechummantelung und Wickelverstärkung auf Duktilität und Resttragfähigkeit”, Vielfalt im Massivbau – Festschrift zum 65. Geburtstag von Prof. Dr.-Ing. Jürgen Schnell, 501-515
- Markowski, J. & Lohaus, L. (2016): “UHPC Sandwich Structures with Composite Coating Under Compressive Load” Acta Polytechnica CTU Proceedings, S. 38-42
- Schmidt, A., Curbach, M., Henke M. & Fischer, O. (2013). “Formvariationen von Druckgliedern”, Beton- und Stahlbetonbau Volume 108, Issue 11, S. 792-803
- Schmidt, M., Bunje, K., Droll, K., Fehling, E., Greiner, S., et al. (2008): “Sachstandsbericht Ultrahochfester Beton, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton DAfStb, Fachbereich 07 des NA Bau im DIN Deutsches Institut für Normung e. V.” DAfStB-Heft 561
- Scholle, N. & Lohaus, L. (2016a): “UHPC-Steel Hybrid Tube Components for Application in Offshore Support Structure” Proceedings of the Twenty-sixth (2016) International Ocean and Polar Engineering Conference, S. 154-159
- Scholle, N., Lohaus L & Lindschulte N.: (2016b). “Weight-saving potential of hybrid tube structures”, Proceedings of HiPerMat 2016 – 4th Int. Symposium on Ultra-High Performance Concrete and High Performance Construction Material, S. 237-238

# Quasi-kontinuierliche Dehnungsmessungen an chemisch vorgespannten Balken

Katarzyna Zdanowicz<sup>1</sup>, Steffen Marx<sup>1</sup>

<sup>1</sup>*Institut für Massivbau, Leibniz Universität Hannover, Hannover, Deutschland*

## **KURZFASSUNG:**

Quasikontinuierliche faseroptische Sensoren und Messungen mit einem optischen Reflektometer auf Basis der Rayleigh-Rückstreuung ermöglichen die Untersuchung von Dehnungsänderungen im Beton und in der Bewehrung. In diesem Beitrag werden die Ergebnisse einer solchen Messung von Längenänderungen bei der Aushärtung von Normal- und Quellbeton vorgestellt. Dieses Messverfahren eröffnet neue Perspektiven auch für chemisch vorgespannte Bauteile, da die Verformungen entlang der gesamten Elementlänge im Zeitverlauf untersucht werden können. Im Rahmen des Forschungsprojekts „Chemische Vorspannung von textilbewehrten Sichtbetonbauteilen mit Quellbeton“ wurden das Schwinden und das Quellen von neun axial bewehrten Betonbalken untersucht. Darüber hinaus konnte die Übertragungslänge bestimmt werden, nach der die Betondehnungen auf die Bewehrung übertragen werden.

Keywords: chemische Vorspannung, Quellbeton, quasikontinuierliche Dehnungsmessung, faseroptische Sensoren

## **ABSTRACT:**

Distributed fibre optic sensors and measurements conducted with an optical reflectometer based on Rayleigh scattering phenomenon allow to investigate strain changes in concrete and its reinforcement. Here results of measuring length changes during hardening of normal and expansive concrete are presented. This novel measurement method opens new possibilities for chemically prestressed elements, as the deformations along the total element length can be investigated in time. As a part of a research project “Chemical prestressing of thin textile reinforced concrete elements”, shrinkage and expansion of nine axially reinforced concrete beams were investigated. Furthermore, it was possible to determine the transfer length after which the concrete strains are transferred to the reinforcement.

Keywords: chemical prestressing, expansive concrete, strain measurement, distributed fibre optic sensor

## 1 EINLEITUNG

Die chemische Vorspannung ist eine Technologie, die es ermöglicht, Druckkräfte im Beton durch ein kontrolliertes Quellen des Betons und durch gleichzeitige Verformungsbehinderung infolge innerer Bewehrung einzuleiten. Diese Methode wurde in den 1930er Jahren in Frankreich erstmals beschrieben und nach dem Zweiten Weltkrieg vor allem in Japan und den USA weiterentwickelt (Möll 1954, Aroni et al. 1968, Okamura et al. 1977). Das Anwendungsfeld war zu diesem Zeitpunkt noch nicht sehr breit, so dass die Entwicklungsarbeiten unterbrochen wurden. Derzeit erscheint es als vielversprechende Alternative für z. B. dünne, mit textilen Gittern bewehrte Bauteile, bei denen herkömmliche Vorspannverfahren häufig fehlschlagen.

Um eine ausreichende Vorspannung zu gewährleisten, sollte die Dehnung während und unmittelbar nach dem Erstarrungs- und Aushärtungsprozess des Betons erfolgen. So ist eine ausreichende Verbundfestigkeit zwischen Beton und Bewehrung gewährleistet, aber gleichzeitig lässt die geringe Steifigkeit noch eine Verformung zu, ohne die innere Struktur des Betonprobekörpers zu beschädigen. Ein nach der ersten Quellenphase auftretendes Schwinden trägt zu Spannkraftverlusten bei.

Die Beton- und Bewehrungsverformungen während des Erhärtungsprozesses und darüber hinaus zu erfassen ist daher von großer Bedeutung. Dieser Beitrag gibt einen Einblick, wie die behinderten Verformungen von expansiven Betonprobekörper bisher gemessen wurden und welche Möglichkeiten heutzutage durch quasikontinuierliche faseroptische Sensoren entstehen.

## 2 DEHNUNGSMESSUNGEN AN QUELLBETON

### 2.1 *Restrained Expansion Tests*

Für die Untersuchung des Quellens von Betonprobekörpern existieren bisher keine nationalen Richtlinien. Am häufigsten wird für die Messung des behinderten Quellens (zur Untersuchung der in die Bewehrung eingebrachten Dehnungen) der sogenannte *Restrained Expansion Test* (RET) aus dem ASTM C878 Standard (ASTM 2015) verwendet. Bei dieser Methode wird die Länge einer Gewindestange gemessen, die in einem prismatischen Betonprobekörper mittig eingebaut ist. Der Probekörper hat die Abmessungen von 80 x 80 x 240 mm<sup>3</sup> und an beiden Enden werden Stahlankerplatten mit Schrauben befestigt, um ideale Verbundbedingungen zu simulieren (Bild 1).

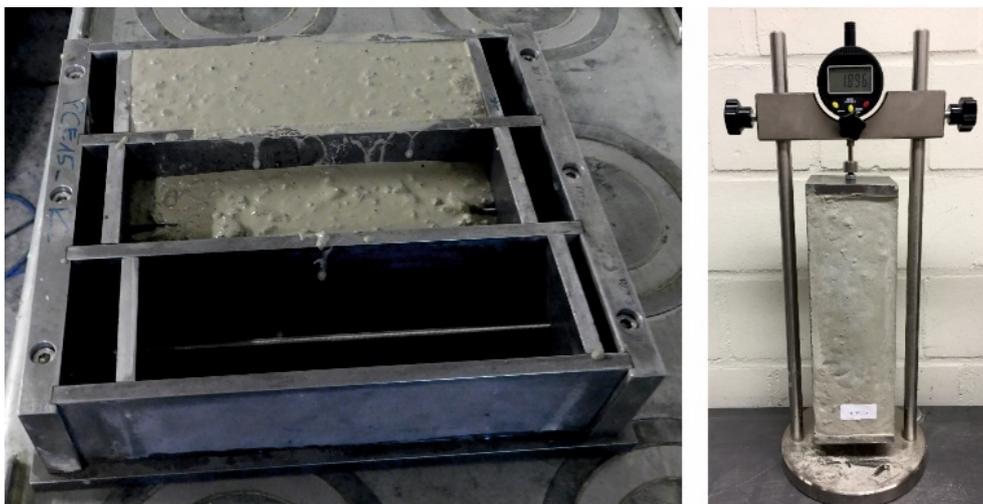


Bild 1: Probekörper für das RET-Messverfahren nach ASTM C878 während des Betonierens (links) und die Messung der Stahlstabverformung infolge Quellen (rechts)

## 2.2 Quasikontinuierliche Dehnungsmessungen

### 2.2.1 Prinzip

Eine alternative und neuartige Methode zur Messung von Dehnungen in Beton und Bewehrung sind quasikontinuierliche faseroptische Sensoren (Fischer et al. 2019, Sienko et al. 2018). Die Sensoren bestehen aus Glasfasern mit dem Kerndurchmesser von 9  $\mu\text{m}$ , welche dann mit weiteren Schichten ummantelt sind. Insgesamt ist der Durchmesser der Fasern kleiner als 0,2 mm und beeinflusst damit das Verhalten des Bauteils marginal. Das Messprinzip basiert auf der Rayleigh-Rückstreuung des Frequenzspektrums des Lichtsignals und ermöglicht eine quasikontinuierliche Erfassung der Dehnungsverteilung entlang der Fasern mit kleinem Messpunktabstand (ab 5 mm). Für die Untersuchungen wurde der optische Reflektometer OBR 4600 der Fa. Luna verwendet. Zur Messung der Dehnungen wurde an dem Stahlbewehrungsstab eine Glasfaser geklebt. Die Verformungen vom Beton wurden mit sog. EpsilonRebar der Firma SHM Company ermittelt. Das EpsilonRebar besitzt einen Durchmesser von 2 mm und einen Elastizitätsmodul von 3 GPa und soll in dem Beton nicht als zusätzliche Bewehrung wirken.

### 2.2.2 Applikationsbeispiel: Stahlbetonbalken

Im Versuchsprogramm wurden drei Betonmischungen verwendet – Normalbeton (C00-Mischung) und zwei Betone mit Quellzusatzmittel (C15 und C20, mit einer Dosierung des Zusatzmittels von 15% und 20% des Zementgewichts), die eine chemische Vorspannung einleiten sollten. Das Prinzip der chemischen Vorspannung sowie die Details von Betonmischungen sind in (Zdanowicz, Marx 2018) zu finden. Aus jeder Mischung wurden drei Balken mit einer Länge von 2 m und einem Querschnitt von 16 x 16 cm hergestellt. Die Balken wurden in Querschnittsmitte mit einem Bewehrungsstab von 12 mm Durchmesser bewehrt.

Die glasfaseroptischen Sensoren wurden in allen neun Betonbalken installiert. Eine Sensorfaser wurde auf den Bewehrungsstab geklebt und ein EpsilonRebar-Sensor wurde so in der Schalung befestigt, dass fünf weiteren Messstrecken im Balkenlängsrichtung bereitgestellt werden: zwei an der Unterseite des Trägers, zwei an der Oberseite und eine 2 cm über dem Bewehrungsstab (Skizze ist in Abb. 2 und die Sensoren beim Betonage in Abb. 3 dargestellt). Zusätzlich wurden jeweils drei herkömmliche Dehnungsmessstreifen auf den Bewehrungsstäben installiert. Sie befinden sich in der Mitte und in 30 cm Abstand zur Mitte.

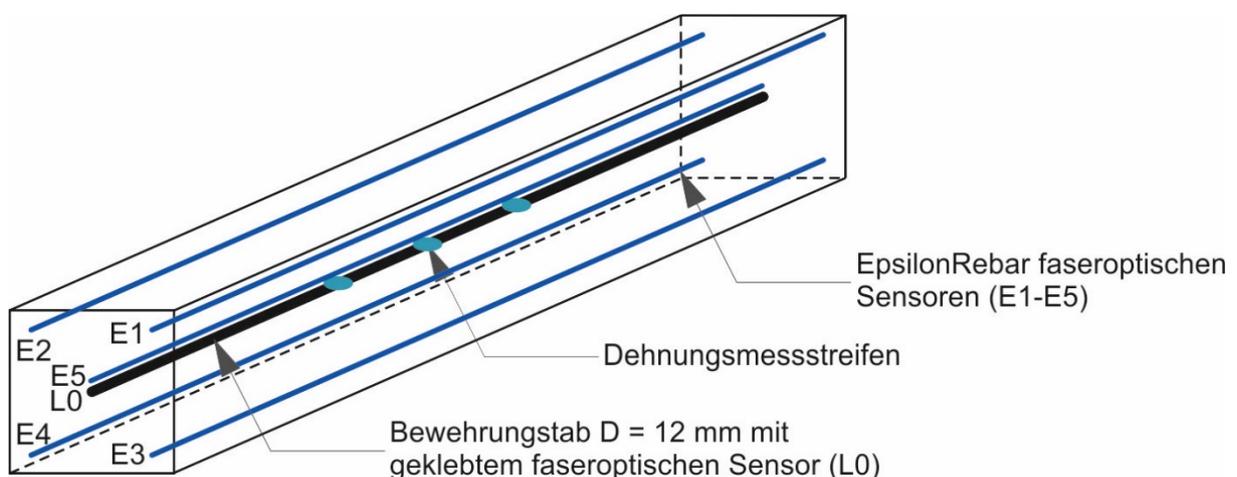


Bild 2: Balkenskizze mit eingebauter Bewehrung und Sensoren



Bild 3: Balken mit eingebauter Bewehrung und Sensoren: Schalung, Sensoren und Betonage

Die Dehnungen wurden ab drei Stunden nach dem Betonieren erfasst. Das quasikontinuierliche Messprinzip bedeutet, dass während des Postprocessings die Länge des Messbereiches festgelegt sein kann. Bei dieser Auswertung der Messergebnisse wurden Dehnungsmesslängen von 1 cm in einem Raster jeweils von 1 cm angenommen, somit wurde die Gesamtlänge des Bauteils mit Messpunkte abgedeckt. Da der maximale Durchmesser der Gesteinskörnung 8 mm beträgt, gibt es einige Stellen, wo lokale Dehnungsänderungen beobachtet sein können (im Beton an Sensoren E1-E5, Abb. 4 – 6). Ebenso werden bei den Sensoren, die auf den Bewehrungsstäben appliziert wurden, auch unregelmäßige Dehnungsspitzen angezeigt. Diese Störungen und Spitzen können durch die Annahme eines längeren Messbereiches während des Postprocessings reduziert werden.

### 3 ERGEBNISSE DER DEHNUNGSMESSUNGEN

#### 3.1 *Dehnungsentwicklung in Zeit entlang der Probekörper: faseroptischen Sensoren*

Für die oben beschriebenen Balken wurden die Dehnungen während des Aushärtens 24 Tage lang gemessen. In den folgenden Diagrammen sind die Ergebnisse aus den ersten 10 Tagen dargestellt, da die Veränderungen nach dieser Zeit nur geringfügig waren. Durch die faseroptischen Sensoren konnte ein tiefer Einblick in das Verhalten von Beton und Bewehrung über die gesamte Länge realisiert werden.

In Abb. 4 ist das Schwinden von Normalbeton dargestellt, welches im mittleren Teil des Balkens konstant und an den beiden freien Enden etwas größer ist. Etwas höhere Schwindmaße werden auch in der Nähe der Oberseite des Balkens (Sensoren E1, E2) im Vergleich zur Unterseite (Sensoren E4, E5) beobachtet. Die Unterseite lag auf dem Boden und war somit besser vor dem Austrocknen geschützt. Nicht zuletzt kann die Übertragung der Schwinddehnungen vom Beton auf die Bewehrung festgestellt werden, wenn die Sensoren E5 und L0 verglichen werden. Die mit einem faseroptischen Sensor gemessenen Schwindverformungen in der Mitte des Balkens sind entlang der Balkenlänge konstant, während die Verformungen der Bewehrung unregelmäßiger und niedriger sind und eine definierte Übertragungslänge benötigen – es ist zu beobachten, dass die Verformungen in der Bewehrung erst nach ca. 20 cm von beiden Enden konstant sind.

Noch deutlicher werden diese Übertragungslängen bei Probekörpern, die aus Quellbetonen hergestellt wurden (Abb. 5 und 6). Hier kann beim Vergleich der Ergebnisse der Sensoren E5 und L0 für jeden Balken die Übertragungslänge relativ genau beschrieben werden (siehe rote gestrichelte Linien in Abb. 7). Zwischen den Betonmischungen C15 und C20 kann noch ein weiterer Unterschied festgestellt werden (Abb. 8) – nach einiger Zeit des Quellens nehmen die Dehnungen der C15 Beton ab, während bei den C20 Probekörpern bis zu 10 Tage keinerlei Dehnungsabnahme beobachtet wird, obwohl das Quellen ebenfalls nachlässt oder stoppt.

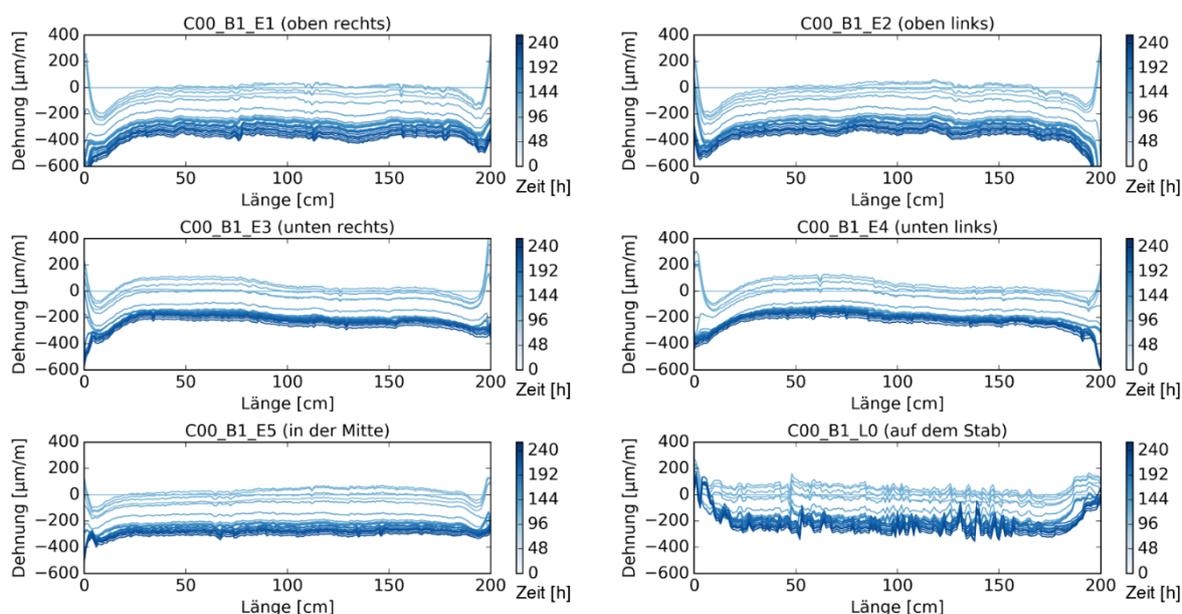


Bild 4: Dehnungsentwicklung über die Zeit bei einem Probekörper der Serie C20

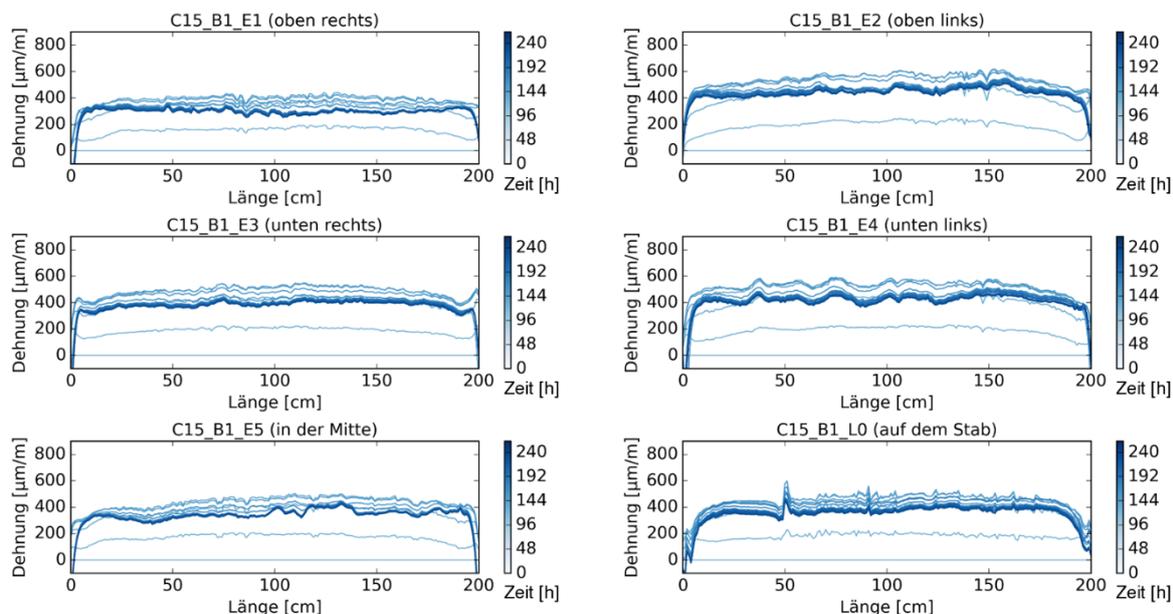


Bild 5: Dehnungsentwicklung über die Zeit bei einem Probekörper der Serie C15

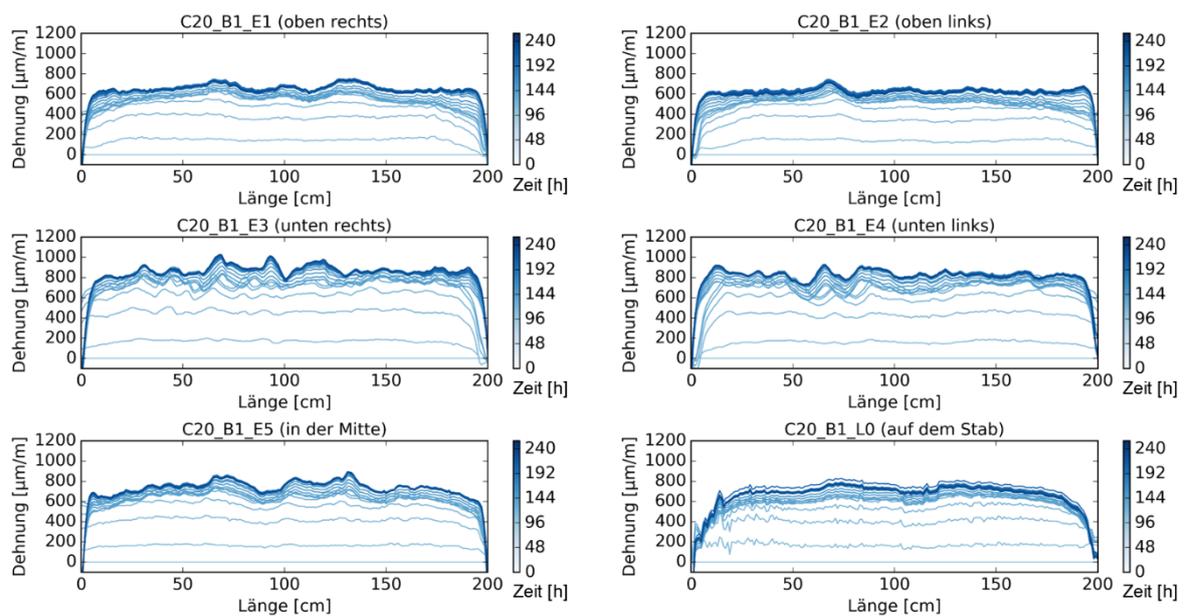


Bild 6: Dehnungsentwicklung über die Zeit bei einem Probekörper der Serie C20

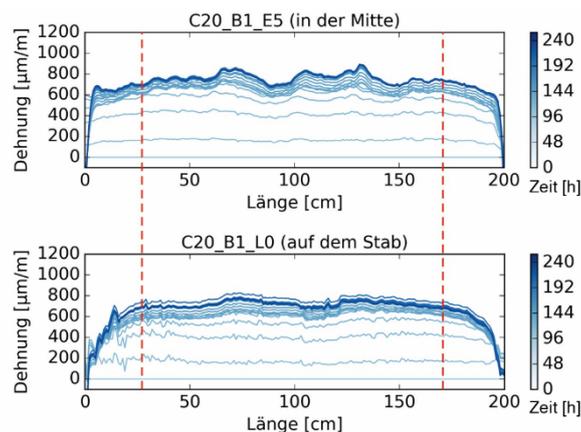


Bild 7: Übertragungslänge bei einem Probekörper der Serie C20

### 3.2 Dehnungsentwicklung über die Zeit in ausgewählten Messpunkten: faseroptischen Sensoren

Um die zeitliche Entwicklung der Dehnungen in den verschiedenen Betonmischungen besser vergleichen zu können, sind in Abb. 8 Dehnungen in den Mittelpunkt jedes E5-Sensors (in der Mitte des Betonprobekörpers) und L0-Sensors (auf dem Bewehrungsstab) dargestellt. Das Schwinden der Mischung C00 setzt sich nach dem 24. Tag fort, während die Mischung C15 nach dem ersten Quellen ebenfalls langsam zu schwinden beginnt. Die in die Mischung C20 eingebrachten Quelldehnungen bleiben nach 24 Tagen relativ konstant. Es ist auch zu beachten, dass für jede Mischung die Betondehnungen im Mittelabschnitt auf den Betonstahl übertragen werden, da die beiden Kurven (E5 und L0) einen ähnlichen Verlauf aufweisen. In einem Abstand von 10 cm von den Balkenenden ist dies bei allen Probekörpern nicht vollständig der Fall (Abb. 9), dann liegen die Unterschiede zwischen Beton- und Bewehrungsdehnungen zwischen 50 und 200  $\mu\text{m/m}$ .

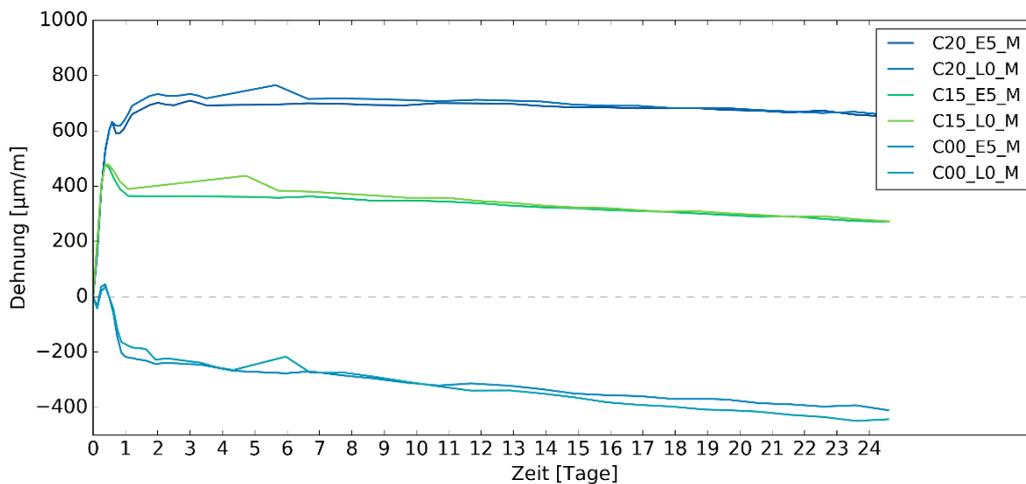


Bild 8: Dehnungen in den Mittelpunkten der E5-Sensoren (in der Mitte des Betons) und L0-Sensoren (auf dem Bewehrungsstab) in Probekörper C00, C15 und C201

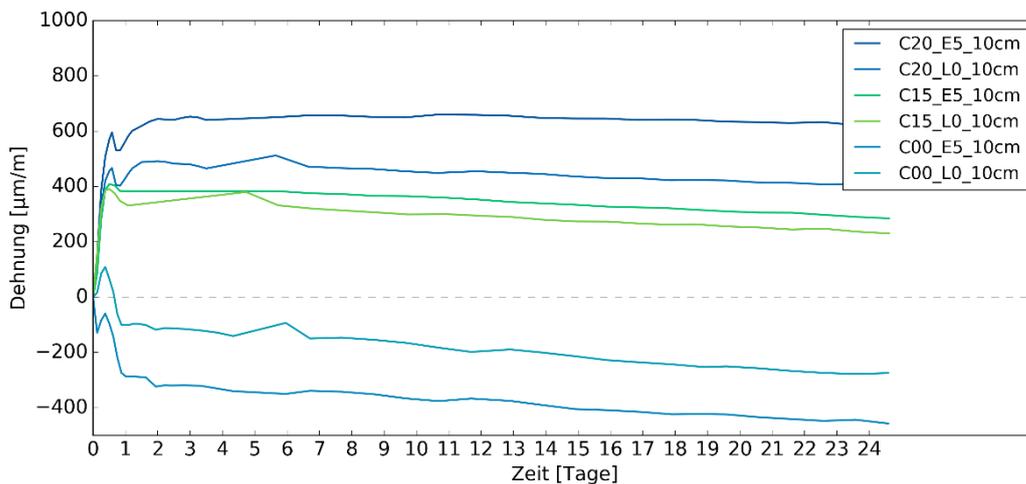


Bild 9: Dehnungen in Abstand 10 cm von Balkenende gemessen an der E5-Sensoren (in der Mitte des Betons) und L0-Sensoren (auf dem Bewehrungsstab) in Probekörper C00, C15 und C20

### 3.3 Ergebnisse der RET

Die Messungen mit RET-Tests wurden parallel zu den Messungen mit faseroptischen Sensoren durchgeführt (Bild 10). Bemerkenswert ist jedoch, dass nicht nur die Geometrie der Proben (Querschnitte und Länge) unterschiedlich war, sondern auch die Bewehrungsgrade: 0,3% für RET-Proben und 0,4% für Balken. Somit sind die mittels RET an C15- und C20-Probekörpern gemessenen Dehnungen geringer als bei den faseroptischen Messungen an den Balken. Die Schwinddehnungen der C00-Mischung wurden jedoch weitgehend übereinstimmend gemessen, sie sind bei RET-Proben nur geringfügig geringer. Darüber hinaus erfassen die Messungen mit RET die Mittelwerte der Gesamtverformungen der Stäbe, wobei faseroptische Sensoren eine Messung in einem nachträglich ausgewählten Punkt ermöglichen.

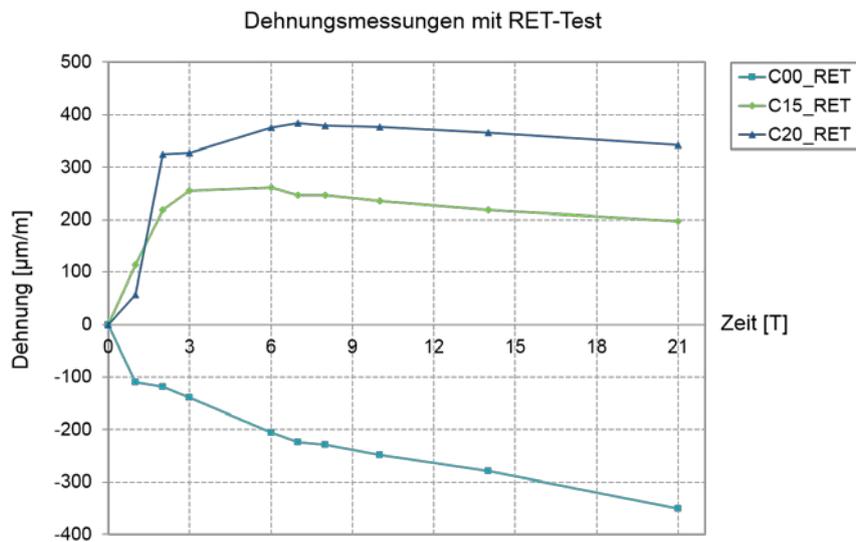


Bild 10: Ergebnisse der behinderten Quellen Messungen mit RET-Test

#### 4 ZUSAMMENFASSUNG

Verteilte faseroptische Sensoren bieten weitaus mehr Möglichkeiten für eine tiefgehende Analyse der Dehnungszustände im Vergleich zu herkömmlichen Messtechniken für Dehnungsmessungen. Für chemisch vorgespannte Bauteile sind solche Untersuchungen von besonderer Bedeutung, da die gesamte Länge (oder auch die Oberfläche) eines Bauteils kontinuierlich überwacht werden kann. Darüber hinaus wurde festgestellt, dass die Übertragungslängen, nach der die Gesamtkraft aus Beton auf die Bewehrung übertragen wird, direkt erfasst und bestimmt werden können. Solche Messungen sind mit herkömmlichen Messtechniken nicht möglich oder würden mit einer erheblichen Beeinträchtigung des Verbundes durch Sensorschutzsysteme und Verkabelung einhergehen.

Die in diesem Beitrag vorgestellten Untersuchungen an den Balken waren Teil eines größeren Forschungsprogramms, das auch dünne Platten mit Textilbewehrung umfasste (Abb. 11), bei denen die Dehnungen in beide Richtungen der Plattenebene gemessen wurden. Hierbei wurden die Dehnungen an Carbondtextilgittern gemessen, was mit konventionellen Dehnungsmessstreifen aufgrund der Geometrie der Textilgelege bisher nicht einfach oder gar nicht möglich war.



Bild 11: Textildbewehrung mit faseroptischen Sensoren (links) und Platte nach dem Ausschalen (rechts)

## DANKSAGUNG

Die Autoren bedanken sich für die Förderung durch die Forschungsinitiative Zukunft Bau des Bundesinstitutes für Bau-, Stadt- und Raumforschung (Aktenzeichen: SWD-10.08.18.7-16.37) sowie bei der Firma Max Bögl Bauservice GmbH & Co. KG für die Beteiligung an dem Projekt.

## LITERATUR

- Aroni, S., Bertero, V., & Polivka, M. (1968): Chemically Prestressed Concrete, *PCI Journal*, 13(5), S. 22–35.
- ASTM C878 (2015): Standard Test Method for Restrained Expansion of Shrinkage-Compensating Concrete. ASTM International
- Fischer, O., Thoma, S. & Crepaz, S. (2019): Quasikontinuierliche faseroptische Dehnungsmessung zur Rissdetektion in Betonkonstruktionen, *Beton- und Stahlbetonbau*, 114, S. 1–10.
- Möll, H. (1954): *Spannbeton*, Berliner Union.
- Okamura, H., Tsuji, Y. & Maruyama, K. (1977): Application of Expansive Concrete in Structural Elements, *Journal of the Faculty of Engineering, University of Tokyo*, B 34(3), S. 481–507.
- Sieńko, R., Zych, M., Bednarski, Ł. & Howiacki, T. (2018): Strain and crack analysis within concrete members using distributed fibre optic sensors, *Structural Health Monitoring*, S. 1-17.
- Zdanowicz, K. & Marx, S. (2018): Thin concrete panels prestressed with carbon textile reinforcement: flexural testing. In: *Proceedings of 5th International fib Congress „Smarter - Better - Stronger“*, Melbourne, Australien.

"Wer die **perspektive** ändert, sieht die Dinge in einem ganz anderen Licht"

Karl Friedrich Schinkel (1781–1841)



***Neue Perspektiven entdecken.***

[perspektiven.holcim.de/architektur](http://perspektiven.holcim.de/architektur)



# Einfluss von Partikelwechselwirkungen und Hydratation auf die Rheologie von Zementsuspensionen

Julian Link<sup>1</sup>, Tabea von Bronk<sup>1</sup>, Ludger Lohaus<sup>1</sup> & Michael Haist<sup>1</sup>

<sup>1</sup>*Institut für Baustoffe (IfB), Hannover, Deutschland*

## **KURZFASSUNG:**

Die Fließeigenschaften von Zementsuspensionen sind stark von der Thixotropie geprägt. Die thixotropen Eigenschaften sind unter anderem ein Resultat der vorangegangenen Scherbelastungen, die das Agglomerations- und Dispergierungsverhalten der Zementpartikel beeinflussen. Im vorliegenden Beitrag werden die thixotropen Eigenschaften in Abhängigkeit der Intensität der Vorscherung untersucht und es wird aufgezeigt, dass die Aufbaurrate der dynamischen Viskosität sehr stark mit der Vorscherung in Zusammenhang steht. Im Werkstoff Beton erfährt der Zementleim eine zusätzliche Beeinflussung durch die vorhandene Gesteinskörnung. Der Einfluss der Gesteinskörnung auf die rheologischen Eigenschaften des Betonleims wird anhand vergleichender Untersuchungen von aus Betonen extrahierten Leimen und separat hergestellten reinen Zementleimen analysiert und diskutiert.

Keywords: Zementsuspension, Rheologie, Hydratation, Partikelwechselwirkung, Thixotropie

## **ABSTRACT:**

The rheological properties of cement suspensions are affected by thixotropy. The thixotropic properties are partially a result of pre-loadings controlling the agglomeration and dispersion state of cement particles. The dependence of thixotropic properties on the intensity of pre-shearing is investigated in this paper and a significant correlation of the structural build-up rate of the dynamic viscosity with the pre-shearing is shown. The cement paste in the concrete is additionally exposed to loadings caused by the presence of aggregates. The influence of aggregates on rheological properties of the paste is discussed by comparative investigations between pastes extracted from concrete and separately produced pure cement suspensions.

Keywords: cement suspension, rheology, hydration, particle interactions, thixotropy

## 1 EINLEITUNG

Für die Herstellung qualitativ hochwertiger und dauerhafter Bauwerke spielen die Verarbeitungseigenschaften des frischen Betons beim Einbau eine entscheidende Rolle. Die rheologischen Eigenschaften des Frischbetons müssen dabei auf die jeweiligen Gegebenheiten sowie die spezifischen Anforderungen angepasst sein, sodass die zu füllende Schalung möglichst lunkerfrei gefüllt wird und die Zusammensetzung des Betons über das gesamte Bauteil hinweg gleichmäßig ist. Die rheologischen Eigenschaften von frischem Beton werden dabei maßgeblich durch die rheologischen Eigenschaften des Zementleims, d. h. der Mischung aus Feinstpartikeln, wie Zement, Füller und Mehle sowie Wasser, bestimmt.

Das Fließverhalten von Zementsuspensionen ist stark von den Volumenanteilen von Feststoffen und Wasser, der Granulometrie der Feststoffe sowie deren Wechselwirkungen untereinander als auch mit Wasser abhängig. Durch Zugabe von Zusatzmitteln wie z. B. Verflüssiger und Fließmittel kann das Wechselwirkungsverhalten gezielt gesteuert werden. Aufgrund ihres hohen Feststoffgehalts – im Folgenden als Phasengehalt  $\phi$  bezeichnet –, des hohen Anteils an Partikeln kolloidaler Größe sowie der ausgeprägten Reaktivität der Zementpartikel zeigen Zementsuspensionen die Fließeigenschaften eines nicht-Newton'schen Fluids (Banfill 2003). Dies äußert sich in einer von der Scherrate abhängigen dynamischen Viskosität (Tattersall 1983). Hinzu kommt eine ausgeprägte Abhängigkeit der rheologischen Eigenschaften von der Schergeschichte (Roussel 2005).

Der Abfall der dynamischen Viskosität mit zunehmender Scherrate wurde von einer Vielzahl von Autoren untersucht und mittels Ansätzen der DLVO-Theorie begründet (Verwey et al. 1948). Danach unterliegen insbesondere die kolloidalen Bestandteile der Suspension agglomerierenden und dispergierenden Mechanismen (Wallevik 2003, Haist 2010, Lowke 2013). Die zugrundeliegenden mechanischen Wechselwirkungen bestehen aus anziehenden van-der-Waals-Kräften, abstoßenden Doppelschicht-Kräften, Coulomb'schen Atomwechselwirkungen und ggf. abstoßend wirkenden sterischen Effekten, die direkt oder indirekt (sterische Wechselwirkung) mittels der DLVO-Theorie prognostiziert werden können. Die DLVO-Theorie trifft dabei eine Reihe von Annahmen (z. B. ideal kugelförmige Partikel, ortsstabile Doppelschichten etc.), die auf Zementpartikel jedoch nicht oder nur bedingt übertragbar sind. Umfangreiche Untersuchungen von Wallevik (2003) zeigen jedoch, dass die dynamische Viskosität und die Thixotropie näherungsweise mittels der Hattori-Izumi-Theorie (Hattori und Izumi 1990) – diese nutzt als Grundlage die DLVO-Theorie – erklärt werden können.

Eine besondere Herausforderung bei der Vorhersage der rheologischen Eigenschaften von Zementsuspensionen besteht weiterhin darin, den Einfluss der fortschreitenden Zementhydratation auf die Partikelwechselwirkungen und somit die rheologischen Eigenschaften von Zementsuspensionen zu erfassen, zu modellieren und zu quantifizieren. Theoretisch begründete Überlegungen von Roussel et al. (2012) aber auch anderer Autoren (Jansen et al. 2018, Jakob et al. 2020) deuten dabei darauf hin, dass die durch die Hydratation gebildeten Mineralphasen signifikant die dynamische Viskosität und die Thixotropie von Zementsuspensionen beeinflussen. Roussel et al. (2012) identifizieren zwei verschiedene interpartikuläre Bindungsmechanismen, die unterschiedlicher Herkunft sind und somit bei verschiedenen Scherbelastungen maßgebend werden. Die maßgebende Ursache für das thixotrope Verhalten von Zementsuspensionen ist Roussel zur Folge in der Bildung von Calcium-Silikat-Hydrat (C-S-H)-Brücken zwischen den Zementpartikeln zu sehen (Roussel et al. 2012). Diese Theorie wird durch aktuelle Forschungsergebnisse der Autoren gestützt, die u. a. mittels Kernspinn-Resonanz-, Röntgen-Kleinwinkelstreungs- und rheologischen Messungen, einen Beitrag von C-S-H zur Strukturbildung in Zementleim nachweisen konnten. Dem gegenüber stehen Ergebnisse von

Jakob et al. (2020) die den hydratationsbedingten Anstieg der dynamischen Viskosität von Zementleim im frühen Hydratationsstadium mit einer Ettringit ausfällung im Zementleim erklärten.

Die Gesamtheit der in der Literatur vorliegenden Ergebnisse zeigt, dass insbesondere thixotrope Prozesse in Zementleim noch nicht im ausreichenden Maße verstanden sind, um diese mit der notwendigen Genauigkeit für eine Vorhersage des Verarbeitungsverhaltens frischen Betons nutzen zu können. Die zentrale Fragestellung besteht dabei darin, wie sich eine Scherbelastung sowohl auf das Strukturbruch- als auch auf das Strukturaufbauverhalten in der Suspension auswirkt. Da der Strukturaufbau – d. h. die mehr oder weniger schubsteife mechanische Vernetzung der Zementpartikel – im Ruhezustand ohne Scherung abläuft, ist dieser Prozess zwangsläufig von dem mittleren Abstand der Zementpartikel und damit vom Dispergierungsgrad sowie vom Hydratationsgrad abhängig. Diese Faktoren sind jedoch eine Funktion der vorangegangenen Scherung bzw. Dispergierung. Vor diesem Hintergrund wurden im hier beschriebenen Projekt umfangreiche Untersuchungen zum Strukturabbau- und –aufbauverhalten in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad durchgeführt. Diese Untersuchungen wurden in einem ersten Abschnitt an reinen Zementleimsuspensionen bei definierten Schergeschwindigkeiten vorgenommen. Betrachtet man jedoch das technische System Beton, so ist die Schergeschwindigkeit, der der Zementleim ausgesetzt ist, nicht bekannt, da Relativbewegungen der Gesteinskornpartikel untereinander zu einer starken Veränderung der makroskopisch vorliegenden Schwerkgeschwindigkeit führen können. Im zweiten Abschnitt des vorliegenden Beitrags wird daher der Frage nachgegangen, wie sich die rheologischen Eigenschaften gesondert hergestellter Zementleime von Zementleimen, die aus einem frischen Beton extrahiert wurden, unterscheiden.

## **2 QUANTIFIZIERUNG DES EINFLUSSES DER VORSCHERUNG AUF DIE RHEOLOGISCHEN EIGENSCHAFTEN VON ZEMENTLEIM**

Im Rahmen des DFG-Projekts ‚CONCERT - Component Additive Approach to Predict Cement Paste Rheology Considering Mineral and Particle Heterogeneity on Different Scales‘ wurde in Zusammenarbeit mit dem F. A. Finger Institut für Baustoffkunde der Bauhaus-Universität Weimar, dem Institut für Geowissenschaften der Universität Jena und dem Institut für Nukleare Entsorgung, Karlsruher Institut für Technologie das Strukturaufbau- und –abbauverhalten in Zementleim in Abhängigkeit der Scherbelastung, der Zusammensetzung der Suspension sowie dem Alter und der Temperatur der Mischung untersucht. Zielsetzung der Untersuchungen war es, die Strukturaufbauraten und die Strukturabbaurate in Abhängigkeit der zuvor genannten Kenngrößen zu quantifizieren. Die gewonnenen Daten bilden zusammen mit derzeit noch laufenden Untersuchungen zur Veränderung der Partikelwechselwirkungen (AFM-Untersuchungen) sowie der Partikel-Chemie und –Morphologie die Grundlage für eine geschlossene Beschreibung des rheologischen Verhaltens derartiger Suspensionen.

### *2.1 Ausgangsstoffe und Untersuchungsmethoden*

Die in vorliegendem Kapitel 2 dieses Beitrags beschriebenen Untersuchungen wurden an Zementleimen bestehend aus Zement CEM I 42,5 R (HeidelbergCement, Ennigerloh) und demineralisiertem Wasser durchgeführt. Der Zement besaß eine Rohdichte von  $3,12 \text{ g/cm}^3$  und eine spezifische Oberfläche nach Blaine von  $3600 \text{ cm}^2/\text{g}$ . Die mittlere Partikelgröße  $d_{50}$  wurde mittels Lasergranulometrie zu  $14,8 \text{ }\mu\text{m}$  bestimmt. Eine detaillierte Analyse des Zements inklusive chemischer und mineralogischer Zusammensetzung ist Lu (2019) zu entnehmen. Als Zusatzmittel wurde bei ausgewählten Zementsuspensionen ein Transportbetonfließmittel auf Polycarboxylatbasis (VP 2018/14.1) der Fa. BASF Construction Solutions GmbH zugegeben. Der Feststoffgehalt des

Fließmittels betrug 23 M.-% bei einer Rohdichte von  $1,05 \text{ g/cm}^3$  (DIN EN ISO 2811-1:2016-08). Das eingesetzte Fließmittel wurde mit einer wirkstoffbezogenen Dosierung von 0,05 M.-% des Wirkstoffs auf den Zementgehalt zugegeben. Die Zugabe erfolgte 2,5 min nach Wasserzugabe zum Zement. In den Untersuchungen wurde die Temperatur der Zementleime zwischen  $10 \text{ }^\circ\text{C}$ ,  $20 \text{ }^\circ\text{C}$  und  $30 \text{ }^\circ\text{C}$  variiert. Hierfür wurden die Ausgangsstoffe Zement und demineralisiertes Wasser soweit vortemperiert, sodass die gewünschten Suspensionstemperaturen nach Beenden des Anmischvorgangs zielsicher eingehalten wurden. Zudem wurden die Leime während der gesamten Dauer der Messungen mittels eines Flüssigkeitsthermostaten temperiert (Vorlauftemperatur entsprechend Zieltemperatur). Die Anmischung erfolgte in einem Mischer gemäß DIN 196-1 mit dem Mischungsregime gemäß Tabelle 1 (DIN 196-1:2016). Hierzu wurden 1778,9 g CEM I und 728,0 g Wasser miteinander vermischt. Dies entspricht einem Wasserzementwert (w/z-Wert) von 0,41 und einem volumetrischen Feststoffgehalt von 0,44. Bei der Fließmittelzugabe wurde 0,05 M.-% des Fließmittels-Wirkstoffs beigefügt, sodass bei derselben Zementmenge 3,9 g Fließmittel (entsprechend 0,9 g Fließmittel-Wirkstoff und 3,0 g Wasser) und 724,3 g Wasser zugegeben wurden. Die resultierenden Zementsuspensionen hatten ein Probenvolumen von  $1,3 \text{ dm}^3$ .

Tabelle 1: Herstellungsregime für die Suspensionen mittels Mischer nach DIN EN 196-1.

Vorgang	Mischintensität	Dauer [s]
Homogenisierung des trockenen Mischguts	Stufe 1	60
Wasserzugabe und Mischvorgang	Stufe 1	60
Ruhephase mit Rückführung von Anbackungen	-	90
Mischvorgang und ggfs. Zugabe von Fließmittel	Stufe 2	60
Ruhephase mit Rückführung von Anbackungen	-	30
Mischvorgang	Stufe 2	120

Nach Abschluss des Mischvorgangs wurden die Temperatur und Rohdichte des Leims ermittelt und der Leim in metallischen Mischgefäßen in einem, je nach Versuch mit  $10 \text{ }^\circ\text{C}$ ,  $20 \text{ }^\circ\text{C}$  oder  $30 \text{ }^\circ\text{C}$ , vortemperierten Wasserbad bis zur Untersuchung gelagert. Die Zementleimsuspensionen wurden, entsprechend ihrer vorgesehenen Messzeit, im Alter von 13, 28, 58, 118 oder 178 min (entsprechend 2 min vor dem Start der Rheometermessung) nochmals für 30 s mit der Intensitätsstufe I im zuvor genannten Mischer homogenisiert, bevor jeweils ein Probenvolumen von  $301 \text{ cm}^3$  in das Rheometer HAAKE MARS 60 eingebaut wurde. Angaben zur Umrechnung des im Rheometer angelegten Drehmoments und der Drehzahl in rheologische Kenngrößen Scherspannung  $\tau$  und Scherrate  $\dot{\gamma}$  sind Haist et al. (2020, in Vorbereitung) zu entnehmen.

Für jede hier dargestellte Messung wurde eine neue Probe verwendet, sodass diese bis zur Messung in einem ungescherten Zustand ruhen konnte. Hierdurch konnten die Hydratationseinflüsse präzise quantifiziert werden. Zusätzlich zu jeder Rheometermessung wurde das Hägermann-Fließmaß (d. h. ohne Schlag) in Anlehnung an DIN EN 1015-3 ermittelt (DIN EN 1015-3:2007-05).

Um den Einfluss der Vorscherung auf die sich einstellenden rheologischen Parameter zu quantifizieren, wurde in umfangreichen Voruntersuchungen eine Messsequenz entwickelt, die definierte Belastungs- (BP) und Entlastungsphasen (EP) aufweist (siehe Bild 1). Während der Belastungsphase wird ein Strukturbruch in der Probe erzeugt, der eine Reduktion der Agglomeratgröße der Zementpartikeln zur Folge hat und in einer charakteristischen spezifischen dynamischen Viskosität  $\eta_{\text{eq}}$  resultiert. Die

Intensität der Belastungen nimmt im Laufe der Messsequenz stufenförmig ab, um den Einfluss der Belastungshöhe auf den Strukturbruch, aber auch auf das nachfolgende Strukturaufbauverhalten, quantifizieren zu können. Jeder Belastungsphase folgt eine Entlastungsphase EP, in der die Veränderung sowohl der dynamischen Viskosität  $\eta$  als auch der Strukturgrenze  $\tau_s$  (siehe Haist (2010)) und des Schubmoduls  $|G^*|$  der Suspension quantifiziert werden. Die zeitliche Veränderung der dynamischen Viskosität  $\eta = \tau / \dot{\gamma}$  wird dabei durch Aufzeichnung der Schergeschwindigkeit  $\dot{\gamma}$  bei konstanter Scherspannung  $\tau = 30$  Pa erfasst. Weiterhin sind oszillatorische Messsequenzen (Amplituden Sweep) zwischengeschaltet. In diesen wird die Spannung  $\tau$  in Form einer Sinusschwingung von  $\tau_A = 0,497$  Pa bis  $\tau_A = 485$  Pa stufenförmig gesteigert bis die Auslenkung  $\varphi$  maximal 0,1 rad beträgt. Die Messfrequenz während dieser Messungen betrug  $f = 5$  Hz. Die Verformungsamplitude  $\gamma_A$  wurde aufgezeichnet. Mittels der gewonnenen Daten konnte die Veränderung des Schubmoduls  $|G^*| = |\tau_A / \gamma_A|$  und der Strukturgrenze  $\tau_s$  ermittelt werden (Methodik siehe Haist (2010)).

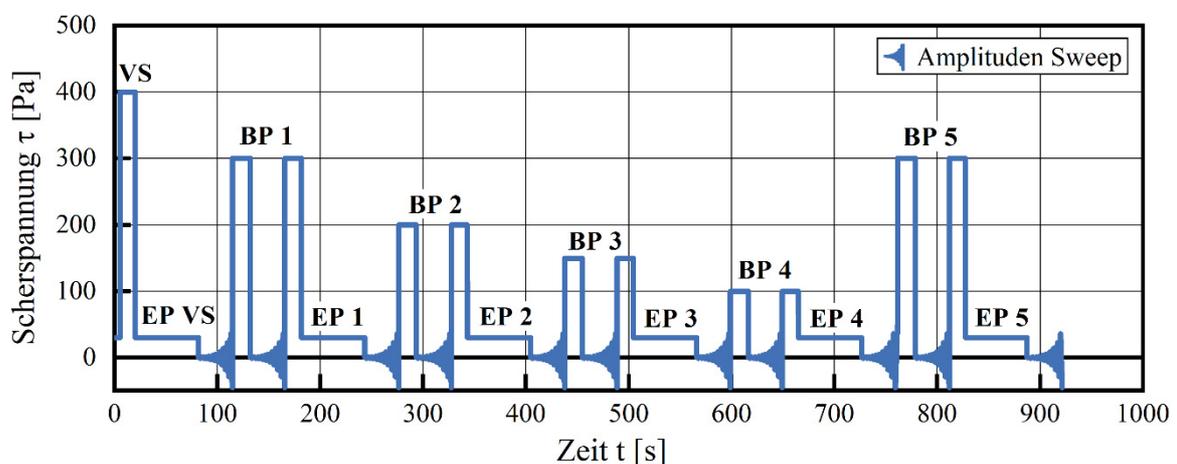


Bild 1: Spannungsgesteuertes Messprofil mit einer integrierten Vorscherung (VS) und Kombinationen von Belastungsphasen (BP) mit hohen Scherspannungen und Entlastungsphasen (EP) mit niedrigen Scherspannungen. Oszillatorische Messungen ermöglichen eine Bewertung der Strukturstärke.

## 2.2 Ergebnisse

Zur Untersuchung des Einflusses des Scherzustands sowie der Hydratation wurden die Zementsuspensionen bei 10 °C, 20 °C und 30 °C im Zeitraum zwischen 15 min und 180 min mittels des in Bild 1 dargestellten Messprofils untersucht. Die jeweiligen Belastungsphasen (d. h. hohe Scherspannung) waren durch einen exponentiellen Abfall der dynamischen Viskosität bis zu einem Grenzwert, der spezifischen dynamischen Viskosität  $\eta_{eq}$ , gekennzeichnet (siehe Bild 2, unten links).

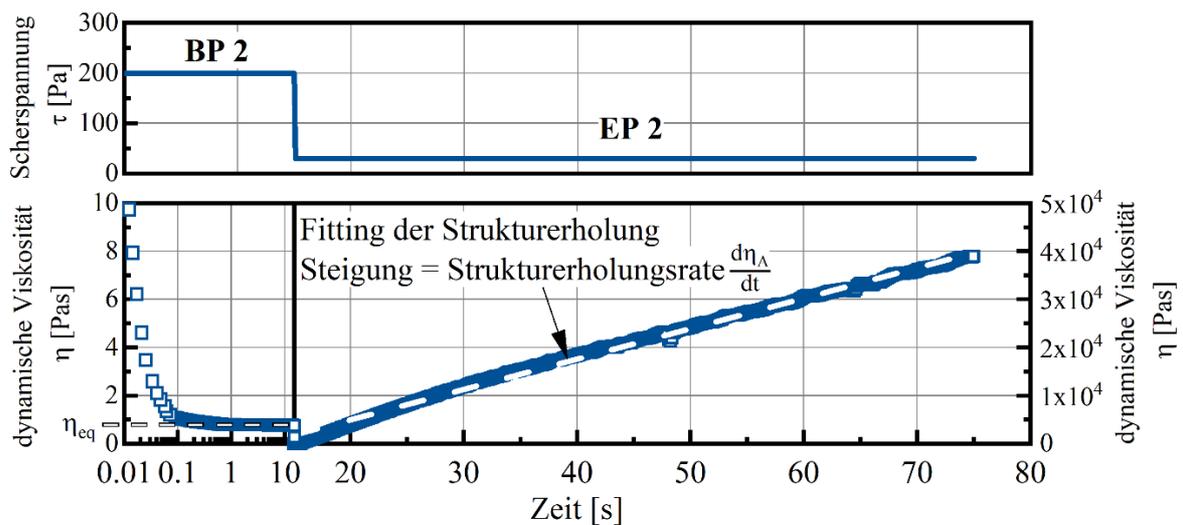


Bild 2: Darstellung der Veränderung der dynamischen Viskosität bei vorgegebener Spannung (oben) während der Belastungsphase BP (unten links) und der Entlastungsphase EP (unten rechts) sowie die Bestimmung der Strukturerrholungsrate  $d\eta_A/dt$ . Die unteren Kurven besitzen unterschiedliche Skalierungen.

Die spezifische dynamische Viskosität  $\eta_{eq}$  ist stark belastungsabhängig und zeigt für höhere Scherspannungen geringere Werte (Bild 2 und 3a). Vor allem in den unteren Spannungsbereichen ( $< 200$  Pa) nimmt  $\eta_{eq}$  signifikant zu, was durch das scherverdünnende Verhalten der Suspension erklärt werden kann.

Die mit der Wasserzugabe einsetzende Hydratation hat zur Folge, dass die Steifigkeit der Suspension mit zunehmendem Alter zunimmt und das bei gleicher Belastung zu späteren Zeitpunkten sich höhere spezifische dynamische Viskositäten  $\eta_{eq}$  einstellen.

Die Veränderung von  $\eta_{eq}$  in Abhängigkeit der Suspensionstemperatur sowie der Fließmitteldosierung ist in Bild 3b dargestellt. Die Scherbelastung betrug in dieser Darstellung jeweils  $\tau = 200$  Pa. Allgemein ist ein Anstieg von  $\eta_{eq}$  mit zunehmender Suspensionstemperatur und Hydratationsdauer zu erkennen. Bei den Zementsuspensionen mit Fließmittelzugabe bei  $10$  °C und  $20$  °C ist bis zu 180 min keine Veränderung von  $\eta_{eq}$  zu beobachten, sodass darauf geschlossen werden kann, dass die dispergierende Wirkung des Fließmittels dominiert und keine signifikante Strukturzunahme vorliegt. Die Werte für  $\eta_{eq}$  der auf  $30$  °C temperierten Probe stieg nach 120 min soweit an, dass bei Anlegung einer Scherspannung von 200 Pa keine Rotation mehr auftrat.

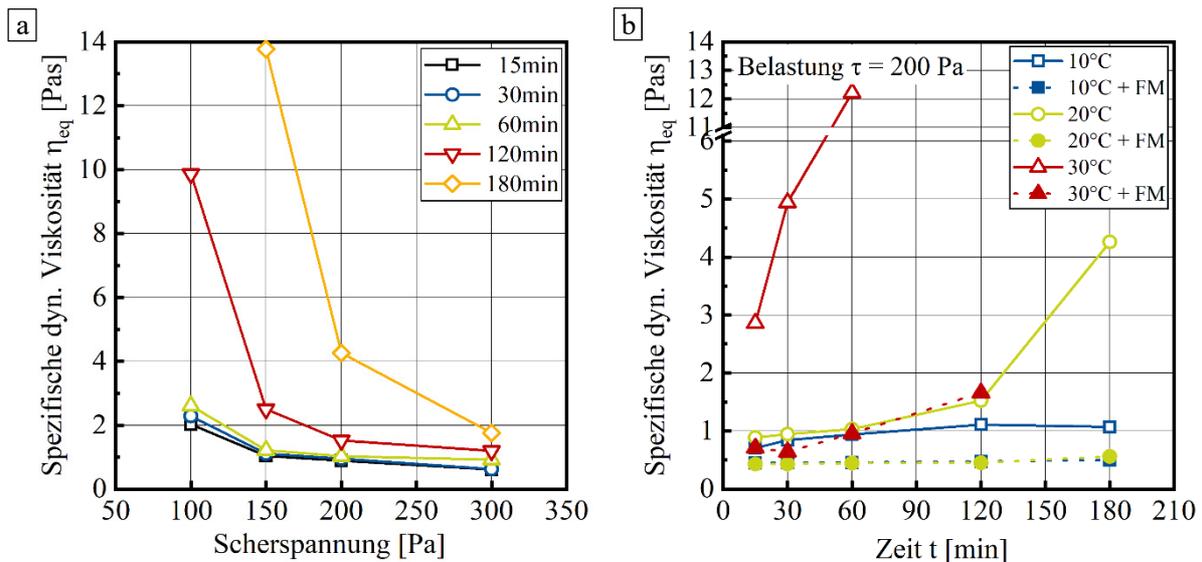


Bild 3: Spezifische dynamische Viskositäten in Abhängigkeit der Scherspannung sowie des Hydratationsprozesses. a) Zementsuspension bei 20 °C ohne Fließmittelzugabe. Geringere Scherspannungen führen zu höheren spezifischen dynamischen Viskositäten. b) Ansteigende spezifischer dynamische Viskosität mit zunehmender Hydratation.

Nach dem Strukturbruch in der Belastungsphase folgt der Strukturaufbau in der Entlastungsphase (EP), der mit einem erneuten Anstieg der dynamischen Viskosität einherging. Zur Ermittlung der Strukturaufbaurrate  $d\eta_A/dt$  wurde der Anstieg der dynamischen Viskosität  $\eta$  mittels einer Geraden gefittet (Bild 2, unten rechts). Die resultierende Steigung wurde als sog. Erholungsrate  $d\eta_A/dt$  angegeben. Diese Erholungsraten sind bei geringeren vorangehenden Scherspannungen höher als bei hohen vorangehenden Scherspannungen (Bild 4a). Im frühen Hydratationsstadium bleiben die Erholungsraten konstant, bzw. verringern sich nur geringfügig. Ab ca. 120 Minuten ist für den gewählten Zement bei 20 °C ein signifikanter Anstieg der Erholungsraten zu verzeichnen. Dies wird so interpretiert, dass durch den fortschreitenden Hydratationsprozess die Agglomeratgröße der Zementpartikel zunimmt, sodass der Strukturaufbau durch bereits größere vorliegende Partikel schneller abläuft. In Bild 4b ist die Erholungsrate bei gleicher Vorbelastung ( $\tau = 200$  Pa) dargestellt. Die Daten zeigen, dass bei höherer Temperatur aufgrund der fortgeschrittenen Hydratation eine höhere Aufbaurrate vorliegt. Eine Zugabe von Fließmittel reduziert die Strukturheilungsrate, da der dispergierende Effekt der Fließmittel der Strukturbildung im frühen Hydratationsstadium entgegenwirkt. Die Suspensionen bei 30 °C erreichen sehr schnell eine Steifigkeit, die außerhalb der definierten Aufnahmekapazität des Messprofils liegt.

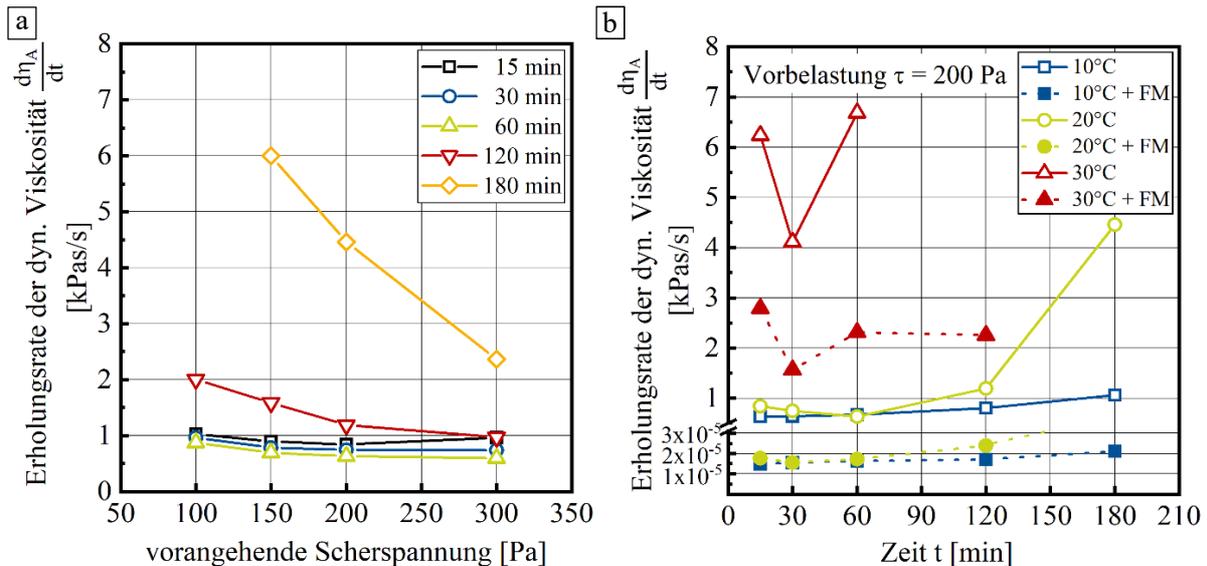


Bild 4: Erholungsraten  $d\eta_A/dt$  der dynamischen Viskosität in Abhängigkeit der vorangehenden Scherspannung und des Hydratationseinflusses. a) Zementsuspension bei 20°C ohne Fließmittelzugabe. b) Erholungsrate in Abhängigkeit der Hydrationszeit.

### 3 EINFLUSS VON GESTEINSKORN-WECHSELWIRKUNGEN AUF DIE ZUSAMMENSETZUNG UND DAS RHEOLOGISCHE VERHALTEN VON ZEMENTSUSPENSIONEN

Die Scherbelastung  $\tau$ , nachfolgend durch das Drehmoment  $T$  ausgedrückt und die Schergeschwindigkeit  $\dot{\gamma}$ , nachfolgend durch die Umdrehungsgeschwindigkeit  $\Omega$  ausgedrückt, die Zementleim in Beton erfährt sind nicht identisch zu den Spannungen und Schergeschwindigkeiten die das System makroskopisch erfährt. Insbesondere ist davon auszugehen, dass durch Wechselwirkungen von Gesteinskornpartikeln (Relativbewegungen mit resultierenden Strömungskräften; Kontakt und Impulsaustausch etc.) es zu einem starken Anstieg sowohl der auf den Zementleim wirkenden Scherbelastung als auch der Schergeschwindigkeit im Vergleich zu den makroskopischen Wirkgrößen kommt. Eine Zielsetzung des DFG-Projekts ‚Mischungsstabilität von Beton unter Rüttleinwirkung – Analyse des nano- und mikroskopischen Strukturaufbau- und Strukturabbauverhaltens zementhaltiger Suspensionen‘, das in Zusammenarbeit mit dem Institut für Physikalische Chemie und Elektrochemie, geleitet von Frau Prof. Dr. Bigall, durchgeführt wird, ist es, den Einfluss dieser Wechselwirkungen zu quantifizieren und mögliche Konsequenzen für die rheologischen Eigenschaften des Betons als auch für dessen Sedimentationsstabilität vorherzusagen. Im Rahmen der experimentellen Untersuchungen wurden hierzu Betone mit definierter Zusammensetzung hergestellt und anschließend der in den Betonen enthaltene Zementleim durch ein speziell entwickeltes Siebverfahren extrahiert. Die rheologischen Eigenschaften und Partikelgrößenverteilung dieser als ‚Betonleime‘ (BL) bezeichneten Suspensionen wurden ermittelt. Parallel hierzu wurden reine Zementleime (Abkürzung ZL; d. h. Zement, Wasser und Fließmittel) in einem Labormischer hergestellt und als Referenz untersucht. Bild 5 zeigt schematisch den Versuchsablauf.

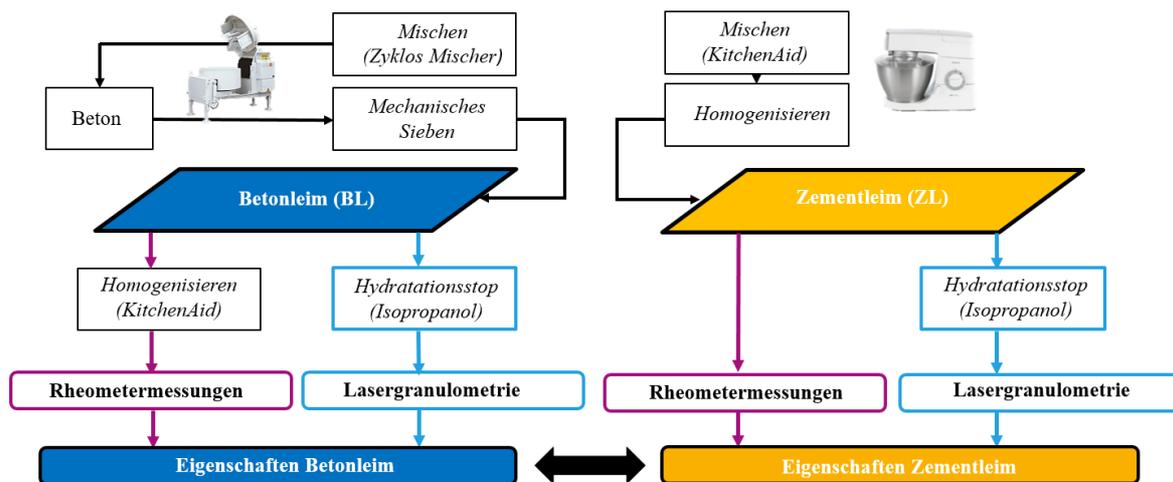


Bild 5: Übersicht der Probenherstellung sowie durchgeführten Untersuchungen an Betonleim und Zementleim

Im Rahmen der Untersuchungen wurde gezielt der Einfluss der Betonzusammensetzung auf die Eigenschaften der Betonleime untersucht. Hierzu wurde die Fließmittelkonzentration in Stufen à 0,25 M.-% v. Z. von 0,00 M.-% v. Z. bis 0,75 M.-% v. Z. variiert. Weiterhin wurde der Leimgehalt im Beton in Stufen à 25 dm<sup>3</sup>/m<sup>3</sup> von 350 dm<sup>3</sup>/m<sup>3</sup> bis 400 dm<sup>3</sup>/m<sup>3</sup> variiert.

### 3.1 Ausgangsstoffe und Untersuchungsmethoden

Für die Herstellung aller Leime wurde Portlandzement CEM I 42,5 R (HeidelbergCement, Ennigerloh) und Leitungswasser (Stadtwerke Hannover) verwendet. Die Ausgangsmaterialien Zement und Fließmittel sind identisch zu Kapitel 2.1. Als Gesteinskörnung für die Herstellung der Betone kam Weserkies (Tündern) in den drei Fraktionen 0/2, 2/8 und 8/16 (mm) im trockenen Zustand zum Einsatz. Die Sieblinie der Betone war eine AB-Sieblinie mit einem Größtkorn von 16 mm (siehe Bild 6).

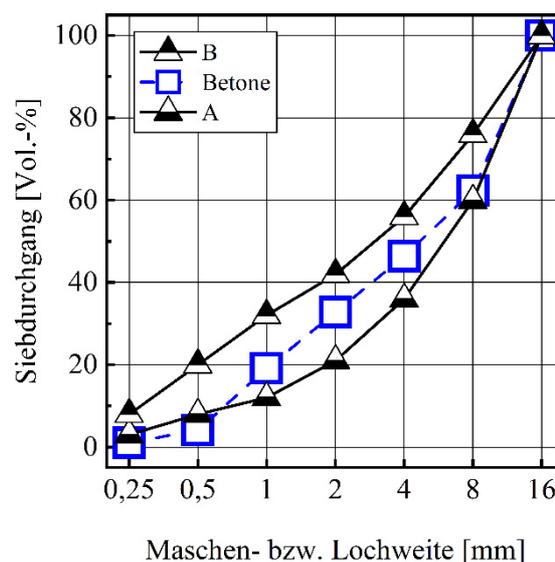


Bild 6: Sieblinie der hergestellten Betone

Alle Betone wurden in einem Gleichlauf-Zwangsmischer (Pemat Zyklus ZK 75 HE) hergestellt. Der Mischablauf wurde wie folgt gewählt: 30 s Vormischen der trockenen Ausgangsstoffe, 30 s Wasserzugabe und Mischen, 30 s Rückführung von Anbackungen mit der Kelle, 10 s Fließmittelzugabe während dem Mischen, 200 s Mischen. Nach Abschluss des Mischvorgangs wurden das Ausbreitmaß und die Rohdichte des Betons bestimmt. Anschließend wurde der Betonleim von der Gesteinskörnung durch händische Siebung auf einem Rütteltisch getrennt. Hierzu wurde der Frischbeton portionsweise auf Sieben mit den Lochweiten 4 mm, 2 mm und 1 mm auf dem Rütteltisch vorgesiebt. Anschließend wurde der so gewonnene Siebdurchgang auf ein Sieb mit der Lochweite von 0,125 mm gegeben und ebenfalls mechanisch auf dem Rütteltisch gesiebt, sodass der extrahierte Betonleim eine Partikelgrößenverteilung bis max. 0,125 mm besaß. Nach Abschluss des Siebvorgangs wurde der Betonleim für 30 s in einem Mischer (Kenwood KitchenAid KM336 S Chef Classic) auf Stufe 5 homogenisiert. Anschließend wurden die rheologischen Eigenschaften des Leims in einem Rheometer untersucht.

Der Anmischvorgang für die Labor-Zementleime (ZL) im zuvor genannten Leimmischer wurde wie folgt gewählt: 30 s Vormischen der trockenen Ausgangsstoffe, 45 s Wasserzugabe und Mischen (Stufe 1), 45 s Fließmittelzugabe und Mischen (Stufe 1), 30 s Rückführung von Anbackungen mit dem Löffel, 180 s Mischen (Stufe. 2). Nach Abschluss des Mischprozesses der Zementleime wurden diese bis zur weiteren Untersuchung mit geringer Intensität (Stufe 1) gerührt, um eine ständige auftretende Scherung wie im Fahrmischer zu simulieren.

Die Rheometermessungen an den beiden Leimen wurden 35 Minuten nach Wasserzugabe mit dem Rheometer Viskomat NT (Schleibinger Geräte) unter Verwendung des modifizierten Leimpaddels (V0003 Schleibinger Geräte) durchgeführt. Die Proben standen während der gesamten Messung in einem auf 20 °C temperierten Wasserbad. Das Messprofil ist in Bild 7 dargestellt und besteht aus einer Vorscherung des Materials bei 80 U/min für 60 Sekunden und einem anschließend abwärtsgerichteten Stufenprofil, bei der jede Stufe für 15 s gehalten wurde. Der Messstopf mit der Probe rotiert gemäß dem Messprofil (Umdrehungsgeschwindigkeit  $\Omega$ ) um das Messpaddel (Couette-System) und das auf das Leimpaddel wirkende Drehmoment  $T$  wird auf den Messkopf übertragen und aufgezeichnet. Aus den gemessenen Drehmomenten in Abhängigkeit der Drehzahl werden Fließkurven erstellt. Um das charakteristische Fließverhalten der einzelnen Proben zu vergleichen, wurden die Fließkurven der Zementleime und der Betonleime im Bereich der Belastungsgeschwindigkeiten von 10-80 U/min mittels Bingham-Regression ausgewertet.

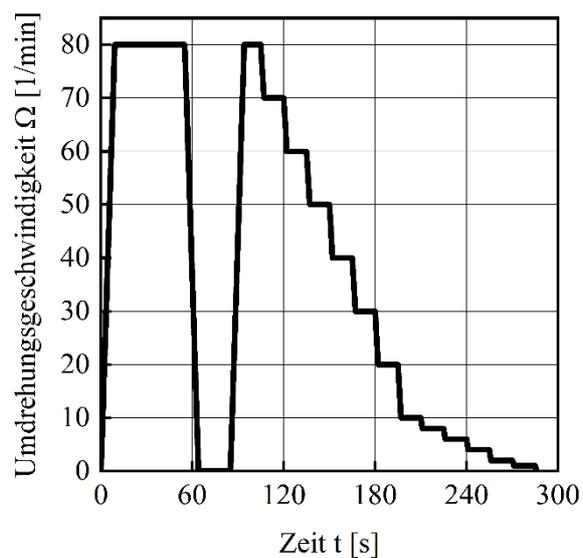


Bild 7: Messprofil für die rotatorischen Untersuchungen am Rheometer Viskomat NT

Zusätzlich zu den rheologischen Messungen wurde auch die Partikelgrößenverteilung der Leime ermittelt. Hierzu wurden aus den Betonleimen und den Zementleimen jeweils ein Probevolumen von ca. 10 ml entnommen und deren Hydratation durch Vermischung (10 min bei 50 U/min gerührt) mit 50 ml Isopropanol ( $\geq 99,8\%$  Isopropanol, Carl Roth) abgestoppt. Anschließend wurden die Wasser-Isopropanol-Zement-Suspensionen über einen Büchnertrichter filtriert (Papierfilter 4-12  $\mu\text{m}$ ) und dabei drei Mal mit jeweils 10 ml Isopropanol gespült. Der Filtrerrückstand wurde getrocknet. An den getrockneten Proben wurde die Partikelgrößenverteilung mittels Lasergranulometrie (CILAS-Granulometer 715) bestimmt.

### 3.2 Untersuchungsergebnisse

In Bild 8 sind die Fließkurven  $T(\Omega)$  von Betonleimen und Zementleimen mit einem w/z-Wert von 0,48 (Feststoffgehalt  $\phi = 0,40$ ) ohne Fließmittel und mit jew. 0,25 M.-%, 0,50 M.-% und 0,75 M.-% vom Zementgewicht des in Kap. 3.1 genannten Fließmittels dargestellt. Die gestrichelten Linien kennzeichnen die Bingham-Regression der jeweiligen Datenpunkte im Umdrehungsgeschwindigkeitsbereich  $\Omega$  von 10 U/min bis 80 U/min. Die Betone aus denen die Betonleime extrahiert wurden, besaßen ein Leimvolumen von  $400 \text{ dm}^3/\text{m}^3$ . Grundsätzlich – und wie zu erwarten – gilt, dass die Drehmomente für die Leime mit Fließmittel wesentlich geringer sind, als für die Leime ohne Fließmittel. Bei den Leimen mit hohen Fließmittelgehalten ist zu erkennen, dass der Fließmittelsättigungspunkt nahezu erreicht ist, da mit zunehmender Dosierung kein weiterer Abfall des Drehmoments  $T$  mehr zu beobachten ist. Beim Vergleich der Betonleime mit den korrespondierenden Zementleimen ist zu beobachten, dass Unterschiede zwischen beiden Leimen vorhanden sind und die Betonleime höhere Drehmomente erzeugen, wohingegen die Zementleime höhere Steigungen – d. h. plastische Viskositäten – besitzen.

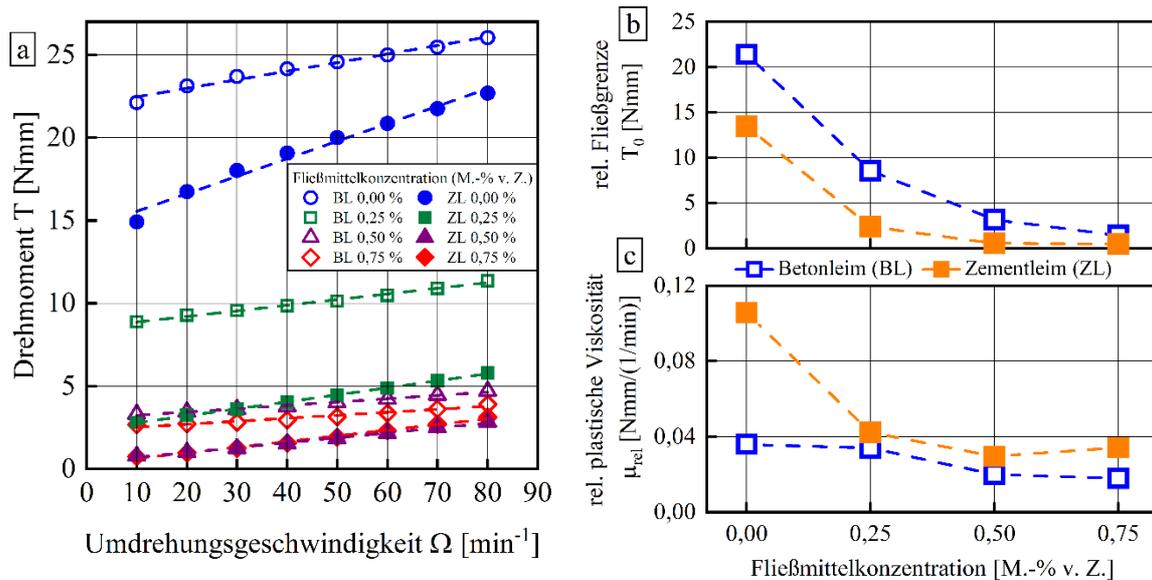


Bild 8: Fließkurven (a) der Betonleime (BL; Leimgehalt  $400 \text{ dm}^3/\text{m}^3$ ) und Zementleime (ZL) mit variierender Fließmittelkonzentration [M.-% v. Z.] bei konstantem w/z-Wert von 0,48; Bingham Regressionsparameter für die rel. Fließgrenze  $T_0$  (b) und die rel. plastische Viskosität  $\mu_{\text{rel}}$  (c)

Aus der Bingham Auswertung der in Bild 8 (a) dargestellten Fließkurven wird deutlich, dass die relative Fließgrenze  $T_0$  (Bild 8 (b)) und die relative plastische Viskosität  $\mu_{\text{rel}}$  (Bild 8 (c)) mit zunehmender Fließmittelkonzentration abnehmen. Während die rel. Fließgrenzen  $T_0$  für die Betonleime größer ist als die rel. Fließgrenzen  $T_0$  der dazugehörigen Zementleime (Bild 8 (b)), ist die rel. plastischen Viskosität  $\mu_{\text{rel}}$  der Zementleime höher als die rel. plastischen Viskosität  $\mu_{\text{rel}}$  der Betonleime (Bild 8 (b)).

Um die Ursachen für die beobachteten Unterschiede in den rheologischen Eigenschaften der Zementleime und der Betonleime näher eingrenzen zu können, wurden die an den unterschiedlichen Proben jeweils entnommenen Teilproben hinsichtlich ihrer Partikelgrößenverteilung verglichen. Wie aus Bild 9 deutlich wird, ist die Granulometrie von ZL- und BL-Proben nahezu identisch, zeigt jedoch eine systematische Verschiebung hin zu kleineren Partikelgrößen im Kornband  $< 30 \mu\text{m}$ . In wie weit die beobachteten Unterschiede als signifikant für die rheologischen Eigenschaften zu werten sind, soll durch derzeit laufende Untersuchungen geklärt werden.

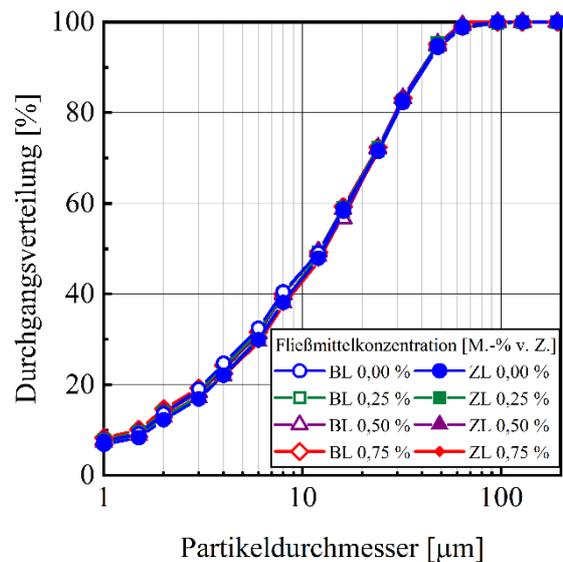


Bild 9: Partikelgrößenverteilungen ermittelt mittels Lasergranulometrie an mit Isopropanol in der Hydratation gestoppten und dispergierten Proben von Betonleimen (BL; Leimgehalt  $400 \text{ dm}^3/\text{m}^3$ ) und Zementleimen (ZL) mit variierender Fließmittelkonzentration [M.-% v. Z.] bei konstantem w/z-Wert von 0,48.

Neben möglichen Einflüssen aus einer veränderten Partikelgrößenverteilung ist eine weitere mögliche Ursache in einem veränderten Wassergehalt der Betonleime gegenüber den Zementleimen zu sehen. Durch die Benetzung der Gesteinskörnung im Beton durch die Betonleime, ist mit einer Bindung von Teilen des Anmachwassers an der Oberfläche der Gesteinskörnung und damit einer Steigerung des Phasegehalts zu rechnen. Dieser Mechanismus wird derzeit durch laufende Messungen des Wassergehalts der Leime im Darrversuch quantifiziert.

In einem weiteren Schritt wurde der Leimgehalt der Betone bei gleicher Leim-Ausgangszusammensetzung ( $w/z = 0,48$ ;  $\phi = 0,40$ ; FM-Gehalt 0,5 M.-% v. Z.) sowie gleicher Art und Sieblinie der Gesteinskörnung in Stufen von  $350 \text{ dm}^3/\text{m}^3$ ,  $375 \text{ dm}^3/\text{m}^3$  und  $400 \text{ dm}^3/\text{m}^3$  variiert und die Fließgrenze der resultierenden Betonleime ermittelt. Die Ergebnisse sind in Bild 10 dargestellt. Mit zunehmendem Leimgehalt im Beton, nimmt die relative Fließgrenze im Betonleim ab. Die Fließgrenze im zugehörigen Zementleim ( $w/z$ -Wert von 0,48; FM-Gehalt 0,50 M.-% v. Z.) ist wesentlich geringer als für die ausgewählten Betonleime. Mit abnehmendem Leimgehalt im Beton steigt der Anteil an Gesteinskörnung und somit auch an Feinkomponenten ( $\leq 0,125 \text{ mm}$ ) im Betonleim. Mit dem Gesteinskörnungsanteil variiert die zu benetzende Oberfläche, was einen Einfluss auf die Wassermenge im Leim hat und somit auf die Fließeigenschaften im extrahierten Betonleim.

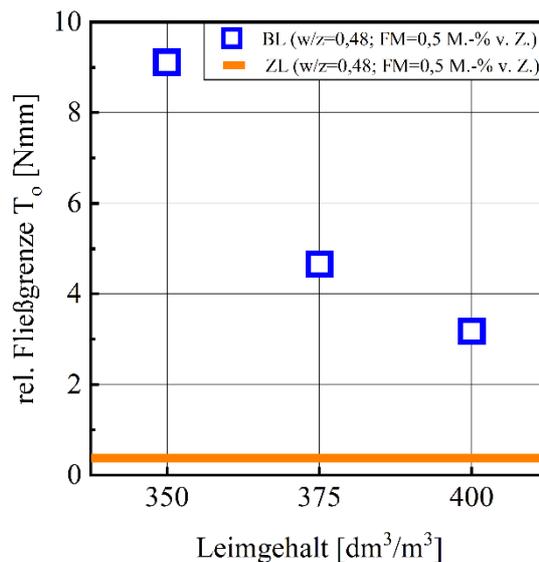


Bild 10: Relative Fließgrenzen  $T_0$  der Betonleime (BL) aus Betonen mit unterschiedlichen Leimgehalten im Vergleich zur Fließgrenze des analogen Zementleims (ZL)

#### 4 SCHLUSSFOLGERUNGEN UND ZUSAMMENFASSUNG

Zielsetzung der vorgestellten Untersuchungen war es, den Einfluss von Scherbelastungen auf das Agglomerations- und Dispergierungsverhalten von Zementpartikeln und damit auf die Thixotropie von Zementleimen zu quantifizieren. Die in Kapitel 2 vorgestellten Ergebnisse zeigen dabei, dass mit einer zunehmenden Scherbelastung ein stärkerer Strukturbruch einhergeht, der sich in einer abnehmenden dynamischen Viskosität  $\eta$  äußert. Von besonderer Relevanz war jedoch die Frage, wie sich diese Vorscherung auf das anschließende Strukturaufbauverhalten im Ruhezustand auswirkt und wie dieses Verhalten durch die Hydratation beeinflusst wird. In den durchgeführten Untersuchungen hat sich gezeigt, dass sich während der Belastungsphase bei höheren Scherspannungen geringere spezifische dynamische Viskositäten  $\eta_{eq}$  einstellen. Dementsprechend steigt  $\eta_{eq}$  bei geringeren Scherspannungen an, was darauf hindeutet, dass hierbei größere Partikelagglomerate vorliegen. Die folgende Strukturaufbaurrate  $d\eta_A/dt$  zeigt bei geringen Vorscherungen höhere Raten, da die größeren vorliegenden Partikelagglomerate durch weitere Agglomeration schneller an Größe gewinnen können, was sich in einem stärkeren Anstieg der dynamischen Viskosität  $\eta$  zeigt. Bei hoher Vorscherung während der Belastungsphase hingegen werden sehr kleine Partikelagglomerate gebildet, deren Anwachsen zu größeren Partikelverbänden während der Erholungsphase in einer geringeren Strukturaufbaurrate  $d\eta_A/dt$  resultiert.

Hinsichtlich des Einflusses von Hydratationsprozessen ist zu erkennen, dass sowohl die spezifische dynamische Viskositäten  $\eta_{eq}$  als auch die Strukturaufbauraten  $d\eta_A/dt$  in späteren Hydratationsstadien höhere Werte erreichen, sodass eine Zunahme der Agglomeratgrößen vermutet wird. Da auch durch hohe Scherungen in der Belastungsphase kein Aufbrechen dieser Partikelagglomeration mehr möglich ist, deutet dies auf Entwicklungen von irreversiblen Strukturen durch Ausfällung von Hydratationsprodukten hin. Dieser Zusammenhang ist vor allem mit Beginn der Beschleunigungsperiode ab ca. 120 min zu erkennen, da es hier zur vermehrten Ausfällung der Hydratationsprodukte Calciumsilikathydrat und Calciumhydroxid kommt. Eine Erhöhung der

Temperatur geht mit einer beschleunigten Ausbildung von größeren Agglomeraten einher, was durch eine höhere Reaktionskinetik und somit stärkerer Bildung von Hydratationsprodukten begründet ist. Eine Verlangsamung der Reaktion kann durch Fließmittelzugabe erreicht werden. Neben der verringerten anfänglichen spezifischen dynamischen Viskosität  $\eta_{eq}$  sowie Strukturaufbaurrate  $d\eta_A/dt$  lässt sich vermuten, dass die Wirkung der Fließmittel als Inhibitor eine geringere Zunahme der Agglomeration im Untersuchungszeitraum zulässt. Dies wird in Sowoidnich (2015) mit einer Reduktion der Reaktionsrate bei der Hydratation von  $C_3S$  begründet. Es zeigt sich somit, dass die Vorscherung einen signifikanten Einfluss auf das Strukturaufbauverhalten besitzt und die rheologischen Eigenschaften sehr stark von der Vorbelastung geprägt sind. In weiterführenden Untersuchungen werden weitere Einflussfaktoren auf das Strukturaufbauverhalten untersucht und Ansätze zur angepassten Modellierung der Vorhersage der rheologischen Eigenschaften in Abhängigkeit der Vorscherung entwickelt.

Das Dispergierungsverhalten der Zementpartikel unterliegt im System Beton nicht nur der makroskopisch anliegenden Scherspannung bzw. der ggf. angelegten Schergeschwindigkeit, sondern wird auch durch Wechselwirkungen zwischen Zementpartikeln und der Gesteinskörnung beeinflusst. Diese Wechselwirkungen beeinflussen zum einen die Zusammensetzung der Leime im Beton und zum anderen den Agglomerationsgrad. Die rheologischen Eigenschaften von aus Betonen extrahierten Leimen und separat hergestellten Zementleimen unterscheiden sich signifikant. So zeigen die extrahierten Betonleime höhere relative Fließgrenzen  $T_0$  bei geringeren relativen plastischen Viskositäten  $\mu_{rel}$  als die Zementleime. Diese Unterschiede konnten sowohl bei variierenden Fließmittelkonzentrationen als auch bei Änderung des Leimgehaltes im Ausgangsbeton festgestellt werden. Eine mögliche Ursache kann der veränderte Wassergehalt der Betonleime infolge Benetzung von Gesteinskornoberflächen darstellen, sowie die unterschiedlichen Mischprozesse.

## **DANKSAGUNG**

Die Autoren danken der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG) unter den Fördermittelnummern HA 7917/3-1 und LO 751/26-1 für die finanzielle Unterstützung im Rahmen des Schwerpunktprogramms (SPP 2005) „Opus Fluidum Futurum – Rheologie reaktiver, multiskaliger, mehrphasiger Baustoffsysteme“. Ein großer Dank gilt den Firmen HeidelbergCement AG und BASF Construction Solutions GmbH für die Bereitstellung des Zements sowie des Fließmittels im Schwerpunktprogramm SPP 2005.

## LITERATUR

- Banfill, P.F.G. (2003): The Rheology of fresh cement and concrete-A review. In Proceedings of the 11th International Cement Chemistry Congress, Durban, UK, 11–16 May 2003.
- DIN 196-1:2016-11: Prüfverfahren für Zement – Teil 1: Bestimmung der Festigkeit; Deutsche Fassung EN 196-1:2016, Beuth, Berlin.
- DIN EN 1015-3:2007-05 (2007): Prüfverfahren für Mörtel für Mauerwerk - Teil 3: Bestimmung der Konsistenz von Frischmörtel (mit Ausbreittisch); Deutsche Fassung EN 1015-3:1999+A1:2004+A2:2006, Beuth, Berlin.
- DIN EN ISO 2811-1:2016-08 (2016): Beschichtungsstoffe - Bestimmung der Dichte - Teil 1: Pyknometer-Verfahren; Deutsche Fassung EN ISO 2811-1:2016, Beuth, Berlin.
- Haist, M. (2010): Zur Rheologie und den physikalischen Wechselwirkungen bei Zementsuspensionen, Dissertation, KIT Verlag Karlsruhe.
- Haist, M.; Link, J.; Nicia, D. et al. (2020): Interlaboratory test on rheological properties of cement pastes and reference substances – Part 1: Comparability and evaluation of measurements with different geometries, zurzeit in Vorbereitung.
- Hattori, K. & Izumi, K. (1990): A new viscosity equation for the non-newtonian suspensions and its application. In: P.F.G. Banfill (Hg.): Rheology of Fresh Cement and Concrete, Proceedings of the International Conference Organized by the British Society of Rheology, 1990.
- Jansen, D.; Naber, Ch.; Ectors, D.; Lu, Z.; Kong, X.-M.; Goetz-Neunhoeffler, F. & Neubauer, J. (2018): The early hydration of OPC investigated by in-situ XRD, heat flow calorimetry, pore water analysis and <sup>1</sup>H NMR: Learning about adsorbed ions from a complete mass balance approach, Cement and Concrete Research, Ausgabe 109, S.230-242.
- Jakob, C.; Jansen, D.; Pott, U. & Neubauer, J. (2020): Comparing Phase Development and Rheological Properties of OPC Paste Within the First Hour of Hydration. In: Mechtcherine, V.; Khayat, K.; Secrieru, E. (Hrsg.) Rheology and Processing of Construction Materials. RheoCon 2019, SCC 2019. RILEM Bookseries 23, Springer, Cham, S. 219-227.
- Lowke, D. (2013): Sedimentationsverhalten und Robustheit Selbstverdichtender Betone - Optimierung auf Basis der Modellierung der interpartikulären Wechselwirkungen in zementbasierten Suspensionen. Dissertation. München, 2013.
- Lu, Z. et. al. (2019): Characterization on CEM I 42.5 R used for DFG SPP 2005 “Opus Fluidum Futurum- Rheology of reactive, multiscale, multiphase construction materials, Data in Brief, submitted. Online verfügbar unter <http://dx.doi.org/10.14279/depositonce-9023>.
- Roussel, N. (2005): Steady and transient flow behaviour of fresh cement pastes, Cement and Concrete Research, Vol. 35, S.1656-1664.
- Roussel, N.; Ovarlez, G.; Garrault, S. & Brumaud, C. (2012): The origins of thixotropy of fresh cement pastes, Cement and Concrete Research, Vol. 42 (1), S.148-157.
- Sowoidnich, Thomas (2015): A Study of Retarding Effects on Cement and Tricalcium Silicate Hydration induced by Superplasticizers, Dissertation, Bauhaus-Universität Weimar.
- Tattershall, G.H. und Banfill, P.F.G. (1983): The rheology of fresh concrete, Pitman.
- Verwey, E. J. W., Overweek, J. TH., G. (1948): Theory of the Stability of Lyophobic Colloids. Elsevier Publishing Company, Amsterdam, Niederlande.
- Wallevik, J. E. (2003): Rheology of Particle Suspensions: Fresh Concrete, Mortar and Cement Paste with Various Types of Lignosulfonates, Dissertation, The Norwegian University of Science and Technology (NTNU).

# Einfluss des Early-Age-Movement auf die Eigenschaften von Grout-Materialien

Dario Cotardo, Prof. Michael Haist, Prof. Ludger Lohaus

*Institut für Baustoffe, Leibniz Universität Hannover, Hannover, Deutschland*

## **KURZFASSUNG:**

Der Einfluss des sog. Early-Age-Movement (EAM) – d. h. der durch Wind und Wellengang bedingten zyklischen Relativverschiebung zweier durch Hochleistungsbeton (sog. Grout-Material) zu verbindenden Stahlbauteile von Offshore-Windenergieanlagen – auf die rheologischen Eigenschaften des Grout-Materials ist bislang nur unzureichend erforscht. Ein aktueller Ansatz, der eine Kombination aus rotatorischen und oszillatorischen Scherversuchen darstellt, wurde im Rahmen dieses Beitrages verwendet, um den Einfluss des EAM auf die Rheologie von Grout-Materialien quantitativ zu erfassen. Weiterhin wird der Einfluss aus dem EAM auf die Druckfestigkeit des erhärteten Grout-Materials beschrieben. Es konnte festgestellt werden, dass mit geringerem Wassergehalt ein beschleunigter Anstieg der rheologischen Eigenschaften eintritt. Dies wird auf den geringeren Partikelabstand in der Suspension des Grout-Materials mit geringerem Wassergehalt zurückgeführt. Darüber hinaus tritt mit größerem Oszillationswinkel eine beschleunigte Zunahme der rheologischen Eigenschaften ein, was auf Agglomerations- und Entlüftungsprozesse zurückzuführen ist. Letzteres erhöht die Druckfestigkeit des erhärteten Grout-Materials.

Keywords: Grouted Joints für Offshore-Tragstrukturen, Grout-Material, Early-Age-Movement, Rheologie;

## **ABSTRACT:**

The influence of the phenomenon Early-Age-Movement (EAM) on the rheological properties of grout is vastly unexplored so far. A new approach, which represents a combination of rotational and oscillatory shear tests, was used in order to investigate the influence of EAM on the rheology of grout. Furthermore, the influence of EAM on the compressive strength of hardening grouts was investigated. It could be shown that the lower the water content of the grout, the more accelerated an increase in rheological properties is. This was ascribed to the reduced interparticle distance with reduced water content. In addition, a greater oscillation angle leads to an accelerated increase in rheological properties, which is concluded to result by extrinsic agglomeration processes superimposed by a deaeration of the grout. The last effect results in a greater compressive strength of the hardened grout.

Keywords: Grouted Joints for Offshore Plants, Grout Material, Early-Age-Movement, Rheology;

## 1 EINLEITUNG

Grouted-Joint-Verbindungen sind für die Installation von Offshore-Tragstrukturen (Windenergieanlagen und Plattformen) eine nahezu unverzichtbare Methode, um den in den Meeresboden gerammten Gründungspfahl mit der stählernen Unterstruktur der Windenergieanlage zu verbinden. Grouted-Joint-Verbindungen stellen eine hybride Rohr-in-Rohr-Steckverbindung dar. Der zwischen den Stahlrohren (Pfahl und Hülse) unterschiedlichen Durchmessers entstehende Ringspalt, wird mit einem zementgebundenen Baustoff, dem sogenannten Grout-Material, verfüllt (Bild 1). Nach der Erhärtung des Grout-Materials liegt eine kraft- und formschlüssige Verbindung vor, sodass die einwirkenden Lasten – vor allem die aus dem Eigengewicht der Konstruktion – in den Meeresboden abgetragen werden können.

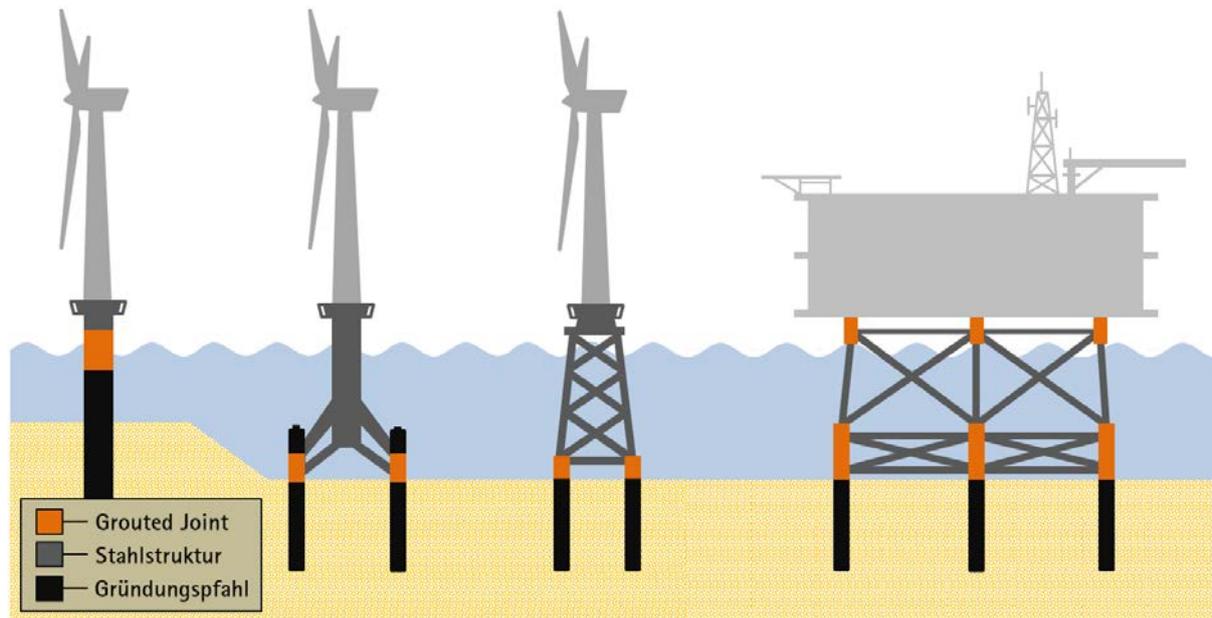


Bild 1: Schematische Darstellung von Tragstrukturen für Offshore-Windenergieanlagen (von links nach rechts: Monopile, Tripile, Jacket) und Plattformen

Beginnend mit der Installationsphase, in der das Grout-Material über viele Stunden im flüssigen Zustand vorliegt, ist es welleninduzierten Relativverschiebungen zwischen dem Gründungspfahl und der Hülse ausgesetzt. Sofern keine aufwendigen und kostspieligen konstruktiven Gegenmaßnahmen getroffen werden, kann das als Early-Age-Movement (EAM) bezeichnete Phänomen (Bild 2) bereits bei geringen Wellenhöhen, also bei vergleichsweise häufig vorkommenden Wetterbedingungen, auftreten.

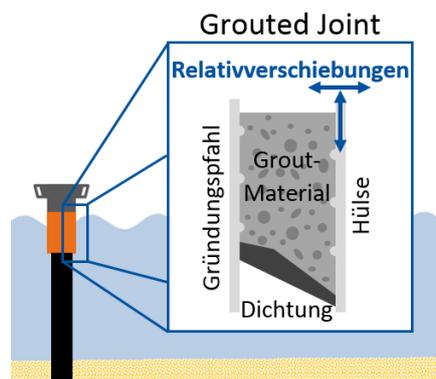


Bild 2: Schematische Darstellung des Early-Age-Movement in Grouted Joints während der Installationsphase

Der Einfluss des EAM auf die in-situ Eigenschaften des Grout-Materials ist bislang nur unzureichend erforscht (Cotardo et al. 2019a, Cotardo et al. 2019b), was dazu führt, dass in aktuellen Normen dem Phänomen EAM restriktiv begegnet wird (DNVGL 2018, DIN EN ISO 2014), was eine Einschränkung der Wirtschaftlichkeit der Bauweise darstellt.

## 2 STAND DER FORSCHUNG

Die den Normen zugrunde gelegten Erkenntnisse zum Einfluss des EAM auf das Tragverhalten von Grouted-Joints gehen auf experimentelle Untersuchungen zurück, die in den 1980er und 1990er Jahren durchgeführt wurden (Billington et al. 1980, Tebbett et al. 1985, Ingebrigtsen et al. 1990). Es konnte ein schädigender Einfluss während der Erhärtung zyklisch belasteter Grout-Materialien auf die Tragfähigkeit kleinskaliger Grouted-Joint-Verbindungen beobachtet werden (Lotsberg 2013).

Die aus diesen Untersuchungen abgeleiteten Erkenntnisse sind allerdings nur bedingt auf heutige Offshore-Tragstrukturen übertragbar, da im Gegensatz zum heutigen Design in den damaligen Untersuchungen geringere Spaltmaße und Grout-Materialien mit geringer Leistungsfähigkeit betrachtet wurden. Ungeachtet dessen beschränken aktuelle Normen die maximale Relativverschiebung zwischen den Stahlkomponenten des Grouted Joint (Gründungspfahl und Hülse) während der ersten 24 Stunden auf 1 mm. Der Nachweis in der Bemessung soll den Normen gemäß für unvergossene Grouted-Joint-Verbindungen geführt werden. Allerdings wird nicht näher darauf eingegangen, wie ein solcher Nachweis konkret zu führen ist. Weiterhin wird vorgeschrieben, dass bei Überschreitung des Grenzwertes entsprechende Gegenmaßnahmen zu treffen sind, die die maximale Relativverschiebung auf 1 mm beschränken. Der in der Norm auf das EAM eingehende Abschnitt endet mit dem Hinweis, dass das EAM noch immer Gegenstand der Forschung ist (DNVGL 2018).

Aktuelle Untersuchungsergebnisse zum Einfluss des EAM zeigen, dass zyklische Bewegungen im frischen Zustand des Grout-Materials das Eigenschaftsbild infolge von Entmischungsercheinungen beeinflussen können (Lohaus et al. 2014a, Lohaus et al. 2014b, Lohaus et al. 2015a, Lohaus et al. 2015b). Permanente zyklische Bewegungen des frischen Grout-Materials können zu einer Verflüssigung führen, infolge dessen die Sedimentation granularer Zuschlagstoffe und Entlüftungsvorgänge zu Inhomogenitäten führen, was sich in den mechanischen Eigenschaften des erhärteten Grout-Materials bemerkbar macht. Für die in (Lohaus et al. 2015a) und (Lohaus et al. 2015b) durchgeführten Untersuchungen wurden die resultierenden Relativverschiebungen (basierend auf Seegangsszenarien der deutschen Nordsee, FINO 1) einer Monopile-Unterstruktur durch numerische Simulationen berechnet und experimentell nachgestellt. Es hat sich gezeigt, dass bereits bei geringen Wellenhöhen Relativverschiebungen auftreten können, die den in (DNVGL 2018) festgeschriebenen Grenzwert von 1 mm deutlich überschreiten. Jedoch sei darauf hingewiesen, dass die numerischen Analysen bislang stets für nicht vergossene Grouted-Joint-Verbindungen durchgeführt wurden, so wie es in (DNVGL 2018) vorgesehen ist. Schlichtweg fehlen derzeit entsprechende Ansätze, die eine vergossene Grouted-Joint-Verbindung berücksichtigen. Gleichwohl kann davon ausgegangen werden, dass das in den Ringspalt eingebrachte Grout-Material als zeitvarianter Dämpfer die maximal auftretende Relativverschiebung mindert und aus diesem Grund berücksichtigt werden sollte.

Zur Erfassung des hydratationsbedingten Ansteif- und Erstarrungsverhaltens des Grout-Materials, ist es notwendig zeitabhängige Materialkennwerte unter zyklischen Belastungen zu bestimmen. Solche Kennwerte können anschließend als Eingangsgrößen in numerische Berechnungen resultierender Relativverschiebungen integriert werden. Zur Bestimmung von Materialkennwerten, die den frischen Zustand des Grout-Materials charakterisieren, bieten sich rheologische Methoden an.

Wesentliche rheologische Materialkennwerte für Grout-Materialien sind die Fließgrenze  $\tau_0$  und die plastische Viskosität  $\mu$ , die mittels des Bingham-Modells aus rheologischen Messungen abgeleitet werden können.

Üblicherweise werden diese Kenngrößen durch rotationsgesteuerte rheologische Messungen bestimmt. Die resultierende Scherspannung  $\tau$  wird in Abhängigkeit der Schergeschwindigkeit  $\dot{\gamma}$  gemessen und anschließend als Funktion von der Schergeschwindigkeit  $\dot{\gamma}$  aufgetragen. Die resultierenden Fließkurven (Bild 3) können zur Bestimmung der zuvor genannten rheologischen Kennwerte herangezogen werden und ergeben sich nach Gl. 1.

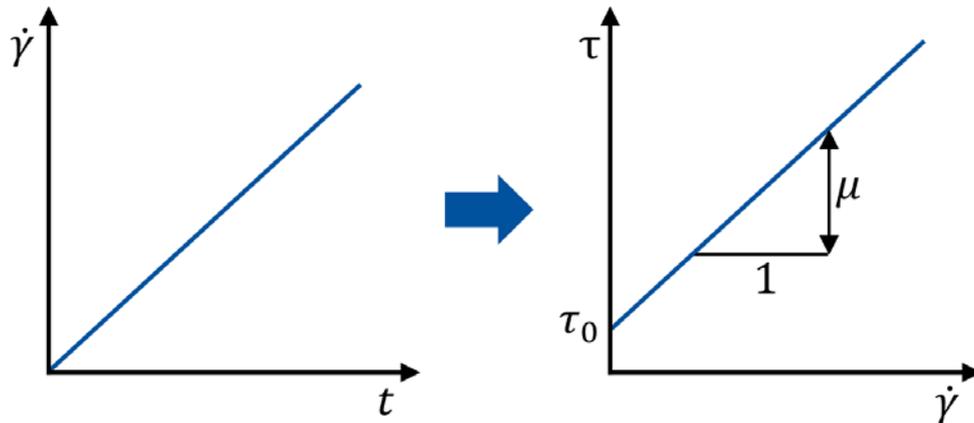


Bild 3: Darstellung einer rotationsgesteuerten rheologischen Messung (links) und die resultierende Fließkurve eines Bingham-Fluid (rechts)

Da Grout-Materialien eine ausgeprägte chemische Reaktivität besitzen, sind die beiden Materialkennwerte eine Funktion des Probenalters und damit von der Zeit  $t$ .

$$\tau(\dot{\gamma}, t) = \tau_0(t) + \mu(t) \cdot \dot{\gamma} \quad (1)$$

Die chemische Reaktivität verändert dabei sowohl die Partikelgrößenverteilung des Grout-Materials als auch das Interaktionsverhalten der suspendierten Partikel. Im Folgenden wird deshalb zwischen chemisch induzierten Strukturänderungen (d. h. hydratationsbedingte strukturelle Veränderungen) und Agglomerations- und Dispersions-induzierten Strukturänderungen unterschieden.

Grundsätzlich kann die Struktur frischer Zementsuspensionen durch Agglomerationszustände der Partikel als eine Funktion von der Scherbeanspruchung beschrieben werden. Agglomerate können durch einen scherbedingten Impulsaustausch (extrinsische Agglomeration) gebildet werden. Dabei muss der Energieeintrag – in Abhängigkeit vom Partikeldurchmesser – ausreichend hoch sein, sodass repulsive Kräfte, die zwischen zwei interagierenden Partikeln herrschen, überwunden werden. Während der Scherbelastung stellt sich ein belastungsspezifischer Gleichgewichtszustand zwischen strukturaufbauenden und strukturabbauenden Prozessen ein (Haist 2010, Kallmann et al. 1932).

Neben rotatorischen Scherversuchen können rheologische Eigenschaften auch mit oszillatorischen Scherversuchen (Bild 4) erfasst werden, bei denen die Probe nur geringen Belastungen für sehr kurze Zeitspannen ausgesetzt wird (Haist 2010). Unter Vorgabe des Oszillationswinkels  $\varphi$  und der Frequenz  $f$  wird verformungsgesteuert die Spannungsamplitude  $\tau_A$  bestimmt. Die Scherverformung (Oszillationswinkel  $\varphi$ ) beschreibt dabei eine Sinusfunktion, die in guter Näherung angewandt werden kann, um welleninduzierte Relativverschiebungen zu simulieren.

Eine Kombination aus rotatorischen und oszillatorischen Scherversuchen stellt nach Cotardo et al. (2019) eine geeignete Methode dar, um zeitabhängige Grout-Materialeigenschaften unter dem Einfluss des EAM zu bestimmen.

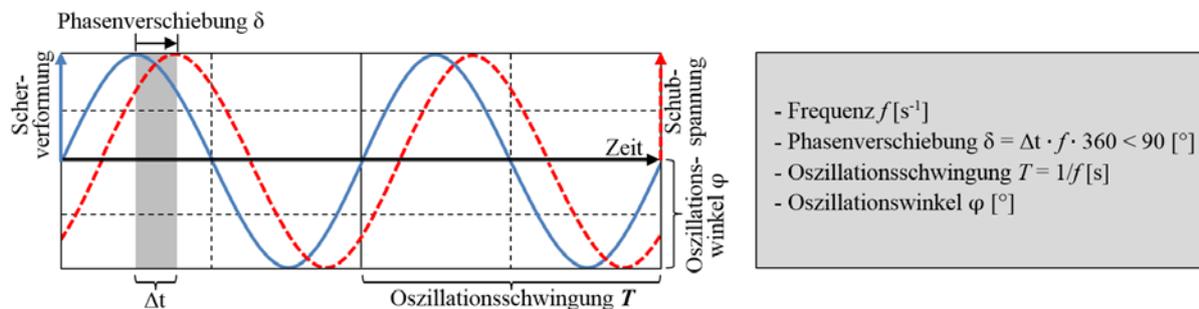


Bild 4: Exemplarische Darstellung eines oszillatorischen Scherversuchs einer zementgebundenen Suspension unter Vorgabe der Scherverformung (Oszillationswinkel  $\varphi$ )

### 3 ZIELSTELLUNG

Ziel der Untersuchungen war es, unter Anwendung der zuvor genannten Methode, den Einfluss des Oszillationswinkels (Relativverschiebung) auf die Rheologie von Grout-Materialien variierender Fließfähigkeit qualitativ zu erfassen. Darüber hinaus war es das Ziel, die aus dem rheologischen Verhalten resultierenden Auswirkungen auf die Druckfestigkeit des erhärteten Grout-Materials zu beschreiben.

### 4 MATERIALIEN UND METHODEN

Für die Untersuchungen wurde ein vorkonfektioniertes Grout-Material verwendet. Um den Einfluss des EAM auf die Rheologie des Grout-Materials variierender Fließfähigkeit zu erfassen, wurde das Grout-Material mit verschiedenen Wassergehalten hergestellt. Zur Herstellung der Materialproben wurde das Material mit einem Intensivmischer für eine Zeitdauer von 8 min gemischt. Die Fließfähigkeit der Materialproben wurde mit dem Haegermann-Versuch gemäß DIN EN 1015-3 2007 ermittelt. Das Ausbreitfließmaß wurde auf 150 mm (Materialprobe A), 300 mm (Materialprobe B) und 450 mm (Materialprobe C) eingestellt (siehe Bild 5).

Zur Ermittlung der rheologischen Eigenschaften von Grout-Materialien die unter dem Einfluss des EAM standen, wurden oszillatorische und rotatorische Scherversuche in Kombination angewandt, um einerseits welleninduzierte Relativverschiebungen zu simulieren und um andererseits rheologische Kennwerte des ansteyfenden Grout-Materials zu ermitteln. Die Scherversuche wurden mit einem Rotationsviskosimeter (Viskomat XL; Schleibinger Geräte Teubert und Greim GmbH) durchgeführt, das mit einem sogenannten Betonpaddel für Langzeitmessungen bestückt wurde.

Aufgrund des Fehlens einer definierten Scherfläche und Spaltbreite werden bei diesem Gerät relative Kenngrößen bestimmt. Das Drehmoment  $T$  (entsprechend der Scherspannung  $\tau$ ) wird gemessen, während die Umdrehungsgeschwindigkeit  $\Omega$  bzw. der Oszillationswinkel  $\varphi$  (entsprechend der Schergeschwindigkeit  $\dot{\gamma}$ ) des Probengefäßes gesteuert werden. Für jede Probe wurde die Messung 30 Minuten nach Wasserzugabe gestartet. Zur Bestimmung der rheologischen Materialkennwerte wurden zu definierten Zeitpunkten durch ein abwärts gerichtetes Stufenprofil Fließkurven generiert, die genutzt wurden, um das Fließdrehmoment  $T_0$  und die Steigung der Fließkurve  $\Delta T/\Delta \Omega$  mit dem Bingham-Modell (Gl. 1) zu bestimmen.

Zur Nachstellung von welleninduzierten Relativverschiebungen folgte jeder rotatorischen Messung eine Oszillationsperiode für eine Dauer von 20 Minuten. Rotations- und Oszillationsperioden alternierten solange, wie die Leistungsfähigkeit des verwendeten Rheometers eine Messung zuließ. Für jede Konsistenz (A, B und C) wurde während der Oszillationsperioden ein Oszillationswinkel  $\varphi_{i,1}$  von  $10^\circ$  angewendet. Die Materialprobe B wurde zusätzlich einem Oszillationswinkel  $\varphi_{B,2}$  von  $1,5^\circ$  ausgesetzt. Darüber hinaus wurde die Materialprobe B während der wiederkehrenden Oszillationsperioden einem Oszillationswinkel  $\varphi_{B,3}$  von  $0^\circ$  ausgesetzt, d. h. die Probe war während dieser Messabschnitte in Ruhe, um das „ungestörte“ Materialverhalten zu erfassen. Die Frequenz  $f$  wurde für die Messungen zu 0,5 Hz gewählt.

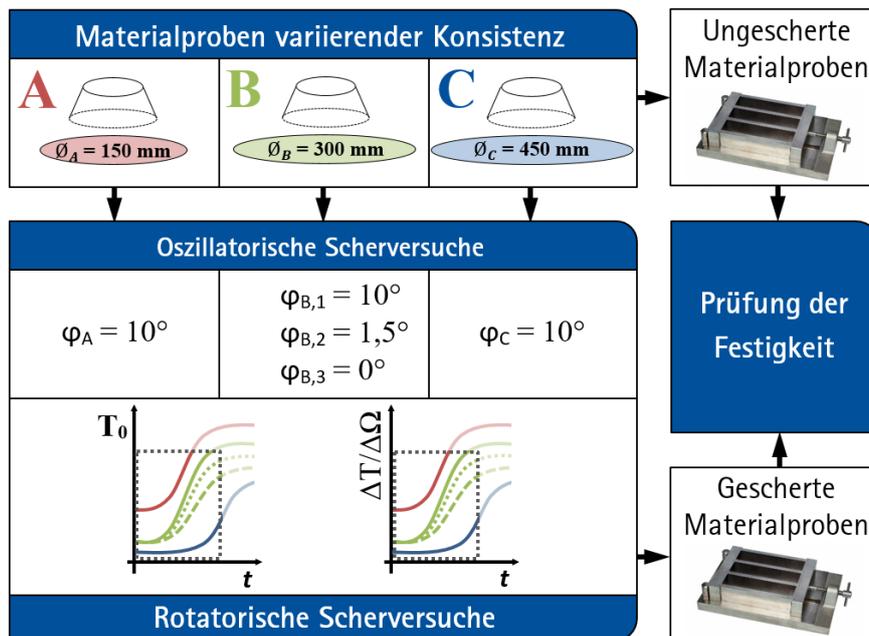


Bild 5: Darstellung des experimentellen Untersuchungsprogramms

Um auch den Einfluss des EAM auf die Druckfestigkeit des erhärteten Grout-Materials zu erfassen, wurden die Materialproben nach der Messung (geschert Proben) verwendet, um Probekörper zur Ermittlung der Druckfestigkeit herzustellen. Zusätzlich wurden Probekörper aus vollkommen ungescherten Material direkt nach dem Mischprozess jeder Materialprobe als Referenz hergestellt. Von jeder Materialprobe (geschert und ungeschert) wurden drei Probekörper mit einer Kantenlänge von  $40 \text{ mm} \times 40 \text{ mm} \times 160 \text{ mm}$  hergestellt und nach 7 Tagen gemäß (DIN EN 196-1 2016) geprüft. Die Proben wurden bis zur Prüfung unter Wasser gelagert.

## 5 VERSUCHSERGEBNISSE UND DISKUSSION

Bild 6 stellt die Ergebnisse der rotationsgesteuerten rheologischen Messungen dar. Dargestellt sind das Fließdrehmoment  $T_0$  und die Steigung der Fließkurven  $\Delta T/\Delta \Omega$  im Zeitverlauf.

Zunächst ist zu erkennen, dass sich die Variation im Wassergehalt in den rheologischen Materialkennwerten bemerkbar macht. Je geringer der Wassergehalt, desto größer sind das Fließdrehmoment  $T_0$  und die Steigung der Fließkurven  $\Delta T/\Delta \Omega$ . Weiterhin weisen sämtliche Kurven, unabhängig vom Wassergehalt und des Oszillationswinkels  $\varphi$ , eine vergleichbare Charakteristik auf, nämlich einen hydratationsbedingt überproportionalen Anstieg der Materialkennwerte.

Wesentlichster Unterschied besteht im Zeitpunkt der messbaren Zunahme der jeweiligen Kennwerte in Abhängigkeit des Wassergehalts und des Oszillationswinkels. Es ist zu beobachten, dass mit geringerer Fließfähigkeit der Materialprobe (geringerer Wassergehalt) eine beschleunigte Zunahme der eigenschaftsbestimmenden rheologischen Kennwerte eintritt. Dies ist dadurch begründet, dass bei einem geringeren Wassergehalt der Materialprobe, der Abstand zwischen den Partikeln in der Suspension des Grout-Materials geringer ist. Infolgedessen können Porenräume durch das Wachstum früher Hydratationsprodukte rascher überbrückt werden. Dadurch wird die Beweglichkeit der Partikel untereinander behindert, wodurch sich der Widerstand des Grout-Materials gegenüber einer von außen einwirkenden Scherung erhöht.

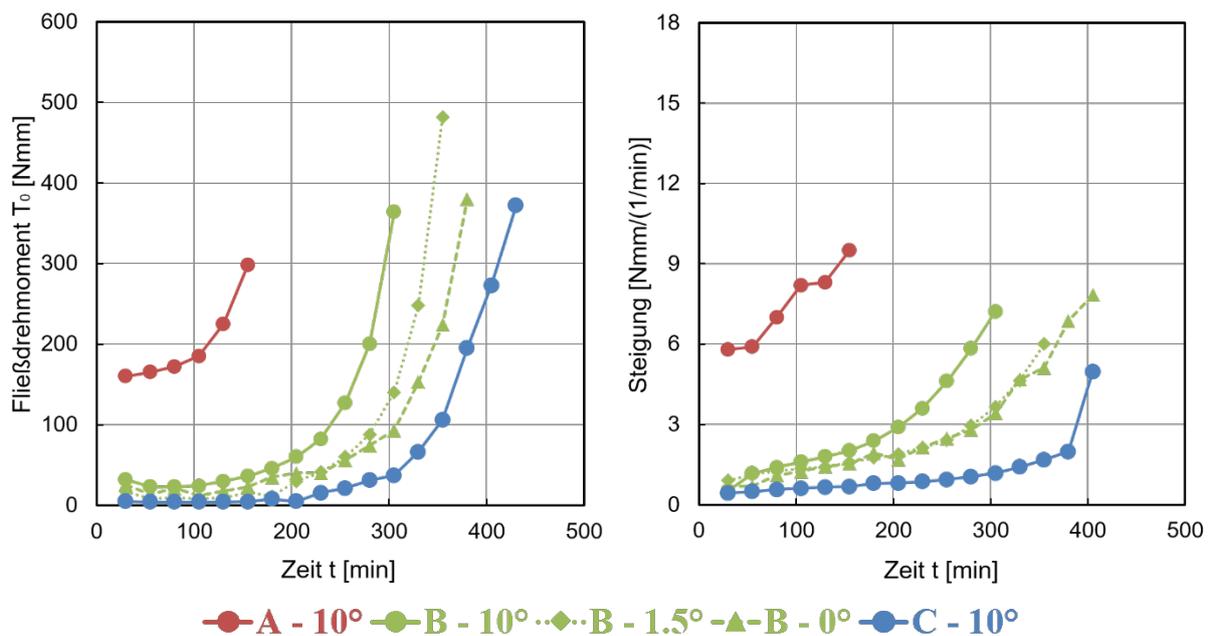


Bild 6: Entwicklung des Fließdrehmoments  $T_0$  (links) und der Steigung der Fließkurven  $\Delta T/\Delta\Omega$  (rechts) als Funktion von der Zeit

Weiterhin ist zu beobachten, dass ein größerer Oszillationswinkel  $\varphi$  zu einer beschleunigten Zunahme der rheologischen Eigenschaften führt. Dieses Verhalten kann durch zwei Phänomene erklärt werden. Zum einen werden Agglomerate durch die von außen aufgebrachte Scherung (extrinsische Agglomeration) gebildet. Je größer der Oszillationswinkel  $\varphi$ , desto größer ist der Energieeintrag in das System, was zu einer erhöhten Agglomeration von Partikeln führt. Andererseits führt die Scherbeanspruchung zu einem Entlüftungsprozess (vor allem bei sehr steifen Proben), der jedoch auf die frühe Belastungsphase beschränkt ist. Luftblasen rufen unter Scherung eine schmierende Wirkung im Material hervor. Kommt es zur Entlüftung des Materials, verringert sich die Schmierwirkung und das gemessene Widerstandsmoment erhöht sich. In Anbetracht beider Effekte wird geschlussfolgert, dass insbesondere die durch Oszillation hervorgerufene Agglomeration für den starken Anstieg der rheologischen Materialkennwerte im höheren Probenalter relevant ist. Jedoch spiegelt sich das Phänomen der Entlüftung auch in den Ergebnissen der Druckfestigkeit wider, die im Folgenden diskutiert werden.

Bild 7 zeigt die gemessenen Druckfestigkeiten der ungescherten und der durch Oszillation gescherten Probekörper. Wie zu erwarten ist ein Einfluss des Wassergehalts auf die Druckfestigkeit zu beobachten. Je höher der Wassergehalt, desto geringer ist die Druckfestigkeit des erhärteten Materials.

Die gemessenen Druckfestigkeiten bestätigen darüber hinaus das Phänomen der Entlüftung während der Oszillationsperioden, auch wenn an dieser Stelle kein direkter Beweis, beispielsweise durch die Bestimmung des Luftporengehalts geliefert wird. Es kann beobachtet werden, dass die Proben, die während der Oszillationsperioden kontinuierlich geschert wurden, ausnahmslos eine höhere Druckfestigkeit aufweisen, als die ungescherten Proben. Dies legt die Vermutung nahe, dass kontinuierliche, zyklische Belastungen einen Prozess der Entlüftung des Grout-Materials verursachen, was die Beobachtungen in (Lohaus et al. 2015a) und (Lohaus et al. 2015b) bestätigt. Ferner kann beobachtet werden, dass der Einfluss von zyklischen Bewegungen auf den Entlüftungsprozess umso geringer ist, je höher die Fließfähigkeit des Materials ist.

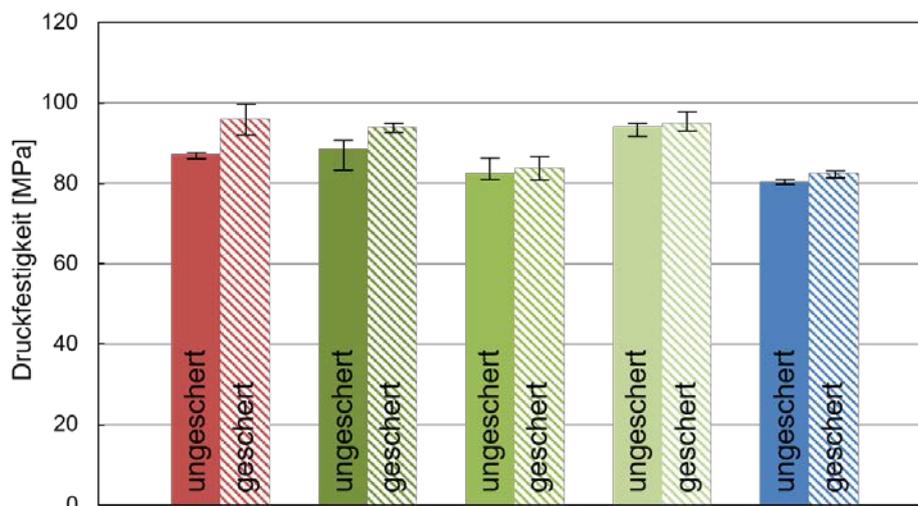


Bild 7: Gegenüberstellung der Druckfestigkeiten der durch Oszillation gescherte und ungescherte Probekörper

## 6 ZUSAMMENFASSUNG UND SCHLUSSFOLGERUNGEN

Der Einfluss des Early-Age-Movement (EAM) auf die Eigenschaften des Grout-Materials ist bisher nur wenig erforscht. Einschlägige Normen legen fest, dass während der ersten 24 Stunden der Installationsphase die maximale Relativbewegung zwischen den Stahlkomponenten des Grout-Joint auf 1 mm zu begrenzen ist. Diese Forderung kann in der Planungs- und Ausführungsphase zu erheblichen Einschränkungen führen. Der Nachweis für die Berechnung der maximalen Relativverschiebung ist bislang unter Berücksichtigung der zu erwartenden maximalen Wellenhöhen für eine unvergossene Grouted-Joint-Verbindung zu führen. Die dämpfende Wirkung des in den Ringspalt eingebrachten Grout-Materials – insbesondere bei größerer Übergreifungslänge – wird dabei nicht berücksichtigt. Dazu müsste das hydrationsbedingte Eigenschaftsbild des Grout-Materials unter dem Einfluss des EAM erfasst und in den Nachweis integriert werden.

Ziel der hier vorgestellten Untersuchungen war es, den Einfluss des Oszillationswinkels auf die Rheologie von Grout-Materialien variierender Fließfähigkeit quantitativ zu erfassen. Darüber hinaus war es das Ziel, die aus dem rheologischen Verhalten resultierenden Auswirkungen auf die Druckfestigkeit des erhärteten Grout-Materials zu beschreiben.

Im Rahmen der Untersuchungen wurden durch den Wassergehalt variierende Fließfähigkeiten und zusätzlich variierende Oszillationswinkel  $\varphi$  berücksichtigt. Es konnte festgestellt werden, dass ein geringerer Wassergehalt zu einer beschleunigten Zunahme der rheologischen Materialkennwerte führt, was durch einen geringeren Partikelabstand hervorgerufen wird.

Eine wesentliche Erkenntnis dieser Untersuchung ist darüber hinaus, dass ein größerer Oszillationswinkel  $\varphi$ , eine beschleunigte Zunahme der rheologischen Kennwerte zur Folge hat, was auf extrinsische Agglomerationsprozesse zurückgeführt werden kann. Überlagert wird dieser Effekt durch Entlüftungsprozesse des Grout-Materials (hauptsächlich in der frühen Phase der Belastung). Insbesondere der Entlüftungsprozess führt zu einer Erhöhung der Druckfestigkeit des ausgehärteten Grout-Materials, was sich besonders bei geringerer Fließfähigkeit des Grout-Materials bemerkbar macht.

Als Empfehlungen für die Praxis kann festgestellt werden, dass mit geringerem Wassergehalt des Grout-Materials (also mit geringerer Fließfähigkeit) Entmischungserscheinungen vorgebeugt werden können, dass die Zunahme widerstandsrelevanter Materialkennwerte beschleunigter abläuft und dass die Druckfestigkeit des ausgehärteten Grout-Materials höher ist. Natürlich muss die Fließfähigkeit des Grout-Materials hoch genug sein, damit es ohne Beeinträchtigungen gepumpt und eingebaut werden kann.

## **7 AUSBLICK**

Weitere Untersuchungen sind geplant, um das Materialverhalten über die hier betrachtete Zeitspanne hinaus zu erfassen, indem die Methodik durch Ultraschallmessungen erweitert wird. Dadurch soll ein umfassendes Eigenschaftsprofil des Grout-Materials vom flüssigen bis zum erhärteten Zustand abgebildet werden. Sämtliche Materialkennwerte sollen anschließend als Eingangsgrößen für numerische Simulationen verwendet werden, um die am Bauwerk maximal zu erwartende Relativverschiebung auf realistische Weise vorherzusagen.

## **DANKSAGUNG**

Die Untersuchungen wurden im Forschungsprojekt GREAM durchgeführt. Das Forschungsprojekt (Förderkennzeichen: 0324257) wird vom Bundesministerium für Wirtschaft und Energie (BMWi) gefördert und vom Projektmanagement Jülich (PtJ) koordiniert.

Das Forschungsprojekt wird in Kooperation mit dem Institut für Stahlbau der Leibniz Universität Hannover durchgeführt. Ein besonderer Dank gilt dem Materialhersteller für die Bereitstellung des verwendeten Grout-Materials.

## **LITERATUR**

- Billington, C.J. und Tebbett, I.E. (1980): The Basis for New Design Formulae for Grouted Jacket to Pile Connections, Proc 12th Annual Offshore Technology Conf, Houston, Texas, USA.
- Cotardo, D., Haist, M. und Lohaus, L. (2019): Early-age Movement in Grouted Joints for Offshore Applications – Determination of the Development of Grout-stiffness, Proc 29th Int Offshore and Polar Eng Conf, ISOPE, Honolulu, Hawaii, USA.
- Cotardo, D., Haist, M., Lohaus, L. und Begemann, C. (2019): Rotatorische und oszillatorische Scherversuche zur Ermittlung steifigkeitsrelevanter Kenngrößen von Offshore-Vergussmörteln unter dem Einfluss des Early-age Movement, Proc 28th Conf and Laboratory Workshops, Regensburg, Germany.
- DIN EN 196-1:2016-11 (2016): Methods of testing cement - Part 1: Determination of strength.
- DIN EN 1015-3:2007-05 (2017): Prüfverfahren für Mörtel für Mauerwerk - Teil 3: Bestimmung der Konsistenz von Frischmörtel (mit Ausbreittisch).

- DIN EN ISO 19902:2014-01 (2014): Petroleum and natural gas industries - Fixed steel offshore structures.
- Det Norske Veritas (2018): DNVGL-ST-0126 – Support structures for wind turbines.
- Haist, M. (2010): Zur Rheologie und den physikalischen Wechselwirkungen bei Zementsuspensionen, Karlsruher Reihe Massivbau, Baustofftechnologie, Materialprüfung, 66, KIT Scientific Publishing, Karlsruhe.
- Ingebrigtsen, T., Løset, Ø. und Nielsen, S.G. (1990): Fatigue Safety and Overall Safety of Grouted Pile Sleeve Connections, Proc 22nd Annual Offshore Technology Conf OTC, OTC paper 6344, Houston, Texas, USA.
- Kallmann, H. und Willstaetter M. (1932): Zur Theorie des Aufbaus kolloidaler Systeme, Die Naturwissenschaften, 16(51), S. 952–953.
- Lamport, W.B., Jirsa, J.O. und Yura, J.A. (1986): Grouted Pile-to-Sleeve Connection Tests, Report on a Research Project, PMFSEL Report, 86(7), Department of Civil Engineering, University of Austin in Texas, United States of America.
- Lohaus, L., Cotardo, D. und Werner, M. (2014): The Early Age Cycling and its Influence on the Properties of hardened Grout Material, Proc Int 1st Wind Eng Conf, IWEC, Hanover, Germany.
- Lohaus, L., Cotardo, D. und Werner, M. (2014): A test system to simulate the influence of early age cycling on the properties of grout materials, Proc 24th Int Offshore and Polar Eng Conf, ISOPE, Busan, 4, S. 234–239.
- Lohaus, L., Schaumann, P., Cotardo, D., Kelma, S. und Werner, M. (2015): Experimental and Numerical Investigations on Grouted Joints in Monopiles Subjected to Early-age Cycling to Evaluate the Influence of Different Wave Loadings, Proc 25th Int Offshore and Polar Eng Conf, ISOPE, Kona, Hawai'i, USA, 1, S. 268–276.
- Lohaus, L., Cotardo, D., Werner, M., Schaumann, P. und Kelma, S. (2015): Experimental and Numerical Investigations of Grouted Joints in Monopiles Subjected to Early-Age Cycling, Int J Offshore and Polar Eng, JOWE, 2(4), S. 193–201.
- Lotsberg, I. (2013): Structural mechanics for design of grouted connections in monopile turbine structures, Marine Structures, 32, S. 113–135.
- Tebbett, I.E. und Billington, C.J. (1985): Recent Developments in the Design of Grouted Connections, Proceedings of the 17th Annual OTC, number OTC 4890, Offshore Technology Conference.
- Werner, M. (2017): Realitätsnahe Materialeigenschaften von hochfesten Feinkornbetonen im Grouted Joints, Dissertation, Hannover.

# Prüfverfahren zur Bewertung der Mischungsstabilität von Beton unter Rütteleinwirkung

Christoph Begemann<sup>1</sup>, Michael Haist<sup>1</sup> und Ludger Lohaus<sup>1</sup>

<sup>1</sup>*Leibniz Universität Hannover, Institut für Baustoffe, Hannover, Deutschland*

## **KURZFASSUNG:**

Die Mischungsstabilität von Beton stellt eine wichtige Frischbetoneigenschaft dar, um insbesondere unter herausfordernden Betonierbedingungen eine zielsichere Herstellung von Betonbauteilen sicherzustellen. Jedoch existiert aktuell kein geeignetes Prüfverfahren, um die Mischungsstabilität im Rahmen des Bauprozesses quantitativ zu erfassen und zu bewerten.

Der vorliegende Beitrag zeigt, dass der aus dem Bereich der Selbstverdichtenden Betonen bekannte „Auswaschversuch“ so modifiziert werden kann, dass er auch für übliche Rüttelbetone geeignet ist. Entscheidend hierfür ist die Berücksichtigung und genaue Definition der eingebrachten Rüttel-einwirkung, um eine Reproduzierbarkeit und Vergleichbarkeit der Prüfergebnisse sicher zu stellen. Erste Vergleichsuntersuchungen zeigen, dass mit Hilfe der Prüfergebnisse bei vergleichbarer Rütteleinwirkung auch eine Prognose der Sedimentation im Bauteil möglich ist.

Keywords: Mischungsstabilität, Sedimentation, Prüfverfahren, Verdichtung

## **ABSTRACT:**

The stability of concrete represents an important feature of fresh concrete in order to ensure a targeted production of concrete components, especially under challenging processing conditions. However, there exists currently no suitable test method to test and evaluate the mixing stability of fresh concrete during the construction process.

The present article shows that the "washout-test", known from the field of self-compacting concrete, can be transferred to conventional concrete. Decisive for this is the consideration and exact quantification of the vibrations introduced during the test and ensuring a reproducibility and comparability of the test results. Initial comparative investigations between construction components and results of the test method show that with comparable vibration a forecast from test results to sedimentation in the component is also possible.

Keywords: Mixture stability, segregation, Sedimentation, test methods, compaction

## 1 EINLEITUNG

Seit Beginn der 90er Jahre hat der Betonbau und damit auch die Betontechnologie einen enormen Wandel vollzogen. Stand zunächst die Weiterentwicklung der Festigkeit und Dauerhaftigkeit ((U)HPC) und die Steigerung der Fließfähigkeit (SVB) im Vordergrund, wurden in den letzten Jahren die Erfahrungen und Möglichkeiten aus der Entwicklung dieser Sonderbetone auch auf den konventionellen Betonbau übertragen. Um den erweiterten Frischbetonanforderungen, die sich unter anderem aus der Verarbeitung bei schwierigen Betonierbedingungen ergeben (z. B. engliegende Bewehrung, hohe Anzahl an Einbauteilen, filigrane und komplexe Bauteilgeometrie), gerecht zu werden, werden zunehmend weiche bis fließfähige Betone eingesetzt.

Durch die zunehmende Vielfalt an Ausgangsstoffen bei Zementarten, Zusatzstoffen und Zusatzmitteln können die erforderlichen Frischbetoneigenschaften maßgeschneidert für eine spezielle Bauaufgabe eingestellt werden. Insbesondere die Verwendung von modernen PCE-Fließmitteln führte dazu, dass einerseits weichere Betone verwendet wurden und andererseits im Bereich der Konsistenzklassen F3 der Zementgehalt über Wassereinsparungen und damit der Leimgehalt reduziert wurde. Gleichzeitig werden solche Betone unweigerlich sensibler gegenüber Ungenauigkeiten bei der Dosierung oder gegenüber Störeinflüssen bei der Verarbeitung, so dass mit diesen betontechnologischen Änderungen auch die Gefahr von Entmischungen ansteigt (Lohaus 2018a). Diese Problematik hat bereits zu erheblichen Schäden geführt, vgl. (Westendarp 2015, Wagner 2016).

Daneben kann auch durch eine nicht sachgemäße Überverdichtung eine Entmischung des Betons auftreten (Olbrecht et al. 1997). Da aktuell jedoch nur qualitative Regeln für die Verdichtung existieren, ist die Vermeidung einer Überverdichtung vor allem von der Erfahrung des ausführenden Personals abhängig.

Für die Herstellung von Betonbauteilen mit einem planmäßig homogenen Eigenschaftsprofil ist es notwendig, die Mischungsstabilität als zusätzliche Frischbetoneigenschaft im Entwurfs-, Herstell- und Verarbeitungsprozess stärker zu berücksichtigen (Lohaus 2018b). Somit sind Maßnahmen zu treffen, um eine ausreichend Mischungsstabilität im Beton zu erzielen und die Verarbeitung an diese anzupassen (z. B. Pump- und Rütteleinwirkung). Dafür ist es erforderlich, die Mischungsstabilität messbar und bewertbar und im Bauprozess überprüfbar zu machen.

Jedoch existieren aktuell noch keine Prüfverfahren, die es ermöglichen, die Mischungsstabilität unter Rütteleinwirkung quantitativ zu erfassen, zu bewerten und zu prüfen. Daher ist es das Ziel mehrerer Forschungsvorhaben am Institut für Baustoffe, geeignete Prüfverfahren für die Mischungsstabilität zu entwickeln, vgl. z. B. (Lohaus et al. 2016, Lohaus et al. 2017, Lohaus und Begemann 2018, Breitenbücher et al. 2019). Der vorliegende Beitrag konzentriert sich vor allem auf die Entwicklung eines Prüfverfahrens für die Sedimentation der groben Gesteinskörnung in Folge Rütteleinwirkung. Dazu werden zunächst die für die Mischungsstabilität relevanten Prozesse der Entmischung beschrieben. Im Anschluss wird der aktuelle Stand zur Entwicklung eines Prüfverfahrens für die Sedimentationsstabilität vorgestellt. Für die Anwendbarkeit des Prüfverfahrens ist es erforderlich, dass die Ergebnisse der Laborproben auf Bauteilebene übertragen werden können. Hierfür wurden erste Vergleichsuntersuchungen zwischen der Sedimentation im Prüfverfahren und bei einer herkömmlichen Verdichtung im Bauteil durchgeführt.

## 2 ENTMISCHUNGSPHÄNOMENE

Eine Entmischung tritt dann auf, wenn es zu einer Trennung von einer flüssigen und einer festen Phase im Beton kommt. Je nach Betrachtungsebene kann zwischen verschiedenen Phasentrennungen unterschieden werden, vgl. Bild 1.

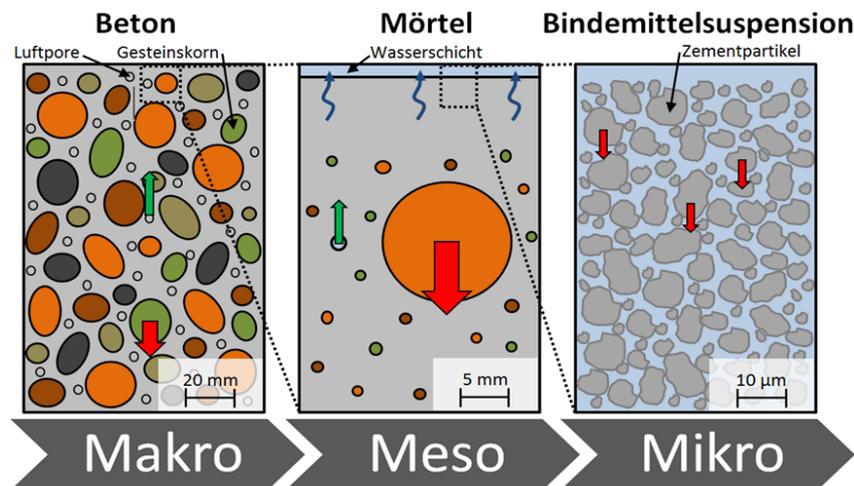


Bild 1: Darstellung der Entmischungsphänomene in Abhängigkeit der betrachteten Ebene und der sich trennenden Phasen, vgl. (Begemann et al. 2018)

Während des Einbauprozesses ist es das Ziel, den Beton entweder durch das Fließen unter Schwerkraft oder durch externe eingebrachte Vibrationen zu entlüften und damit eingeschlossene Luft aus dem Beton auszutreiben. Schon dieser Vorgang stellt eine, wenn auch erwünschte, Form der Entmischung dar. Neben diesem gewünschten Vorgang treten allerdings auch unerwünschte Entmischungsformen auf. So kann es auf Makroebene zu einer Trennung der groben Gesteinskörnung (feste Phase) vom Mörtel (flüssige Phase) kommen. Dieser Vorgang wird als Sedimentation beschrieben. Auf Mesoebene kann es im Mörtel zu einer Trennung von groben Sandpartikeln und dem Leim kommen. Außerdem kann auf Mikroebene eine Absonderung von Wasser aus dem Leim beobachtet werden. Im Rahmen dieses Betrags steht die Sedimentation des Grobkorns im Fokus.

## 3 BISHERIGE VORARBEITEN

Das übergeordnete Ziel muss es demnach sein, den Beton so einzustellen und zu verarbeiten, dass ein Austreiben der eingebrachten Luft ermöglicht und eine weitere Entmischung möglichst verhindert wird. Um dies zu ermöglichen, muss die Sedimentationsstabilität unter Rütteleinwirkung messbar und bewertbar gemacht werden. Jedoch zeigen aktuelle Schadensfälle und Schwierigkeiten mit der Sedimentationsstabilität, z. B. an Wasserbauwerken, Brückenbauwerken oder Räumlerlaufbahnen, dass dies insbesondere unter herausfordernden Betonierbedingungen noch nicht zielsicher gelingt, vgl. z. B. (Westendarp 2015, Wagner 2016). Das bis heute verwendete Verfahren zur Charakterisierung und Prüfung von Betonen, das Ausbreitmaß in Kombination mit dem Lieferschein, ist nicht mehr ausreichend, um die Mischungsstabilität und hierbei die Sedimentationsstabilität, insbesondere für weichere Betone sicher zu erfassen. Dies liegt auch daran, dass das Ausbreitmaß das Betonverhalten unter Verdichtung nicht abbildet. So kann es vorkommen, dass auf Basis des Ausbreitmaßes

augenscheinlich stabile Betonzusammensetzungen während der Verarbeitung unterschiedlich stark sedimentieren (Lohaus et al. 2018b). Daher bedarf es eines zusätzlichen Prüfverfahren, um die Mischungsstabilität auch im Bereich der Normalbeton sowohl in der Eignungs-, als auch in der Annahmeprüfung bewertbar zu machen.

In der Vergangenheit wurden verschiedene Prüfverfahren vor allem im Bereich der Selbstverdichtenden Betone (SVB) entwickelt. Einen Überblick über verschiedene Verfahren liefert z. B. (Müller 2012). In Deutschland haben sich der Auswaschversuch und das Sedimentationsrohr sowie der Siebversuch für die Bewertung der Sedimentationsneigung von SVB etabliert (DAfStb 2003, DAfStb 2012), wobei das Sedimentationsrohr auf Grund der Versuchsdauer nur für die Eignungsprüfung geeignet ist. Im Rahmen von Vergleichsuntersuchungen zwischen verschiedenen Verfahren zeigte sich, dass der Auswaschversuch gut geeignet zu sein scheint, auch unter Rütteleinwirkung eine Bewertung der Sedimentationsstabilität in kurzer Zeit zu ermöglichen. Des Weiteren scheint das Sedimentationsrohr als Referenzprüfung in der Eignungsprüfung gut geeignet zu sein, um einen umfassenden qualitativen visuellen Eindruck zu erhalten. Quantitative Auswertungen sind jedoch ebenfalls möglich.

## 4 UNTERSUCHUNGEN

### 4.1 *Untersuchungskonzept*

Ziel der nachfolgenden Untersuchungen war es, die Prüfung mit dem Auswaschversuch und dem Sedimentationsrohr so weiter zu entwickeln, dass auch eine Bewertung der Sedimentationsneigung von Normalbeton unter Rütteleinwirkung möglich ist. Hierzu wurden folgende Schritte bearbeitet:

- Festlegung eines Prüfablaufes unter Berücksichtigung der Verdichtungseinwirkung
- Untersuchung des Einflusses und genaue Festlegung der Verdichtungseinwirkung
- Überprüfung der Anwendbarkeit des Verfahrens für typische Normalbetone
- Überprüfung der Übertragbarkeit der gemessenen Ergebnisse auf die Entmischung im Bauteil

### 4.2 *Versuchsdurchführung*

#### 4.2.1 *Verwendete Betone*

Für die Untersuchungen wurden verschiedene Betonzusammensetzungen mit unterschiedlichen rheologischen Eigenschaften verwendet. Die Betone variierten sowohl in ihrem Leimgehalt, ihren Leimeigenschaften ( $w/z_{eq}$ ,  $V_z/V_{zs}$ ) und ihrem Größtkorn, wobei die Sieblinie zwischen den Regelsieblinie A/B gewählt wurde. Als Gesteinskörnung kam unterschiedlich Rundzuschlag zur Anwendung. Die Ausbreitmaße der Betone lagen zwischen 450 mm und 600 mm, da vor allem im Bereich der weichen bis fließfähigen Betone in der Praxis Schwierigkeiten beobachtet wurden, vgl. z. B. (Olbrecht 1997), Wagner (2016). Für die Herstellung der Betone wurden weitgehend einheitliche Ausgangsstoffe aus dem Großraum Hannover verwendet.

#### 4.2.2 *Modifizierung des Auswaschversuchs und des Sedimentationsrohres*

Für die Anwendung des Auswaschversuchs und des Sedimentationsrohres für Normalbetone mussten die Verfahren durch eine zusätzliche Rütteleinwirkung modifiziert werden. Das grundsätzliche Vorgehen zur Durchführung der Prüfungen wurde so beibehalten, wie in der SVB-Richtlinie des Deutschen Ausschuss für Stahlbeton (Fassung 2003) beschrieben, vgl. (DAfStb 2003). Auf die genaue Festlegung der Rütteleinwirkung auf die Probekörper wird später detailliert eingegangen. Nach seiner Herstellung wurde der Beton zunächst hinsichtlich seiner Frischbetoneigenschaften charakterisiert. Im

Anschluss wurde die Prüfung der Sedimentationsstabilität mit dem Auswaschversuch und dem Sedimentationsrohr jeweils unter Rütteleinwirkung durchgeführt.

Zunächst wurden alle Probekörper in einem Winkel von 45 Grad befüllt, glatt abgezogen und anschließend in definierter Weise unterschiedlich lange verdichtet. Die Sedimentationsrohre wurden danach erschütterungsfrei gelagert. Die dreiteiligen Auswaschrohre, vgl. Bild 5, wurden unmittelbar nach der Verdichtung in die drei vorgesehenen Segmente mittels eines Schiebers geteilt und die Rückstände der einzelnen Segmente über einem Sieb ausgewaschen. Hierzu wurden Siebe einer Siebweite von 4, 8 und 16 mm verwendet, wobei üblicherweise zur Bewertung der Betone die Siebrückstände auf der nächstkleineren Siebweite zum Größtkorndurchmesser herangezogen wurde. Die Siebrückstände der einzelnen Siebe wurden aufgefangen und nach augenscheinlich ausreichendem Abtropfen gewogen. Die gemessenen Siebrückstände  $m_i$  jedes Segmentes wurden nach Gleichung 1 auf den Mittelwert  $\bar{m}_n$  der Siebrückstände bezogen.

$$\Delta m_a = \left( \frac{m_i}{\bar{m}_n} - 1 \right) * 100 [M - \%] \quad (1)$$

Das Vorgehen ist in Bild 2 nochmal dargestellt. Die Ergebnisse  $\Delta m_a$  sind als jeweilige Abweichung vom Mittel der groben Gesteinskörnung über die einzelnen Segmente aufgetragen, vgl. Bild 2. Maßgeblich für die Beurteilung der Entmischung ist die Abweichung vom Mittel im oberen Segment, die in den weiteren Darstellungen als Bewertungsgröße herangezogen wird.

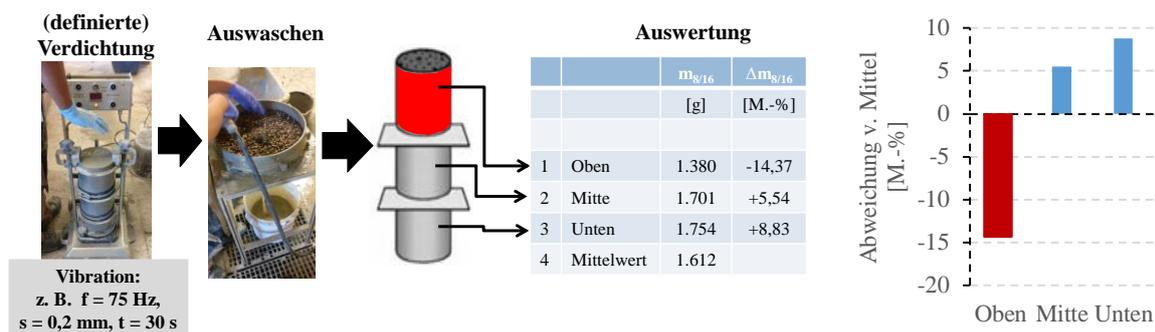


Bild 2: Darstellung des Versuchsablaufs

Nach der Erhärtung der Sedimentationsrohre wurden diese in Längsrichtung geteilt, um an Hand der Schnittbilder die Sedimentationstiefe zu ermitteln. Dies kann sowohl visuell mittels einer Schieblehre als auch durch eine bildanalytische Auswertung von Fotoaufnahmen erfolgen, wie z. B. in Lohaus et al. 2016) beschrieben.

### 4.3 Einfluss der Verdichtungseinwirkung

#### 4.3.1 Einfluss des Verdichtungsprozesses aus dem Prüfaufbau

Um den Einfluss der Rütteleinwirkung auf das Prüfergebnis zu bewerten, wurden sowohl Untersuchungen zum Einfluss der Verdichtungsparameter sowie Untersuchungen zum Prüfaufbau, wie z. B. die Anbindung des Probekörpers an das Prüfgerät, durchgeführt.

Zunächst wurden dafür die üblichen Prüfaufbauten wie für SVB, vgl. Bild 3, auf einen herkömmlichen Laborverdichtungstisch aufgestellt. Jedoch kommt es dabei zu deutlichen Unterschieden in der Prüfgröße  $\Delta m_a$ , wie Bild 4 zeigt. Dies kann auf den unterschiedlichen Anpressdruck sowie auf impulsartige Schläge zurückgeführt werden, wenn während der Verdichtung der Kontakt zum Rütteltisch kurzfristig unterbrochen ist. Eine direkte Anbindung des Probekörpers, z. B. durch eine

magnetische Aufspannung, konnte diesen Einfluss deutlich reduzieren und führte zu geringeren Sedimentationen mit geringeren Streuungen. Da es in der Praxis üblicherweise einen direkten Kontakt zwischen Beton und Rüttelflasche oder Beton und Schalung gibt, wird eine direkte und definierte Anbindung an den Rütteltisch gewählt.

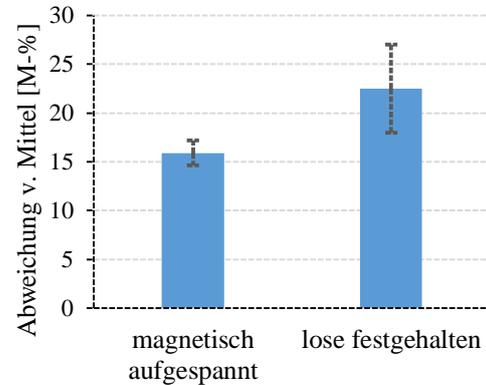


Bild 3: dreiteiliger Sedimentationstopf aus Stahl

Bild 4: Einfluss der Aufspannung auf den Rütteltisch

Einen weiteren Einfluss auf den Messwert hat die Wahl des Rütteltisches, wie Bild 5 zeigt. Die Verdichtung stellt eine erzwungene Schwingung dar, die durch die Parameter Frequenz, Amplitude, Richtung der Schwingung und Dauer der Einwirkung beschrieben werden kann. Für die dargestellten Versuche wurde ein Beton auf drei unterschiedlichen Rütteltischen im Labor verdichtet.

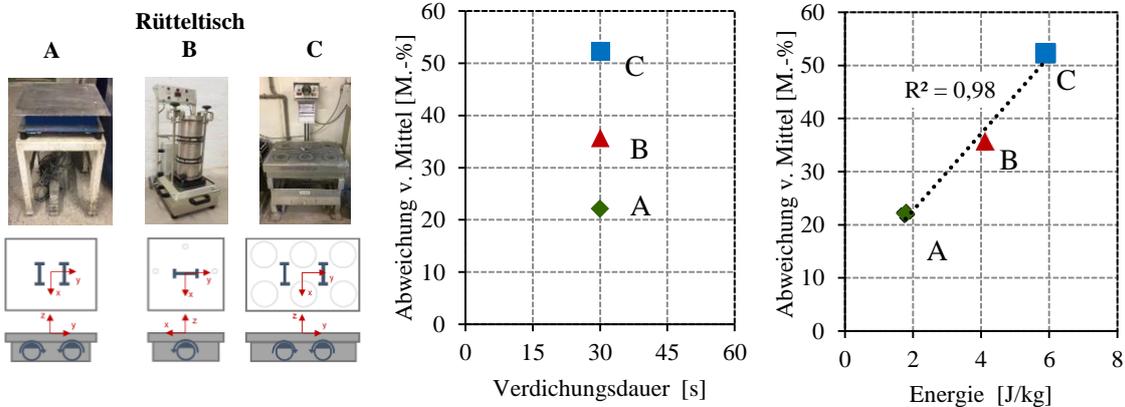
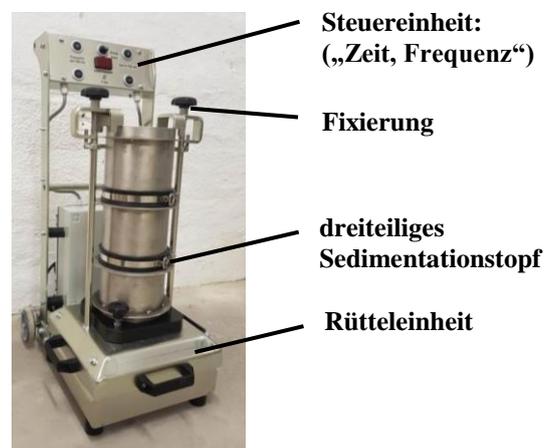


Bild 5: Einfluss der Rütteltischbauart, auf die Sedimentationsneigung bei gleicher Verdichtungsdauer und Korrelation zwischen der eingebrachten Verdichtungsenergie und der Sedimentationsneigung

Die verwendeten Rütteltische unterschieden sich in der Anordnung und der Anzahl der Schwingmassen, wodurch unterschiedlich gerichtete Schwingungen und unterschiedliche Schwingungsamplituden erzeugt werden. Trotz fester Aufspannung, gleicher Verdichtungsfrequenz von ca. 75 Hz und gleicher Verdichtungsdauer von 30 Sekunden wurden teilweise deutlich Unterschiede in der Sedimentation ermittelt. Eine weitergehende Vermessung der Rütteltische hinsichtlich der erzeugten Schwingungen und eine Auswertung (in Anlehnung an Navarette et al. 2014) des daraus resultierenden Energieeintrags zeigte, dass die ermittelte Sedimentation mit der Schwingungsamplitude und mit der eingetragenen Energiemenge korreliert, vgl. Bild 5 (rechts).

Damit wird deutlich, dass es erforderlich ist, die Verdichtungseinwirkung genau zu definieren und im besten Fall durch einen festen Prüfaufbau mit festen Schwingungsparametern (Frequenz und Amplitude) einzustellen.

Für die weitere Entwicklung wurde daher ein Prüfgerät verwendet, das durch einen Rütteltischhersteller in Kooperation mit der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) entwickelt wurde, vgl. Bild 6 (Spörel 2018). Das Gerät kombiniert das Prüfgefäß für den Auswaschversuch mit einem Rütteltisch. Dabei wird das Prüfgefäß über einen speziellen Haltemechanismus definiert mit dem Rütteltisch verbunden. Das Gerät erlaubt es, die Frequenz und die Verdichtungsdauer frei einzustellen. Darüber hinaus lässt sich die Amplitude über die Einstellung der Schwungscheiben am Motor des Tisches variieren. Vorversuche zeigten, dass eine ausreichende Anbindung des Auswaschtopfes bei einem Anzugmoment der Schrauben von 12 Nm erzielt wird. In den Untersuchungen wurde daher auf ein mindestens aufzubringendes Anzugmoment geachtet.



**Bild 6:** verwendetes Sedimentations-Messgerät

#### 4.3.2 Einfluss der Verdichtungsparameter: Frequenz und Dauer

Um den Einfluss der weiteren Verdichtungsparameter wurde im Rahmen einer Parameterstudie die Verdichtungsintensität durch Variation der Verdichtungsdauer (15, 30, 45, 60 Sekunden) und der Frequenz (50 Hz, 75 Hz, 100 Hz) verdichtet. Die Schwingungsamplitude lag bei ca. 0,22 mm. Bild 7 zeigt beispielhaft den Verlauf der Sedimentation  $\Delta m_a$ .

Es zeigt sich, dass mit zunehmender Rütteldauer die Sedimentation zunimmt. Dies erfolgt nahezu linear, bis es zu einem abflachenden Verlauf der Kurven kommt und sich diese einer Asymptoten annähern. Dies kann darauf zurückgeführt werden, dass mit zunehmender Sedimentation die Gesteinskörnungskontakte zunehmen und der überschüssige Leim aufsteigt. Letztendlich kommt es zu einer engen Lagerung der Gesteinskörnung. In diesem Grenzzustand ist trotz zunehmender Rütteldauer keine weitere Sedimentation. Der dargestellte prinzipielle Verlauf kann für alle untersuchten Betone festgestellt werden. Entscheidend für die Bewertung des Sedimentationswiderstands ist der lineare Bereich, da in diesem Bereich die eigentliche Sedimentation stattfindet. Die in diesem Bereich ermittelte Geschwindigkeit, mit der die Sedimentation unter Rüttelwirkung abläuft, stellt eine charakteristische Betoneigenschaft dar und ist als Sedimentationsrate  $e_a$  definiert, vgl. Gleichung 2.

$$e_a = \frac{\Delta m_a}{\Delta t} [M - \%/s] \quad (2)$$

Der Kehrwert der Sedimentationsrate stellt den Sedimentationswiderstand dar, vgl. Gleichung 3.

$$S_a = \frac{1}{e_a} [s/M - \%] \quad (3)$$

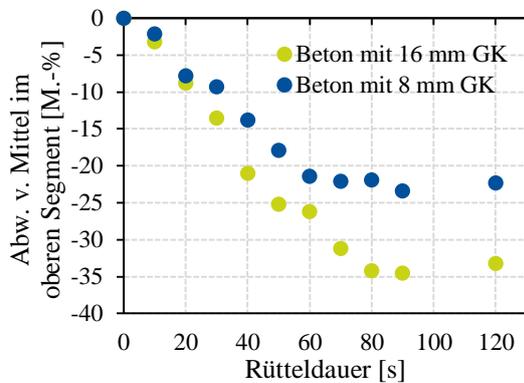


Bild 7: Prinzipieller Verlauf der Sedimentation in Abhängigkeit der Rütteldauer im Sedimentations-Prüfverfahren für Betone mit einem Größtkorn von 8 mm und 16 mm bei einer Frequenz von 75 Hz.

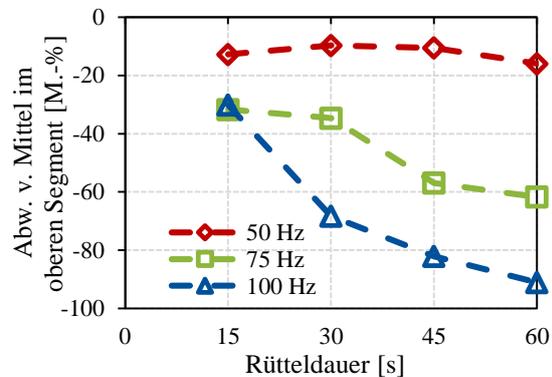


Bild 8: Einfluss der Frequenz und Rütteldauer auf die Sedimentation im Sedimentations-Prüfverfahren für einen Beton mit einem Größtkorn von 32 mm.

Neben der Rütteldauer hat auch die Prüffrequenz einen deutlichen Einfluss auf die Sedimentation, wie Bild 8 zeigt. Mit steigender Frequenz wird eine größere Sedimentation festgestellt. Im Rahmen der von Breitenbücher et al. 2019 durchgeführten Untersuchungen zeigte sich, dass bei einer Amplitude von 0,22 mm eine Frequenz von 75 Hz die höchste Trennschärfe aufwies. Andere Frequenzen führten entweder nur zu sehr geringen Sedimentationsunterschieden (bei 50 Hz) oder bereits bei geringen Rütteldauern zu sehr starken Sedimentationen (bei 100 Hz).

#### 4.4 Reproduzierbarkeit und Vergleichbarkeit

##### 4.4.1 Reproduzierbarkeit bei gleichem Rüttelgerät

Für die Anwendbarkeit des Verfahrens ist es zwingend erforderlich, dass eine Reproduzierbarkeit der Ergebnisse sichergestellt wird. Daher wurden an Betonen mit einem Größtkorn von 8, 16 und 32 mm jeweils drei Wiederholversuche bei einer Frequenz von 75 Hz, einer Amplitude von 0,22 mm und einer Verdichtungsdauer von 45 Sekunden durchgeführt. Im Anschluss wurde der Mittelwert der Abweichungen vom Mittel im oberen Drittel und die Standardabweichung berechnet. Die untersuchten Betone unterschieden sich neben dem Größtkorn in ihrer Leimmenge. Die Leimzusammensetzung wurde konstant gehalten, wobei die Sieblinien zwischen den Regelsieblinie A/B eingestellt wurden. Bild 8 zeigt, dass die Standardabweichung für die Betone mit Größtkorn 8 mm und 16 mm maximal 3,5 M.-% betrug und damit in einem annehmbaren Bereich lag.

Betone mit einem Größtkorn von 32 mm wiesen eine höhere Standardabweichung bis zu 7 M.-% auf. Allerdings fiel die gemessene Sedimentation auch höher aus. Das Größtkorn übt demnach einen maßgeblichen Einfluss auf die Wiederholgenauigkeit aus. In weiteren Untersuchungen (Breitenbücher et al. 2019) zeigte sich, dass bereits die Verschiebung eines einzelnen groben Kornes vom oberen Segment in das mittlere Segment eine Veränderung von 5 M.-% bei einem Größtkorn von 32 mm ausmachen kann.

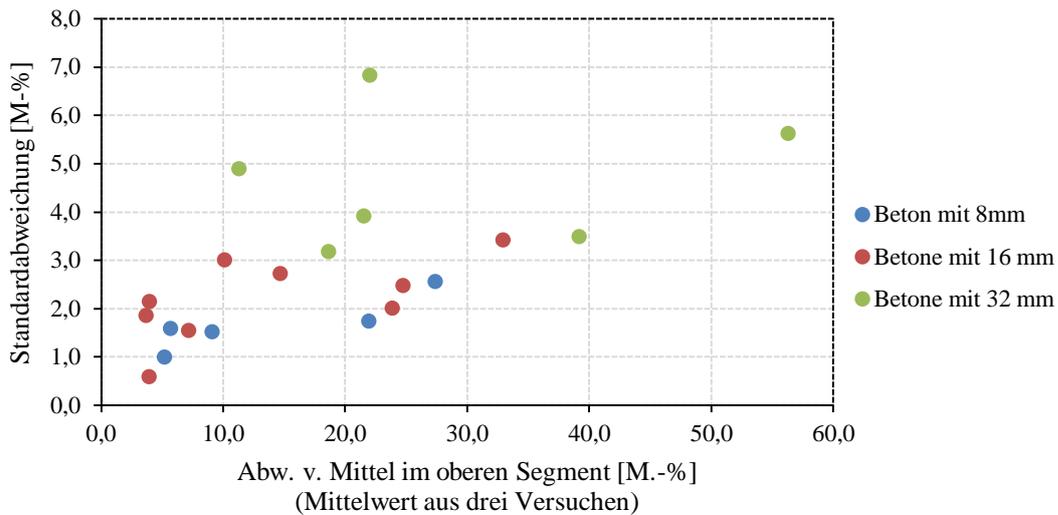


Bild 8: Vergleich der Standardabweichung für Betone mit einem Größtkorn von 8, 16 und 32 mm

Für ein Größtkorn von 8 mm und 16 mm lag der Einfluss unter 1 M-%. Um in Zukunft die Reproduzierbarkeit der Ergebnisse auch bei einem Größtkorn von 32 mm sicherstellen zu können, werden aktuell verschiedenen Lösungsansätze verglichen.

#### 4.4.2 Vergleichbarkeit zwischen Auswaschversuch und Sedimentationsrohr

Um zu überprüfen, ob die gemessene Sedimentation im Auswaschversuch mit der augenscheinlichen Sedimentation im Prüfkörper korreliert, wurden in einem weiteren Vergleich die im Auswaschrohr ermittelte Sedimentation mit der Sedimentationstiefe im Sedimentationsrohr gegenübergestellt. Bild 9 zeigt eine Auswahl der Ergebnisse.

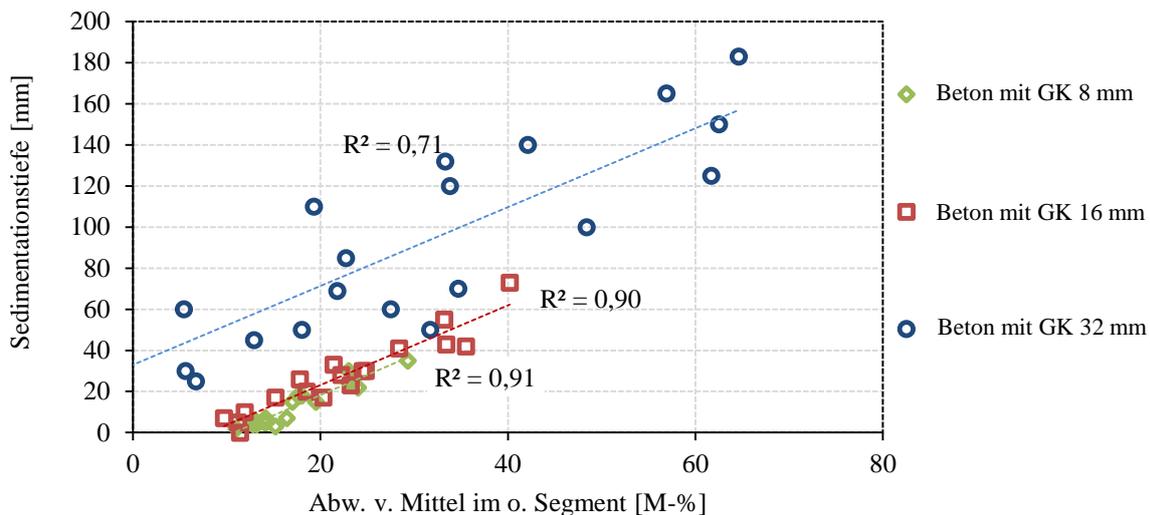


Bild 9: Vergleich der im Auswaschversuch ermittelten Sedimentation mit der am Sedimentationsrohr gemessenen Sedimentationstiefe für Betone mit einem Größtkorn von 8 mm und 16 mm aus dem Forschungsvorhaben Lohaus 2018b) und Betonen mit Größtkorn von 32 mm aus dem Forschungsvorhaben (Breitenbücher et al 2019)

Der Vergleich zeigt, dass es eine Korrelation zwischen den ermittelten Sedimentationen beider Verfahren gibt. Jedoch ist auch hier eine deutliche Abhängigkeit vom Größtkorn zu erkennen. Während die Ergebnisse für Betone mit einem Größtkorn von 8 mm und 16 mm sehr gut korrelieren (Bestimmtheitsmaß ca. 0,90), zeigen die Ergebnisse der Betone mit einem Größtkorn von 32 mm eine deutlich schwächere Korrelation. Dies kann auf den großen Einfluss eines Einzelkorns an der ermittelten Gesamtsedimentation zurückgeführt werden.

#### 4.5 Vergleich zwischen der Sedimentation im Prüfverfahren und im Bauteil

Neben den Vergleichen zwischen dem Auswaschversuch und dem Sedimentationsrohr ist es erforderlich, eine Übertragbarkeit der im Prüfverfahren ermittelten Ergebnisse auf das Betonverhalten im Bauteil unter üblicher Verdichtungseinwirkung mit dem Innenrüttler sicherzustellen. Daher wurde in einer ersten Untersuchungsserie ein Vergleich zwischen der Sedimentation im Prüfverfahren und der Sedimentation in Kleinbauteilen vorgenommen. Die Kleinbauteile sind in Bild 10 dargestellt.

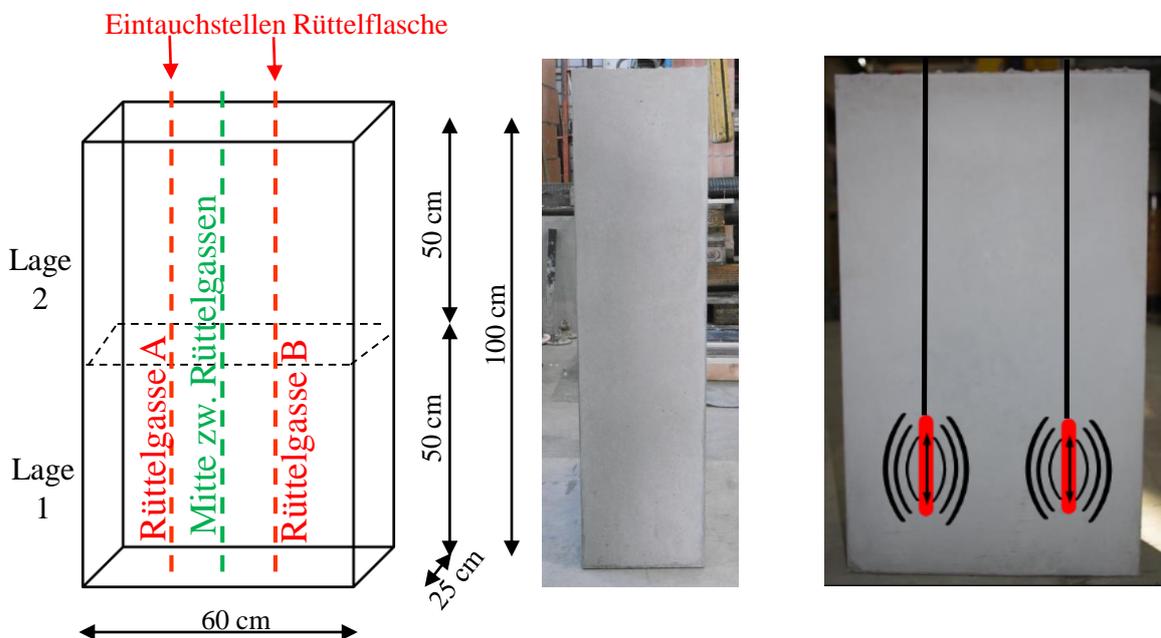


Bild 10: schematische Darstellung und Abbildung der hergestellten Bauteilsegmente, sowie der definierten Rüttelgassen und Schnittebenen

Die Bauteile wurden in zwei Lagen befüllt und an zwei definierten Stellen mit einem Innenrüttler ( $d = 36 \text{ mm}$ ,  $f = 200 \text{ Hz}$ ) verdichtet. Das erste Bauteil wurde zunächst normkonform verdichtet (bis keine größeren Luftblasen mehr aufsteigen) und die Verdichtungsdauer gemessen. Im Anschluss wurde das zweite Bauteil hergestellt und die Betonierlagen mit der doppelten Verdichtungsdauer verdichtet. Nach der Erhärtung wurden die Bauteile vertikal in der Ebene der Rüttelgasse und in der Mitte zwischen beiden Rüttelgassen aufgeschnitten. Die Schnittbilder sind Bild 11 dargestellt. Parallel zu der Bauteilbetonage wurden Sedimentationsrohre auf dem Sedimentations-Prüfgerät bei unterschiedlichen Zeiten und definierten Verdichtungsparametern ( $f=75 \text{ Hz}$ ,  $s = 0,22\text{mm}$ ) hergestellt.

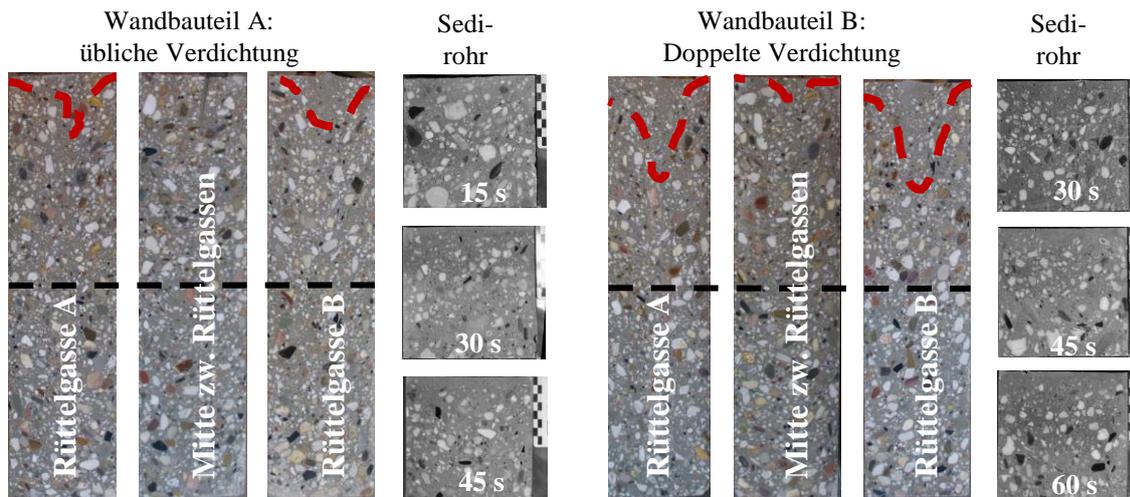


Bild 11: Schnittbilder der Kleinbauteile mit normkonformer (links) und doppelter Verdichtungsdauer (rechts), sowie der jeweils parallel hergestellten Sedimentationsrohre bei ein Verdichtungszeit von 15, 30, 45 Sek. (links) und 30,45, 60 Sek. (rechts); verwendete Rüttelflasche:  $d=36\text{ mm}$ ,  $f=200\text{ Hz}$ ; Rüttelparameter des Rütteltisches:  $f=75\text{ Hz}$ ,  $s=0,22\text{ mm}$

Die Schnittbilder sind in Bild 11 zugehörig zu den jeweiligen Bauteilen dargestellt. In Bild 12 sind die anhand der Schnittbilder ermittelten Sedimentationstiefen mit denen der Sedimentationsrohre über die Rütteldauer aufgetragen. Es zeigt sich eine gute Übereinstimmung der Kurvenläufe beider Betonagen.

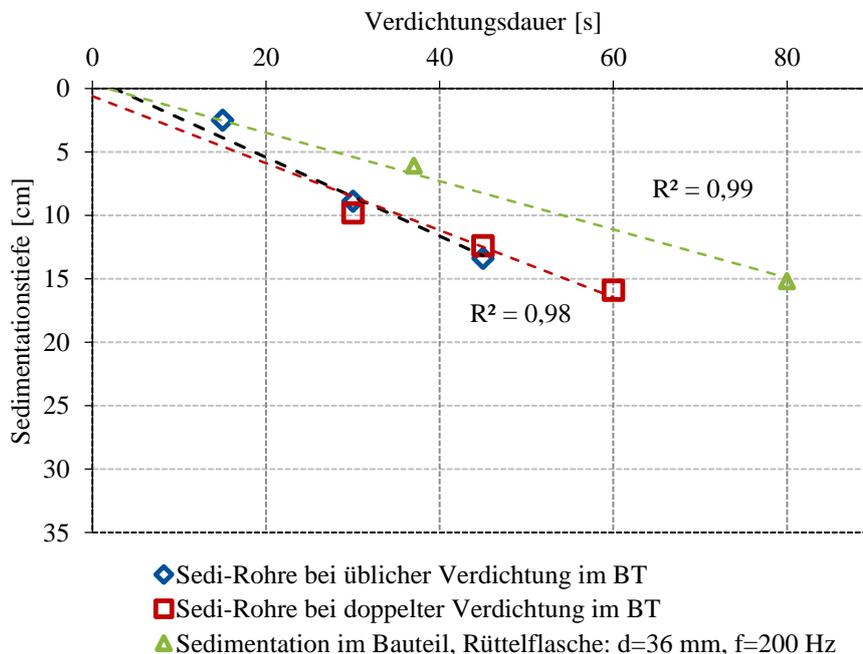


Bild 12: Vergleich der gemessenen Sedimentation im Sedimentations-Prüfgerät und in den Rüttelgassen der erstellten Bauteile

In Bild 12 sind ebenfalls die gemittelten Sedimentationstiefen in der Mitte der Rüttelgassen aus den beiden Bauteilen über die Rütteldauer aufgetragen (grün). Aus einem Vergleich mit dem Kurvenverlauf

mit der Sedimentation im Prüfverfahren wird deutlich, dass für den dargestellten Versuch das Sedimentations-Prüfgerät höhere Sedimentationen prognostiziert als tatsächlich im Bauteil auftreten. Damit liegt das Prüfverfahren in diesen Untersuchungen auf der sicheren Seite. Es kann weiter geschlussfolgert werden, dass das Prüfverfahren bei gleicher Rütteldauer im Vergleich zu der verwendeten Rüttelflasche eine größere Einwirkung auf den Beton ausübt. Aktuell werden weitere umfangreiche Untersuchungen durchgeführt, bei denen die eingebrachte Verdichtungsleistung verschiedener Rüttelflaschen mit der Rüttelwirkung im Sedimentations-Prüfgerät verglichen wird. Ziel der Untersuchungen ist es, durch die Messung der Sedimentation im Prüfverfahren eine maximal zulässige Verdichtungsdauer mit der Rüttelflasche festzulegen.

## **5 ZUSAMMENFASSUNG**

Die Mischungsstabilität stellt zunehmend eine relevante Frischbetoneigenschaft insbesondere im Bereich weicher bis fließfähiger Betone dar. Um die Mischungsstabilität unter Rüttelwirkung sicherstellen zu können, bedarf es geeigneter Prüfverfahren, die diese Eigenschaft messbar und bewertbar sowie im Bauprozess überprüfbar machen. Das bisher in der Annahmeproofung verwendete Ausbreitmaß reicht alleine nicht aus, da augenscheinlich stabile Zusammensetzungen unter Rüttelwirkung sehr unterschiedlich entmischen können. Der vorliegende Beitrag zeigt, dass der aus dem Bereich der Selbstverdichtenden Betone bekannte Auswaschversuch als Prüfverfahren auch für Betone unter Rüttelwirkung genutzt werden kann. Dafür ist es jedoch zwingend erforderlich, die Rüttelwirkung eindeutig zu definieren. Dies kann entweder mit Hilfe eines festen Versuchsaufbaus oder durch eine genaue Messung und Berücksichtigung der eingetragenen Verdichtungsenergie in die Bewertung der Ergebnisse erfolgen. Der Sedimentationswiderstand eines Betons kann letztendlich an Hand seiner Sedimentation über die Zeit, der sogenannten Sedimentationsrate beschrieben und mit weiteren Betonen verglichen werden. Letztendlich können so verdichtungssensible Betone von stabileren Betonen unterschieden werden. Im Rahmen von Vergleichsuntersuchungen zur Reproduzierbarkeit und Wiederholbarkeit konnte im Labormaßstab festgestellt werden, dass die Reproduzierbarkeit mit steigendem Größtkorn sinkt. Daher ist es notwendig, insbesondere bei Betonen mit einem Größtkorn von 32 mm, Möglichkeiten zu schaffen, wie diese Streuungen reduziert werden können. Der Vergleich des vorgestellten Prüfverfahrens mit der praxisüblichen Verdichtung an Kleinbauteilen zeigt, dass der Versuch für die hier vorgestellten Untersuchungen auf der sicheren Seite liegt. Aktuell werden Untersuchungen durchgeführt, um auch zwischen der Sedimentation im Prüfverfahren und der Sedimentation in Bauteilen mit einer Rüttelflasche eine bessere Vergleichbarkeit zu erzielen und somit auch Grenzen für die Verdichtungsdauer festlegen zu können.

## **DANKSAGUNG**

Für die vollständige oder teilweise Unterstützung der vorgestellten Arbeiten danken die Autoren dem Deutschen Beton- und Bautechnik Verein E.V. (DBV), der Arbeitsgemeinschaft industrieller Forschungsvereinigungen e.V. (AiF), der Forschungsgemeinschaft Transport E.V. (FTB), der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW), den unterstützenden Unternehmen aus der Wirtschaft, sowie dem Forschungspartner der Ruhr-Universität Bochum Herrn Prof. Rolf Breitenbücher und seinem Team.

## LITERATUR

- Lohaus L., Begemann, C., Cotardo, D., Schack, T., Beyer, D. (2018): Robustheit – Schlüsselkompetenz für Hochleistungsbeton, Ludwig, H.-M. [Hrsg.], Tagungsband der 20. Internationalen Baustofftagung (ibausil), Bd. 1, S. 231-242, Weimar
- Westendarp, A. (2015): Probleme mit der Mischungsstabilität von Beton, BAW-Brief 01/2015, Karlsruhe
- Wagner, J.-P. (2016): Baustellenrelevante Leistungsmerkmale von Beton – Die zukünftige Qualitätssicherung im Betonbau, Beton, Bd. 66, Hf. 4, S. 144 - 146
- Olbrecht, H. (1997): Einfluss des Vibrierens auf die Festbeton-Eigenschaften, Schweizer Baublatt Band 63/64, S. 4-7
- Lohaus, L., Begemann, C., Cotardo, D. (2018): Mischungsstabilität fließfähiger Betone, Bd. 95, Hf. 4, S. 316 - 323
- Lohaus, L., Steinhäuser, H., Begemann, C. (2016): Annahmeprüfverfahren zur Beurteilung der Mischungsstabilität von fließfähigen Betonen, Abschlussbericht zum DBV-Forschungsvorhaben 301 Leibniz Universität Hannover, Hannover
- Lohaus, L., Cotardo, D. (2017): Pumpstabilität von Beton - Prüfverfahren zur Mischungsstabilität bei hohem Druck, Abschlussbericht zum DBV Forschungsvorhaben 308, Leibniz Universität Hannover, Hannover
- Breitenbücher, R., Lohaus, L., Begemann, C., Neumann, J. (2019): Prüfung der Sedimentationsstabilität von Beton unter Rütteln, Abschlussbericht zum Verbundforschungsvorhaben S017 und DBV 310, im DAfStb-Arbeitskreis Frischbeton, gefördert durch BTB, DBV, BAW, Hannover / Bochum
- Florian Müller (2012), Design Criteria for low binder Self-Compacting Concrete, Phd-Thesis, School of Science and Engineering at Reykjavik University, Reykjavik
- DAfStb-Richtlinie (2003): Selbstverdichtender Beton (SVB-Richtlinie). Beuth-Verlag, Berlin
- DAfStb-Richtlinie (2012): Selbstverdichtender Beton (SVB-Richtlinie). Beuth-Verlag, Berlin
- Lohaus, L. und Begemann, C. (2018): Fließfähige Betone mit erhöhter Pump- und Rüttelstabilität - Betonentwurf, Verarbeitungstechnik, Regelung, Abschlussbericht zum IGF-Forschungsvorhaben 18345 N und DBV 304, Hannover / Berlin
- Navarrete, I., Lopez, M. (2016): Estimating the segregation of concrete based on mixture design and vibratory energy, Construction and Building Materials Bd. 122, S. 384-390
- Spörel, F. (2018): Anwendung eines Prüfverfahrens zur Ermittlung der Sedimentationssensibilität von Rüttelbeton, Ludwig, H.-M. [Hrsg.], Tagungsband der 20. Internationalen Baustofftagung (ibausil), S. 1-1089 - 1-1097, Weimar
- FISCHER, M. et al. (2017): Zur Entwicklung der Betonzusammensetzung, Beton, Bd. 67, H. 1+2, S. 16-19

# Entwicklungskonzepte für robuste Ökobetone

Jack S. Moffatt und Michael Haist

*Institut für Baustoffe, Hannover, Deutschland*

## **KURZFASSUNG:**

Beton ist der weltweit meist verwendete Baustoff und eines der meist produzierten Güter überhaupt. Seine Produktion in solch großen Mengen erfolgt jedoch unter erheblichen Eingriffen in die natürliche Umwelt, die sowohl signifikante Beiträge zu den anthropogenen CO<sub>2</sub>-Emissionen wie auch regionale Verknappungen der mineralischen Betonausgangsstoffe beinhalten. Ökobetone müssen sowohl eine verbesserte CO<sub>2</sub>-Bilanz aufweisen wie auch gegenüber Schwankungen in der Qualität ihrer Ausgangsstoffe robust sein, das heißt die für sie bestimmten Frisch- und Festbetoneigenschaften mit hoher Sicherheit erzielen. Die granulometrischen Eigenschaften der Ausgangsstoffe und die Zusammensetzung der Gesteinskörnungen spielen hierfür eine zentrale Rolle. Dieser Beitrag erläutert Ansätze zur Entwicklung rheologisch robuster Ökobetone.

Keywords: Ökobeton, Nachhaltigkeit, Robustheit, Granulometrie, Gradientenbeton

## **ABSTRACT:**

Concrete is the most used construction material and one of the most produced goods of all. Its production in such large quantities causes great environmental impacts, including significant contributions to anthropogenic CO<sub>2</sub>-emissions and a decrease in the regional availability of high quality constituent materials. Green concretes must demonstrate an improved CO<sub>2</sub>-balance over their lifecycle and yet also be robust against variations in the quality of their constituent materials, meaning the desired properties of the concretes must be achieved with a high level of certainty. The granulometric properties of the aggregates are central to this challenge. This paper explains development procedures for rheologically robust concrete mixtures.

Keywords: Green concrete, sustainability, robustness, granulometry, graded concrete

## 1 EINLEITUNG

Dank seiner hervorragenden technischen Eigenschaften, seiner einfachen Herstellungstechnik, der weltweit scheinbar unerschöpflichen Verfügbarkeit seiner Ausgangsstoffe und den daraus resultierenden wirtschaftlichen Vorteilen ist der Werkstoff Beton zu einem der meistproduzierten Güter der Menschheit aufgestiegen (Mehta & Monteiro 2014). Der noch immer starke Nachholbedarf von bevölkerungsreichen Schwellen- und Entwicklungsländern im Bereich der Infrastruktur lässt darüber hinaus ein weiteres starkes Wachstum – bis hin zu einer Vervielfachung – der Betonnachfrage erwarten (Damineli et al. 2017).

Die Herstellung dieser enormen Mengen von Beton hat jedoch Auswirkungen sowohl regional wie auch auf die gesamte Biosphäre (Aïtcin et al. 2011). Regional wird die zukünftige Versorgung dicht besiedelter Regionen mit geeigneten Betonausgangsstoffen zunehmend schwieriger und logistisch anspruchsvoll. Stark urbanisierte Regionen, in denen große Anteile potenzieller Abbaufächen bereits bebaut sind, erfahren eine Verknappung der Verfügbarkeit von herkömmlichen Gesteinskörnungen (Habert et al. 2010, Ionaidou et al. 2017). Global geraten zunehmend die bei der Herstellung des Bindemittels Zement verursachten CO<sub>2</sub>-Emissionen wegen der Klimaschutzproblematik in die Kritik. Die bislang verfolgten Anstrengungen zur Reduktion der Umweltwirkungen und des Ressourcenverbrauchs des Betonbaus lassen sich vereinfacht drei Ansätzen zuordnen: Der erste Ansatz konzentriert sich auf das Bindemittel und besteht einerseits darin, den Zementklinker durch emissionsärmere Ersatz- und Zusatzstoffe möglichst zu ergänzen und zu ersetzen (Mehta & Manmohan 2006, Müller et al. 2005). Ebenfalls werden auch völlig neuartige, umweltfreundliche Bindemittel gesucht, die den Zementklinker als Betonausgangsstoff ablösen könnten (Stemmermann et al. 2010, Schneider et al. 2011, Scrivener et al. 2016). Der zweite Ansatz zielt darauf ab, die Betonzusammensetzung effizienter und nachhaltiger zu gestalten und um weitere Produkte, wie Rezyklate, zu ergänzen (Pellegrino & Faleschini 2016). Der dritte Ansatz betrifft die Entwicklung neuer Bemessungskonzepte für Tragwerke und Bauwerke, in welchen die Nachhaltigkeit als ein Bemessungsziel über den gesamten Lebenszyklus des Bauwerks integriert ist (Glavind 2011, Sakai 2013, Sakai et al. 2016).

Allen bislang vorliegenden Ansätzen ist weitgehend gemein, dass sie den Werkstoff Beton bzw. die zu dessen Herstellung erforderlichen Ausgangsstoffe effizienter nutzen. Dies hat zur Folge, dass die entwickelten Systeme ggf. empfindlicher auf mögliche Schwankungen in den Herstellungs- und Nutzungsbedingungen reagieren. Zielsetzung des vorliegenden Beitrags ist es daher, Konzepte für die Herstellung besonders robuster Ökobetone vorzustellen. Der Begriff Robustheit ist hierbei so zu verstehen, dass der Beton so ausgelegt ist, dass seine definierten Eigenschaften trotz der im Rahmen seiner Herstellung und seines Einbaus angetroffenen Prozessschwankungen mit möglichst großer Sicherheit eingehalten werden können. Diese Eigenschaft wird von den Autoren als Grundvoraussetzung dafür betrachtet, die ökologisch vorteilhafte Wirkung der Nutzung dieser Betone zielsicher auszunutzen.

## 2 KONZEPTE FÜR DEN MISCHUNGSENTWURF ROBUSTER ÖKOBETONE

### 2.1 *Statistische Methoden für den Mischungsentwurf*

Das Ziel des Mischungsentwurfs ist es, die Art und das Mischungsverhältnis der Betonausgangsstoffe so zu definieren, dass die gewünschten Eigenschaften zuverlässig erreicht werden. Die Auswahl der Stoffe und ihre Anteile im Beton hängen dabei vom Wissen um ihren kombinierten Einfluss auf die relevanten Betoneigenschaften ab.

Die Robustheit des Betons wird herkömmlich durch eine regeltechnische Festlegung der Streubreiten für Eigenschaften der einzelnen Ausgangsstoffe in Kombination mit deskriptiven Vorgaben für die Mischungszusammensetzung und den Herstellungsprozess sichergestellt. Die Ziele des Mischungsentwurfs haben sich jedoch weit über das Erreichen einer ausreichenden Druckfestigkeit und Wirtschaftlichkeit hinaus erweitert. Die Anzahl der verwendeten Betonausgangsstoffe, ihre chemische Vielfalt, ihre Qualitätsschwankungen und das geforderte Leistungsniveau haben ebenfalls zugenommen. Empirisch basierte Methoden sind daher sehr aufwändig und zu ungenau, um Betone unter diesen Randbedingungen zu optimieren und dabei ihre Robustheit zu gewährleisten. Entsprechend werden hierfür neue Methoden und Ansätze benötigt. Anleihen hierzu können aus der statistischen Mischungsoptimierung von Beton genommen werden.

Scheffé diskutierte die Problematik der Optimierung von Mischungen mit statistischen Methoden auf Grundlage von empirischen Beobachtungen (Scheffé 1958). Gl. 1 beschreibt eine  $q$ -komponentige Mischung mit den Komponenten  $x_i$ , die jeweils einen Anteil des Volumens oder der Masse der Mischung bilden. Der von den Komponenten gebildete Faktorenraum bildet ein Simplex mit  $(q-1)$  Dimensionen, wobei jede Komponente einen Wert zwischen 0 und 1 annehmen kann (Scheffé 1958). Nach Scheffé kann eine empirische Vorhersage der Antwort einer Mischung (z. B. Konsistenz oder Festigkeit) auf jede beliebige Zusammensetzung der Komponenten durch Anpassung einer polynomischen Funktion  $n$ -ten Grades mit  $q$  Variablen durch sorgsam angeordnete Beobachtungen entlang des Simplex gemacht werden.

$$x_i \geq 0 \quad (i = 1, 2, \dots, q), \quad \sum_{i=1}^q x_i = 1 \quad (1)$$

Das bestgeeignete Polynom für einen speziellen Anwendungsfall (d. h. eine Gleichung die z. B. den Zusammenhang zwischen der Konsistenz und der Zusammensetzung beschreibt) ist in der Regel unbekannt (Scheffé 1958). Gl. 2 zeigt die allgemeine Form eines Polynoms dritten Grades in  $q$  Variablen, welche die Gl. 1 erfüllt und mit der die Antwort  $\eta$  einer Eigenschaft der Mischung (z. B. Konsistenz) abgebildet werden kann (Scheffé 1958). In dieser Gleichung repräsentieren  $x_i$  die Mischungsanteile der Komponenten und die Faktoren  $\beta_i$  quantifizieren den Einfluss einer Menge einer Komponente auf die betrachtete Eigenschaft der Mischung. Im Fall von Gl. 2 kann berücksichtigt werden, dass manche Komponenten miteinander interagieren und daher die Antwort des Systems auf die Änderung des Anteils einer Einzelkomponente (siehe Term  $\sum_{1 \leq i \leq q} \beta_i x_i$  in Gl. 2) um diese Interaktion mit Interaktionstermen ergänzt werden muss (siehe Term  $\sum_{1 \leq i \leq j \leq q} \beta_{ij} x_i x_j$  und Terme höherer Ordnung) (Scheffé 1958).

$$\eta = \sum_{1 \leq i \leq q} \beta_i x_i + \sum_{1 \leq i \leq j \leq q} \beta_{ij} x_i x_j + \sum_{1 \leq i \leq j \leq q} \gamma_{ij} x_i x_j (x_i - x_j) + \sum_{1 \leq i \leq j \leq k \leq q} \beta_{ijk} x_i x_j x_k \quad (2)$$

Ursprünglich betrachtete Scheffé die  $\beta_i$  Faktoren als Konstanten. In Bezug auf den Mischungsentwurf des Frischbetons wäre dies jedoch nicht ausreichend. Nach Ansicht der Autoren ist das komplexe Verhalten der Komponenten, welches zum Beispiel auf die chemische Reaktionskinetik des Zements zurückzuführen ist, nur mittels Modellen mit variablen  $\beta_i$  abbildbar, welche die chemische und physikalische Wechselwirkungen einzelner Komponenten in der Mischung angemessen berücksichtigen können. Auf diese Weise könnten auch Varianzen der Eigenschaften von Ausgangsstoffen und ihr Einfluss auf die Mischung erfasst werden.

Verfahren wie die Methoden nach Scheffé und weitere Methoden, wie die sog. Response Surface Methodology (Myers et al. 2009), sind sehr nützlich um das Verhalten einer bestehenden komplexen Mischung gegenüber Änderungen in ihrer Zusammensetzung zu beschreiben, maßgebende Einflussfaktoren auf ausgewählte Eigenschaften zu identifizieren und Mischungen zu optimieren. Die Mechanismen hinter dem Verhalten müssen jedoch zwingend verstanden werden, um verallgemeinerbare Erkenntnisse hiermit ableiten zu können.

Auf Grundlage der vorherigen Überlegungen kann die Robustheit jedoch bereits als Funktion ausgedrückt werden, siehe Gl. 3. In dieser wird Gl. 2 um die Varianz der Anteile der Komponenten  $\vartheta(\eta)$  erweitert und der Einfluss der Streuungen der Eigenschaften der Komponenten in den  $\beta$ -Funktionen berücksichtigt. Hieraus ergibt sich die Robustheit  $\chi$  der Betonmischung bezüglich einer Eigenschaft  $\eta$  als Kehrwert der maximalen hierin erwarteten Varianz  $\vartheta(\eta)$ . Dabei wird der Fall der Schwankung der Eigenschaften aller Ausgangsstoffe in ihrer pessimalen Kombination berücksichtigt, sodass  $\vartheta(\eta)$  maximal wird.

$$\chi = \frac{1}{\vartheta(\eta)} \quad (3)$$

## 2.2 Konstitutive Zusammenhänge für die Vorhersage der Frischbetoneigenschaften

Um den Erwartungswert einschließlich der Streubreite der Eigenschaften einer Mischung hervorzusagen, müssen für diese die funktionalen Zusammenhänge vorliegen, welche ihre zugrundeliegenden Mechanismen möglichst genau abbilden. Die Verteilungsfunktion der maßgebenden Parameter muss ebenfalls bekannt sein. Eine Vorhersage der Konsistenz des Frischbetons anhand seiner Zusammensetzung ist auf diesem Wege jedoch schwierig.

In der Literatur liegen vielfältige Modelle zur Vorhersage der Fließeigenschaften von Zementleim (Haist 2010), von Mörteln (Kwan & Li 2012) und von Betonen (de Larrard 1999, Kwan 2014) auf Grundlage der Zusammensetzung und der Eigenschaften der Ausgangsstoffe vor. Statistische Methoden können zudem angewendet werden, um komplexe Betone während des Mischungsentwurfs zu optimieren (Ghafari et al. 2015). Viele dieser Modelle sind jedoch stark empirisch geprägt, unvollständig oder unterliegen bei ihrer Anwendung starken Einschränkungen. Ein umfassendes Modell, welches die Betonkonsistenz zuverlässig vorhersagt, fehlt bislang. Ein Grund hierfür ist, dass die Vielfalt der Interaktionen zwischen den Ausgangsstoffen wie dem Leim und den Gesteinskörnungen und daher die entsprechenden Interaktionsfunktionen bislang nicht ausreichend beleuchtet sind.

Es ist jedoch schon lange bekannt, dass die Frischbetonkonsistenz stark mit der Korngrößenverteilung der Gesteinskörnungen zusammenhängt. Daher kann ein Ansatz zur Beurteilung der Robustheit des Frischbetons auf Grundlage der Abweichung seiner Korngrößenverteilung von einer anvisierten Zielverteilung unter Berücksichtigung der Schwankung der Korngrößenverteilung der granularen Komponenten aufgebaut werden. Als Referenzverteilungen bieten sich die Kurven nach Fuller (Fuller & Thompson 1907) oder nach Andreasen an (Andreasen & Andersen 1930), siehe Gl. 4.

$$P(d)_{\text{erf}} = \left( \frac{d}{d_{\text{max}}} \right)^n \quad (4)$$

In Gl. 4 ist  $P(d)_{\text{erf}}$  der beabsichtigte Volumenanteil der Gesteinskörner mit Durchmesser kleiner als der Korndurchmesser  $d$  an der granularen Gesamtmischung,  $d_{\text{max}}$  ist das Größtkorn der Mischung und  $n$  ist der Lageparameter der Verteilung (Andreasen & Andersen 1930). Da die Korngrößenverteilung der Mischung nicht mittels eines einzigen Parameters – dessen Streuung mit einem Variationskoeffizienten

abzubilden wäre – beschrieben werden kann, muss die Abweichung einer Korngrößenverteilung von einer Zielgrößenverteilung an jeder Stützstelle der Sieblinie einzeln betrachtet werden.

In den folgenden Untersuchungen wurde dies anhand Zielgrößenverteilungen  $P(d)_{\text{erf}}$  umgesetzt (hier:  $n = 0,37$  und  $d_{\text{max}} = 4 \text{ mm}$ ; s. Gl. 4). Die Abweichung der Korngrößenverteilung  $P(d)_{\text{ist}}$  von der Zielkorngrößenverteilung  $P(d)_{\text{erf}}$  wird dabei über die Fehlersumme  $\Delta$  beschrieben, die in Bild 1 dargestellt ist.

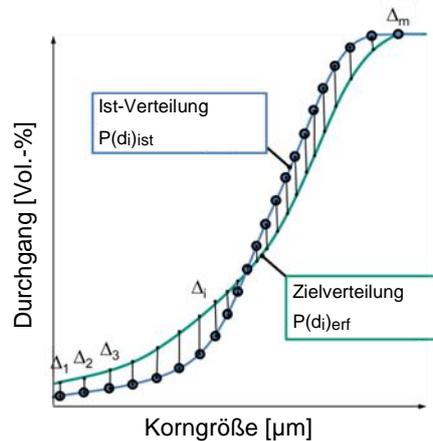


Bild 1: Schema zur Berechnung der Fehlersumme  $\Delta$

$$\Delta = \sum_{i=1}^m |P(d_i)_{\text{erf}} - P(d_i)_{\text{ist}}| = |Av - P(d)_{\text{erf}}| \stackrel{!}{=} \text{Minimum} \quad (5)$$

Der Parameter  $\Delta$  in Gl.5 hängt stark von der Anzahl der Stützstellen  $m$  ab. Um  $\Delta$  bestimmen zu können, muss die tatsächliche Korngrößenverteilung der Mischung bekannt sein. Diese kann wie in Gl. 6 bestimmt werden.

$$\begin{pmatrix} P(d_1)_{\text{Cem}} & P(d_1)_{\text{ZS}} & P(d_1)_{\text{GK1}} & P(d_1)_{\text{GK2}} & \dots & P(d_1)_{\text{GKS}} \\ P(d_2)_{\text{Cem}} & P(d_2)_{\text{ZS}} & P(d_2)_{\text{GK1}} & P(d_2)_{\text{GK2}} & \dots & P(d_2)_{\text{GKS}} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \dots & \vdots \\ P(d_m)_{\text{Cem}} & P(d_m)_{\text{ZS}} & P(d_m)_{\text{GK1}} & P(d_m)_{\text{GK2}} & \dots & P(d_m)_{\text{GKS}} \end{pmatrix} \times \begin{pmatrix} v_{\text{Cem}} \\ v_{\text{ZS}} \\ v_{\text{GK1}} \\ v_{\text{GK2}} \\ \vdots \\ v_{\text{GKS}} \end{pmatrix} \stackrel{!}{=} \begin{pmatrix} P(d_1)_{\text{ist}} \\ P(d_2)_{\text{ist}} \\ \vdots \\ P(d_m)_{\text{ist}} \end{pmatrix} \quad (6)$$

$$\begin{pmatrix} P(d_1)_{\text{Cem}} \times v_{\text{Cem}} + P(d_1)_{\text{ZS}} \times v_{\text{ZS}} + P(d_1)_{\text{GK1}} \times v_{\text{GK1}} + \dots + P(d_1)_{\text{GKS}} \times v_{\text{GKS}} \\ P(d_2)_{\text{Cem}} \times v_{\text{Cem}} + P(d_2)_{\text{ZS}} \times v_{\text{ZS}} + P(d_2)_{\text{GK1}} \times v_{\text{GK1}} + \dots + P(d_2)_{\text{GKS}} \times v_{\text{GKS}} \\ \vdots \\ P(d_m)_{\text{Cem}} \times v_{\text{Cem}} + P(d_m)_{\text{ZS}} \times v_{\text{ZS}} + P(d_m)_{\text{GK1}} \times v_{\text{GK1}} + \dots + P(d_m)_{\text{GKS}} \times v_{\text{GKS}} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} P(d_1)_{\text{ist}} \\ P(d_2)_{\text{ist}} \\ \vdots \\ P(d_m)_{\text{ist}} \end{pmatrix}$$

Ein Ansatz, um die Robustheit der Konsistenz der Mischung im frischen Zustand zu optimieren besteht darin, den Parameter  $\Delta$  zu minimieren. Wird die Zielkorngrößenverteilung als  $A$  zusammengefasst, lässt sich diese Optimierung auch in Matrixschreibweise ausdrücken, siehe Gl. 6. Anhand dieses Algorithmus ist es dann möglich eine Korngrößenverteilung zu ermitteln, die eine minimale Abweichung von der Zielkorngrößenverteilung aufweist. Nach der Definition von Mindestgehalten an Zement und weiterer Additive zur Gewährleistung der mechanischen Eigenschaften, kann die restliche Zusammensetzung hinsichtlich der Minimierung des Parameters  $\Delta$  optimiert werden. Das Ergebnis der restlichen Zusammensetzung ist ein definierter Vektor  $V$  mit dem zugehörigen  $\Delta$ -Werten. Diese Vorgehensweise entspricht dem allgemeinen Vorgehen während des Mischungsentwurfs. Sie kann jedoch leicht erweitert werden, um die Robustheit des Betons zu verbessern.

Angenommen die Korngrößenverteilung eines der Ausgangsstoffe unterliegt Schwankungen, so würden sich die Schwankungen dieser Körnung  $P(d)_{GK,S}$  auf den Parameter  $\Delta$  der Mischung auswirken. Sofern das Streuband der Korngrößenverteilung des schwankenden Ausgangsstoffs bekannt ist, kann die restliche Zusammensetzung so angepasst werden, dass der Einfluss der streuenden Körnung auf den Parameter  $\Delta$  möglichst minimal ist.

Für jede Variation  $j$ , d. h. für den Mittelwert, die obere Grenze und die untere Grenze der Korngrößenverteilung eines Ausgangsstoffs (siehe Bild 2), kann eine neue Zusammensetzung  $v_{i=j}$  und eine korrespondierende Fehlersumme  $\Delta_{i,j=i}$  berechnet werden. Die Mischung  $v_{i=j}$  mit der Variation  $j$  ergibt somit eine optimierte Mischung mit minimaler Fehlersumme. Im nächsten Schritt wird die Zusammensetzung der Mischung  $\Delta_{i,j=i}$  (d. h. die Volumenanteile der einzelnen Fraktionen) konstant gehalten, jedoch mit einer neuen Variation  $j$  der streuenden Fraktion kombiniert. Dies resultiert in einer neuen Fehlersumme  $\Delta_{i,j}$ . Durch Auswertung insgesamt  $r$  verschiedener Variationen werden neben der Summe  $\Delta_{i,j=i}$  insgesamt  $r - 1$  Summen  $\Delta_{i,j}$  erhalten. Eine Summation all dieser Fehlersummen und Normierung dieser auf den Gehalt der streuenden Fraktion  $v_{GK S_j}$  ergibt den relativen Fehler  $\Delta_{i,rel}$  jeder erzeugten Mischung, siehe Gl. 7.

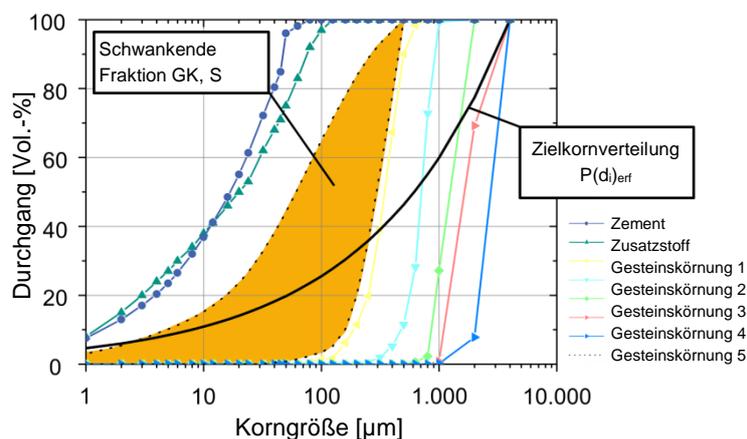


Bild 2: Sieblinien von Gesteinskornfraktionen mit Schwankungsbereich der streuenden Komponente

Durch Ermittlung einer optimierten Mischung  $v_{i=j}$  für jede Variation der schwankenden Komponente und durch Ermittlung des relativen Fehlers jeder Variation, kann die robusteste Mischung als diejenige berechnet werden, die den geringsten relativen Fehler  $\Delta_{i,rel}$  ergibt. Das Ergebnis dieser Vorgehensweise ist in Tabelle 1 dargestellt.

$$\Delta_{i,rel} = \frac{\sum_{j=1}^r \Delta_{i,j}}{v_{GK S_j}} \quad (7)$$

Das Materialverhalten der schwankenden Mischungen wurde experimentell im Labor anhand der Mischung mit dem geringsten relativen Fehler  $\Delta_{i,rel}$  aus Tab. 1 mit fünf Variationen der schwankenden Fraktion untersucht.

Ergebnisse sind in Tab. 2 dargestellt. Es ist ersichtlich, dass selbst erhebliche Schwankungen der Korngrößenverteilung der schwankenden Fraktion nur geringfügige Schwankungen der Mörtleigenschaften des untersuchten Mörtels (ausgedrückt als Variationskoeffizient) erzeugen.

Tabelle 1: Zusammensetzung untersuchter Mischungen

	Schwankende Fraktionen GK S <sub>j</sub> für Optimierung (6 Fraktionen)					
	GK S <sub>j=1</sub>	GK S <sub>j=2</sub>	GK S <sub>j=3</sub>	GK S <sub>j=4</sub>	GK S <sub>j=5</sub>	GK S <sub>j=6</sub>
Ausgangsstoffe	Mischung v <sub>i=j</sub> [Vol.-%], als Ergebnis der Optimierung					
Zement	17,0	17,0	17,0	17,0	17,0	17,0
Zusatzstoffe	8,0	8,0	8,0	8,0	8,0	8,0
Gesteinskörnung 1	0,5	3,2	5,9	5,3	2,9	6,6
Gesteinskörnung 2	13,0	12,3	11,8	11,9	12,2	11,4
Gesteinskörnung 3	4,4	5,2	5,8	5,6	5,3	6,2
Gesteinskörnung 4	18,7	17,9	17,3	17,4	17,7	16,8
Gesteinskörnung 5	18,3	18,5	18,8	18,7	18,6	18,9
Gesteinskörnung S <sub>j</sub>	20,1	17,8	15,5	16,0	18,2	15,1
$\Delta_{i,j}$ ermittelt für jede Ausgangsmischung i mit Variation j von Körnung S <sub>j</sub>						
$\Delta_{i,j}$	$\Delta_{1,j}$	$\Delta_{2,j}$	$\Delta_{3,j}$	$\Delta_{4,j}$	$\Delta_{5,j}$	$\Delta_{6,j}$
$\Delta_{i,1}$	46,4	47,3	48,2	48,0	47,0	48,2
$\Delta_{i,2}$	47,8	47,5	48,4	48,2	47,6	48,4
$\Delta_{i,3}$	52,2	49,8	49,0	49,2	49,9	49,1
$\Delta_{i,4}$	49,2	47,5	47,4	47,2	47,6	47,4
$\Delta_{i,5}$	48,8	48,5	49,1	49,0	48,2	49,0
$\Delta_{i,6}$	53,9	51,8	50,8	51,0	52,0	50,5
$\sum_{j=1}^6 \Delta_{i,j}$	298,3	292,4	292,9	292,6	292,3	292,6
$\Delta_{i,rel}$	14,8	16,4	18,9	18,3	16,1	19,4
Bemerke: Alle Ausgangsstoffe außer der Körnungen GK S <sub>j</sub> wurden vorsichtig homogenisiert und ihre Korngrößenverteilung untersucht und Materialeigenschaften vor der Mischungsoptimierung und -herstellung bestimmt. Die Schwankung in den betroffenen Eigenschaften war daher null. Die Schwankung der Korngrößenverteilung der schwankenden Kornfraktion GK S <sub>j</sub> ist in Bild 2 dargestellt.						

Tabelle 2: Ergebnisse untersuchter Mörtel nach Tabelle 1

Materialeigenschaft	Ergebnis (Mittelwert)	Standardabweichung	Variationskoeffizient
Frischbetonrohddichte	2289 kg/m <sup>3</sup>	8 kg/m <sup>3</sup>	ca. 0 %
Ausbreitmaß mit Schlag	123 mm	2 mm	2 %
Setzfließmaß mit Schlag	212 mm	2 mm	1 %
7-Tage Rohddichte	2422 kg/m <sup>3</sup>	15 kg/m <sup>3</sup>	1 %
28-Tage Rohddichte	2422 kg/m <sup>3</sup>	13 kg/m <sup>3</sup>	1 %
7-Tage Biegezugfestigkeit	6.1 MPa	0.1 MPa	2 %
7-Tage Druckfestigkeit	30.7 MPa	0.9 MPa	3 %
28-Tage Biegezugfestigkeit	7.1 MPa	0.2 MPa	3 %
28-Tage Druckfestigkeit	43.3 MPa	1.2 MPa	3 %

### 3 ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK

Ökobetone werden zukünftig mit einem reduzierten Bindemittelgehalt und erhöhten Gehalt an Gesteinskörnungen hergestellt werden. Regional werden leicht abbaubare und qualitativ hochwertige Gesteinskörnungen weniger verfügbar werden und die Qualität verarbeiteter Gesteinskörnungen breiteren Schwankungen unterliegen. Neue Konzepte werden benötigt, um die Robustheit der

Ökobetone unter diesen Bedingungen zu gewährleisten. Auf der Baustoffebene müssen Ansätze entwickelt werden, die es ermöglichen die Sensibilität der Ökobetone gegenüber Schwankungen im Herstellungsprozess zu minimieren. Eine zentrale Rolle nimmt hierbei die Granulometrie der Gesteinskörnung ein. Mit den hier vorgestellten Methoden des Mischungsentwurfs ist es möglich, die Robustheit einer Mischung – ausgedrückt als Variationskoeffizient der betrachteten Eigenschaft – zu quantifizieren. Die Methodik ermöglicht es somit, bereits bei der Mischungsentwicklung die Rezeptur so anzupassen, dass die gewünschten Frisch- und Festbetoneigenschaften möglichst gutmütig auf Schwankungen der Ausgangsstoffe reagieren und eine geringe Streuung aufweisen.

Zentrales Ziel zukünftiger Arbeiten ist es, ein besseres Verständnis des Zusammenhangs zwischen der Granulometrie der festen Ausgangsstoffe und den Frisch- und Festbetoneigenschaften zu gewinnen. Auch die vorliegenden mathematischen Ansätze sind zu verbessern.

## LITERATUR

- Aïtcin, P.-C., Mindess, S. (2011): *Sustainability of Concrete*, Spon Press, Oxon.
- Andreasen, A. H. M., Andersen, J. (1930): Über die Beziehung zwischen Kornabstufung und Zwischenraum in Produkten aus losen Körnern (mit einigen Experimenten), *Kolloid-Zeitung* 50, S. 217-228.
- Damineli, B.L., Pileggi, R. G., John, V. M. (2017): Influence of packing and dispersion of particles on the cement content of concretes, *IBRACON Structures and Materials Journal* 10, Heft 5, S. 998-1024.
- De Larrard, F. (1999): *Concrete Mixture Proportioning: A Scientific Approach*, E & FN Spon, London.
- Fuller, W. B., Thompson, S. E. (1907): The laws of proportioning concrete, *Journal of the American Society of Civil Engineers* 59, S. 67-143.
- Ghafari, E., Costa, H., Júlio, E. (2015): Statistical mixture design approach for eco-efficient UHPC, *Cement & Concrete Composites* 55, S. 17-25.
- Glavind, M. (2011): Green concrete structures, *Structural Concrete* 12, Heft 1, S. 23-29.
- Habert, G., Bouzidi, Y., Chen, C., Jullien, A. (2010): Development of a depletion indicator for natural resources used in concrete, *Resources, Conservation and Recycling* 54, S. 364-376.
- Haist, M. (2010): Zur Rheologie und den physikalischen Wechselwirkungen bei Zementsuspensionen, *Karlsruher Reihe Massivbau, Baustofftechnologie, Materialprüfung*, Heft 66, KIT Scientific Publishing.
- Ionnaidou, D., Meylan, G., Sonnemann, G., Habert, G. (2017): Is gravel becoming scarce? Evaluating the local criticality of construction aggregates, *Resources, Conservation & Recycling* 126, S.25-33.
- Kwan, A., Li, L. G. (2012): Combined effects of water film thickness and paste film thickness on rheology of mortar, *Materials and Structures* 45, S. 1359-1374.
- Kwan, A. K., Li, L. G. (2014): Combined effects of water film, paste film and mortar film thicknesses on fresh properties of concrete, *Construction and Building Materials* 50, S. 598-608.
- Mehta, P. K. & Manmohan, D. (2006): Sustainable high-performance concrete structures, The U.S. experience with high-volume fly ash concrete, *Concrete International* 37, Heft 7, S. 37-42.
- Mehta, P. K. & Monteiro, P. J. M. (2014): *Concrete, Microstructure, Properties, and Materials* (Fourth Edition), McGraw-Hill Education, New York.

- Müller, H. S., Guse, U., Schneider, E. (2005): Leistungsfähigkeit von Betonen mit Flugasche, Beton- und Stahlbetonbau 100, Heft 8, S. 693-704.
- Myers, R. H., Montgomery, D. C., Anderson-Cook, C. M. (2009): Response Surface Methodology, Process and Product Optimization Using Designed Experiments, John Wiley & Sons, New Jersey
- Pellegrino, C., Faleschini, F. (2016): Sustainability Improvements in the Concrete Industry, Use of Recycled Materials for Structural Concrete Production, Springer International Publishing, Switzerland.
- Sakai, K. (2013): Sustainability in fib Model Code 2010 and its future perspective, Structural Concrete 14, Heft 4, S. 301-308.
- Sakai, K., Shibata, T., Kasuga, A., Nakamura, H. (2016): Sustainability design of concrete structures, Structural Concrete 17, Heft 6, S. 1114-1125.
- Scheffé, H. (1958): Experiments With Mixtures, Journal of the Royal Statistical Society. Series B (Methodological) 20. Heft 2, S. 344-360.
- Schneider, M., Romer, M., Tschudin, B. (2011): Sustainable cement production – present and future, Cement and Concrete Research 41, S. 642-650.
- Scrivener, K. L., John, V. M., Gartner, E. M. (2016): Eco-efficient cements: Potential, economically viable solutions for a low-CO<sub>2</sub>, cement-based materials industry. United Nations Environmental Program (Hrsg.).
- Stemmermann, P., Schweike, U., Garbev, K., Beuchle, G., Möller, H. (2010): Celitement – a sustainable prospect for the cement industry, Cement International 8, Heft 5, S. 52-66.

# Farbmetrische Analyse zur quantitativen Bewertung der Farbe von glatten Sichtbetonflächen

Tobias Schack<sup>1</sup>, Ludger Lohaus<sup>1</sup> und Michael Haist<sup>1</sup>

<sup>1</sup>*Institut für Baustoffe, Hannover, Deutschland*

## **KURZFASSUNG:**

Farb- und Helligkeitsunterschiede an glatten Sichtbetonflächen werden von einer Vielzahl von Einflussfaktoren beeinflusst. In der Planungsphase von Sichtbetonbauteilen wird die Farbe zumeist indirekt z. B. durch Verweis auf vergleichbare Bauwerke oder über Erprobungsflächen aus Beton eingegrenzt. Eine objektive und quantitative Festlegung findet jedoch nicht statt. Im Gegensatz dazu wird in vielen anderen Industriezweigen, wie z. B. der Automobil- oder Lebensmittelindustrie aber auch bei der Zementherstellung, die Lichtspektroskopie bzw. Farbmessung bereits erfolgreich zur quantitativen Farbmessung für Qualitätssicherungszwecke eingesetzt.

Im vorliegenden Beitrag werden Einflüsse der Ausgangsstoffe sowie einzelner betontechnologischer Eigenschaften auf die resultierende Farbe von Sichtbetonflächen systematisch und quantitativ mittels Lichtspektroskopie ermittelt und bewertet. Ferner wird die prinzipielle Eignung des Messverfahrens zur Anwendung in der Planungsphase glatter Sichtbetonflächen diskutiert.

Schlagworte: Sichtbeton, Farbe, Farbmetrik, CIE L\*a\*b\*, Helligkeit

## **ABSTRACT:**

Colour and luminance differences on exposed concrete are influenced by a large number of factors. In the planing phase the colour is usually specified by referencing to other – similar – structures or by providing hand samples. However, an objective and quantitative assessment does not take place. In contrast, in many other industries such as automotive or food industry but also in cement production, the light spectroscopy or colour measurement is already successfully used for quality control purposes with both colour and luminance being quality criteria.

In the present paper the influence of the raw materials and concrete properties on the resulting colour of exposed concrete surfaces is systematically und quantitatively determined and evaluated by light spectroscopy. Furthermore, the application of the measuring method for use in the planning phase of smooth exposed concrete surfaces is evaluated.

Keywords: exposed-concrete, colour, colorimetry, CIE L\*a\*b\*, luminance

## 1 EINLEITUNG

In der modernen Architektur stellt die Sichtbetonbauweise ein bevorzugtes Stilmittel, vor allem für repräsentative Massivbauten, dar. Die Merkmale der Gestaltung und der Herstellung des Betons, wie z. B. Textur, Form, Fugen und Farbe, bestimmen dabei maßgebend die architektonische Wirkung des Bauteils oder Bauwerks. Von Seiten planender Architekten liegt die derzeitige Präferenz unter anderem bei glatten Sichtbetonflächen mit gleichmäßiger Farbtönung. Das Gestaltungsziel von Sichtbeton beruht vorrangig auf den individuellen gestalterischen Vorstellungen des planenden Architekten bzw. des Bauherrn und ist demzufolge nur schwierig in einer allgemeinverbindlichen Vorschrift zu regeln. Das DBV/VDZ-Merkblatt "Sichtbeton" (DBV 2015) sowie die ÖVBB-Richtlinie "Sichtbeton – Geschalte Betonflächen" (ÖVBB 2009) stellen jeweils umfassende Ansätze mit Hinweisen zur Planung, Ausschreibung, Ausführung und Qualitätssicherung für die moderne Sichtbetonbauweise zur Verfügung. So werden in diesen Regelwerken die Anforderungen z. B. an die Textur, Porigkeit, Farbtongleichmäßigkeit und die Ebenheit anhand von Sichtbetonklassen (SB1-SB3) zusammengefasst. Zur Farbe der Sichtbetonfläche werden dabei jedoch keine direkten Anforderungen definiert. Einzig in der ÖVBB-Richtlinie wird das Merkmal der Farbe als nicht klassenbindende Anforderung definiert. Das Merkblatt über Betonfertigteile aus Architekturbeton der Fachvereinigung Deutscher Betonfertigteilebau e.V. (FDB 2009) definiert den Begriff „Architekturbeton“ als Ausführungen, die u. a. eine möglichst perfekte, einheitliche Oberfläche und Farbe zum Ziel haben. Für die architektonische Wirkung des Bauteils oder Bauwerks, vor allem bei Verwendung von Architekturbeton, stellt die Farbe somit ein primäres Merkmal dar (vgl. Bild 1).



Bild 1: NS-Dokumentationszentrum in München (links [1]), Sprengelmuseum in Hannover (Mitte [2]) und Gebäude der Deutschen Bank in Berlin mit Fertigteilen aus Architekturbeton (rechts [3])

Eine objektive Beurteilung der Anforderungen, insbesondere der Farbe, am fertigen Bauteil oder Bauwerk stellt sich bislang als schwierig dar, daher erfolgt üblicherweise eine subjektive Bewertung ggf. unter Berücksichtigung von Erprobungsflächen. Verfahren zur Beurteilung der Porigkeit sind bekannt und werden in der Praxis erfolgreich an Sichtbetonflächen angewendet (Goldammer 2017). Vereinzelt werden auch Methoden zur Beurteilung der Oberflächenqualität oder der Verfärbungsintensität in der Literatur beschrieben (Schirmer et al. 2018, Lohaus et al. 2016, Weisheit 2010). Nicht verbreitet sind im Betonbau hingegen Methoden der Lichtspektroskopie bzw. Farbmessung, wie sie z. B. in der Automobilindustrie, der Farben- und Lackindustrie sowie der Lebensmittelindustrie zur Qualitätssicherung eingesetzt werden. Auch in der Zementproduktion sind ähnliche Methoden zur Messung der chemischen Zusammensetzung des Klinker-Rohmehls verbreitet, werden jedoch im Betonbau bislang nicht systematisch eingesetzt (Boss 2012). Im Bereich der Betontechnologie wurde die Lichtspektroskopie bisher nur vereinzelt zur Beurteilung der Farbintensität von Pigmenten (Yang 2014) oder der Farbänderung im Hochtemperaturbereich bzw. Brandfall (Annerel 2011) eingesetzt.

Im vorliegenden Beitrag werden Einflüsse der Ausgangsstoffe sowie einzelner betontechnologischer Einflussfaktoren auf die resultierende Farbe von Sichtbetonflächen beschrieben und quantitativ mittels eines Spektralphotometers ermittelt und bewertet. Darauf aufbauend wird die prinzipielle Eignung der Lichtspektroskopie-Methode zur Anwendung bei glatten Sichtbetonflächen als Messverfahren in der Planungsphase diskutiert. Zunächst wird jedoch im nachfolgenden Kapitel ein kurzer Überblick über die Grundlagen der Farbenlehre und die daraus resultierenden Konsequenzen für die Farbmessung gegeben.

## 2 GRUNDLAGEN DER FARBENLEHRE

Farbe ist keine physikalische bzw. keine primäre stoffliche Eigenschaft, sondern eine menschliche Sinnesempfindung. Zur Wahrnehmung von Farben ist Licht erforderlich, so dass durch Reflexionseigenschaften von Körpern ein Farbreiz und infolgedessen eine Farbwahrnehmung beim Beobachter ausgelöst wird. Je nach Wellenlängenbereich wird dem Licht eine bestimmte Farbe zugeordnet, wobei nur der Wellenlängenbereich von 380 nm bis 729 nm für den Menschen sichtbar ist (Richter 1981).

Maßbeziehungen zwischen einzelnen Farben können durch die Farbmetrik ausgedrückt werden. Man unterscheidet allgemein zwischen unbunten und bunten Farben. Unbunte Farben können einzig durch ihre Helligkeit beschrieben werden und sind demzufolge eindimensional. Zur Beschreibung von bunten Farben sind dagegen drei voneinander unabhängige Merkmale notwendig.

Zur technischen Erfassung von Farben bzw. Farbinformationen sind Messgeräte sowie spezielle Maßsysteme notwendig, da es sich um keine physikalischen Messgrößen handelt. Als Ausgangspunkt der Farbmetrik dienen die sogenannten Normalspektralwertfunktionen. Demnach können Farben mit Hilfe der Farbmetrik objektiv gemessen und durch Zahlen eindeutig ausgedrückt werden (Wego 2010). Die zahlenmäßige Beschreibung von Farben erfolgt mittels Farbmaßzahlen in unterschiedlichen Farbräumen. Im Laufe der Zeit wurden verschiedene Farbräume definiert, wobei sich der CIE-L\*a\*b\*-Farbenraum als besonders nützlich herausgestellt hat. Der CIE-L\*a\*b\*-Farbenraum wurde 1976 durch die CEN eingeführt und ist in DIN 6174 (2007) bzw. DIN EN ISO 11664-4 (2012) definiert. Die vom Menschen wahrnehmbaren Farben werden im CIE-L\*a\*b\*-Farbenraum in eine geometrische Darstellung überführt und dabei weitgehend gleichabständig dargestellt. Hierdurch wird nachweislich eine hohe Übereinstimmung zwischen dem empfundenen Farbabstand – d. h. dem Unterschied zwischen zwei Farben – und dessen geometrischer Repräsentation im Farbenraum erzielt. Der Farbenraum ist als dreidimensionales Koordinatensystem in Zylinderform aufgebaut (vgl. Bild 2) und wird durch die Helligkeit (L\*-Wert) und die Farbmaßzahlen (a\*- und b\*-Werte) aufgespannt.

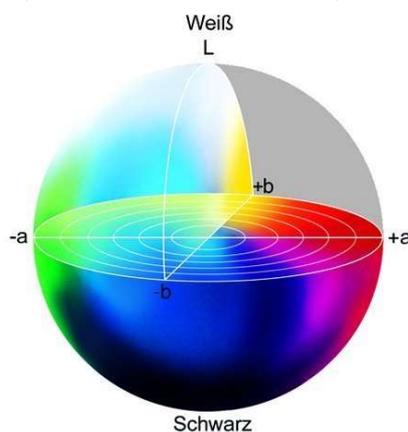


Bild 2: CIE-L\*a\*b\*-Farbenraum (c't labs 2015)

Die Helligkeit wird durch den dimensionslosen Kennwert  $L^*$  ausgedrückt und kann Werte zwischen  $L^* = 0$  (schwarz) und  $L^* = 100$  (weiß) annehmen. Die Farbmaßzahl  $a^*$  beschreibt die Rot-Grün-Achse, wobei ein negativer Wert einer Grünfärbung und ein positiver Wert einer Rotfärbung entspricht. Der dritte Kennwert  $b^*$  entspricht im positiven Bereich einer Gelbfärbung und im negativen Wertebereich einer Blaufärbung und definiert demnach die Blau-Gelb-Achse. Aus den Farbmaßzahlen  $a^*$  und  $b^*$  können die Farbmaßzahlen Buntheit  $C^*_{ab}$  (Sättigung) und Buntton  $h_{ab}$  (Farbton) abgeleitet werden:

$$C^*_{ab} = \sqrt{(a^*)^2 + (b^*)^2} \quad (1)$$

$$h_{ab} = \arctan\left(\frac{b^*}{a^*}\right) \quad (2)$$

Zur Darstellung des Unterschiedes zweier Farbreize ist der Farbabstand  $\Delta E_{ab}$  definiert. Mathematisch betrachtet ist dies der kürzeste euklidische Abstand zwischen zwei im CIE- $L^*a^*b^*$ -Koordinatensystem definierten Farborten:

$$\Delta E_{ab} = \sqrt{(\Delta L^*)^2 + (\Delta a^*)^2 + (\Delta b^*)^2} \quad (3)$$

$$\Delta L^* = L^*_1 - L^*_0 \quad \Delta a^* = a^*_1 - a^*_0 \quad \Delta b^* = b^*_1 - b^*_0 \quad (4)$$

Der Farbabstand zweier Farbreize gibt demnach eine eindeutige Auskunft, wie stark sich die zwei Farben voneinander unterscheiden. In der Literatur werden viele unterschiedliche Einteilungen angegeben, ab welchem Farbabstand der Unterschied zwischen den zwei betrachteten Farbreizen als unterschiedlich wahrgenommen wird. Teichmann (1990) sowie Hellerich (2004) et al. geben ab einem Farbabstand  $\Delta E_{ab} = 1,5$  bis  $3,0$  eine deutliche Differenzierbarkeit an.

### 3 FARB- UND HELLIGKEITSUNTERSCHIEDE AN BETONOBERFLÄCHEN

Die Entstehung von Farbunterschieden an Sichtbetonflächen lässt sich nach dem Ort bzw. Zeit der Entstehung kategorisieren, wie z. B. während der Planungsphase, der Produktion, der Ausführung oder während der Nutzung (Heeß 2011). Eine Vielzahl von Faktoren beeinflusst in der Ausführungsphase aber auch in der Nutzungsphase das endgültige Erscheinungsbild der Sichtbetonfläche, wie z. B. die Wechselwirkungen zwischen Trennmittel, Schalungshaut und Beton sowie die Witterungsbedingungen nach dem Ausschalen. Mit voranschreitender Hydratation kann sich die Farbe der Betonoberfläche vergleichmäßigen, jedoch können auch temporäre oder bleibende Verfärbungen auftreten (DBV 2015). Eine Vielzahl von Mechanismen bzw. Eigenschaften zur Entstehung von Verfärbungserscheinungen bzw. Farbtonunterschieden an Sichtbetonoberflächen sind in der Literatur beschrieben (Strehlein 2011, Schack et al. 2017, Fiala 2017).

Während der Planungsphase spielt die Stoffauswahl sowie die Festlegung betontechnologischer Eigenschaften eine entscheidende Rolle für die resultierende Farbe der Betonoberfläche. Durch die Wahl der Zementart und der Zusatzstoffe wird das endgültige Erscheinungsbild der Sichtbetonfläche hinsichtlich der Farbe und Helligkeit bereits in der Planungsphase vorbestimmt, jedoch nicht endgültig festgelegt (Trüb 1973, Heeß 2011). Die endgültige Farbe und Helligkeit von hydratisierten Klinkern bzw. Zementen werden neben der absoluten Menge färbender Klinkerphasen auch durch deren Zusammensetzung, insbesondere der eisenreichen Schmelzphasen, beeinflusst (Möller 2018).

Neben der Zusammensetzung des Zements ist der Wassergehalt bzw. der w/z-Wert eine weitere entscheidende Stellparameter zur Beeinflussung der Farbe bzw. Helligkeit. Die oberflächennahe Gefügebildung ist direkt vom Wassergehalt bzw. w/z-Wert abhängig was auch die Farbe bzw. Helligkeit beeinflusst. Je rauer und offenerporiger die Betonoberfläche, desto mehr Licht wird an dieser diffus gebrochen und führt zu einem veränderten Remissionsverhalten (Wihler 2004). Die physikalischen Grundlagen dazu sind z. B. in Strehlein (2011) ausführlich beschrieben. Demnach erscheint eine Betonoberfläche mit hohem w/z-Wert und offenerporigen Gefüge heller als eine Betonoberfläche mit niedrigerem w/z-Wert und dichtem Gefüge (Ludwig et al. 2012).

Eine farbliche Gestaltung von Sichtbetonflächen ist zudem infolge der Zugabe von Pigmenten möglich. Pigmente verändern während der Hydratation nicht ihre Struktur und bewirken demzufolge keine zusätzliche Helligkeit (Ludwig et al. 2012). Eine systematische Abstimmung des Verhältnisses von Zusatzstoff zu Zement kann die Farbsättigung jedoch deutlich steigern (Jang et al. 2014).

#### 4 UNTERSUCHUNGSMETHODIK

Die Farbe bzw. Helligkeit von Sichtbetonflächen ist bereits während der Planungsphase ein wichtiger Bestandteil zur Erfüllung des vom Architekten bzw. Bauherrn gewünschten Ergebnisses. Einflüsse der Ausgangsstoffe sowie betontechnologischer Parameter auf das resultierende Erscheinungsbild bei Sichtbetonflächen werden bisher zumeist durch die visuelle Bewertung von Erprobungsflächen bestimmt. Eine quantitative Bewertung der Farbe während der Planungsphase, aber auch nach Fertigstellung des Bauteils, wird bisher zumeist jedoch nicht vorgenommen.

Zur systematischen Untersuchung des Einflusses der Ausgangsstoffe sowie betontechnologischer Parameter auf die resultierende Farbe von Betonoberflächen wurden Betone mit variierender Zementart sowie variierendem w/z-Wert hergestellt. Bei allen Mischungszusammensetzungen wurde ein konstanter Zementgehalt von  $400 \text{ kg/m}^3$  verwendet. Die Variation des w/z-Wertes erfolgte durch die Einstellung des entsprechenden Wassergehaltes (vgl. Tabelle 1). Es wurde dichte Gesteinskörnung entsprechend der Sieblinie A/B16 verwendet. Zur Vermeidung möglicher Wechselwirkungen wurden keine Zusatzmittel eingesetzt, so dass die Konsistenz stark variierte. Die Tabelle 2 gibt einen Überblick über die untersuchten Variationen und über die verwendeten Zementarten. Es wurden jeweils drei würfelförmige Probekörper ( $150 \times 150 \times 150 \text{ mm}^3$ ) in Kunststoffschalungen hergestellt und nach 24 Stunden ausgeschalt. Die ausgeschalteten Probekörper lagerten im Anschluss bei  $20 \text{ °C}$  und  $65 \%$  relativer Luftfeuchte. Als Trennmittel wurde zur Reduzierung möglicher Interaktionen zwischen Trennmittel und Beton eine wässrige Emulsion verwendet, die möglichst dünn auf die Schalungshaut aufgetragen wurde.

Zur Bestimmung der Farbe der Betonoberflächen wurden farbmetrische Messungen mit einem Spektralphotometer (Colorimeter PCE-CSM 5) in bestimmten Zeitintervallen durchgeführt. Die farbmetrischen Messungen wurden im CIE-L\*a\*b\*-Farbraum gemäß DIN 6174 (2007) bzw. DIN EN ISO 11664-4 (2012) durchgeführt (vgl. Kapitel 2). Der verwendete Messkopf ermöglichte die Erfassung der gerichteten Oberflächenreflexion eines Messflecks mit einem Durchmesser von  $8 \text{ mm}$ . In Anlehnung an Lübke (2013) wurde als Messgeometrie  $8^\circ/d$  verwendet. An jeder Betonoberfläche ( $150 \times 150 \text{ mm}^2$ ) wurden in einem definierten Raster jeweils 15 Messwerte bestimmt. Anhand der ermittelten Kennwerte erfolgte eine Bewertung der Farbe in Abhängigkeit des L\*-Wertes (Helligkeit) und der a\*- und b\*-Werte (Farbigkeit). Des Weiteren wurde vor den farbmetrischen Messungen der spezifische elektrische Widerstand der einzelnen Betonoberflächen, zur indirekten Ermittlung des oberflächennahen Feuchtegehaltes, mittels Wenner-Sonde bestimmt.

Tabelle 1: Übersicht der untersuchten Betone

Zement (400 kg/m <sup>3</sup> )	w/z-Wert [-]		
	0,40 (w = 160 kg/m <sup>3</sup> )	0,50 (w = 200 kg/m <sup>3</sup> )	0,60 (w = 240 kg/m <sup>3</sup> )
CEM I 42,5 R	x	x	x
CEM I 52,5 R		x	
CEM I 52,5 SR3 (na)	x	x	x
CEM III/A 42,5 N	x	x	x
CEM III/B 42,5 L-LH/SR (na)		x	

## 5 VERSUCHSERGEBNISSE

### 5.1 Einfluss der Zementart

Bild 3 zeigt die Helligkeit (mittlerer L\*-Wert) unterschiedlicher Betone in Abhängigkeit der Zementart bei einem konstanten w/z-Wert von 0,50. Die Bestimmung der L\*-Werte erfolgte dabei an Betonoberflächen mit einem spezifischen elektrischen Widerstand von  $\geq 100 \text{ k}\Omega\text{cm}$ , so dass jeweils eine vollständig trockene Oberfläche angenommen werden kann (vgl. Kapitel 5.3). Mögliche Einflüsse oberflächennaher Feuchtigkeit auf die Helligkeit können bei diesen Ergebnissen ausgeschlossen werden. Es ist eine deutliche Abhängigkeit der Helligkeit (L\*-Wert) von der eingesetzten Zementart feststellbar. So weisen die Betone mit CEM I, unabhängig der Festigkeitsklasse, vergleichbare Helligkeiten von 74,1 (CEM I 42,5 R) und 74,3 (CEM I 52,5 R) auf. Der Beton mit Hochofenzement und geringem Hüttensandanteil (CEM III/A) zeigt ebenso eine Helligkeit von 74,3. Mit steigendem Hüttensandanteil (CEM III/B) ist eine deutliche Steigerung des L\*-Wertes auf 81,7 feststellbar. Die dunkelste Oberfläche kann mit 60,2 bei Verwendung des CEM I 52,5 SR3 (na) festgestellt werden. Die ermittelten L\*-Werte der einzelnen Betonoberflächen werden durch den visuellen Eindruck bestätigt (vgl. Fotografien in Bild 4). Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass einzig durch die Variation der Zementart bei konstantem w/z-Wert ein  $\Delta L_{\text{max}} = 21,6$  festgestellt werden kann und die Zementart einen signifikanten Einfluss auf die resultierende Helligkeit der Betonoberfläche ausweist.

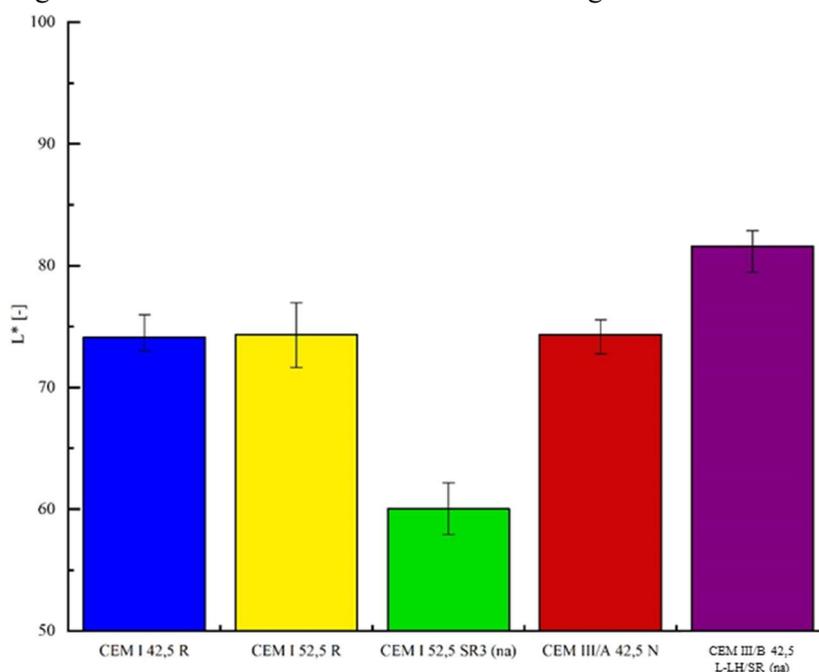


Bild 3: Helligkeit (L\*-Wert) in Abhängigkeit der Zementart (w/z = 0,50 = konst.)

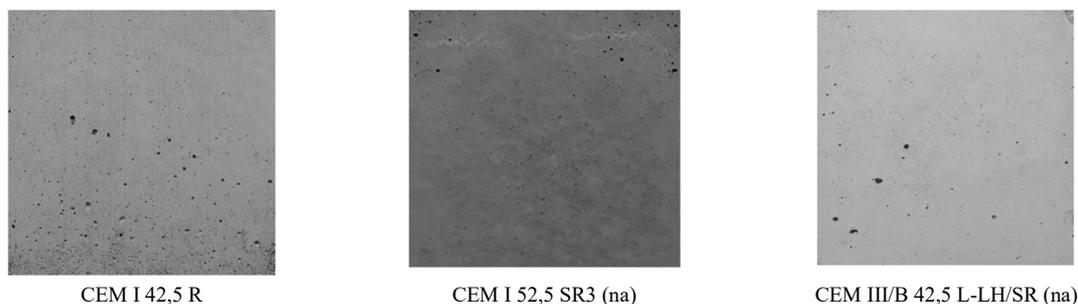


Bild 4: Visueller Eindruck der Betonoberflächen in Abhängigkeit der Zementart ( $w/z = 0,50 = \text{konst.}$ )

## 5.2 Einfluss des $w/z$ -Wertes

In Bild 5 ist die Helligkeit als mittlerer  $L^*$ -Wert in Abhängigkeit des  $w/z$ -Wertes und der Zementart dargestellt. Es kann ein Zusammenhang zwischen der Helligkeit und dem  $w/z$ -Wert festgestellt werden. Die Betone mit einem hohen  $w/z$ -Wert von 0,60 weisen jeweils die hellsten Betonoberflächen unabhängig der Zementart auf. Vor allem bei Verwendung von CEM III/A ist ein systematischer Einfluss des  $w/z$ -Wertes feststellbar. Mit abnehmenden  $w/z$ -Wert nimmt hier die Helligkeit stetig ab. Ein ähnlicher, wenngleich auch weniger stark ausgeprägter Einfluss ist auch bei Verwendung von CEM I festzustellen, die Unterschiede zwischen  $w/z = 0,4$  und  $0,5$  mit 74,3 bzw. 74,9 (CEM I 42,5 R) und 59,7 bzw. 60,7 (CEM I 52,5 SR3 (na)) sind deutlich geringer. Aufgrund des geringen Wassergehaltes wiesen die Betone mit einem  $w/z$ -Wert von 0,40 und Portlandzement eine sehr steife Konsistenz auf und waren dementsprechend schwer zu verarbeiten. Zur Sicherstellung einer möglichst porenfreien Betonoberfläche musste die Verdichtungszeit stark erhöht werden. Dies führte vermutlich zu einem Anstieg des Wassergehaltes im schalungsnahen Bereich (Wandeeinfluss), so dass sich an der Betonoberfläche ein vergleichbarer  $w/z$ -Wert zu den Betonen mit einem  $w/z$ -Wert von 0,50 einstellte. Resultierend daraus ist eine vergleichbare Helligkeit der Betonoberflächen feststellbar. Die Betone mit Hochofenzement waren dagegen unabhängig der  $w/z$ -Werte gut verarbeitbar und konnten mit identischer Verdichtungsenergie eingebaut werden, so dass die Helligkeit der Betonoberflächen eine deutliche Anhängigkeit vom  $w/z$ -Wert aufweist.

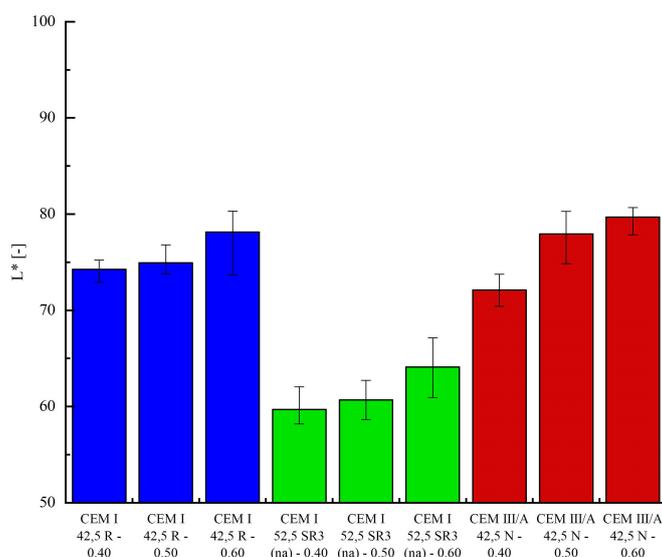


Bild 5: Helligkeit ( $L^*$ -Wert) von Betonoberflächen in Abhängigkeit des  $w/z$ -Wertes und der Zementart

### 5.3 Einfluss der oberflächennahen Feuchtigkeit

In Bild 6 ist die Helligkeit ( $L^*$ -Wert) von Betonen mit unterschiedlichen Zementarten und w/z-Werten in Abhängigkeit des spezifischen elektrischen Widerstandes dargestellt. Der spezifische elektrische Widerstand dient dabei als indirektes Maß für den oberflächennahen Feuchtegehalt. Ein höherer Feuchtegehalt senkt dabei den spezifischen Widerstand. Als globale Referenzwerte für den spezifischen elektrischen Widerstand werden für gealterte, im freien gelagerte, geschützte Betonbauteile unter Verwendung von Portlandzement 100  $k\Omega cm$  und bei Verwendung von Hochofenzement 200-600  $k\Omega cm$  angegeben (Polder 2001). Demnach kann bei diesen genannten Größenordnungen eine trockene Betonoberfläche angenommen werden.

Es ist deutlich ersichtlich, dass der  $L^*$ -Wert vor allem im Anfangsstadium bei geringen spezifischen elektrischen Widerständen ansteigt. Mit zunehmender Austrocknung tritt eine Aufhellung der Betonoberflächen ein. Bereits bei spezifischen elektrischen Widerständen von etwa 10-25  $k\Omega cm$  ist eine konstante Helligkeit bei allen Betonen und demnach keine weitere Aufhellung feststellbar. Als Kriterium für eine konstante Helligkeit wurde dabei in Anlehnung an Hellerich (2004) ein  $\Delta L^* \leq 1,5$  angenommen.

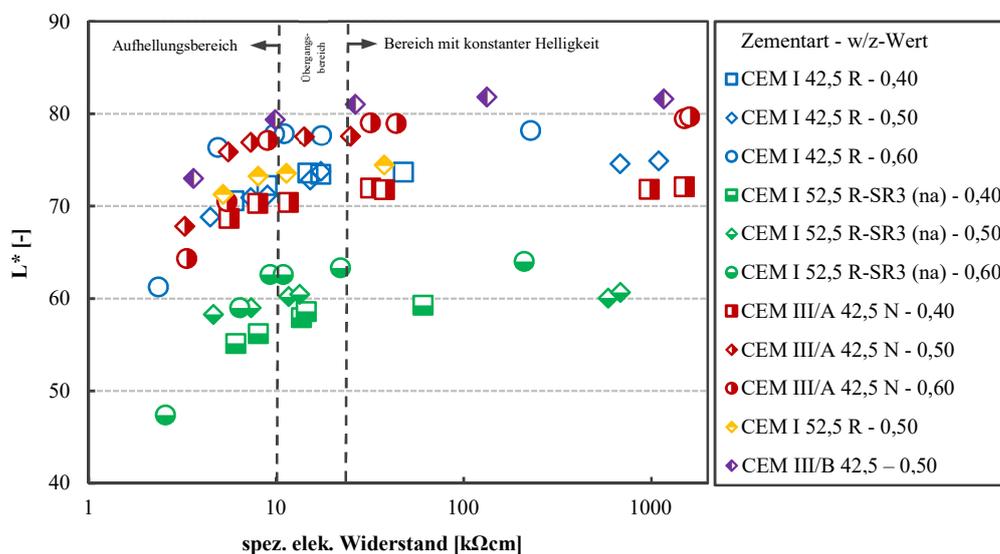


Bild 6: Helligkeit ( $L^*$ -Wert) von Betonoberflächen in Abhängigkeit des elektrisch spezifischen Widerstandes für Betone gemäß Tab. 1 hergestellt mit unterschiedlichen Zementarten und w/z-Werten (siehe Legende)

In Bild 7 ist die Aufhellung  $\Delta L^*_{0-n}$  (vgl. Gleichung (4)) in Abhängigkeit des spezifischen Widerstandes für die unterschiedlichen w/z-Werte dargestellt. Aus dem Vergleich der drei Diagramme wird deutlich, dass der w/z-Wert der maßgebende Einflussfaktor für die Aufhellung ist. So kann unabhängig der Zementart bei einem w/z-Wert von 0,40 im Mittel eine Aufhellung von  $\Delta L^*_{0-n} = 4$ , bei w/z-Wert von 0,50 von  $\Delta L^*_{0-n} = 5$  und bei einem w/z-Wert von 0,60 von  $\Delta L^*_{0-n} = 15$  festgestellt werden. Lediglich bei einem w/z-Wert von 0,50 lässt sich eine Abhängigkeit der Zementart ableiten, da die Betone mit CEM III etwa eine doppelt so hohe Aufhellung gegenüber dem Betonen mit CEM I aufweisen. Diese Tendenz wird bei den weiteren w/z-Werten jedoch nicht bestätigt. Die zuvor beschriebenen Ergebnisse werden durch die visuelle Bewertung in Bild 8 bestätigt. Es ist eine deutliche Aufhellung der Betonoberfläche bei einem w/z-Wert von 0,60 (untere Bildreihe) gegenüber der Betonoberfläche bei einem w/z-Wert von 0,40 (obere Bildreihe) erkennbar.

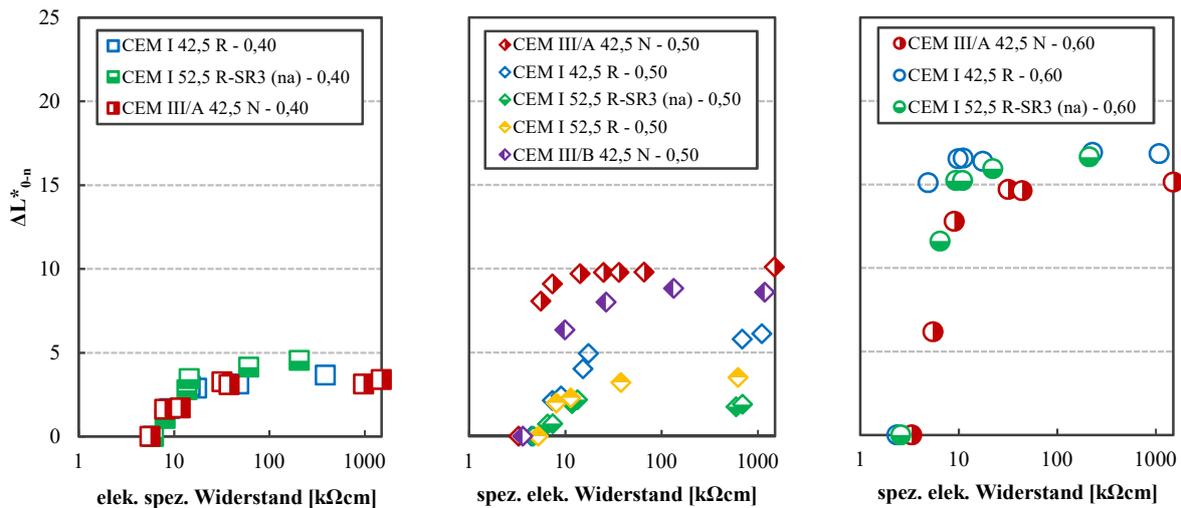


Bild 7: Aufhellung ( $\Delta L^*_{0-n}$ ) von Betonoberflächen in Abhängigkeit des spezifischen elektrischen Widerstandes

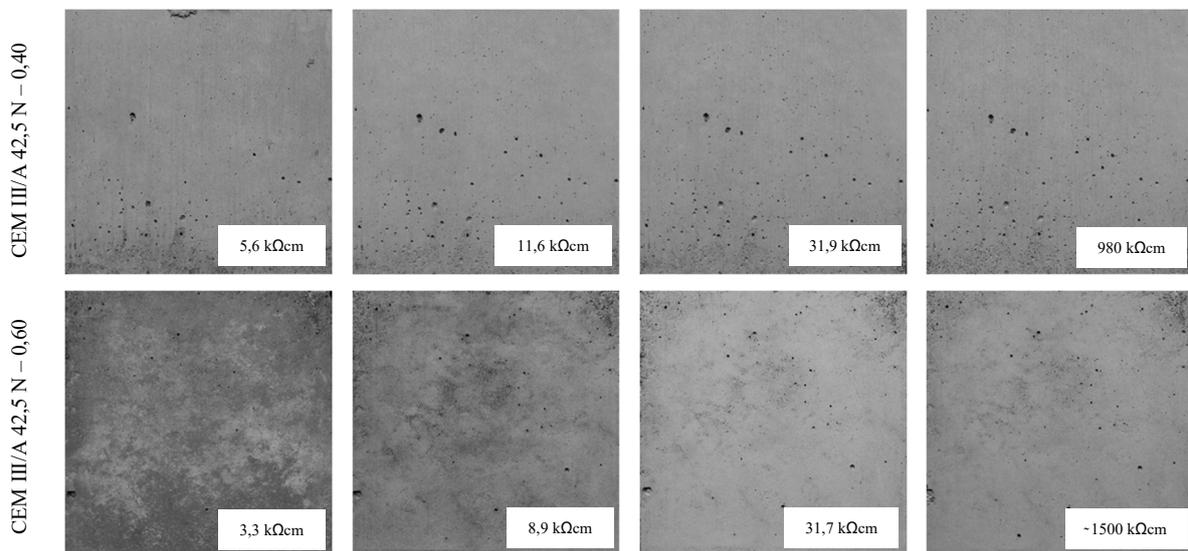


Bild 8: Visuelle Aufhellung von Betonoberflächen in Abhängigkeit des w/z-Wertes und des elektrisch spezifischen Widerstandes

#### 5.4 Farbmaßzahlen $a^*$ und $b^*$

Zur quantitativen Beschreibung von bunten Farben sind neben der Helligkeit ( $L^*$ -Wert) weitere Kennwerte zur Sättigung und Buntheit erforderlich (vgl. Kapitel 2.2). Bild 9 zeigt die Farbmaßzahlen  $a^*$  und  $b^*$  aller untersuchten Betonoberflächen in Abhängigkeit der Zementart. Zur besseren Übersichtlichkeit sind dazu die jeweiligen  $L^*$ -Werte ebenfalls dargestellt. Die  $a^*$ -Werte weisen alle positive Werte auf, was einer Rotfärbung der Betonoberflächen entspricht. Dem  $b^*$ -Wert zur Folge weisen die Betonoberflächen nahezu alle eine Gelbfärbung auf, wobei diese gegenüber der Rotfärbung eine deutlich stärkere Sättigung besitzt. Unabhängig vom w/z-Wert weisen die Betonoberflächen mit Hochofenzement eine stärkere Rotfärbung (höhere  $a^*$ -Werte) gegenüber den Betonoberflächen mit Portlandzement auf. Darüber hinaus kann vor allem bei den Betonen mit CEM III/A mit zunehmender Austrocknung eine Verschiebung der  $a$ - und  $b^*$ -Werte in Richtung des negativen Wertebereiches festgestellt werden. Demnach verändert sich nicht allein die Helligkeit (vgl. Kapitel 5.3), sondern auch

die Färbung der Betonoberflächen in Abhängigkeit der Hydratation bzw. des oberflächennahen Feuchtegehaltes.

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass Betone mit Hochofenzement eine deutlich stärkere Rotfärbung als Betone mit Portlandzement aufweisen. Diese unterschiedlichen Charakteristika in Abhängigkeit der Zementart werden durch den Farbton, ausgedrückt durch den Parameter  $h_{ab}$ , bestätigt (vgl. Bild 10). Die Betone mit Hochofenzement weisen geringere Werte für  $h_{ab}$  und demnach eine stärkere Rotfärbung auf. Mit zunehmenden Hüttensandanteil (CEM III/B) sind tendenziell noch geringere  $h_{ab}$ -Werte gegenüber dem Beton mit CEM III/A zu erkennen. Demzufolge ist mit steigenden Hüttensandanteil eine Zunahme der Rotfärbung an den Betonoberflächen feststellbar. Die Betone mit Portlandzement zeigen vergleichbare Farbtönungen unabhängig der Zement-Festigkeitsklasse. Jedoch lässt sich bei den Betonen mit CEM I eine Abhängigkeit der Farbtönung vom w/z-Wert feststellen. Mit abnehmenden w/z-Wert steigt dabei der Parameter  $h_{ab}$  tendenziell in Richtung höherer Werte und dementsprechend einer veränderten Farbtönung.

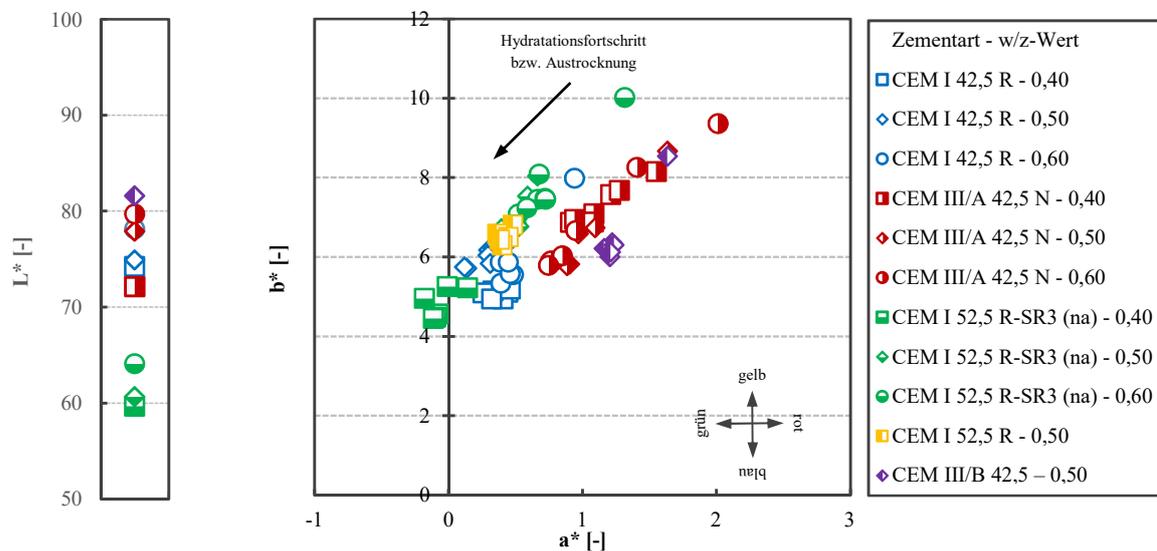


Bild 9: Helligkeit ( $L^*$ -Wert) und Farbmaßzahlen ( $a^*$ - und  $b^*$ -Werte) der Betonoberflächen für die untersuchten Betone (Zementart – w/z-Wert)

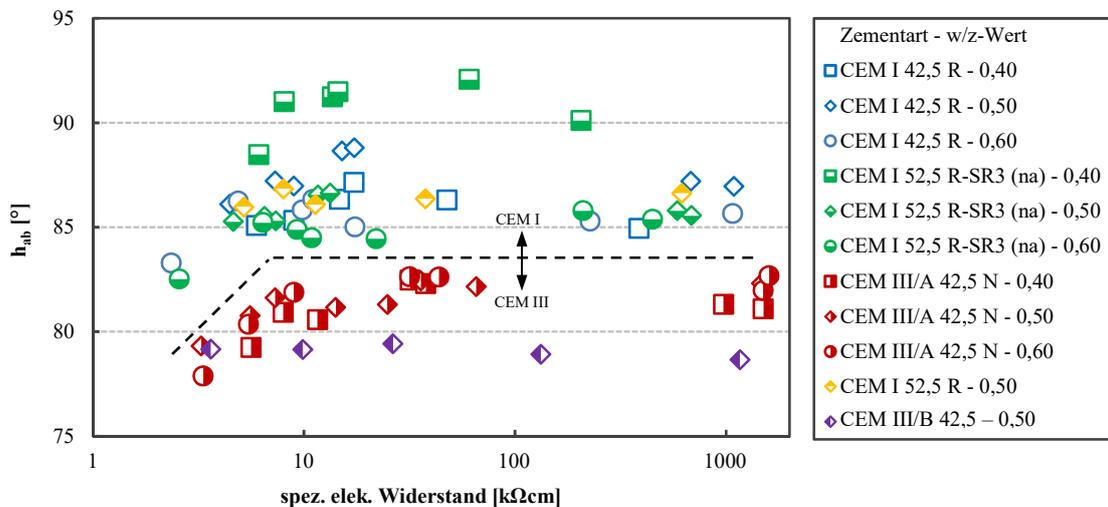


Bild 10: Farbtönung ( $h_{ab}$ ) von Betonoberflächen in Abhängigkeit des elektrisch spezifischen Widerstandes für die untersuchten Betone (Zementart – w/z-Wert)

## 6 SCHLUSSFOLGERUNGEN

Die Ergebnisse der Untersuchungen zeigen, dass sowohl die Auswahl der Ausgangsstoffe als auch betontechnologische Parameter wie der w/z-Wert einen signifikanten Einfluss auf die resultierende Farbe von Sichtbetonflächen besitzen. Die Zementart beeinflusst primär die Helligkeit, jedoch auch die Sättigung und den Farbton der Betonoberfläche. In Abhängigkeit der Zementart weisen die Betonoberflächen unterschiedliche Färbungsanteile auf. So weisen z. B. Betone mit Hochofenzement (CEM III) eine stärkere Rotfärbung gegenüber Betonen mit Portlandzementen (CEM I) auf.

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass Betonoberflächen in Abhängigkeit der eingesetzten Ausgangsstoffe sowie betontechnologischer Parameter deutlich veränderte Farbeigenschaften ausweisen. Es lassen sich nicht nur Unterschiede in der Helligkeit (unbunte Farben), sondern auch der Buntheit und der Sättigung (bunte Farben) feststellen. In Abhängigkeit der oberflächennahen Feuchtigkeit tritt mit zunehmender Austrocknung eine Aufhellung der Betonoberflächen ein, die ab einem gewissen Feuchtegehalt (spez. elek. Widerstand  $\approx 10\text{-}25 \text{ k}\Omega\text{cm}$ ) jedoch stagniert. Die Stärke der Aufhellung ist dabei vor allem vom eingestellten w/z-Wert abhängig.

Die Farbmessung mittels Spektralphotometer stellt für die Planungsphase von Sichtbetonbauteilen ein hilfreiches und zielführendes Messverfahren zur Einstellung und Kontrolle der gewünschten Farbe an Erprobungsflächen im Labor unter konstanten Randbedingungen dar. Die Auswahl der Ausgangsstoffe sowie die Einstellung betontechnologischer Parameter kann somit an Erprobungsflächen im Labormaßstab systematisch auf die Farbe abgestimmt werden. Wechselwirkungen zwischen Zementen und Zusatzstoffen oder Zusatzmitteln können ebenso systematisch an Erprobungsflächen untersucht sowie quantitativ bewertet und dessen Einflüsse auf die Farbe angepasst werden.

## LITERATUR

- Annerel, E., Taerwe, L. (2011): Methods to quantify the colour development of concrete exposed to fire, *Construction and Buildings Materials*, 25-2011, S. 3989-3997
- Boss, P. (2012): Farbkontrolle: Das Grau des Zements, BFT International, 07-2012
- c't labs (2015): Druck-Farbe ist nicht gleich Farbe, online: <https://www.heise.de/ct/artikel/c-t-Labs-Druck-Farbe-ist-nicht-gleich-Farbe-2640868.html>, Letzter Zugriff: 15.08.2019
- Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein E.V. & Verein Deutscher Zementwerke e.V. (2015): DBV/VDZ-Merkblatt "Sichtbeton", Eigenverlag, Berlin/Düsseldorf
- DIN 6174 (2007): Farbmetrische Bestimmung von Farbmaßzahlen und Farbabständen im angenähert gleichförmigen CIELAB-Farbenraum, Beuth, Berlin
- DIN EN ISO 11664-4 (2012): Farbmetrik - Teil 4: CIE 1976 L\*a\*b\* Farbenraum, Beuth, Berlin
- Fachvereinigung Deutscher Betonfertigteile e. V. (2009): Merkblatt Nr. 8 über Betonfertigteile aus Architekturbeton, Fachvereinigung Deutscher Betonfertigteile e. V. (Hrsg.), Bonn
- Lübbe, E. (2013): Farbbempfindung, Farbbeschreibung und Farbmessung, Springer Vieweg, Wiesbaden
- Fiala, H. (2017): Verfärbungen von Sichtbetonflächen, *Beton- und Stahlbetonbau Special Issue Betonoberflächen Vol. 112*, Ernst & Sohn, S. 24-32
- Goldammer, K.-R. (2017): Sichtbeton und Schalungstechnik, In Konrad Bergmeister & Frank Fingerloos (Hrsg.), *Betonkalender 2017*, Berlin, S. 323-380
- Hellerich, W., Harsch, G. & Haenle, S. (2004): *Werkstoff-Führer Kunststoffe Eigenschaften, Prüfungen, Kennwerte*, Hanser-Verlag
- Heeß, S. (2011) Farbunterscheide bei Sichtbetonflächen, *BetonWerk International*, 5-2011, S. 180-183

- Lohaus, L. & Steinhäuser, H. (2016): Kriterien für die Eignung eines Betons zur Herstellung von Sichtbeton, *beton*, 05-2016, S. 190-196
- Lohaus, L., Schack, T. & Cotardo, D. (2017): Die Kunst der Sichtbetontechnik, *Beton- und Stahlbetonbau Special Issue Betonoberflächen Vol. 112*, Ernst & Sohn, S. 3-11
- Ludwig, M., Ludwig, F., Weber, P. & Scholz, H. (2012): Wie beeinflusst Wasser die Helligkeit an der Betonoberfläche, *BetonWerk International*, 6-2012, S. 42-45
- Möller, H. (2018): Farbmessung zum Verständnis von Struktur und Eigenschaften von Zementphasen und Calciumsilikathydraten, In F.A. Finger-Institut für Baustoffkunde (Hrsg.), *Tagungsband 20. Internationale Baustofftagung ibausil*, Weimar, S. 1-121-1-135
- Österreichische Vereinigung für Beton- und Bautechnik (2009): *Richtlinie Sichtbeton – Geschalte Betonoberflächen*, Wien
- Polder, R. B. (2001): Test methods for on site measurement of resistivity of concrete — a RILEM TC-154 technical recommendation, *Construction and Building Materials*, 2-3-2001, S. 125-131
- Richter, M. (1981): *Einführung in die Farbmetrik*, de Gruyter, New York
- Schack, T., Begemann, C., Beyer, D. & Lohaus, L. (2018): Farbtonunregelmäßigkeiten im unteren Wandbereich an Sichtbetonflächen – Interaktion zwischen betontechnologischen und bauverfahrenstechnischen Einflüssen, In F.A. Finger-Institut für Baustoffkunde (Hrsg.), *Tagungsband 20. Internationale Baustofftagung ibausil*, Weimar, S. 1-1075-1-1082
- Schirmer, U. & Osburg, A. (2017): Methodenentwicklung zur parameterbasierten Beurteilung und Klassifizierung von Sichtbetonoberflächen – Farb- und Strukturanalyse im Labormaßstab, In *Claustahler Zentrum für Materialtechnik (Hrsg.), 2. Niedersächsisches Symposium Materialtechnik*, Shaker Verlag GmbH, S.359-369
- Strehlein, D. (2011): *Fleckige Dunkelverfärbungen an Sichtbetonoberflächen Charakterisierung – Entstehung – Vermeidung*, Dissertation, München
- Teichmann, G. (1990): Farbmetrik in der Betonindustrie? *Betonwerk Fertigteiletechnik*, 11, S. 58-73
- Trüb, U. A. (1973): *Die Betonoberfläche*, Bauverlag GmbH, Wiesbaden und Berlin
- Wego, A. & Geske, G. (2010): Korrekte Erkennung von Farben und Oberflächen mit Farbsensoren, *Photonik*, 5-2010, S. 38-42
- Weisheit, S., Waldmann, D. & Greger M. (2010): Untersuchungen zur Oberflächenqualität von Selbstverdichtendem Beton, In *Breit, Wolfgang et al. (Hrsg.), 51. Forschungskolloquium des DAfStb - Doktorandensymposium 2010*, Kaiserslautern
- Wihler H.-D. (2004): Farbdifferenzen von Betonwaren, *beton*, 2-2004, S. 74-76
- Yang, H., Kang, H. & So, S. (2014): Color Expression Characteristics and Physical Properties of Colored Mortar using Ground Granulated Blast Furnace Slag and White Portland Cement, *KSCE Journal of Civil Engineering*, 18(4)-2014, S. 1125-1132

[1] <https://www.ns-dokuzentrum-muenchen.de/zentrum/ueber-uns/>, Letzter Zugriff: 15.08.2019

[2] <https://www.baunetzwissen.de/beton/objekte/kultur/sprenkel-museum-in-hannover-4761265>, Letzter Zugriff: 15.08.2019

[3] [https://www.bft-international.com/de/artikel/bft\\_Repraesentative\\_Fassaden\\_aus\\_Architekturbeton\\_2852735.html](https://www.bft-international.com/de/artikel/bft_Repraesentative_Fassaden_aus_Architekturbeton_2852735.html), Letzter Zugriff: 15.08.2019

