

**Beiträge
zur 6. DAfStb-Jahrestagung mit
59. Forschungskolloquium**

11./12. Oktober 2018
Technische Universität München

Herausgeber

Prof. Dr.-Ing. Dipl.-Wirt. Ing. Oliver Fischer¹
Lehrstuhl für Massivbau

Prof. Dr.-Ing. Christoph Gehlen²
Lehrstuhl für Werkstoffe und Werkstoffprüfung
im Bauwesen

Prof. Dr.-Ing. habil. Christian Große²
Lehrstuhl für Zerstörungsfreie Prüfung

Prof. Dr.-Ing. Detlef Heinz²
Professur für Gesteinshüttenkunde

TUM - Technische Universität München

Ingenieur fakultät BAU GEO UMWELT (BGU)
Arcisstraße 21
80333 München

¹Lehrstuhl für Massivbau
Theresienstraße 90
80333 München
Tel.: +49.89.289.23039
massivbau@tum.de
www.mb.bgu.tum.de

²cbm - Centrum Baustoffe und Materialprüfung
Baumbachstr. 7
81245 München
Tel.: +49.89.289.27060
information@cbm.bgu.tum.de
www.cbm.bgu.tum.de

Redaktion

Britta Uhl
www.textstrahl.de

Grafik

Gertrud Eichinger
www.designfürkommunikation.de

Druck

Leo Druck GmbH
Robert-Koch-Str. 6
78333 Stockach
www.leodruck.com

Inhalt

Belit-Calciumsulfosaluminat (BCSA)-Zement – Option für Massenzemente? Anne Heisig	5
Gefügebildung in klinkerarmen Bindemitteln mit hohem Kalksteinanteil Polina Secheyko	13
Sonderbetone für den Spezialtiefbau Entwicklung eines Konzeptes zur Charakterisierung frischer Tiefbaubetone auf der Baustelle zur Gewährleistung ausreichender Formfüllung in Bohrpfehlen und Schlitzdichtwänden Thomas Kränkel	15
3D-Betondrucken Stand der Forschung an der TUM Daniel Weger	25
Leichtverdichtbare Betone in der praktischen Anwendung Einfluss von Fließgrenze und Viskosität Leichtverdichtbarer Betone auf das Entlüftungs- und Sedimentationsverhalten Thomas Kränkel	37
Zum Durchstanztragverhalten stahlfaserbewehrter Flachdecken Bewertung verschiedener Bemessungsansätze Josef Landler	47
Zur Anwendung von Ultrahochleistungsbeton im modernen Parkhausbau Nicholas Schramm	57
Tragverhalten von Sandwichfassaden mit textil- und stahlbewehrten Vorsatzschalen unter thermischer Beanspruchung Christopher Bert	71
Materialverhalten von hochfestem (HPC) und ultrahochfestem (UHPC) Beton unter hohen Temperatureinwirkungen (Lastfall Brand) Michael Fleischhauer	81
Einsatz hochauflösender quasi-kontinuierlicher faseroptischer Messtechnik in der experimentellen Forschung und an Bauteilen Sebastian Carl	93
Zum Trag- und Ermüdungsverhalten von im 3D-Druck hergestellten Carbonkurzfaserbeton mit hoher Zugfestigkeit Philipp Lauff	103
Dynamischer E-Modul eines Carbonkurzfaserverstärkten Hochleistungsbetons Manuel Raith	115

Structural Health Monitoring von Windenergieanlagen Ermittlung modaler Parameter und externer Lasten im Betrieb Max Botz	119
Echtzeitmodellierung der Ermüdung von Windenergieanlagentürmen Kai Osterminski	127
Dauerschwingfestigkeit (Very-high-cycle fatigue) von Betonstahl Untersuchungen zur Betonstahlermüdung in On- und Offshore Windenergieanlagen unter hochzyklischer Beanspruchung Florian Hiemer	135
C-A-S-H –Phase – dauerhafter als C-S-H? Linda Irbe	143
Sulfatwiderstand von Beton – bald modellierbar? Matthias Wagner	145
Alkali-Kieselsäure-Reaktion von Beton Bewertung der Reaktivität von Graniten Kai Fischer	151
Biomodifizierter Mörtel Fabian Malm	161
Korrosionsmonitoring in gerissenen und beschichteten Stahlbetonbauteilen Entwicklung und Anwendung eines Monitoringsystems zur nachträglichen Bewertung der Korrosionsaktivität in Bestandsbauwerken Florian Hiemer	169
Poster der Begleitausstellung	177

Belit-Calciumsulfoaluminat (BCSA)-Zement – Option für Massenzemente?

Anne Heisig^{1*}, Liudvikas Urbonas¹, Detlef Heinz¹

¹Technische Universität München, Professur Gesteinshüttenkunde

Kurzfassung

Belit-Calciumsulfoaluminatzemente (BCSA-Zemente) werden auch als CO₂-reduzierte Zemente bezeichnet, da sie im Gegensatz zu normalen Portlandzementen aufgrund ihrer speziellen Klinkerzusammensetzung, deren Hauptbestandteile Belit und Ye'elimit sind, weniger Kalksteinmehl für die Rohmehlzusammensetzung benötigen. Dementsprechend wird während des Klinkerbrands weniger Kalkstein (CaCO₃) entsäuert, was die CO₂-Bilanz deutlich verbessert. Darüber hinaus werden diese Zemente im Vergleich zum Portlandzement bei geringeren Temperaturen gebrannt. Dadurch wird weniger Brennenergie verbraucht und somit ebenfalls Kohlenstoffdioxid (CO₂) eingespart.

In China wird diese Art Zement schon seit über 40 Jahren eingesetzt. Die Anwendungsmöglichkeiten sind dabei vielfältig. (B)CSA-Zement wird in Fertigteilerzeugnissen, wie Bahnschwellen oder Betonrohren, in Ortbetonanwendungen im Tunnel- oder Hochbau und bei schwierigen Umgebungsbedingungen, wie im Kläranlagenbau, bei der Sanierung von Verkehrsflächen oder bei niedrigen Temperaturen verwendet. In den letzten Jahren gibt es nun vermehrte Aktivitäten, diesen Zement auch in Europa in Stahlbetonanwendungen zu bringen. Bisher führt dieser Zement ein Nischendasein bei Spezialanwendungen, wie Fließestrich, Selbstverlaufmassen oder Abdichtungen.

Um die Ökobilanz des BCSA-Zementes, der in der Regel aus Kalkstein, Gips und Bauxit produziert wird, zu verbessern, wurden in eigenen Untersuchungen verschiedene heimische (Sekundär-) Rohstoffe, wie Stein- oder Braunkohlenflugasche, Aluminiumsalzschlacke, Kaolin und ein tonmineralhaltiger Reststoff, im Klinkerbrand eingesetzt und ersten orientierenden Analysen unterzogen.

1. Einleitung

Im Jahr 2017 wurden weltweit 4,65 Milliarden Tonnen Zement hergestellt, ca. 52 % (2,41 Mrd. t) davon allein in China [1]. Bis zum Jahre 2050 wird ein weiterer Zuwachs des Zementverbrauchs auf mehr als 6 Milliarden Tonnen prognostiziert [2].

Vor dem Hintergrund, dass die Zementindustrie mit etwa 7 % weltweit den dritthöchsten, industriellen Energieverbrauch aufweist [3], ist von ökologischer Seite her die Zementherstellung als problematisch anzusehen. Das gilt insbesondere für die Herstellung des am weitest verbreiteten Portlandzements, da dieser zu ca. 90 % aus Portlandzementklinker besteht. Die Herstellung dieses Klinkers ist sehr ressourcen- und energieintensiv. Pro Tonne Portlandzementklinker müssen etwa 1,5 t Rohstoffe verarbeitet werden. Alleine rohstoffbedingt, d.h. bei der sogenannten Kalksteinentsäuerung, werden so je Tonne Klinker etwa 500 kg CO₂ freigesetzt [4]. CO₂-Emissionen aus der Vorbehandlung der Rohstoffe, dem Energiebedarf des Brandes an sich und der späteren Klinkermahlung bleiben hier unberücksichtigt. Insgesamt werden etwa 800 kg CO₂/t Klinker emittiert [5]. Schon jetzt trägt die Herstellung von Portlandzementklinker zu etwa 5 % der globalen, anthropogenen CO₂-Emissionen bei [5]. Aufgrund des prognostizierten Zuwachses des weltweiten Zementbedarfs um ca. 12 – 32 % bis zum Jahr 2050 [3] ist die Tendenz weiter steigend. Um die umweltrelevanten Auswirkungen der Zementherstellung zu minimieren, erscheint es sinnvoll, mehr auf lokale Rohstoffe zu setzen und Spezialzemente für spezifische Anwendungsbereiche zu entwickeln, die ein verbessertes ökologisches Profil aufweisen [6].

1.1 Umweltrelevanz von BCSA-Zementen

Eine gute Alternative zum Portlandzement stellen für zahlreiche Anwendungen die belit-basierten Zemente dar. Vor allem die sogenannten Belit-Calciumsulfaluminatzemente (BCSA-Zemente) weisen neben einer geringeren CO₂-Emission in der Herstellung, in der Anwendung bei der Betonproduktion hohe Frühfestigkeiten auf, die zahlreiche Einsatzgebiete eröffnen. Als Material mit großem Potential wird vor allem der ferrithaltige BCSA-Zement angesehen, der gleichwertig zum herkömmlichen Portlandzement einsetzbar sein soll [7]. Zudem ist für die Herstellung von BCSA-Zement keine neue Technik nötig. Solche Zemente können in denselben Produktionsstätten hergestellt werden, wie herkömmlicher Portlandzement. Sowohl die Brenn- als auch die Mahlaggregate müssen nicht verändert oder umgebaut werden, verbrauchen aber aufgrund niedrigerer Brenntemperaturen und leichterem Mahlbarkeit des Klinkers weniger Energie.

1.2 Einsatz von BCSA-Zementen

(B)CSA-Zemente werden momentan hauptsächlich in China produziert. Bereits seit den 1970er Jahren ist CSA-Zement in China unter der Bezeichnung Third Cement Series bekannt und normativ erfasst (GB/T 19001-2000). Dennoch sind die Produktionsmengen in China im Vergleich zur Herstellung von Portlandzement relativ gering (ca. 1 Mio. t/Jahr) [8], die Anwendung hingegen vielfältig. So findet man CSA-Zement sowohl in Fertigteilerzeugnissen, wie Bahnschwellen oder Betonrohren, als auch in Ortbetonanwendungen im Tunnel- oder Hochbau und bei schwierigen Umgebungsbedingungen, wie im Kläranlagenbau, bei der Sanierung von Verkehrsflächen oder bei niedrigen Temperaturen.

Außerhalb Chinas ist der Einsatz in bewehrten Bauteilen jedoch relativ unüblich. Hier findet CSA-Zement hauptsächlich seinen Einsatz als Fließestrich, Selbstverlaufmasse oder Abdichtung. Auf europäischer Ebene wird dieser Zement vor allem in Italien (Buzzi Unicem, Italcementi Group) produziert und eingesetzt. Allerdings hat HeidelbergCement ebenfalls in den Jahren 2011/12 erste Patente zu einem BCSA-Ternesit-Zement angemeldet [9-11].

Aktuell laufen bauaufsichtliche Zulassungen beim DIBt für den Einsatz von CSA- und BCSA-Zementen in Beton-, Stahlbeton- und Spannbeton nach DIN 1045-2 [12].

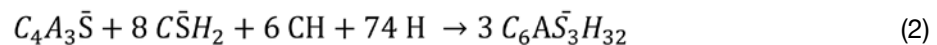
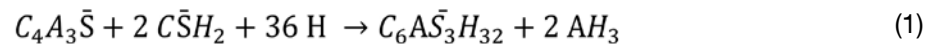
1.3 Zusammensetzung und Ausgangsstoffe von BCSA-Zementen

BCSA-Zemente bestehen hauptsächlich aus den Klinkermineralphasen Belit (C₂S: 40 – 50 M.-%) und Ye'elimit (C₄A₃S̄: 20 – 30 M.-%) [13] und können, wie bereits angesprochen, verglichen mit einem herkömmlichen Portlandzement bei niedrigeren Brenntemperaturen (~1200 °C) sowie mit geringeren Kalksteingehalten (50 %) in der Rohstoffmischung hergestellt werden [14]. Diese Änderungen in der Rohstoffzusammensetzung sowie dem Prozessparameter Brenntemperatur bedeuten eine CO₂-Einsparung von mehr als 20 % gegenüber herkömmlichem Portlandzement [7]. Aufgrund der niedrigen Brenntemperaturen entstehen zudem deutlich geringere NO_x-Gehalte im Rauchgas [7].

Gewöhnlich werden BCSA-Zemente aus Kalkstein, Gips und Bauxit produziert [9]. Dabei belasten der Abbau von Bauxit, seine Weiterverarbeitung und der Transport die Umwelt erheblich. Die positiven ökologischen und ökonomischen Aspekte eines BCSA-Zements werden durch den Einsatz von Bauxit deutlich geschmälert. In den vergangenen Jahren wurden daher auch immer mehr industrielle Nebenprodukte als Einsatzstoffe für die Herstellung in Betracht gezogen [9-19], z.B. ein Austausch von Bauxit durch Flugaschen als Aluminiumquelle [18, 19]. Dabei können sich die verschiedenen Zusammensetzungen der industriellen Nebenprodukte auf die Klinkerzusammensetzung und den Hydratationsverlauf der BCSA-Zemente sowie die spätere Festigkeitsentwicklung auswirken. Bekannt ist beispielsweise der beschleunigende Effekt von Alkalien auf die frühe Hydratation von Portlandzement (Calciumsilikate) [20-23] oder aber auch unterschiedliche Hydratationsgeschwindigkeiten verschiedener Ye'elimit-Modifikationen [24].

1.4 Hydratation und Hydratationsprodukte von BCSA-Zementen

Das maßgebende Hydratationsprodukt bei BCSA Zementen, das direkt bei Wasserzugabe innerhalb des ersten Tages entsteht, ist Ettringit, der aus der Reaktion von $C_4A_3\bar{S}$ und dem dazugegebenen Sulfatträger (Gips, $C\bar{S}H_2$) gebildet wird [15]. Dabei hängt das Bildungsverhalten von Ettringit nach Péra et al. [16] davon ab, ob $Ca(OH)_2$ beteiligt ist. Je nachdem kann die Entstehung von Ettringit entweder nach Gleichung (1) - ohne CH - oder Gleichung (2) - mit CH - ablaufen.



Bei der Entstehung in Anwesenheit von $Ca(OH)_2$ kommt es zu einer expansiven Ettringitbildung, was eine Schwindresistenz bzw. -ausgleich erzeugt. Bei der Reaktion ohne $Ca(OH)_2$ bildet sich ein dichteres Ettringitgefüge aus. Dies führt zu höheren Frühfestigkeiten [16].

Parallel dazu startet nach etwa einem Tag die Umsetzung und Hydratation des C_2S zu CSH-Phasen und Portlandit.

2. Eigene Untersuchungen

In den letzten Jahren wurde in eigenen Untersuchungen vor allem die Herstellung und die Reaktionsprodukte von BCSA-Zementen betrachtet, die mit alternativen Aluminiumträgern hergestellt wurden. Unter anderen kamen dabei Stein- und Braunkohlenflugaschen, Aluminiumsalzschlacke oder tonmineralhaltige Reststoffe zum Einsatz.

2.1 Untersuchungsmethoden

Für die Analyse der gebrannten Klinker wurden Röntgenbeugungsmessungen (XRD) und eine simultane thermische Analyse (STA) kombiniert sowie wärmeflusskalorimetrische Messungen durchgeführt.

2.1.1 Röntgenbeugung (XRD)

Die Proben wurden mit einer Kugelmühle 5 min lang auf eine Feinheit $< 32 \mu m$ gemahlen. Die Probenmenge (ca. 1 g) wurde nach dem Zerkleinern von oben texturarm in eine Standard-Küvette aus Edelstahl eingebracht. Für die Bestimmung des amorphen Anteils wurden 10 % Zinkoxid als interner Standard zu den Proben mit dem Mörser zugemischt.

Die Röntgenbeugungsanalysen wurden mit einem Diffraktometer XRD 3003TT der Firma GE Inspection Technologies Ahrensburg GmbH & Co. KG durchgeführt. Für die Messungen wurde eine Cu-Langfeinfokusröhre bei 40 kV und 40 mA verwendet. Die Messungen wurden in einem Messbereich von 5 bis $70^\circ 2\theta$ bei einer Schrittweite von $0,020^\circ$ und einer Zählzeit von sechs Sekunden pro Schritt durchgeführt. Die Quantifizierung des Mineralbestandes und des amorphen Anteils wurde mit der Rietveldmethode durchgeführt. Für die Quantifizierung wurde das Programm Topas (Bruker) genutzt.

2.1.2 Simultane thermische Analyse

Die STA-Messungen (kombinierte TG- und DSC-Messung) wurde mit einem STA 449 F3 Jupiter von Netzsch durchgeführt. Dafür wurden die Proben in einen Korundtiegel abgewogen und mit einer Aufheizrate von 10 K/min bis $1000^\circ C$ aufgeheizt.

2.1.3 Wärmeflusskalorimetrie

Die Wärmeflussmessungen wurden mit einem TAM AIR III Wärmeflusskalorimeter durchgeführt. Für jede Messung wurden jeweils 3 g Probe in eine Glasampulle (Admix-Ampullen, 20 ml) gefüllt und in das Kalorimeter eingebracht. Die Injektionseinheit jeder Ampulle wurde mit 1,5 g Wasser gefüllt ($w/z = 0,5$). Für die Referenzkanäle wurde die Menge Quarzsand verwendet, die der Wärmespeicherkapazität der Probe entsprach. Nach dem Erreichen einer konstanten Temperatur von 20 °C wurde die Messung durch Wasserzugabe und gleichzeitiges Rühren gestartet.

2.2 Klinkerherstellung

Für die Klinkerherstellung wurden verschiedenen Rohmehlmischungen mit unterschiedlichen Ausgangsstoffen vorbereitet. Die Rohmehlmischungen wurden fünf Stunden in einem Taumelmischer (Turbula®, Abbildung 1, links) vermischt und anschließend in einer Scheibenschwingmühle auf eine Feinheit von etwa 5.000 cm²/g gemahlen. Die Rohmehle wurden mit 6 M.-% destilliertem Wasser versetzt und mittels einer Pressvorrichtung in Zylinderform gepresst (Ø 40 mm, h = 50 mm). Jeder Zylinder enthielt etwa 150 g angefeuchtetes Rohmehl. Die Belastung erfolgte mit 1 N/mm²/s bis zu einem maximalen Druck von 10 N/mm² (19,69 kN). Dieser wurde 30 s gehalten. Anschließend wurden die Zylinder 24 h in einem Wärmeschrank bei 40 °C getrocknet (Abbildung 1, rechts).



Abbildung 1: Taumelmischer (links), verdichtete und getrocknete Rohmehlzylinder (rechts)

Die Rohmehlzylinder wurden in einem Ofen unter verschiedenen Bedingungen gebrannt. Die Aufheizrate betrug 10 K/min. Als Brenntemperaturen wurden 1250 °C gewählt. Diese Temperaturen wurden 1 h gehalten. Im Anschluss an diese Haltezeit wurden die Proben sofort aus dem Ofen entfernt und mechanisch zerkleinert um ein schnelles Abkühlen zu garantieren. Nach dem Erreichen der Raumtemperatur wurden die Klinkerbruchstücke gemahlen (Tabelle 2).

2.3 Ausgangsstoffe und Klinker

Die chemische Zusammensetzung der Rohstoffe ist Tabelle 1 zu entnehmen. Ausgehend von der chemischen Zusammensetzung der Ausgangsstoffe wurden die Zusammensetzungen der Rohmehle berechnet. Dabei wurde ein möglichst hoher Anteil an Calciumsulfoaluminat (Ye'elimit: $C_4A_3\bar{S}$) im Brennprodukt angestrebt. Die genaue Zusammensetzung der Rohmehlmischungen sind folgenden Arbeiten zu entnehmen [17, 18].

Tabelle 1: chem. Zusammensetzung¹⁾ der Ausgangsstoffe für die Berechnung der Rohmehle, in M.-%

Bezeichnung	Steinkohlenflugasche	Braunkohlenflugasche	Al-Salzschlacke	Kaolin	Tonmineralhaltiger Reststoff	Kalksteinmehl	Anhydrit
	SFA	BFA	AIS	K	S	KSM	A
SiO ₂	50,3	34,1	7,4	46,7	50,5	2,1	0,6
Al ₂ O ₃	28,0	16,7	67,8	35,0	32,4	0,6	0,2
Fe ₂ O ₃	4,7	5,5	1,5	1,9	2,3	0,3	0,2
CaO	2,6	29,9	2,3	0,1	0,1	52,7	39,3
SO ₃ ²⁾	0,2	5,8	0,16	0,3	0,1	0,1	58,3

1) Lithiummetaborataufschluß und ICP-OES

2) nach DIN EN 196-2

2.4 Ergebnisse

2.4.1 Zusammensetzung der reaktiven Phasen

Im Klinker SFA aus der Mischung mit Steinkohlenflugasche, Kalksteinmehl und Anhydrit, sind als Hauptphasen Belit (β -C₂S) und Ye'elimit (C₄A₃S̄) entstanden (Abbildung 2). Neben weiterer Phasen, wie z.B. Periklas oder Gehlenit, hat sich auch eine α -Modifikation des C₂S (α' -C₂S) gebildet, die ein schnelleres Reaktionsvermögen als die β -Modifikation aufweist.

In Klinker BFA, aus Braunkohlenflugasche, Kalksteinmehl und Anhydrit, sind vier Hauptkomponenten entstanden (Abbildung 2). Es hat sich sowohl α' -C₂S, als auch β -C₂S, Ye'elimit, Ternesit (C₄S₂S̄) und ein amorpher Anteil gebildet. Im Gegensatz zu Klinker SFA ist diese Ye'elimitmodifikation eisenhaltig.

Klinker AIS aus der Mischung mit Aluminiumsalzschlacke, Kalksteinmehl und Anhydrit, die Hauptphasen Ye'elimit (C₄A₃S̄), Belit (β -C₂S) und etwas Ternesit (C₄S₂S̄) entstanden (Abbildung 2). Auch geringe Mengen (4 M.-%) an C₄AF und ein recht hoher Anteil an Spinell (12 M.-%) und freiem Anhydrit (16 M.-%) haben sich in dieser Mischung gebildet. Da die Aluminiumsalzschlacke mit Abstand den höchsten Aluminiumgehalt aufweist, wurde in diesem Klinker auch die höchste Menge an Anhydrit zugegeben. Dieser Anhydrit wurde jedoch nur zum Teil für die Bildung von Ye'elimit verbraucht. Ein Teil des Aluminiums ist allerdings durch den unreaktiven Spinell (MgAl₂O₄) gebunden, somit lässt sich der hohe Gehalt an freiem Anhydrit erklären. Es ist zu betonen, dass sich in diesem Klinker über 50 M.-% Ye'elimit gebildet hat.

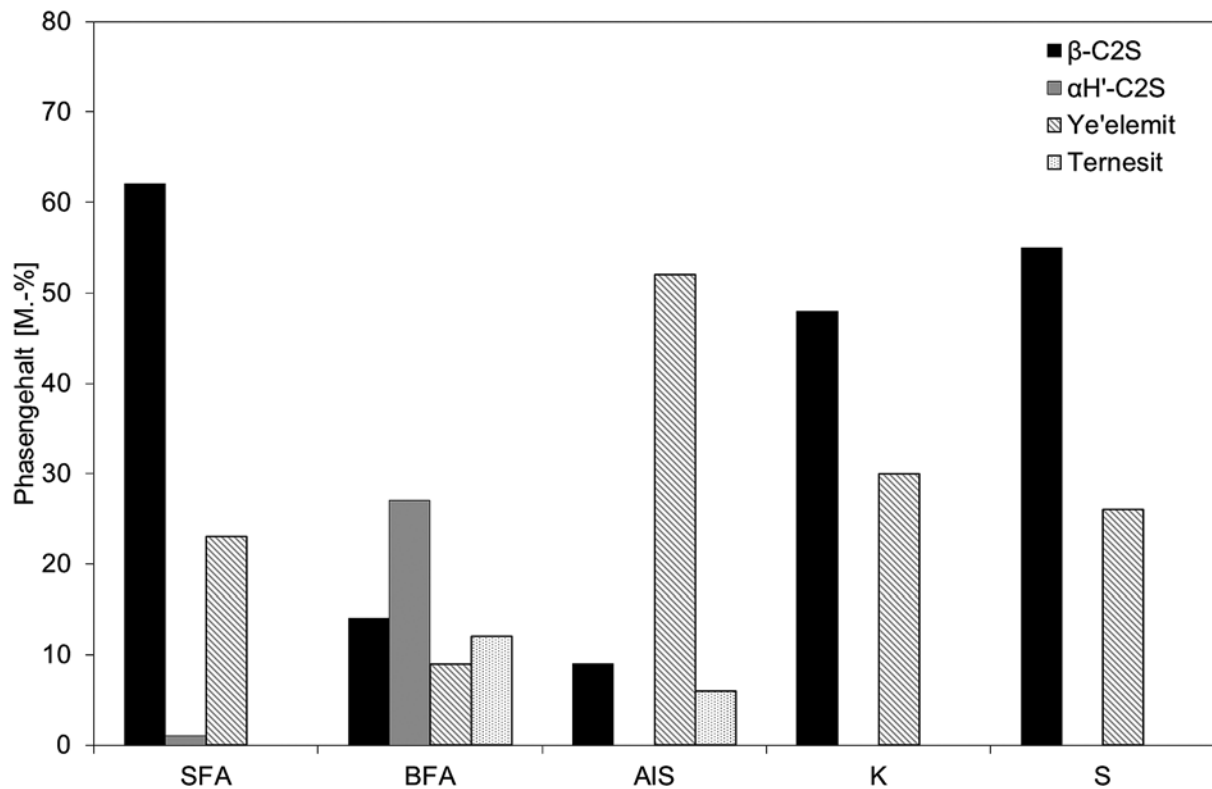


Abbildung 2: Gehalt der hydratisierenden Phasen in den verschiedenen Klinkern, XRD

In den Klinkern K und S, aus den Tonmineralen Kaolin und dem tonmineralhaltigen Reststoff mit Kalksteinmehl und Anhydrit, sind ebenfalls die für den BCSA-Zement charakteristischen Klinkerphasen Belit (β -C₂S) und Ye'elimit (C₄A₃S̄) entstanden (Abbildung 2). Dabei überwiegt der Anteil an Belit mit 48 und 55 M.-% deutlich. Zwischen den Klinkern K und S können keine wesentlichen Unterschiede bezüglich der mineralogischen Zusammensetzung ausgemacht werden. In diesen Klinkern sind neben den Hauptklinkerphasen noch der inerte Bredigit zu 14 und 13 M.-% und Gehlenit zu 5 und 3 M.-% vorhanden.

2.4.2 Hydratationsentwicklung

Wie bereits erwähnt wurden die Klinker nach dem Klinkerbrand gemahlen. Die spezifischen Oberflächen nach Blaine sind Tabelle 2 zu entnehmen.

Für die kalorimetrischen Messungen wurden 3 g Klinker mit 1,5 g Wasser (w/z = 0,5) vermischt.

Bezeichnung	Steinkohlenflugasche	Braunkohlenflugasche	Al-Salzschlacke	Kaolin	Tonmineralhaltiger Reststoff
	SFA	BFA	AIS	K	S
Spez. Oberfläche	5450	4800	3650	3950	3600

Tabelle 2: spezifische Oberfläche der gemahlene Klinker nach Blaine, in g/cm³

Abhängig von der Zusammensetzung des einzelnen Klinkers zeigen sich unterschiedliche Reaktionsverhalten. Die verschiedenen Klinker zeigen nach einer ersten, starken Oberflächenreaktion verschiedene weitere Maxima, die zu unterschiedlichen Reaktionszeiten auftreten (Abbildung 3, links). Die Maxima deuten auf Veränderungen in der Phasenzusammensetzung der einzelnen hydratisierenden Klinker hin.

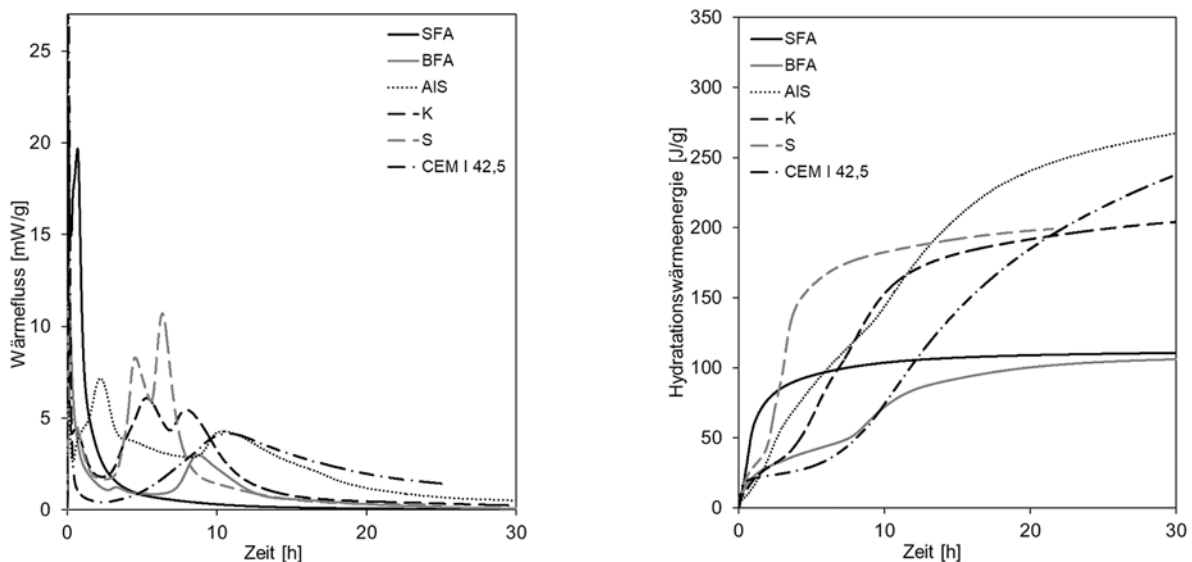


Abbildung 3: Wärmefluss (links), Hydratationswärmemessung (rechts), Wärmeflusskalorimeter

Anhand der Gesamtwärmefreisetzung kann auf das Hydratationsverhalten geschlossen werden (Abbildung 3, rechts). Die beiden Klinker mit Flugasche weisen dabei trotz höherer spezifischer Oberfläche mit 105 J/g (BFA) und 110 J/g (SFA) die niedrigste freigesetzte Wärmemenge nach 30 h auf. Hier dominiert vermutlich der geringe Anteil an Ye'elimit das Endergebnis. Die höchste Gesamtwärme mit 267 J/g, die sogar die des Referenz-CEM I (237 J/g) übertrifft, setzt der Klinker AIS frei. Dies ist auf den hohen Anteil an schnell reagierendem Ye'elimit zurückzuführen. Die Klinker aus Tonmineralen K und S, mit einem mittleren Ye'elimitgehalt, setzen nach 30 h Hydratation etwa 200 J/g Wärme frei.

2.5 Schlussfolgerungen

Neben den bekannten CEM II-Zementen, in denen mineralische Zusatzstoffe als Austauschmaterial von Portlandzementklinker eingesetzt werden, stellt der sogenannte BCSA-Zement ebenfalls eine Option dar materialbedingte CO_2 -Emissionen zu verringern. Obwohl BCSA-Zemente Ausgangsstoffe mit vergleichsweise hohen Aluminiumgehalten benötigen, kann dieser ökologische Nachteil durch den Austausch von Bauxit gegen heimische Reststoffe ausgeglichen werden. Ein zweiter Nachteil ist der doch sehr langsam reagierende Belit, der eine Reaktionslücke zwischen der schnellen Anfangsreaktion des Ye'elimits hinterlässt. Eigene Untersuchungen zeigen jedoch einen möglichen Weg auf, nämlich die höher reaktive α'_H -Modifikation des Belits zu stabilisieren. Dies ist bereits vor allem bei den braunkohleflugaschehaltigen Klinkern gelungen.

Der Weg zu einer Anwendung als Massenzement erfordert jedoch noch einige Anstrengung, da mit den CEM II-Zementen ein starker, bereits auf dem Markt etablierter, Konkurrent vorhanden ist. Dennoch laufen momentan einige Zulassungsverfahren zur Anwendung von BCSA-Zement in Stahlbetonanwendungen, die den Bekanntheitsgrad und die Akzeptanz auf dem europäischen Markt weiter vorantreiben werden.

Danksagung

Für die Auswertung der XRD- und STA-Daten danken die Autoren Frau Linda Irbe, M.Sc. und der VGB-Forschungsstiftung VGB PowerTech für die finanzielle Unterstützung.

Literatur

- [1] CEMBUREAU, Activity Report 2017, Brüssel, 2018.
- [2] Scrivener, K.L.; John, V.M.; Gartner, E.M.: Eco-efficient cements: Potential economically viable solutions for a low-CO₂ cement-based materials industry, *Cem. Concr. Res.*, (2018).
- [3] Technology Roadmap - Low-Carbon Transition in the Cement Industry, 2018, S. 66
- [4] Achternbosch, M.; Kupsch, C.; Nieke, E.; Sardemann, G: Klimaschonender Zement. Systemanalyse zu zementären Bindemitteln, *TATuP - Zeitschrift des ITAS zur Technikfolgenabschätzung*, 18 (2009) S. 73-77.
- [5] Cement Technology Roadmap 2009: Carbon Emissions Reductions up to 2050, International Energy Agency (IEA) & World Business Council for Sustainable Development (WBCSD), 2009.
- [6] Scrivener, K.L.; John, V.M.; Gartner, E.M.: Eco-efficient cements: Potential, economically viable solutions for a low-CO₂, cementbased materials industry, in: E.D. UN Environment (Ed.), 2016.
- [7] Gartner, E.; Sui, T.: Alternative cement clinkers, *Cem. Concr. Res.*, (2017).
- [8] Zhang, L.; Glasser, F.P.: Investigation of the microstructure and carbonation of CSA-based concretes removed from service, *Cem. Concr. Res.*, 35 (2005) S. 2252-2260.
- [9] Bullerjahn, F.; Schmitt, D.; Ben, H.M.; Batog, B.; Zajac, M.: Calcium sulfoaluminate cement with ternesite, Patent Heidelbergcement Ag, 2011.
- [10] Bellmann, F.; Link, T.; Ludwig, H.-M.; Ben, H.M.: Method for producing a Belite cement with high reactivity and low calcium/silicate ratio, Patent Heidelbergcement Ag, 2012.
- [11] Bullerjahn, F.; Schmitt, D.; Batog, B.; Ben, H.M.; Zajac, M.: Ternesite as additive to calcium sulfoaluminate cement, Patent Heidelbergcement Ag, 2012.
- [12] DIN 1045-2, Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton - Teil 2: Beton - Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität - Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1, Beuth Verlag, Berlin, DIN Deutsches Institut für Normung e. V., 2010.
- [13] Álvarez-Pinazo, G.; Cuesta, A.; García-Maté, M.; Santacruz, I.; Losilla, E.R.; la Torre, A.G.D.; León-Reina, L.; Aranda, M.A.G.: Rietveld quantitative phase analysis of Yeelimite-containing cements, *Cem. Concr. Res.*, 42 (2012) S. 960-971.
- [14] Sahu, S.; Majling, J.: Preparation of sulphoaluminate belite cement from fly ash, *Cem. Concr. Res.*, 24 (1994) S. 1065-1072.
- [15] Beretka, J.; de Vito, B.; Santoro, L.; Sherman, N.; Valenti, G.L.: Hydraulic behaviour of calcium sulfoaluminate-based cements derived from industrial process wastes, *Cem. Concr. Res.*, 23 (1993) S. 1205-1214.
- [16] Péra, J.; Ambroise, J.: New applications of calcium sulfoaluminate cement, *Cem. Concr. Res.*, 34 (2004) S. 671-676.
- [17] Heisig, A.; Heinz, D.: Eigenschaften von Belit-Calciumsulfoaluminatzement aus flugaschehaltigem Rohmehl, Abschlussbericht TU München, 2017.
- [18] Niggel, K.: Belit-Calciumsulfoaluminatzement - Einsatz von heimischen (Sekundär-)Rohstoffen als Aluminiumlieferant, Bachelorarbeit an der TU München, 2015.

Gefügebildung in klinkerarmen Bindemitteln mit hohem Kalksteinanteil

Polina Secheyko^{1*}, Robin E. Beddoe¹, Liudvikas Urbonas¹, Detlef Heinz¹
¹Technische Universität München, Professur für Gesteinshüttenkunde

Konzept

Nachhaltiges Bauen erfordert unter anderem die Minimierung der aus der Zement- und Betonherstellung resultierenden Umweltbelastungen. Dies treibt Forscher an, neue Bindemittel mit einem deutlich reduzierten Gehalt an Portlandzementklinker (PZK) zu entwickeln, indem lokal verfügbare mineralische Zusatzstoffe wie Kalksteinmehl (KSM) verstärkt eingesetzt werden können. Welche Mechanismen die Morphologie und die räumliche Verteilung der bei der Erhärtung von solchen kalksteinreichen Bindemittelleimen gebildeten Hydratationsprodukte steuern, ist allerdings wissenschaftlich nahezu unbekannt. Bisher wurden die Zusammensetzung des Bindemittels und die Korngrößenverteilungen der Ausgangsstoffe weitgehend nur durch Ausprobieren optimiert.

Ziel dieser Forschungsarbeit ist es, ein mechanistisches Verständnis der Entstehung des festen Gefüges in kalksteinreichen klinkerarmen Bindemitteln (> 50 M.-% KSM) aus einer Suspension von möglichst dicht gepackten Partikeln zu erreichen. Dies soll als Grundlage zur künftigen Herstellung von leistungsfähigen klinkerarmen Betonen (Klinker < 100 kg/m³) mit definierten Endeneigenschaften dienen.

Zuerst werden die Ausgangsstoffe (PZK, KSM) mittels eines Hochleistungssichters in Fraktionen unterschiedlicher Korngrößen unterteilt. In dem nächsten Schritt werden die KSM-Fraktionen in unterschiedlichen Anteilen zu einem möglichst hochgepackten Partikelgemisch kombiniert. Danach werden einige KSM-Fraktionen durch äquivalente PZK-Partikel volumetrisch ersetzt, wobei die Packungsdichte des Gemisches möglichst hoch bleibt. Zur Regelung des Erstarrungsverlaufs wird den Mischungen Calciumsulfat zugegeben. Anschließend werden verschiedene Bindemittelleime hergestellt. Dabei entspricht der Wassergehalt der frischen Pasten dem Raum zwischen den dicht gepackten Partikeln. Die Art und Dosierung des Fließmittels werden variiert.

Neben der Fließfähigkeit der frischen Pasten wird die Frühhydratation im Detail untersucht: Zetapotential, chemische Zusammensetzung der Porenlösung, Hydratationswärme und die Bildung der Hydratationsprodukte. Festigkeiten und Porengrößenverteilungen werden nach längeren Hydratationszeiten bestimmt. Auch die Wirkung anderer mineralischer Stoffe als Substrat für die Keimbildung von C-S-H-Phasen in dicht gepackten Bindemittelsystemen wird untersucht. Hierzu werden Pasten mit dicht gepacktem Quarz bzw. Aragonit analog zu den KSM-Mischungen hergestellt.

Es wird erwartet, dass die Entwicklung des Gefüges auch vom Aluminiumgehalt des Bindemittels abhängt, da dies die chemische Reaktivität des KSMs beeinflusst. Um dies zu untersuchen, werden die PZK-Partikel teilweise durch feine Flugasche ersetzt.

Die Ergebnisse der Forschungsarbeit sollen Zusammenhänge zwischen den granulometrischen Eigenschaften des Bindemittelgemisches, den rheologischen Eigenschaften der frischen Pasten, der Entwicklung der chemischen Zusammensetzung der Porenlösung, den Keimbildungsprozessen an der Partikeloberflächen sowie deren Einfluss auf die Gefügebildung des erhärteten Bindemittels (Porosität, Phasen und Festigkeit) liefern.

Sonderbetone für den Spezialtiefbau

Entwicklung eines Konzeptes zur Charakterisierung frischer Tiefbaubetone auf der Baustelle zur Gewährleistung ausreichender Formfüllung in Bohrpfählen und Schlitzdichtwänden

Thomas Kränkel^{1*}

¹Technische Universität München, Lehrstuhl für Werkstoffe und Werkstoffprüfung im Bauwesen

Kurzfassung

Im Gegensatz zu den betontechnologischen Weiterentwicklungen haben sich die Prüfverfahren zur Bestimmung der Verarbeitungseigenschaften von Tiefbaubetonen auf der Baustelle nur wenig geändert. Dabei sind die bis dato eingesetzten Prüfmethode bei weitem nicht ausreichend, um die Verarbeitungseigenschaften vollumfänglich beurteilen zu können. Nur durch die ausreichende Kenntnis der Verarbeitungseigenschaften der Tiefbaubetone kann jedoch die Qualität der Formfüllung des Betons im Gründungselement abgeschätzt und so das Auftreten von Fehlstellen zielsicher ausgeschlossen werden. Dies ist die Grundvoraussetzung für die Herstellung dauerhafter Gründungen durch Bohrpfähle oder Schlitzdichtwänden. Das Ziel war es daher, ein fortgeschrittenes Testkonzept zur Charakterisierung der frischen Tiefbaubetone auf der Baustelle zu entwickeln, um eine zuverlässigere Vorhersage der Formfülleigenschaften in Gründungselementen sicherzustellen. Es wurden Untersuchungen zur Eignung diverser Prüfmethode zur Charakterisierung der Verarbeitungseigenschaften und der Rheologie von Tiefbaubetonen auf Baustellen durchgeführt. Durch eine vergleichende Bewertung der gemessenen Frischbetoneigenschaften mit den Ergebnissen visueller Inspektionen, der mit den Betonen hergestellten, nachträglich freigelegten Gründungselementen, konnten darüber hinaus Zielwerte bestimmt werden, innerhalb derer eine gute Formfüllung der Gründungselemente gewährleisten. Durch ergänzende Laboruntersuchungen konnten die auf der Baustelle gewonnenen Erkenntnisse zum Zusammenhang zwischen den rheologischen Kennwerten Fließgrenze und Viskosität und dazu korrelierenden Ergebnissen der Verarbeitungsversuche gefestigt werden. Das entwickelte Testkonzept und die zugehörigen Zielwerte sind im ‚Guide to Tremie Concrete for Deep Foundations‘ [1] verankert und liefern somit einen direkten Beitrag zur Herstellung dauerhafter Gründungselemente.

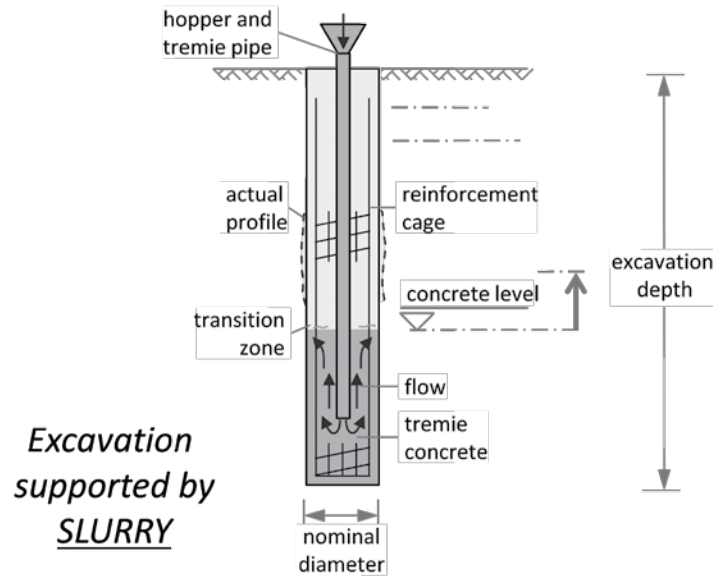
1. Einleitung

Bohrpfähle und Schlitzdichtwände werden oft zur Abstützung von Baugruben oder Aufbauten hergestellt. Sie werden in großer Tiefe ausgeführt, was Unternehmen erfordert, die auf solche Tiefgründungen spezialisiert sind und das nötige Know-how sowie die notwendige maschinelle Ausstattung besitzen. Neben den Anforderungen an das ausführende Unternehmen werden jedoch insbesondere auch zahlreiche Anforderungen an den Beton gestellt.

So muss der Frischbeton den Querschnitt vollständig ausfüllen und den Bewehrungsstahl vollständig einbetten, um die statischen Grundvoraussetzungen (nach dem Aushärten) erfüllen zu können. Außerdem muss der Frischbeton eine ausreichende Kohäsion aufweisen, um eine übermäßige Entmischung oder Vermischung mit der Bentonitsuspension oder dem Polymer zu vermeiden, da der Betoneinbau in der Regel im Kontraktorverfahren erfolgt, bei dem der Beton die Stützflüssigkeit ersetzt, siehe Abbildung 1. Des Weiteren muss der Frischbeton eine sehr weiche bis fließfähige Konsistenz besitzen, um die Anwendung im Kontraktorverfahren zu ermöglichen und dabei bis zum Ab-

schluss des Einbauprozesses, einschließlich Unterbrechungen oder zusätzlicher Arbeitsschritte wie dem Herausziehen von temporären Verrohrungen, eine Mindestverarbeitbarkeit aufweisen.

Um diesen Grundanforderungen an den Frischbeton gerecht zu werden, sind detaillierte Kenntnisse über das Fließen des Betons innerhalb der Gründungselemente während des gesamten Einbauprozesses unerlässlich.



© Bauer Spezialtiefbau GmbH

Abbildung 1: Beispiel eines Bohrpfeils, hergestellt im Kontraktorverfahren

2. Grundlegende Zusammensetzung von Tiefbaubetonen für das Kontraktorverfahren

Wie im konstruktiven Stahlbetonhochbau schreitet die Betontechnologie auch im Bereich des Spezialtiefbaus stetig voran. So werden zur Herstellung von Bohrpfeilen und Schlitzdichtwänden mehr und mehr Betone mit fünf, statt der ursprünglich drei Komponenten Zement, Gesteinskörnung und Wasser eingesetzt. Durch den zusätzlichen Einsatz von Betonzusatzstoffen und -mitteln können die mechanischen Eigenschaften der erhärteten Betone gezielt beeinflusst werden, allerdings treten auch signifikante Effekte hinsichtlich der Verarbeitungseigenschaften und so auch der Rheologie der Betone auf, vgl. Abbildung 2.

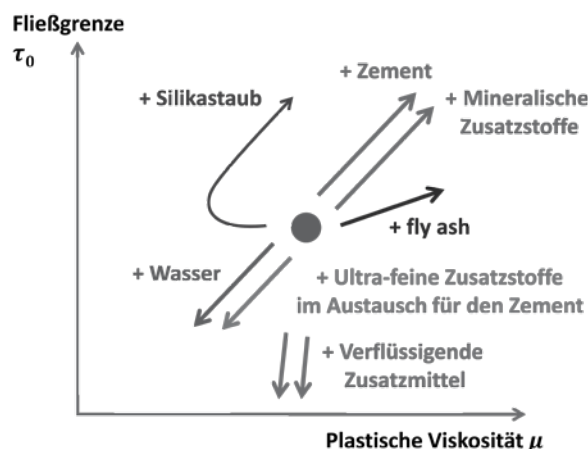


Abbildung 2: Einfluss verschiedener Betonzusatzstoffe und -mittel auf die Rheologie von Betonen, nach [2]

An einem einfachen Beispiel sei dieser Sachverhalt nachfolgend dargestellt: So werden im Bereich des Tiefbaus vermehrt Betone höherer Festigkeitsklassen eingesetzt, um die stetig steigenden Anforderungen an die Tragwirkung und die Dichtigkeit erfüllen zu können. Diese höheren Festigkeiten werden meist durch reduzierte Wasserzementwerte erreicht. Teilweise kommt zusätzlich Silikastaub als festigkeitssteigernder Betonzusatzstoff zum Einsatz. Beide Maßnahmen bedingen eine Reduktion der Verarbeitungseigenschaften, welche i.d.R. durch den Einsatz von betonverflüssigenden Zusatzmitteln („Fließmittel“) ausgeglichen wird.

Weiterhin muss berücksichtigt werden, dass Betonierungen im Bereich des Tiefbaus in Abhängigkeit der zu füllenden Kubatur des Bauteils (insbesondere der Bauteiltiefe) und der sonstigen Umgebungsbedingungen (z.B. Lage der Baustelle und damit verbundene notwendige Anfahrzeit der Fahrmischer aus dem Transportbetonwerk, Betonwerkskapazität, Anzahl und Kapazität der Fahrmischer) einen teils über Stunden andauernden Prozess darstellen, siehe Abbildung 3. Tiefbaubetone werden daher oft zusätzlich erstarrungsverzögernde Betonzusatzmittel („Verzögerer“) zugegeben, um die notwendigen langen Verarbeitungszeiten aufrechterhalten zu können. Auch diese Zusatzmittel wirken sich signifikant auf die Verarbeitbarkeit und Rheologie der Tiefbaubetone aus.

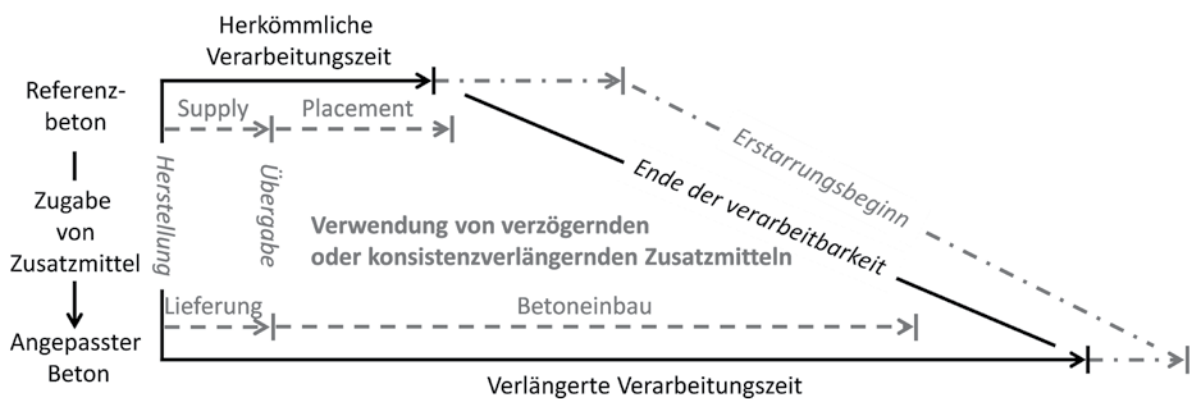


Abbildung 3: Zugabe von erstarrungsverzögernden Betonzusatzmitteln zur Gewährleistung ausreichender Verarbeitungseigenschaften der Tiefbaubetone während des zeitintensiven Verarbeitungsprozesses, aus [1]

3. Motivation für ein neues Testkonzept zur Charakterisierung frischer Tiefbaubetone

Im Gegensatz zu den betontechnologischen Weiterentwicklungen haben sich die Prüfverfahren zur Bestimmung der Verarbeitungseigenschaften und Rheologie der Betone auf der Baustelle nur wenig geändert. So ist es bis dato nicht ungewöhnlich, dass die Bestimmung des Ausbreitmaßes oder des Setzfließmaßes die einzigen Abnahmetests für den frischen Beton darstellen. Beide Tests erlauben Aussagen zur Fließfähigkeit (Konsistenz) der einzusetzenden Betone, welche mit der dynamischen Fließgrenze als rheologische Kenngröße in Zusammenhang gebracht werden kann.

Beide Tests erlauben jedoch keine Aussagen über die Zähigkeit der Betone, ihrerseits ein Maß für die rheologische Kenngröße Viskosität. Gerade die Viskosität der Betone wirkt sich jedoch maßgeblich auf den Bauprozess auf der Baustelle und damit auf die notwendigen Verarbeitungszeiten aus. So besitzen hochviskose Betone (oftmals gerade die eingangs erwähnten Betone mit reduziertem Wasserzementwert und der Verwendung von Silikastaub als Betonzusatzstoff) ein sehr zähes, langsames Fließverhalten, was in langen Entleerungszeiten der Fahrmischer und längeren Einbauzeiten des Betons resultiert. Auch die Fließprozesse im Bauteil (z.B. Verteilung der einzelnen Betonchargen im Bauteil) und damit das Formfüllungsvermögen (z.B. Umschließung der Bewehrung) werden durch die Betonviskosität beeinflusst.

Das Ziel war es daher, ein fortgeschrittenes Testkonzept zur Charakterisierung der frischen Tiefbaubetone auf der Baustelle zu entwickeln, um eine zuverlässigere Vorhersage der Formfülleigenschaften in Bohrpfehlen und Schlitzdichtwänden sicherzustellen. Nur durch die Kenntnis der Verarbeitungs-

eigenschaften der Tiefbaubetone und die sich daraus ergebende Formfüllung können Fehlstellen, wie bspw. die Bildung von Inklusionen (Abbildung 4, links) oder von Blutkanälen (Abbildung 4, mittig) sowie Schattenbildung (Abbildung 4, rechts) zielsicher ausgeschlossen werden.

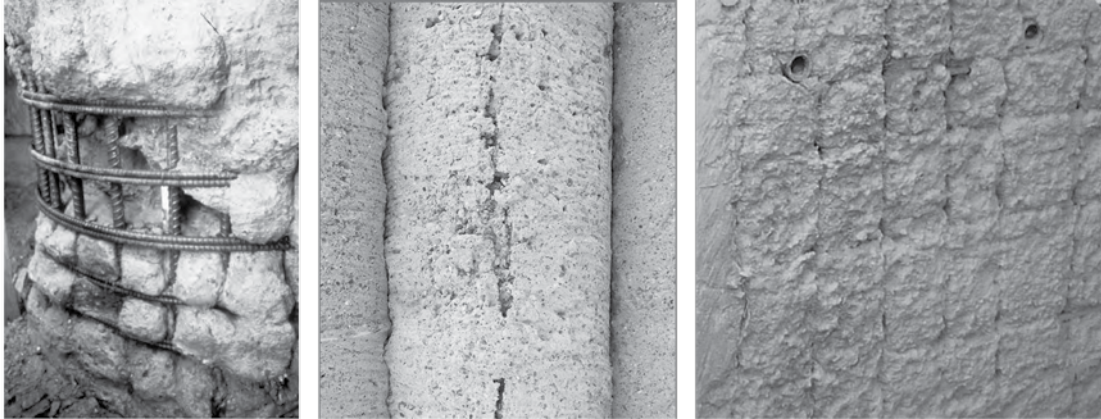


Abbildung 4: Mögliche Imperfektionen von Tiefbauten: Inklusionen (links, aus [3]), Blutkanäle (mittig) sowie Schattenbildung (rechts) aus [1]

Um die praktische Anwendbarkeit zu gewährleisten, sollte das Testkonzept auf einfach zu handhabenden Prüfmethoden basieren, die die Bestimmung der Fließfähigkeit (Konsistenz) und Kohäsion des Betons als Maß für die dynamische Fließgrenze und die plastische Viskosität unter Baustellenbedingungen ermöglichen.

4. Untersuchungen zur Entwicklung eines neuen Testkonzeptes

4.1 Grundlegendes

Das Ziel war es, ein Testkonzept zu entwickeln, welches die Formfüllung der Tiefbaubetone in Abhängigkeit von deren Verarbeitungseigenschaften beurteilt. Um Tiefbaubetone gezielt auch im Labor entwickeln bzw. bei Bedarf optimieren zu können, war es ferner das Ziel, die Verarbeitungseigenschaften durch rheometrisch bestimmte Kenngrößen (rheometrische Messungen mit hoher Präzision und Wiederholbarkeit als bevorzugte Messmethode im Labor) bewerten zu können. Aus diesem Grund wurden vergleichende Experimente zwischen den Messungen klassischer Verarbeitungsversuche (z.B. Ausbreitmaß, Setzmaß, Setzfließmaß und -zeit) und den im Rotationsrheometer mit Flügelzelle bestimmten rheologischen Kenngrößen dynamische Fließgrenze und plastische Viskosität durchgeführt, um eine Korrelation zwischen den rheologischen Parametern und den Verarbeitungsparametern des Betons zu ermitteln.

Das zu entwickelnde Testkonzept sollte anschließend im ‚Guide to Tremie Concrete for Deep Foundations‘ [1] verankert werden. In diesem Guide werden die „Regeln guter Praxis“ zur Herstellung von Gründungselementen im Kontraktorverfahren beschrieben, wobei die Charakterisierung der Verarbeitungseigenschaften des Frischbetons und damit das zu Grunde liegende Testkonzept einen elementaren Bestandteil des Guides darstellt.

4.2 Untersuchungen auf Baustellen

4.2.1 Versuchskonzept

Um die Praxistauglichkeit zu gewährleisten, muss das eigentliche Testkonzept jedoch auf einfach zu handhabenden Prüfmethoden basieren, die die Bestimmung der Fließfähigkeit und Kohäsion des Betons als Maß für die Fließgrenze und die plastische Viskosität unter Baustellenbedingungen ermög-

lichen. Deshalb wurden im Rahmen des in diesem Beitrag beschriebenen Projekts Betonierungen von Gründungselementen in sehr großen Tiefen (> 30 m, da bei sehr großen Tiefen aufgrund der erhöhten technischen Anforderungen und der großen zu betonierenden Kubatur die notwendige Verarbeitungszeit des Betons sehr hoch und die Herstellung der Gründungselemente damit sehr anspruchsvoll ist) auf Baustellen innerhalb Europas (Deutschland, Frankreich, Niederlande, Großbritannien) begleitet und die Eignung der verschiedenen Verarbeitungsversuche zur Bestimmung der Frischbetoneigenschaften vor Ort bewertet. Die durchgeführten Untersuchungen beinhalteten dabei die Bestimmung der Frischbetoneigenschaften während des gesamten Einbauprozesses, das heißt, von der Ankunft des Betons vor Ort bis zur Fertigstellung der Gründungselemente (Ende des Kontraktorprozesses). In diesem Zeitraum waren drei Stufen der Betoneigenschaften zu bestimmen, Abbildung 5:

- *Dynamische Eigenschaften*: Eigenschaften des frisch gescherten Betons zur Berücksichtigung des Verhaltens beim Mischen im Fahrmischer, während des Kontraktorprozesses und für das Fließverhalten im Querschnitt des Gründungselementes direkt nach dem Einbau
- *Thixotropie*: Reversibler Strukturaufbau des (ungestörten) Betons innerhalb weniger Minuten in Ruhe, zur Berücksichtigung des Verhaltens im Gründungselement nach dem Einbau des Betons und bei Unterbrechungen im Einbauprozess
- *Ansteifen*: Irreversibler Strukturaufbau des Betons innerhalb weniger Stunden zur Berücksichtigung der bei Tiefgründungen erforderlichen verlängerten Verarbeitungszeit

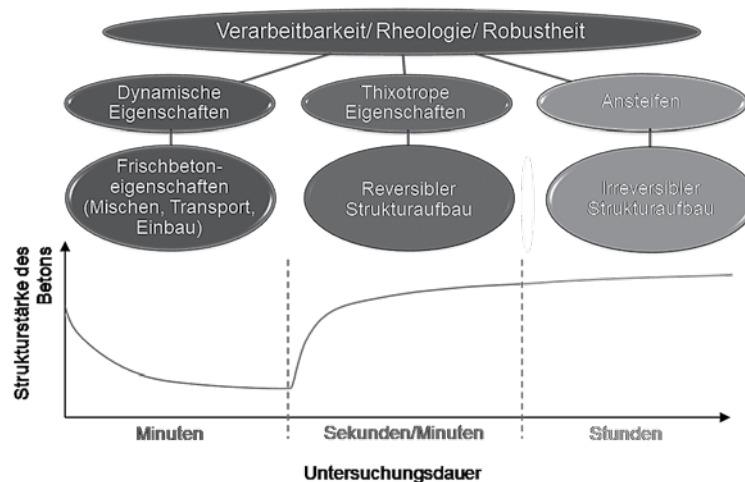


Abbildung 5: Auf Baustellen bestimmte Frischbetoneigenschaften sowie deren Versuchsdauer

4.2.2 Durchgeführte Frischbetonprüfungen

Das Versuchsprogramm umfasste im Allgemeinen die folgenden Tests an Frischbeton:

- *Rotationsrheometrische Messungen mit einem Betonrheometer mit 4-flügliger Vanemesszelle*: Bestimmung der dynamischen Fließgrenze und der plastischen Viskosität
 - bei Anlieferung des Betons (Abbildung 5, dynamische Eigenschaften);
 - Wiederholte Messungen mit variierenden (ungestörten) Ruhezeiten des Betons zwischen dem Einfüllen in die Testgeometrie und dem Start des Versuchs als Maß für die thixotropen Eigenschaften (Abbildung 5, thixotrope Eigenschaften)
 - zu festen Zeitpunkten nach Anlieferung während der gesamten Betonierung des Gründungselementes (Abbildung 5, Ansteifen);

- *Ausbreitversuche nach EN 12350-5*: Bestimmung des Ausbreitmaßes als Maß für die Frischbetonkonsistenz
 - nach Anlieferung des Betons (Abbildung 5, dynamische Eigenschaften);
 - Wiederholte Messungen mit variierenden (ungestörten) Ruhezeiten des Betons zwischen dem Einfüllen in die Testgeometrie und dem Start des Versuchs als Maß für die thixotropen Eigenschaften (Abbildung 5, thixotrope Eigenschaften)
 - zu festen Zeitpunkten nach Anlieferung während der gesamten Betonierung des Gründungselementes (Abbildung 5, Ansteifen);
- *Setzfließversuche in Anlehnung an EN 12350-8 mit Bestimmung des Visual Stability Index (VSI) nach ASTM C1611*: Bestimmung von Setzfließmaß, Setzmaß, Setzfließzeit und -geschwindigkeit sowie des VSI
 - bei Anlieferung des Betons (Abbildung 5, dynamische Eigenschaften);
 - Wiederholte Messungen mit variierenden (ungestörten) Ruhezeiten des Betons zwischen dem Einfüllen in die Testgeometrie und dem Start des Versuchs als Maß für die thixotropen Eigenschaften (Abbildung 5, thixotrope Eigenschaften)
 - zu festen Zeitpunkten nach Anlieferung während der gesamten Betonierung des Gründungselementes (Abbildung 5, Ansteifen);
- *L-Box-Versuche nach EN 12350-10*: Bestimmung der Fließstrecke und -dauer sowie des Selbstnivelliervermögens der Betone
 - bei Anlieferung des Betons (Abbildung 5, dynamische Eigenschaften);
 - Wiederholte Messungen mit variierenden (ungestörten) Ruhezeiten des Betons zwischen dem Einfüllen in die Testgeometrie und dem Start des Versuchs als Maß für die thixotropen Eigenschaften (Abbildung 5, thixotrope Eigenschaften)
 - zu festen Zeitpunkten nach Anlieferung während der gesamten Betonierung des Gründungselementes (Abbildung 5, Ansteifen)
- *Messungen mit einer manuellen Flügelsonde*: Bestimmung der zeitlichen Entwicklung der statischen Fließgrenze der Betone
 - Wiederholte Messungen mit variierenden (ungestörten) Ruhezeiten des Betons zwischen dem Einfüllen in die Testgeometrie und dem Start des Versuchs als Maß für die thixotropen Eigenschaften (Abbildung 5, thixotrope Eigenschaften)
- *Bauer-Filterpressenversuch*: Bestimmung des Wasserrückhaltevermögens der Betone unter definiertem Druck als Maß für die Robustheit der Betone gegenüber Wasserabsonderung (unter anderem bedingt durch die Auflast aus dem Eigengewicht der Stützsuspension)
 - bei Anlieferung des Betons (Abbildung 5, dynamische Eigenschaften);

Der genaue Ablauf sowie der detailliert geschilderte vollständige Umfang der Untersuchungen kann dem zum beschriebenen Projekt zugehörigen Bericht [4] entnommen werden, welcher zum freien Download erhältlich ist.

4.2.3 Festlegung von Abnahmekriterien

Neben der Erarbeitung eines Testkonzeptes zur Bestimmung der Verarbeitungseigenschaften von Tiefbaubetonen müssen die ermittelten Eigenschaften natürlich auch bewertet werden. So war es ein weiteres Ziel des in diesem Beitrag beschriebenen Projekts, Abnahmekriterien für die nach dem neuen Testkonzept durchzuführenden Untersuchungen zu definieren. Aus diesem Grund wurden die begleiteten Baustellen von Tiefgründungen danach ausgewählt, ob die mit den untersuchten Betonen hergestellten Gründungselemente nach deren Aushärtung planmäßig einseitig freigelegt wurden. Dies erlaubt es im Nachhinein, die gemessenen Frischbetoneigenschaften mit dem visuellen Ergebnis einer Sichtprüfung der hergestellten Gründungselemente hinsichtlich deren Formfüllung (oberflächennahe Imperfektionen, wie in Abbildung 4 dargestellt, sind dann sichtbar) zu verknüpfen und so zu bewerten,

welche Verarbeitungseigenschaften des Frischbetons erforderlich sind, um eine ausreichende Formfüllung im Gründungselement zu erreichen.

Die Empfehlungen solcher Abnahmekriterien sollen wiederum im ‚Guide to Tremie Concrete for Deep Foundations‘ [1] verankert werden. Sie sollen es den Auftragnehmern ermöglichen, mit dem Betonlieferanten die erforderlichen Frischbetoneigenschaften genauer als bisher zu vereinbaren. Nur anhand definierter Abnahmekriterien kann bei der Übergabe vor Ort objektiv entschieden werden, ob eine bestimmte Betonlieferung zur Einbau angenommen werden kann oder abgelehnt werden muss.

4.3 Untersuchungen im Labor

Während die Verarbeitungseigenschaften der in der Praxis gängigen Zusammensetzungen von Tiefbaubetonen stichprobenartig im Rahmen der Baustellenversuche quantifiziert wurden, wurde in zusätzlichen Laborversuchen der Einfluss möglicher weiterer Variationen in der Betonzusammensetzung auf die Rheologie und Verarbeitungseigenschaften der Tiefbaubetone umfassend untersucht. Ausgehend von einer praxiserprobten Referenzmischung wurden dabei insbesondere die Wirkung von Art und Menge des verwendeten Zementes, von (mineralischen) Zusatzstoffen und (chemischen) Zusatzmitteln, von der Art der Gesteinskörnung sowie die Wechselwirkungen von Stoffkombinationen untersucht. Weiterhin wurde der Einfluss des Wasser-Bindemittel-Wertes untersucht, da eine Reduktion dessen die Viskosität (Zähigkeit) des Betons signifikant erhöht, gleichzeitig aber auch die in der Praxis gewünschten hohen mechanischen Eigenschaften (Festigkeit, Dichtigkeit) steigert. Abbildung 6 gibt einen Überblick über die untersuchten stofflichen Betonzusammensetzungen. Der vollständige Umfang der Laboruntersuchungen kann dem zum beschriebenen Projekt zugehörigen Bericht [4] entnommen werden.

Das Laborprüfprogramm war identisch mit dem auf den Baustellen durchgeführten, um einen Vergleich zwischen beiden Testreihen zu ermöglichen.

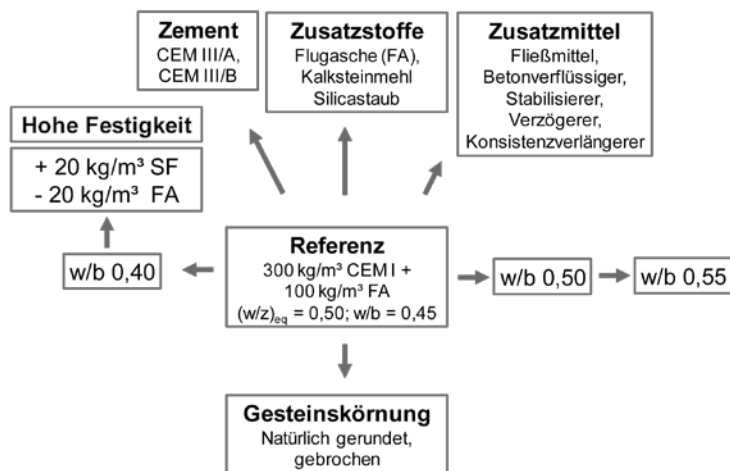


Abbildung 6: Übersicht über die untersuchten stofflichen Betonzusammensetzungen im Laborversuchsprogramm

5. Zusammenfassung wesentlicher Frischbetonergebnisse

Im Folgenden wird nur eine Zusammenfassung der wesentlichen Erkenntnisse hinsichtlich eines Testkonzepts zur Prüfung der Verarbeitungseigenschaften von Tiefbaubetonen sowie der daraus abgeleiteten Empfehlungen für Abnahmekriterien gegeben. Eine umfassende Darstellung der Frischbetonergebnisse kann jedoch [4] entnommen werden.

Basierend auf den Ergebnissen der Frischbetonuntersuchungen auf Tiefgründungsbaustellen in Europa sowie den begleitenden Laboruntersuchungen konnten die folgenden Zusammenhänge nachgewiesen werden:

1. die dynamische Fließgrenze der Tiefbaubetone korreliert mit dem Setzfließmaß mit dem mathematischen Zusammenhang einer Potenzfunktion und
2. die plastische Viskosität der Tiefbaubetone korreliert mit der im Setzfließversuch bestimmbaren Setzfließgeschwindigkeit ebenfalls mit einer Potenzfunktion. Die Setzfließgeschwindigkeit ist definiert als der Quotient aus zurückgelegter Fließstrecke bis zum Erreichen des Setzfließmaßes und der für diese Fließbewegung benötigten Zeitdauer (ausführliche Beschreibung des Versuchs kann [1], Anhang A1 entnommen werden);

Es ist somit möglich, die im Labor gängigen rheologischen Untersuchungen mit den praxistauglichen Verarbeitungsversuchen in Einklang zu bringen.

Basierend auf den Ergebnissen der Frischbetonuntersuchungen können ferner die folgenden Versuche als zielführend zur Bewertung der Verarbeitungseigenschaften der Tiefbaubetone angesehen werden:

- der bis dato auf der Baustelle etablierte Ausbreitversuch nach EN 12350-5 zur Bestimmung des Ausbreitmaßes als Maß für die Frischbetonkonsistenz nach Anlieferung auf die Baustelle;
- der Bauer-Filterpressenversuch zur Bestimmung des Wasserrückhaltevermögens der Betone und somit zur Quantifizierung der Wasserabsonderung des Betons unter Druckbedingungen und
- der Setzfließversuch in Anlehnung an EN 12350-8 mit Bestimmung des Visual Stability Index (VSI) nach ASTM C1611;

Der Setzfließversuch erwies sich als die am besten geeignete Testmethode, da er drei Hauptergebnisse kombiniert:

1. Berechnung des Setzfließmaßes als Maß für die dynamische Fließgrenze der Betone;
2. Berechnung der Setzfließgeschwindigkeit als Maß für die Viskosität der Betone und
3. Bestimmung des VSI als schnelle visuelle Überprüfung der Betonhomogenität

Der Setzfließversuch sollte erstmalig direkt nach der Anlieferung des Betons auf die Baustelle erfolgen, um die initialen Verarbeitungseigenschaften des Betons zu charakterisieren und zu bewerten, ob der Beton den empfohlenen Abnahmekriterien entspricht. Darüber hinaus kann das Ansteifen des Betons durch wiederholte Messung des Setzfließmaßes zu mehreren Zeitpunkten quantifiziert werden.

Es wurde festgestellt, dass Betone mit einem hohen Setzfließmaß (> 550 mm) zu Stabilitätsproblemen neigen können, während Betone mit einem geringen Setzfließmaß (< 400 mm) zu einer unzureichenden Formfüllung im Gründungselement führen können. Weiterhin wurde festgestellt, dass Betone mit einer hohen Setzfließgeschwindigkeit (> 50 mm/s) eine sehr geringe Zähigkeit aufweisen. Dies kann das Risiko von Entwässerungserscheinungen des Betons unter den im Gründungselement vorherrschenden Druckbedingungen erhöhen. Im Gegensatz sind Betone mit einer geringen Setzfließgeschwindigkeit (< 10 mm/s) sehr zäh und folglich nur sehr schwer zu verarbeiten.

Abbildung 7 und Abbildung 8 stellen die Zusammenhänge zwischen den rheologischen Kennwerten (dynamische Fließgrenze und plastische Viskosität) sowie den korrelierenden Messwerten der Verarbeitungsversuche (Setzfließmaß und -geschwindigkeit) dar. Eingetragen sind ebenfalls die Zielwerte, innerhalb derer Tiefbaubetone nach [1] liegen sollten.

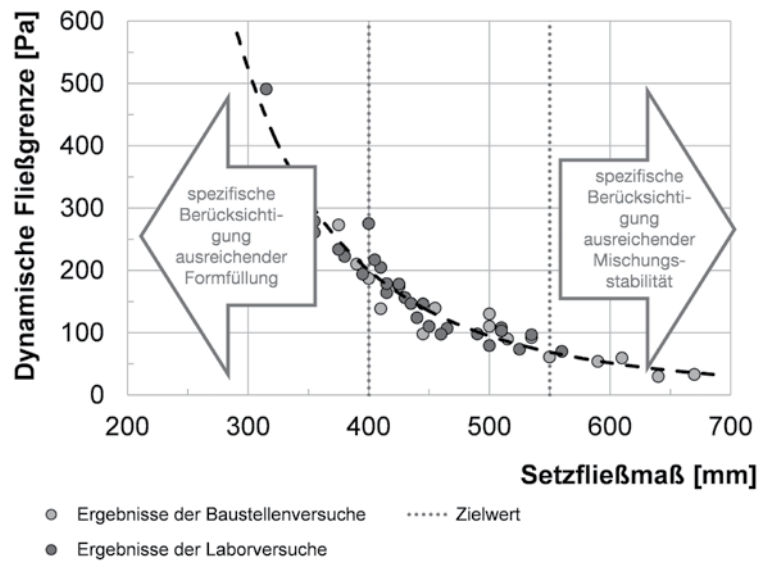


Abbildung 7: Zusammenhang zwischen dynamischer Fließgrenze und Setzfließmaß von Tiefbaubetonen sowie Zielwerte (Abnahmekriterien) zur Bewertung der Verarbeitungseigenschaften der Betone auf der Baustelle

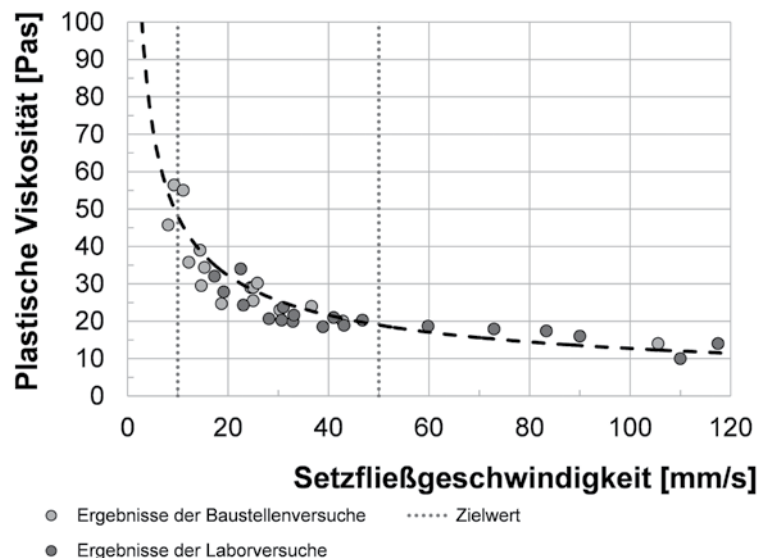


Abbildung 8: Zusammenhang zwischen plastischer Viskosität und Setzfließgeschwindigkeit von Tiefbaubetonen sowie Zielwerte (Abnahmekriterien) zur Bewertung der Verarbeitungseigenschaften der Betone auf der Baustelle

6. Zusammenfassung

Das Ziel des Vorhabens war es, ein fortgeschrittenes Testkonzept zur Charakterisierung der frischen Tiefbaubetone auf der Baustelle zu entwickeln, um eine zuverlässigere Vorhersage der Formfülleigenschaften in Gründungselementen sicherzustellen. Des Weiteren sollten Zielwerte für die Frischbetoneigenschaften festgelegt werden, innerhalb derer eine zuverlässige Formfüllung der Gründungselemente gewährleistet werden kann. Drittes Ziel war es, die Verarbeitungseigenschaften der Tiefbaubetone auch durch rheologische Kennwerte ausdrücken zu können.

Diese Ziele konnten erreicht werden. So wurde ein Testkonzept, basierend auf dem etablierten Setzfließversuch entwickelt. Dieser Versuch wurde derart modifiziert, dass er neben dem Setzfließmaß als Maß für die Fließgrenze auch die Bestimmung einer Setzfließgeschwindigkeit als Maß für die Viskosität der Betone erlaubt. Durch eine vergleichende Bewertung zwischen den auf den Baustellen bestimmten Frischbetoneigenschaften und den Ergebnisse visueller Prüfungen daraus hergestellter und anschließend freigelegter Gründungselemente konnten Zielwerte für das Setzfließmaß und die Setzfließgeschwindigkeit festgelegt und im ‚Guide to Tremie Concrete for Deep Foundations‘ [1] verankert werden. Dies stellt einen direkten Beitrag zur Herstellung dauerhafter Gründungselemente dar.

Danksagung

Die im vorliegenden Beitrag vorgestellten Ergebnisse sind Bestandteil des von der European Federation of Foundation Contractors (EFFC) finanzierten R&D-Projektes „Rheology and Workability Testing of Deep Foundation Concrete“. Für die finanzielle Unterstützung sei an dieser Stelle gedankt. Ferner danke ich Herrn Dr.-Ing. K. Beckhaus in Vertretung für die BAUER Spezialtiefbau GmbH für den stets konstruktiven fachlichen Rat in Fragen „Spezialtiefbau“ sowie die freundliche Genehmigung zur Verwendung des Bildmaterials (Abbildung 1).

Literatur

- [1] EFFC/DFI Concrete Task Group: Guide to Tremie Concrete for Deep Foundations, 2nd Edition, 2018
- [2] Wallevik O.H.: Rheology – A Scientific Approach to Develop Self-Compacting Concrete. Proceedings of the 3rd International Symposium on Self-Compacting Concrete. Reykjavik, Iceland, 2003
- [3] Brown, D. A.; Turner, J. P., Castelli, R. J.: Drilled Shafts: Construction Procedures and LRFD Design Methods. Report No. FHWA NHI-10-016. 2010
- [4] Kränkel, T.: Rheology and Workability Testing of Deep Foundation Concrete in Europe and the US. R&D Report, 2018, <http://www.dfi.org/viewpub.asp?tid=CPF-2015-DRSH-2>

3D-Betondrucken

Stand der Forschung an der TUM

Daniel Weger^{1*}, Christoph Gehlen¹, Dirk Lowke²

¹Technische Universität München, Centrum Baustoffe und Materialprüfung

²Technische Universität Braunschweig, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz (iBMB)

Kurzfassung

Seit den 1980er Jahren revolutionieren additive Fertigungsverfahren zunehmend die Herstellung komplex geformter Körper, z.B. [1–4]. Seit einigen Jahren halten die verallgemeinernd bezeichneten 3D-Drucker auch in heimischen Wohnzimmern Einzug. Überwiegend handelt es sich dabei meistens um Geräte, die nach der FDM/FLM-Methode (Fused Deposition/Layer Modeling) [5] arbeiten, also thermoplastische Kunststoffe aufgeschmolzen durch eine Düse in Strängen auf- und nebeneinander abgelegt, um schichtweise ein 3D-Objekt zu erstellen. Im Bauwesen zählt die additive Fertigung (AF) im Gegensatz zu vielen Bereichen der Produktion noch nicht zum Stand der Technik, obwohl diese gerade bei der Fertigung von komplexen Einzelstücken große Vorteile gegenüber den etablierten Bautechniken bieten kann. In diesem Beitrag soll ein kurzer Überblick über die zur AF von Betonbauteilen geeigneten Produktionsmethoden gegeben werden.

Zum einen kommt die schon relativ weit verbreitete Extrusion zum Einsatz, bei der durch eine Düse Frischbeton ausgebracht und ähnlich zu den FDM/FLM-Verfahren strangweise Schicht für Schicht abgelegt wird. Zum anderen kann der Frischbeton unter hohem Druck in Schichten aufeinander gespritzt werden (Shotcrete 3D Printing, SC3DP). Als dritte Möglichkeit können Bauteile durch selektiv bindende Verfahren gefertigt werden. Hierbei wird ein Partikelbett schichtweise ausgebracht, welches lokal durch das Einbringen eines Binders verfestigt wird. An der TUM wurden und werden aktuell Forschungsprojekte zu den Verfahrensbäumen der Extrusion und des selektiven Bindens durchgeführt. Im Feld der Extrusion liegt der Fokus der Forschung auf Leichtbaumaterialien wie Holzfaserbeton und Leichtbeton. Beim selektiven Binden werden zwei Verfahrensvariationen verfolgt. Auf der einen Seite die selektive Zementaktivierung (selective cement activation – SCA) und auf der anderen Seite die selektive Zementleim-Intrusion (selective paste intrusion – SPI). Bei der SCA werden dünne Schichten eines Gemischs aus Zement und Gesteinskörnung ausgebracht, welches mit einer wässrigen Lösung selektiv aktiviert wird. Bei der SPI werden Schichten aus Gesteinskörnung ausgebracht, die mit einem Zementleim lokal verfestigt werden.

1. Grundprinzip der additiven Fertigungsverfahren

Alle additiven Fertigungsverfahren (AF) arbeiten nach dem gleichen Grundprinzip. Zunächst wird ein digitales 3D-Modell des herzustellenden Objekts erzeugt, welches dann mit einem speziellen Programm, dem sog. Slicer, in 2D-Flächen zerlegt wird, deren Abstand der Schichtdicke des gewählten Verfahrens entspricht. Diese Flächeninformationen werden an den „3D-Drucker“ gesendet und das Element wieder schichtweise zusammengesetzt, siehe Abbildung 1.

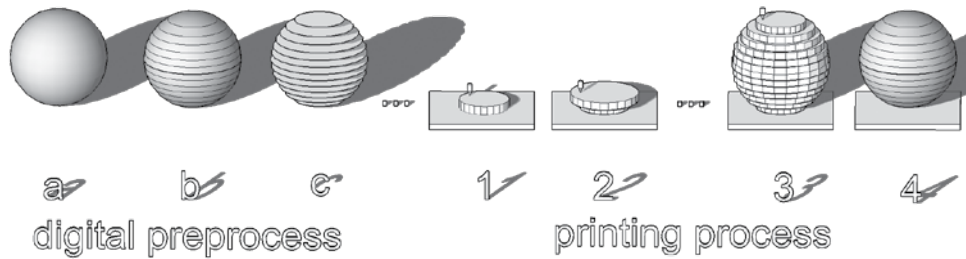


Abbildung 1: Schritte der digitalen Fertigung: (a) digitales Modell des Objekts, (b) Aufteilung des 3D-Objekts entsprechend der designierten Schichtdicke in Scheiben („slicing“ – Schritt 1), (c) Übertragung in 2D-Flächeninformationen („slicing“ – Schritt 2), Weiterleitung der 2D-Schichtinformationen zur Maschine, (1) Herstellung der ersten Schicht, (2) Herstellung der zweiten Schicht, (3) Herstellung der letzten Schicht, (4) fertiggestelltes Objekt nach einer potentiellen Nachbehandlung (Grafik: D. Weger) [6]

Der Vorteil der AF ist, dass für die Produktion keine speziellen Werkzeuge benötigt und daher ohne Anpassung des Gerätes beliebige Formen erzeugt werden können. Die Bauteilkosten können somit von der Komplexität und der Stückzahl der Bauteile entkoppelt werden, siehe Abbildung 2. Dies bringt vor allem bei der in der Bauindustrie üblichen Unikatfertigung große Vorteile.

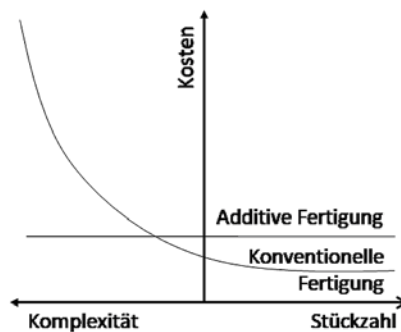


Abbildung 2: Qualitativer Zusammenhang Kosten, Stückzahl und Komplexität bei konventioneller und additiver Fertigung (Grafik: D. Weger)

2. Techniken zur Additiven Fertigung im Bauwesen

2.1.1 Extrusion

Beim Extrusionsverfahren wird Frischbeton durch eine Düse ausgebracht und der dabei entstehende Betonstrang schichtweise abgelegt, siehe Abbildung 3.

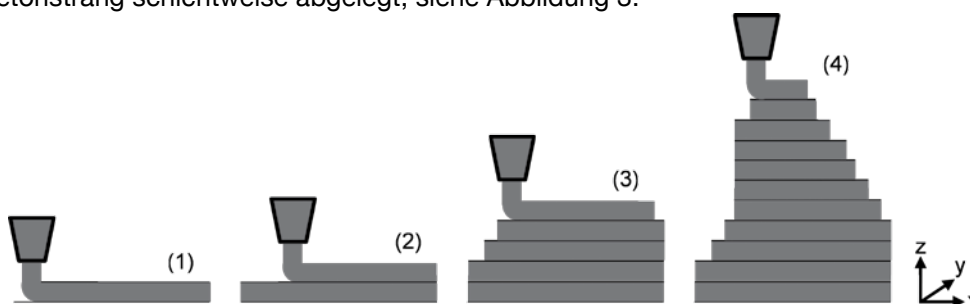


Abbildung 3: Produktionsprinzip extrudierender Verfahren (Grafik: D. Weger) [7]

Hierbei kann das Ablegen der Stränge dazu dienen, Bauteile direkt zu generieren oder eine Art verlorene Schalung zu erstellen, die dann Schicht für Schicht oder nach Fertigstellung mit Beton oder anderen Schüttungen wieder aufgefüllt wird.

2.1.2 Shotcrete 3D Printing

Beim Shotcrete 3D Printing (SC3DP) wird Frischbeton aus einer Düse unter hohem Druck herausgespritzt und das Bauteil so Schicht für Schicht aufgebaut [8–11]. Dabei ist es möglich, die Schichten der Bauteile nicht nur horizontal und waagrecht aufzubringen, sondern die Schichten auch graduell im Raum zu drehen [12], siehe Abbildung 4.

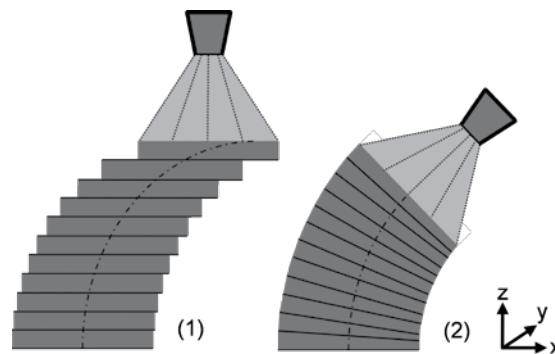


Abbildung 4: Shotcrete 3D Printing: (1) Horizontale Schichten, (2) im Raum graduell gedrehte Schichten (Grafik: D. Weger)

2.1.3 Selektives Binden

Das selektive Binden (auch selective binding particle-bed 3D printing genannt) kann aufgrund der Verfahrensweise im engeren Sinn als 3D-Drucken bezeichnet werden, da der Herstellungsprozess mit dem des 3D printing [2, 3] vergleichbar ist. Extrusionsprozesse als 3D-Drucken zu bezeichnen, ist fachlich daher nicht korrekt, hat sich aber mittlerweile als Überbegriff für die AF durchgesetzt.

Bei der Produktion mit selektiv bindenden Verfahren wird innerhalb eines Produktionsschritts zunächst eine nicht selbstständig erhärtende Schicht aus Partikeln in der Schichtendstärke aufgetragen und in einem zweiten Schritt nur an den Stellen mit einem Binder oder Aktivator beaufschlagt, an denen das Material später erhärten soll. Dies bringt den Vorteil, dass das ungebundene Material gleichzeitig als Stützstruktur für die darüber liegenden, überhängenden, verfestigten Bereiche dient, siehe Abbildung 5.

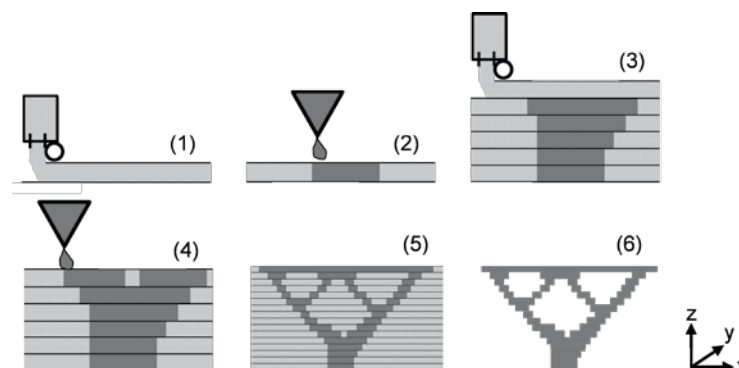


Abbildung 5: Funktionsprinzip der selektiv bindenden Verfahren: (1) Aufbringen der ersten Partikelschicht, (2) lokales Einbringen des Binders in die erste Partikelschicht, (3) Aufbringen der sechsten Partikelschicht, (4) lokales Einbringen des Binders in die sechste Partikelschicht, (5) fertig gestelltes, noch eingegrabenes Objekt, (6) Objekt nach der Entfernung der umgebenden ungebundenen Partikel (Grafik: D. Weger) [7]

Die selektiv bindenden Verfahren können ebenfalls dazu verwendet werden, um Bauteile direkt aus Beton oder eine (verlorene) Schalung herzustellen, die dann mit Frischbeton ausgefüllt werden kann, vgl. [13]. Dabei können (verlorene) Schalungen entweder mittels durch Polymere oder Zement gebundener Gesteinskörnung (meist Sande) generiert werden. Die polymerbindenden Verfahren werden überbegrifflich als binder jetting bezeichnet, wohingegen die mit Zement bindenden Verfahren wiederum in zwei Stränge aufgeteilt werden können. Bei der selektiven Zementaktivierung (selective binder (cement) activation) wird der Zement als Binder zusammen mit der Gesteinskörnung als Partikelbett eingebacht und anschließend mit einer wässrigen Lösung aktiviert, wohingegen bei der selektiven Zementleim-Intrusion (selective paste intrusion) ein Zementleim in ein binderfreies Partikelbett intrudiert wird, siehe Abbildung 6.

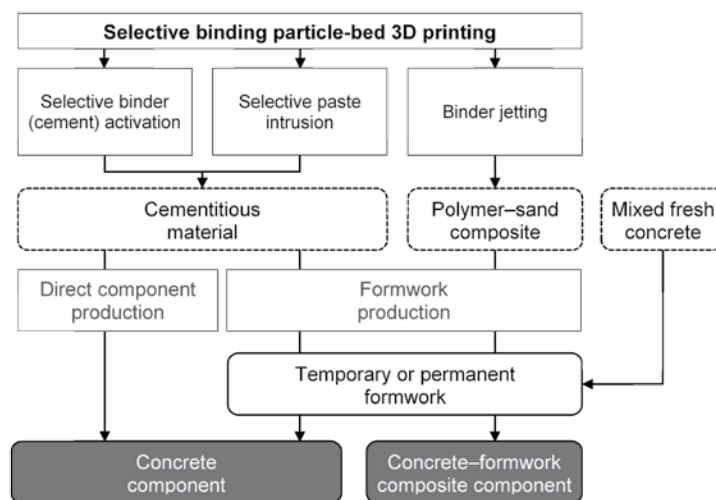


Abbildung 6: Klassifizierung von Partikelbett-3D-Druck-Verfahren für die Herstellung von Beton-elementen (Grafik: D. Lowke) [13]

3. Stand der Technik und Forschung

Das additive Fertigen von Objekten nahm 1984 mit der Patentierung des Stereolithographie Verfahrens seinen Anfang [1]. Bereits 1986 folgte das erste selektiv bindende Verfahren von Partikeln mit der Erfindung des selektiven Sinterns von schichtweise aufgetragenen Pulvern durch einen Laser (Selective laser sintering – SLS) [4]. Eine erste Technik zum selektiven Binden von Partikeln mit einem Bindermaterial wurde 1989 mit der Patentierung des „Three-dimensional printings“ (3DP) vorgestellt [2, 3]. Bis heute kam eine Vielzahl an additiven Fertigungsverfahren hinzu. Dabei können bereits einige Materialien verarbeitet werden, wie u.a. Metall, Kunststoff, Glas und Keramik. Mittlerweile ist es auch möglich, zementbasierte Stoffe zu nutzen und als Baustoff einzusetzen. Das am weitest verbreitete und bekannte Verfahren, das auch schon in Privathaushalten Einzug gehalten hat, ist das sogenannte FDM/FLM (Fused Deposition/Layer Modeling) oder Extrusionsverfahren. Hierbei werden thermoplastische Kunststoffe in einer Düse aufgeschmolzen und als Kunststoffbahnen abgelegt, um das designierte Objekt herzustellen [5].

Auf dem Gebiet der AF im Bauwesen gibt es mittlerweile weltweit eine Vielzahl von Projekten. Hier soll nur exemplarisch auf eine kleine Auswahl eingegangen werden. Eine gute Übersicht über den Stand der Forschung der Extrusion zeigt hier [14–16]. Ein ausführlicher Blick auf den Stand der Forschung bei den selektiv bindenden Verfahren kann in [13] gefunden werden.

Ein Pionier bei den extrudierenden Verfahren und für die AF in großen Maßstäben für die Bauindustrie war Behrokh Khoshnevis. Er publizierte 2004 die Idee, mittels Extrusion Wandelemente aufzubauen [17], indem die äußeren Konturen der Wände mittels AF hergestellt und in einem zweiten Schritt als verlorene Schalung ausgefüllt werden. Dieses Verfahren hat sich seitdem als Contour Crafting etabliert [18], siehe Abbildung 7.

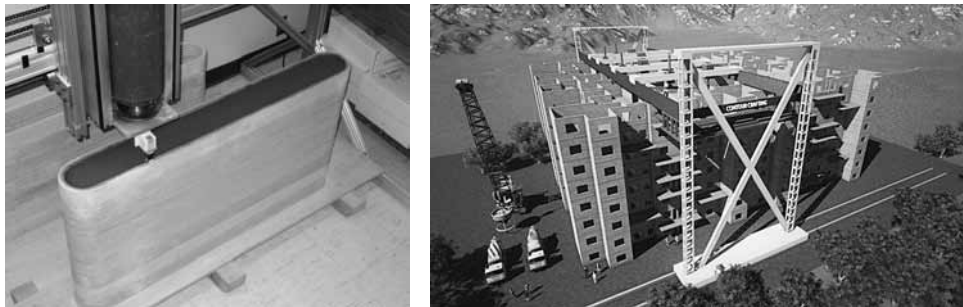


Abbildung 7: links: Wandelement hergestellt mit Contour Crafting [19], rechts: Simulation der Produktion großer Gebäude [20]

Wenige Jahre später wurde an der Loughborough University das sogenannte Concrete Printing entwickelt [21], welches durch das Ausbringen und nebeneinander Ablegen von schmalen Betonraupen das Einbringen von funktionalen Zwischenräumen ermöglichte, z.B. um eine nachträgliche Vorspannung im Bauteil integrieren zu können, siehe Abbildung 8, links.

Einen anderen Ansatz verfolgt das Projekt Conprint3D [22] der TU Dresden, welches zum Ziel hat, Wände mit nur einem Strang in der designierten Dicke der Wand zu fertigen, um unter anderem hohe Baugeschwindigkeit realisieren zu können, siehe Abbildung 8, rechts.

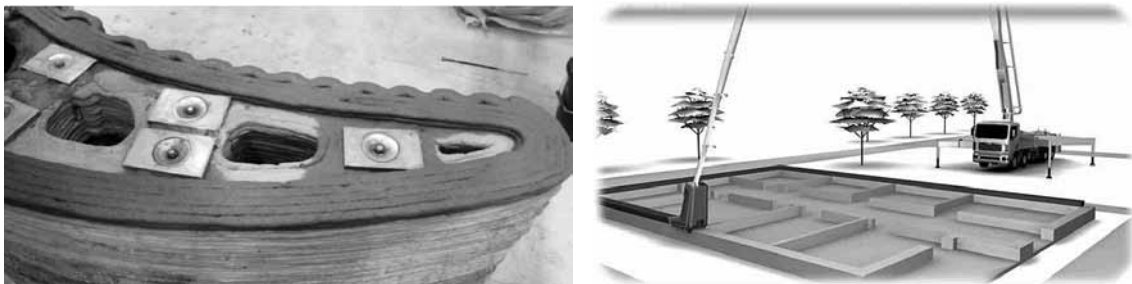


Abbildung 8: links: "Wonder Bench" hergestellt mit Concrete Printing [21], rechts: Animation eines Hausbaus mit Conprint3D [23]

Eine weitere Variante der AF mit Beton stellt das Shotcrete 3D Printing (SC3DP) der TU Braunschweig dar [8–12]. Hierbei wird das Objekt in Bahnen Schicht für Schicht durch Aufspritzen von Beton unter hohem Druck erstellt. Dies fördert einen hohen Schichtenverbund, eine einfache Integrierbarkeit der Bewehrung sowie die Möglichkeit, die Neigung der Schichten im Raum graduell anzupassen, siehe Abbildung 9.



Abbildung 9: Shotcrete 3D Printing mit graduell gedrehten Schichten [12]

Auf dem Gebiet des selektiven Bindens beschäftigte sich bereits seit 1995 Joseph Pegna mit einer Variante des 3DP, um Bauteile für das Bauwesen herstellen zu können. Dabei setzte er erstmals selektiv ausgebrachten Zement als Bindemittel auf Sandschichten ein [24–26], um nach Aktivierung durch Wasser kleine Bauteile herzustellen, siehe Abbildung 10. Ein umfassender Überblick zum Stand der Forschung bei den selektiv bindenden Verfahren wird in [13] gegeben.

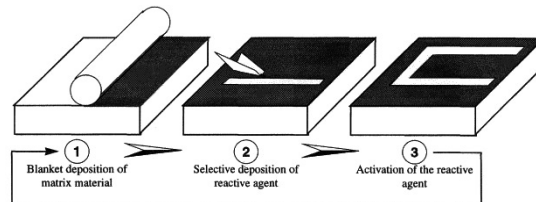


Abbildung 10: Produktionsprinzip von Pegna [24]

Die Transformation zur Produktion von großen Bauteilen mit der Technik des selektiven Bindens vollzog Enrico Dini im Jahr 2008 mit dem sogenannten D-Shape Verfahren, siehe Abbildung 11, links. Mit dieser Technik wurden bereits Bauwerke, wie eine Fußgängerbrücke in Madrid, realisiert [27, 28], siehe Abbildung 11, rechts, und zusammen mit der ESA am Bau von Mondbasen geforscht [29].



Abbildung 11: links: D-Shape: Druckportal [30], rechts: Fußgängerbrücke in Madrid [31]

2013 realisierten Hansmeyer und Dillenburger unter dem Hauptaugenmerk des Designs einen 3,5 m hohen, mit binder jetting hergestellten Raum namens „Digital Grotesque“ [32], siehe Abbildung 12, links. Das Ziel des Projektes war, die Grenzen von digitalen Formfindungs-Algorithmen auszureizen, das Potential pulverbett-basierter Binderjet Verfahren in der Architektur zu visualisieren und die möglichen Auflösungen greifbar zu machen.

Ein Beispiel für die Umsetzung einer verlorenen Schalung zeigte 2017 die Produktion einer formoptimierten Decke, die mit binder jetting hergestellt und mit ultrahochfestem faserverstärktem Beton (UHPFRC) ausgefüllt wurde, siehe [33] und Abbildung 12, rechts. Durch diese Produktionsweise wurde nur ein Betonvolumen notwendig, wie es für eine 25 mm hohe Decke erforderlich gewesen wäre



Abbildung 12: links: Digital Grotesque - Grotto II [32] (Photo: Fabrice Dall'Anese), rechts: Formoptimierte, 3D-gedruckte Decke [34]

4. Forschung an der TUM

4.1 Extrusion von Leichtbeton

Ein Ziel der bisher bearbeiteten Projekte zur Extrusion an der TUM (Centrum Baustoffe und Materialprüfung und Lehrstuhl für Holzbau und Baukonstruktion) war, vor allem Leichtbetone bei der Extrusion einzusetzen. Leichtbetone bringen den Vorteil einer geringen Wärmeleitfähigkeit, was zusammen mit der Einbringung von Kavitäten in den Bauteilen dazu führen kann, dass gänzlich auf zusätzliche Wärmedämmung verzichtet werden kann. Dies führt zurück zu einem einfachen und monolithischen Bauen, was den Einsatz von Ressourcen und Energie minimiert. 2014 wurde bei einem ersten Forschungsprojekt „Additive Fertigung freigeformter Bauelemente durch numerisch gesteuerte Extrusion von Holzleichtbeton“ (gefördert durch Zukunft Bau) in einer Machbarkeitsstudie der Einsatz von Holzfaserbeton untersucht. Dabei wurden Festigkeiten von 10 N/mm^2 und eine Wärmeleitfähigkeit von $0,25 \text{ W/(m}\cdot\text{K)}$ bei einer Rohdichte von 995 kg/m^3 erreicht. Dazu konnten durch das geringe Eigengewicht Überhänge von bis zu 26% erreicht werden. Ein weiterer Schwerpunkt der Forschung ist das Einbringen von Kavitäten zur Schaffung von Multifunktionalität, um z.B. Haustechnik zu verlegen und gleichzeitig bei einer Gradierung der inneren Struktur für z.B. Lastabtragzonen, Material einzusparen, siehe Abbildung 13. Dabei werden ökologische und ökonomische Vorteile erzielt. [35, 36]. Ein aktuell laufendes Zukunft Bau Projekt „Additive Fertigung von multifunktionalen, monolithischen Wandelementen durch Extrusion von Leichtbeton“ führt diesen Gedanken weiter mit dem Ziel, funktionale Wandelemente aus mineralischem Leichtbeton zu fertigen, um so höhere Wärmedämmgrade bei gleichzeitig einfacherer Kontrolle der Hydratationsprozesse im Beton zu erreichen. Durch den Austausch der Holzfasern durch leichten, mineralischen Zuschlag wird der verzögernde Effekt der Holzfasern beseitigt. Ein weiterer Fokus liegt auf der gezielten Beeinflussung der Rheologie, der Grünstandfestigkeit und des Erstarrungs- sowie des Erhärtungsverhaltens mit dem Ziel, möglichst hohe Produktionsraten im Herstellungsprozess bei optimalen Schichtenverbund (Festigkeit) zu erreichen und in einem Modell vorhersagen zu können.



Abbildung 13: Multifunktionales Wandelement aus Holzfaserbeton (Foto: D. Weger)

4.2 Selektives Binden

2010 wurde in studentischen Arbeiten in einer Machbarkeitsstudie das selektive Binden von Holzspänen mit unterschiedlichen Bindemitteln untersucht. Dabei wurden Holzspäne unter anderem mit Zement gemischt und mit Wasser aktiviert [37].

Im Rahmen des SPP 1542 „Leicht Bauen mit Beton“ der DFG wurden im Projekt „Additive Fertigung frei geformter Betonbauteile durch selektives Binden mit calciumsilikatbasierten Zementen“ die

prozess- und materialtechnischen Grundlagen zum Verfahren der selektiven Zementaktivierung (SCA) und der selektiven Zementleim-Intrusion (SPI) untersucht (Verfahrensbeschreibungen siehe Punkt 2.1.3.).

Bei der SCA konnten Festigkeiten von bis zu 16 MPa nach 7 d bei Schichtdicken von 1 mm erreicht werden. Dabei spielt die Wasserverteilung zwischen den Schichten eine große Rolle [13, 38]. Dies ermöglicht eine feine Oberflächenauflösung und hohe Komplexität bei ausreichenden Festigkeiten, siehe Abbildung 14, links.

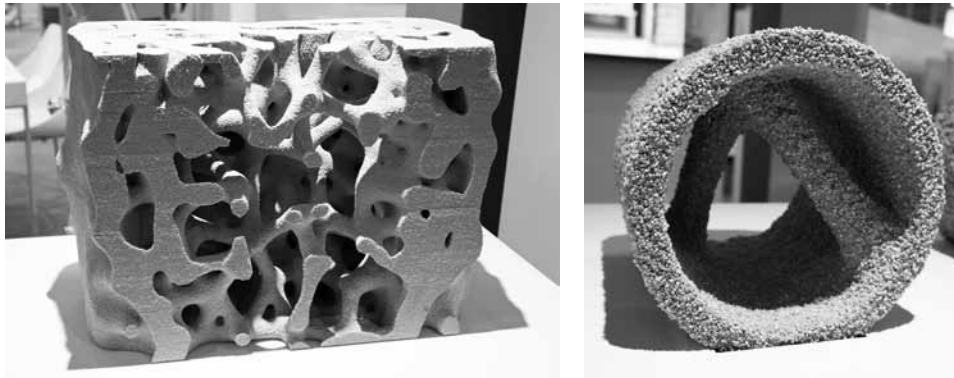


Abbildung 14: links: Mittels selektivem Binden gefertigte formoptimierte Stütze (Design: Oliver Tessin, Foto: D. Weger), rechts: Rohr mit doppelter räumlicher Verstrebung, gefertigt mit SPI (Foto: D. Weger)

Die vielversprechenden Ergebnisse des Forschungsvorhabens zur SCA ermöglichten eine Weiterführung in einem Erkenntnis-Transferprojekt der DFG „Industrieller 3D-Betondruck durch selektive Zementaktivierung – Verfahren, Material, Anwendungen“. Das aktuell laufende Projekt hat das Ziel, die Festigkeiten weiter zu verbessern, Anwendungsbeispiele zu erarbeiten und einen industriellen Großdrucker zu erstellen, der ermöglicht, Bauteile in einem Bauraum von 4,5 m × 2,5 m × 1,0 m in Fertigteilmäßstab zu produzieren. Besonderes Augenmerk liegt hierbei auf der Materialoptimierung, um unter anderem robuste und schnelle Produktionsbedingungen zu schaffen.

Bei der SPI konnten Festigkeiten von > 70 MPa nach 7 d bei einer Schichtdicke von 3 mm bei einer hohen Bauteilkomplexität erzielt werden, siehe Abbildung 14, rechts. Dazu konnte ein hoher Karbonatisierungswiderstand und Frost- / Frost-Tausalz-Widerstand nachgewiesen werden [6, 7, 39, 40]. Des Weiteren konnten erste Modelle zum Eindringverhalten des Zementleims in die Gesteinskörnungsschicht aufgestellt werden [41].

5. Fazit und Ausblick

Bei den AF-Verfahren wurden im Bausektor bisher große Fortschritte erzielt. Jedoch liegen bisher vor allem die extrudierenden Verfahren im Fokus der Forschung und Entwicklung, da verfahrensbedingt mit Schichtdicken im Zentimeterbereich sehr schnell große Elemente gefertigt werden können. Der bei der Extrusion bestehende Nachteil ist die relativ niedrige Oberflächenauflösung und die fehlende Möglichkeit, Überhänge ohne zusätzliche Stützkonstruktionen herstellen zu können. Als weitere Verfahrensvariante kann das Shotcrete 3D Printing ebenfalls hohe Baugeschwindigkeiten erreichen und bietet gleichzeitig die Besonderheit, die Neigung der Schichten im Raum verändern zu können und den Schichtenverbund durch den höheren Druck der Materialaufbringung zu verbessern. Mit den selektiv bindenden Verfahren können mit Schichtdicken im Millimeterbereich tendenziell wesentlich höhere Oberflächenauflösung und, gestützt durch das umliegende, ungebundene Material, fast beliebig komplexe Überhänge erzeugt werden. Die bislang vergleichsweise niedrigen Schichtdicken können sich jedoch nachteilig auf die Baugeschwindigkeit auswirken. Zudem stellt bei allen AF-Verfahren die Integration von Bewehrung eine große Herausforderung dar, die aber aktuell als nächste große Evolutionsstufe in den Fokus der Forschung rückt und Gegenstand vieler zukünftiger Projekte sein wird.

Danksagung

Die oben genannten Forschungsprojekte zur Extrusion wurden gefördert durch die Forschungsinitiative „Zukunft Bau“ des Bundesministeriums für Umwelt, Naturschutz und nukleare Sicherheit der Bundesrepublik Deutschland.

Die Forschungsprojekte zur SCA und SPI wurden gefördert durch die Deutsche Forschungsgemeinschaft (DFG) im Schwerpunktprogramm SPP 1542 „Leicht Bauen mit Beton“ (Projektnummer 257344691) und in einem daraus entstandenen Erkenntnis-Transferprojekt (Projektnummer 389705984).

Literatur

- [1] Hull, C. W. 1984. Apparatus for production of three-dimensional objects by stereolithography. Google Patents, US4575330 A. <https://www.google.com/patents/US4575330>.
- [2] Sachs, E. M., Haggerty, J. S., Cima, M. J., and Williams, P. A. 1989. Three-dimensional printing techniques. Google Patents, US5204055 A. <https://www.google.de/patents/US5204055>.
- [3] Yoo, J., Cima, M.J., Khanuja, S., and Sachs, E.M. 1993. Structural Ceramic Components by 3D Printing. Departments of Materials Science and Engineering and Mechanical Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, MA 02139. In Solid Freeform Fabrication Proceedings. SFF Symposium held in Austin, Texas on August 9-11, 1993, Austin, TX, 40–50.
- [4] Deckard, C. R. 1986. Method and apparatus for producing parts by selective sintering. Google Patents, US4863538 A. <https://www.google.com/patents/US4863538>.
- [5] Gebhardt, A. 2016. Additive Fertigungsverfahren. Additive Manufacturing und 3D-Drucken für Prototyping - Tooling - Produktion. Hanser, München.
- [6] Weger, D., Lowke, D., and Gehlen, C. 2016. 3D printing of concrete structures using the selective binding method - Effect of concrete technology on contour precision and compressive strength. In Proceedings of 11th fib International PhD Symposium in Civil Engineering, K. Maekawa, A. Kasuga and J. Yamazaki, Eds. The University of Tokyo, Tokyo, 403–410.
- [7] Weger, D., Gehlen, C., and Lowke, D. 2018. Additive Fertigung von Betonbauteilen durch selektive Zementleim-Intrusion. In Tagungsband ibausil 2018, Weimar.
- [8] Herrmann, E., Lindemann, H., and Kloft, H. 2018. Entwicklung einer robotergestützten Spritzbetontechnologie zur schalungslosen generativen Fertigung komplexer Betonbauteile am DBFL (Digital Building Fabrication Laboratory). In Spritzbeton-Tagung 2018. Tagungsband der 12. Fachtagung in Alpbach, W. Kusterle, Ed. Eigenverlag.
- [9] Lindemann, H., Gerbers, R., Ibrahim, S., Dietrich, F., Dröder, K., Raatz, A., and Kloft, H. 2018. Development of a Shotcrete 3D-Printing (SC3DP) technology for additive manufacturing of reinforced freeform concrete structures. In Proceedings of RILEM 1st International Conference on Concrete and Digital Fabrication, Zurich.
- [10] Krauss, H.-W., Nolte, N., Budelmann, H., Kloft, H., and Lowke, D. 2018. Additive Fertigung mit Beton - Herausforderungen und Lösungswege am Beispiel des SC3DP-Verfahrens. In Tagungsband ibausil 2018, Weimar.
- [11] Nolte, N., Varady, P., Krauss, H.-W., and Lowke, D. 2018. Schichtenverbund bei der Additiven Fertigung – Einflussgrößen und Verfahrensvergleich. In Tagungsband ibausil 2018, Weimar.
- [12] Lindemann, H., Kloft, H., and Hack, N. 2018. Gradual Transition Shotcrete 3D Printing (conference poster). In Conference Advances in Architectural Geometry.
- [13] Lowke, D., Dini, E., Perrot, A., Weger, D., Gehlen, C., and Dillenburger, B. 2018. Particle-bed 3D printing in concrete construction – possibilities and challenges. Cement and Concrete Research.
- [14] Buswell, R.A., Leal da Silva, W.R., Jones, S.Z., and Dirrenberger, J. 2018. 3D printing of concrete extrusion: a roadmap for research. Cement and Concrete Research.
- [15] de Schutter, G., Lesage, K., Mechtcherine, V., Nerella, V. N., Habert, G., and Augustí-Juan, I. 2018. Vision of 3D printing with concrete - technical, economic and environmental potentials. Cement and Concrete Research.

- [16] Henke, K. 2016. Additive Baufertigung durch Extrusion von Holzleichtbeton. Dissertation, Universitätsbibliothek der TU München.
- [17] Khoshnevis, B. and del Rey, M. 2004. Multi-nozzle assembly for extrusion of wall, US7153454B2. <https://patents.google.com/patent/US7153454B2/>. Accessed 29 May 2018.
- [18] Khoshnevis, B. 2007. Deployable contour crafting, US7814937B2. <https://patents.google.com/patent/US7814937B2/>. Accessed 29 May 2018.
- [19] 2017. Wall-3ft1.jpg (JPEG-Grafik, 1024 × 768 Pixel). <http://contourcrafting.com/wp-content/uploads/2017/07/Wall-3ft1.jpg>. Accessed 29 May 2018.
- [20] 2017. Large_Complex_Alone.jpg (JPEG-Grafik, 1280 × 720 Pixel). http://contourcrafting.com/wp-content/uploads/2017/06/Large_Complex_Alone.jpg. Accessed 29 May 2018.
- [21] Lim, S., Buswell, R., Le, T., Wackrow, R., Austin, S., Gibb, A., and Thorpe, T. 2011. Development of a viable concrete printing process. In Proceedings ISARC 2011, 665–670.
- [22] Schach, R., Krause, M., Näther, M., and Nerella, V.N. 2017. CONPrint3D: Beton-3D-Druck als Ersatz für den Mauerwerksbau / CONPrint3D: 3D-Concrete-Printing as an Alternative for Masonry. *Bauingenieur* 92, 9, 353–363.
- [23] TU Dresden. 2017. CONPrint3D_bauma-2016-1.jpg (JPEG-Grafik, 600 × 313 Pixel). https://www.detail.de/fileadmin/uploads/02-Research/CONPrint3D_bauma-2016-1.jpg. Accessed 21 August 2018.
- [24] Pegna, J. 1995. Application of Cementitious Bulk materials to Site Processed Solid Freeform Construction. In Proceedings on the Solid Freeform Fabrication Symposium, Austin, TX.
- [25] Pegna, J. 1997. Exploratory investigation of solid freeform construction. *Automation in Construction* 5, 5, 427–437.
- [26] Pegna, J., Pattofatto, S., Berge, R., Bangalan, C., Herring, H., LeSaux, M., and Engler, J. 1999. The sand painter. Two dimensional powder deposition. In Proceedings on the Solid Freeform Fabrication Symposium, Austin, TX, 695–709.
- [27] Dini, E. 2017. D-shape. <https://d-shape.com/>. Accessed 29 May 2018.
- [28] <https://www.facebook.com/All3DP>. 2016. World's First 3D Printed Pedestrian Bridge Completed in Madrid | All3DP. <https://all3dp.com/3d-printed-pedestrian-bridge/>. Accessed 29 May 2018.
- [29] Cesaretti, G., Dini, E., Kestelier, X. de, Colla, V., and Pambaguian, L. 2014. Building components for an outpost on the Lunar soil by means of a novel 3D printing technology. *Acta Astronautica* 93, Supplement C, 430–450.
- [30] 2018. DShape-3D-Printer.jpg (JPEG-Grafik, 4752 × 3168 Pixel) - Skaliert (29%). <https://www.d-shape.com/wp-content/uploads/2018/02/DShape-3D-Printer.jpg>. Accessed 29 May 2018.
- [31] 2017. 3d-printed-bridge-2.jpg (JPEG-Grafik, 1149 × 646 Pixel). <https://all3dp.com/app/uploads/2016/12/3d-printed-bridge-2.jpg>. Accessed 29 May 2018.
- [32] Hansmeyer, M. and Dillenburger, B. 2017. Digital Grotesque. <https://digital-grotesque.com/>. Accessed 6 October 2017.
- [33] Jipa, A., Bernhard, M., Aghaei-Meibodi, M., and Dillenburger, B. The Smart Takes from the Strong. 3D printing stay-in-place formwork for concrete slab construction. In *Fabricate 2017*, R. Glynn, B. Sheil, A. Menges, M. Skavara and E. Lee, Eds. UCL Press, 210–218. DOI=10.3929/ethz-b-000237103.
- [34] dbt-eth-Topology-Optimization-for-3D-Printed-Slabs-andrei-jipa-mathias-bernhard-1.jpg (JPEG-Grafik, 1317 × 741 Pixel). <https://i2.wp.com/dbt.arch.ethz.ch/wp-content/uploads/2018/02/dbt-eth-Topology-Optimization-for-3D-Printed-Slabs-andrei-jipa-mathias-bernhard-1.jpg?fit=1700%2C741>. Accessed 22 August 2018.
- [35] Henke, K., Talke, D., and Winter, S. 2016. Additive manufacturing of building elements by extrusion of wood concrete. In Conference proceedings: WCTE 2016: World Conference on Timber Engineering, Vienna.
- [36] Henke, K., Talke, D., and Winter, S. 2017. Multifunctional Concrete - Additive Manufacturing by the Use of Lightweight Concrete. In Proceedings of the IASS Annual Symposium. Interfaces: architecture.engineering.science, Hamburg.
- [37] Henke, K. and Treml, S. 2013. Wood based bulk material in 3D printing processes for applications in construction. *Eur. J. Wood Prod.* 71, 1, 139–141.

-
- [38] Lowke, D., Weger, D., Henke, K., Talke, D., Winter, S., and Gehlen, C. 2015. 3D-Drucken von Betonbauteilen durch selektives Binden mit calciumsilikatbasierten Zementen – Erste Ergebnisse zu beton-technologischen und verfahrenstechnischen Einflüssen. In Tagungsbericht "19. Internationale Baustofftagung", P. D.-I. H.-M. Ludwig, Ed., Weimar.
- [39] Weger, D., Lowke, D., and Gehlen, C. 2016. 3D Printing of Concrete Structures with Calcium Silicate based Cements using the Selective Binding Method – Effects of Concrete Technology on Penetration Depth of Cement Paste. In Proceedings of Hipermat 2016 - 4th International Symposium on Ultra-High Performance Concrete and High Performance Construction Materials Kassel. Kassel University Press.
- [40] Weger, D., Lowke, D., and Gehlen, C. 2018. Additive manufacturing of concrete elements using selective cement paste intrusion – Effect of layer orientation on strength and durability. In Proceedings of RILEM 1st International Conference on Concrete and Digital Fabrication, Zurich.
- [41] Pierre, A., Weger, D., Perrot, A., and Lowke, D. 2018. Penetration of cement pastes into sand packings during 3D printing. Analytical and experimental study. *Materials and Structures* 51, 1, 22.

Leichtverdichtbare Betone in der praktischen Anwendung

Einfluss von Fließgrenze und Viskosität Leichtverdichtbarer Betone auf das Entlüftungs- und Sedimentationsverhalten

Thomas Kränkel^{1*}, Wibke Hermerschmidt², Christoph Gehlen¹, Christoph Müller²

¹Technische Universität München, Lehrstuhl für Werkstoffe und Werkstoffprüfung im Bauwesen

²VDZ gGmbH

Kurzfassung

Bei fachgerechter Anwendung ermöglichen es leichtverdichtbare Betone, innerhalb kurzer Bauzeiten dauerhafte Stahlbetonbauwerke mit hoher Ausführungsqualität herzustellen. Eine Grundvoraussetzung dafür ist jedoch die Kenntnis der zur Verdichtung notwendigen Arbeit in Abhängigkeit der Verarbeitungseigenschaften des Betons. Bislang existiert kein Konzept, welches sowohl die Konsistenz als auch die Zähigkeit des Betons (als charakteristische Kenngrößen der Verarbeitungseigenschaften) in die Wahl der Verdichtungsmethode bzw. -intensität einbezieht.

Das Ziel war es daher, die Zusammenhänge zwischen den durch rotationsrheometrische Experimente gemessenen Verarbeitungseigenschaften der LVB und deren Entlüftungs- und Sedimentationseigenschaften unter Verdichtungseinwirkung zu bestimmen. Damit können die zur ausreichenden Entlüftung minimal notwendigen sowie die zur Vermeidung zu starker Sedimentation maximal zulässigen Verdichtungsintensitäten in Abhängigkeit der Verarbeitbarkeit der LVB quantifiziert werden. Dies liefert die Basis zur Entwicklung eines solchen Konzeptes zur bedarfsgerechten Verdichtung der LVB.

1. Einleitung

Leichtverdichtbarer Beton (LVB) ist Beton nach DIN EN 206-1/DIN 1045-2 der Konsistenzklassen F5 und F6 (Ausbreitmaß < 700 mm) mit sehr gutem Fließverhalten und sehr geringem Verdichtungsaufwand [1]. Aufgrund der hohen Fließfähigkeit wird es möglich, zeitaufwändige Prozesse, wie das Verteilen des Betons in der Schalung, sowie das Nachbearbeiten der Betonoberfläche nach dem Einbau, z.B. durch Nivellieren und Glätten, auf ein Minimum zu reduzieren [2]. Der geringe Verdichtungsaufwand bedeutet, dass bereits die Zufuhr einer geringen externen Verdichtungsarbeit zur Entlüftung der Betone führt. So kann im Vergleich zu herkömmlichen Rüttelbetonen das Risiko von Verdichtungsfehlern oder Entmischungserscheinungen (Abbildung 1, rechts) des Frischbetons reduziert werden. In der Baupraxis findet LVB daher insbesondere dann Verwendung, wenn innerhalb kurzer Bauzeiten dauerhafte Stahlbetonbauwerke mit hoher Ausführungsqualität hergestellt werden sollen [3].

Die Grundvoraussetzung zur Herstellung von ebensolchen dauerhaften und qualitativ hochwertigen Stahlbetonbauwerken ist jedoch, dass der LVB bedarfsgerecht verdichtet wird. Einerseits kann dabei die Wahl einer zu geringen Verdichtungsleistung zu einem lediglich unzureichenden Entlüften sowie zur Bildung von Lunkern und Kiesnestern (siehe Abbildung 1, links) führen [4,5]. Andererseits erhöht eine zu intensive Verdichtung die Gefahr von Blutungs- und Sedimentationserscheinungen (siehe Abbildung 1, rechts) [6-10].

Beides kann die Qualität, die Festigkeits-, Verformungs- und Dauerhaftigkeitseigenschaften des Festbetons beeinträchtigen. Für die sichere Anwendung von LVB ist somit die Kenntnis der zur Entlüftung notwendigen Verdichtungsarbeit, in Abhängigkeit der Geometrie des zu füllenden Bauteils sowie insbesondere der Verarbeitungseigenschaften des Betons erforderlich [11].

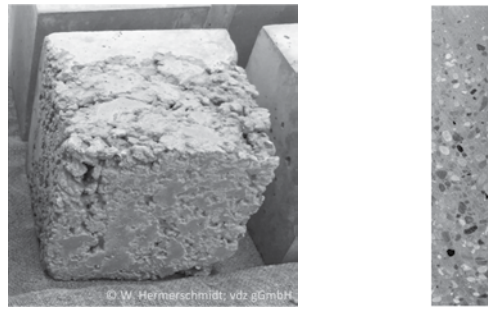


Abbildung 1: Lunkerbildung an einem Probenwürfel aufgrund zu geringer Verdichtung (links) und Anschnitt einer Festbeton-Zylinderprobe eines LVB mit Grobkornsedimentation aufgrund zu intensiver Verdichtung (rechts)

Hinsichtlich der Bauteilgeometrie werden in der Praxis Unterschiede in der Verdichtungsart gemacht. So werden flächige Bauteile (z.B. Bodenplatten, Decken) vornehmlich durch Rakeln oder Schwabbeln, vertikale Bauteile (z.B. Wände, Stützen) hingegen eher durch Stochern oder Klopfen verdichtet. Für die richtige Wahl der notwendigen Verdichtungsarbeit in Abhängigkeit der Verarbeitungseigenschaften der LVB liegen bislang jedoch keine ausreichenden objektiven Bewertungskriterien vor. Dies erschwert die fachgerechte Anwendung von LVB ungemein. So werden, gemäß den Ergebnissen einer Umfrage der Autoren bei LVB-verarbeitenden Betrieben, LVB auf der Baustelle teilweise ohne jegliche Verdichtung „wie Selbstverdichtende Betone“ eingebaut, andererseits jedoch auch intensiv durch den Einsatz von Rüttelflaschen „wie klassische Rüttelbetone“ verdichtet. Die durchgeführte Umfrage ist bislang nicht veröffentlicht und kann aufgrund der geringen Anzahl an Probanden auch nicht als repräsentativ gewertet werden, liefert jedoch ein Indiz über die (mangels fixer Regularien) vorherrschende Bandbreite der in der Praxis gewählten Verdichtungsmethoden zur Entlüftung von LVB.

Fest steht, dass lediglich die Frischbetonkonsistenz normativ nach [12] sowie empfehlend nach [13] bei der Wahl der Verdichtungsarbeit berücksichtigt wird. Mit zunehmender Konsistenz des Betons (steigendes Ausbreitmaß) reduziert sich dabei die Verdichtungsarbeit, siehe Abbildung 2. Eine feste und vor allem präzise Vorgabe, welche Verdichtungsleistung für welche Frischbetonkonsistenz erforderlich ist, wird jedoch nicht angegeben.

F1	F2	F3	F4	F5	F6	SVB
Stampfen	starkes Verdichten	normales Verdichten	wenig Verdichten	leichtes Verdichten (Stochern, Klopfen)	leichtes Verdichten (Schwabbeln)	kein Verdichten
Verdichtungsaufwand						

Abbildung 2: Verdichtungsarbeit in Abhängigkeit der Betonkonsistenz, nach [13]

Gänzlich unberücksichtigt bleibt demgegenüber die durch die stoffliche Zusammensetzung bedingte Zähigkeit des Frischbetons. Gerade diese spielt jedoch während des Verdichtungs Vorgangs sowohl hinsichtlich des Entlüftungs- als auch des Sedimentationsverhaltens eine entscheidende Rolle [11, 14, 15].

2. Motivation

In dem Beitrag werden die Zusammenhänge zwischen den Verarbeitungseigenschaften von LVB und deren Entlüftungs- sowie Sedimentationsverhalten dargestellt. Dabei werden die Verarbeitungsei-

genschaften durch die rheologischen Kenngrößen dynamische Fließgrenze τ_{0D} (Konsistenz) und plastische Viskosität μ (Zähigkeit) abgebildet. Da sich die rheologischen Eigenschaften der LVB während der Zufuhr von Verdichtungsarbeit von denen ohne externen Verdichtungseinfluss unterscheiden, erfolgten neben klassischen rotationsrheometrischen Untersuchungen ohne externen Verdichtungseinfluss auch Experimente zur Quantifizierung der Entwicklung von Fließgrenze τ_{0D} und Viskosität μ während der Verdichtung, um diese anschließend mit dem Entlüftungs- und Sedimentationsverhalten der LVB in Zusammenhang zu bringen.

Die Motivation für die Untersuchungen war es, eine Datenbasis zu erarbeiten, die es ermöglicht, ein Konzept zur bedarfsgerechten Verdichtung der LVB in Abhängigkeit von deren Fließgrenze (Konsistenz) und Viskosität (Zähigkeit) zu entwickeln. So soll der fachgerechte Einsatz von LVB zur Herstellung von Stahlbetonbauteilen und -werken mit gesteigerten Anforderungen an die Ästhetik und Dauerhaftigkeit erleichtert werden.

3. Ausgangsstoffe und Rezepturen

Zur Herstellung der LVB kamen Portlandzement CEM I 42,5 N, Steinkohlenflugasche, Natursand 0/4 mm und Kies 4/16 mm sowie ein Fließmittel auf PCE-Basis zum Einsatz. Tabelle 1 stellt die stoffliche Zusammensetzung der LVB dar. Es wurden drei Betone Z^0 , Z^- , Z^+ mit unterschiedlichen äquivalenten Wasserzementwerten w/z_{eq} bei gleichem Leimvolumen, gleicher Bindemittelzusammensetzung (Zement/Flugasche-Verhältnis) und gleicher Sieblinie der Gesteinskörnung (A/B 16) hergestellt.

Durch die Variation des äquivalenten Wasserzementwertes w/z_{eq} bei konstanter Konsistenz (konst. Ausbreitmaß $a = 63 \pm 1$ cm und damit auch annähernd konst. dyn. Fließgrenze) wurde die relative Feststoffkonzentration der LVB gezielt variiert. So konnte der für die „innere Reibung“ der Partikel untereinander maßgeblich verantwortliche Partikelabstand und damit die Zähigkeit (Z) sowie letztlich die plastische Viskosität μ der Mischungen gezielt verändert und folglich deren alleiniger Einfluss auf das Entlüftungs- und Sedimentationsverhalten der Betone quantifiziert werden. Die LVB besaßen eine abnehmende Zähigkeit und damit auch sinkende Viskosität mit steigendem w/z_{eq} .

In einem weiteren Schritt wurden mithilfe einer angepassten Fließmitteldosierung gezielt die Konsistenz (Ausbreitmaß) und damit die dyn. Fließgrenze τ_{0D} der LVB Z^0 (mittlere Zähigkeit) variiert, um auch den Einfluss von τ_{0D} auf das Entlüftungs- und Sedimentationsverhalten gesondert bestimmen zu können. Es wurde der für LVB praxisübliche Konsistenzbereich (F5 – F6) mit Ausbreitmaßen von $a = 56 \pm 1$ cm (K^-), 63 ± 1 cm (K^0) und 69 ± 1 cm (K^+) analysiert.

Tabelle 1: Betonrezepturen

	Z^0	Z^+	Z^-
Zement [kg/m ³]	320	394	240
Flugasche [kg/m ³]	90	111	67,5
w/z_{eq}^*	0,46	0,30	0,75
Leimvolumen [l/m ³]	320		
Gesteinskörnung	Sieblinie A/B 16		
Fließmittel	Dosierung entsprechend der festgelegten Zielkonsistenz		

*Anrechnung der Flugasche mit einem k-Wert von 0,4

4. Durchgeführte Experimente

4.1 Betonherstellung

Zur Herstellung der Betone wurden zunächst die Gesteinskörnung, der Zement und die Flugasche im Mischbehälter eines Laborzwangsmischers eingefüllt und für 30 s homogenisiert. Anschließend wurden der Nassmischvorgang gestartet, Anmachwasser und Fließmittel innerhalb von 30 s zugege-

ben und die Mischung für weitere 90 s gemischt. Nach einer Ruheperiode von 11 min Dauer wurden die Betone nochmals für 30 s aufgemischt und anschließend das Ausbreitmaß bestimmt. Danach wurden die Betone erneut für 30 s aufgemischt, um einen Strukturbruch für die folgenden Untersuchungen zu erzeugen.

4.2 Verdichtung

Voruntersuchungen zur Übertragbarkeit der Laborverdichtungsmethoden in die Praxis

Die nachfolgend dargestellten Untersuchungen wurden durchweg im Labor durchgeführt. Die Intention der Autoren ist es jedoch, ein Konzept zur bedarfsgerechten Verdichtung von LVB zur möglichen Anwendung auf der Baustelle zu erarbeiten. Dies erfordert es, dass die Übertragbarkeit der in den Laboruntersuchungen gewonnenen Erkenntnisse auf die Baustellenbedingungen sichergestellt ist. Aus diesem Grund wurden zunächst vergleichende Untersuchungen durchgeführt, wie das auf der Baustelle für LVB übliche Verdichten durch die händischen Verfahren Rakeln und Stochern sowie den Einsatz von Rüttelflaschen mit der im Labor gängigen Rütteltischverdichtung nachgestellt werden kann. Es konnte gezeigt werden, dass die Praxismethoden in das Labor übertragbar sind, wenn die in den Beton eingebrachte Verdichtungsarbeit W der verschiedenen Verdichtungsvarianten einen vergleichbaren Betrag aufweist.

Da im weiteren Beitrag lediglich auf die Untersuchungen mittels Rütteltischverdichtung eingegangen wird, sei an dieser Stelle auch nur auf die Berechnung der Verdichtungsarbeit mit diesem eingegangen. Die Schritte zur Berechnung der Verdichtungsarbeit für die händischen Verfahren sowie für die Rüttelflaschenverdichtung können [16] entnommen werden. Die durch die Verdichtung mit dem Rütteltisch in den Beton eingebrachte Arbeit kann unter der Annahme einer harmonischen Sinusschwingung nach [17, 18] nach Formel (1) ermittelt werden.

$$W = F \times s \times f \times t \quad (1)$$

Mit F [N] als Zentrifugalkraft, welche der Rütteltisch durch seine Außenrüttler mit Unwuchterregern generiert; s [m] als Schwingungsbreite des Tisches; f [Hz] als Frequenz der Schwingung sowie t [s] als Verdichtungsdauer.

Die Experimente zur Übertragbarkeit der Praxisverdichtungsmethoden ins Labor (als Grundlage für die spätere Rückführung der im Labor gewonnenen Erkenntnisse in die Praxis) wurden mit dem LVB K^0/Z^0 (mittlere Konsistenz und Zähigkeit) durchgeführt. Um die Verdichtungswirkung der verschiedenen Praxismethoden jeweils vergleichend mit der Rütteltischverdichtung beurteilen zu können, wurde das Entlüftungsverhalten der LVB im Luftporentopf in Anlehnung an DIN EN 12350-7 bestimmt. Mit jeweils einer Betoncharge wurden 19 min nach der Wasserzugabe drei Luftporentöpfe einlagig mit dem LVB gefüllt. Anschließend wurde an einem der Luftporentöpfe der Luftgehalt des LVB in Anlehnung an DIN EN 12350-7, jedoch ohne externe Verdichtung bestimmt. Der zweite Luftporentopf wurde mit einer der drei Praxisverdichtungsmethoden (Rakeln, Stochern bzw. Rüttelflasche) verdichtet und die in den Beton eingebrachte Verdichtungsarbeit berechnet. Zum exakten Vorgang der Praxisverdichtung sei erneut auf [16] verwiesen. Der dritte Luftporentopf wurde fest mit dem Rütteltisch verbunden und mit einer (mittels angepasster Verdichtungsfrequenz und -dauer) zur gewählten Praxisverdichtungsmethode vergleichbaren Verdichtungsarbeit beaufschlagt.

Ausgehend von den LP-Gehalten ohne Verdichtung stellt Abbildung 3 die durch die Verdichtung verursachte prozentuale Abnahme der Luftporengehalte der Chargen des LVB K^0/Z^0 in Abhängigkeit vom gewählten Verdichtungsverfahren und der zugehörigen in den Beton eingebrachten Verdichtungsarbeit dar. Die angegebenen Werte entsprechen dem Mittelwert aus Einzelmessungen an wenigstens drei separat hergestellten Betonchargen. Mit zunehmender Arbeit entlüfteten die LVB erwartungsgemäß stärker. Unabhängig von der gewählten Verdichtungsmethode konnte durch die Zufuhr eines definierten Betrags an Verdichtungsarbeit eine vergleichbare Entlüftung herbeigeführt werden. Somit können die Praxisverdichtungsmethoden ausreichend genau im Labor nachgestellt werden. Dies erlaubt eine spätere Rückführung der gewonnenen Erkenntnisse in die Praxis.

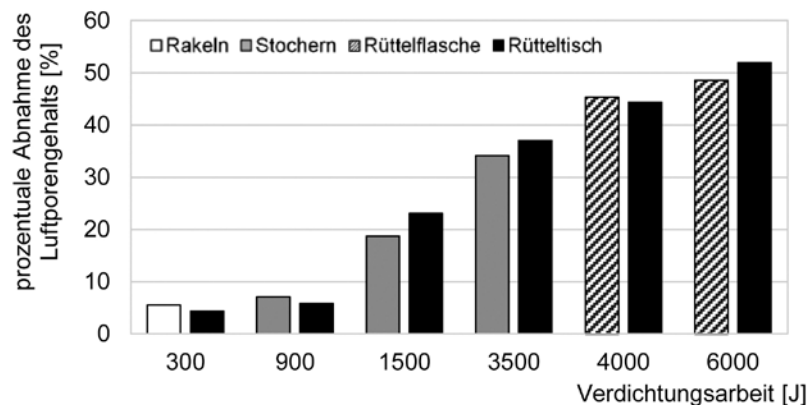


Abbildung 3: Abnahme des Luftporengehalts der LVB in Abhängigkeit von Verdichtungsart und -intensität

Verdichtungsszenarien für die weiteren Experimente

Für das weitere Versuchsprogramm wurden die in Tabelle 2 aufgeführten Verdichtungsszenarien definiert. Durch eine gezielte Variation von Verdichtungsfrequenz und -dauer des Rütteltisches reichen diese von einer sehr geringen Verdichtung, vergleichbar mit dem Rakeln flächiger oder Stochern vertikaler Bauteile (Varianten A bis C), bis hin zu einer intensiven Verdichtung vergleichbar mit dem Einsatz von Rüttelflaschen, um in den Untersuchungen gezielt eine Überverdichtung und damit Grobkornsedimentation zu erwirken (Varianten F und G).

Tabelle 2: Verdichtungsszenarien und durchgeführte Untersuchungen

	A	B	C	D	E	F	G
Verdichtungsfrequenz f [Hz]	12,5	25,0	25,0	25,0	25,0	25,0	37,5
Verdichtungsdauer t [s]	79	20	30	79	90	120	79
Verdichtungsarbeit W [J]	300	600	910	2.400	2.730	3.640	8.090
Rotationsrheometrie	X	-	-	X	-	-	X
Entlüftungsversuche	X	-	X	X	-	X	X
Sedimentationsversuche	X	X	X	X	X	X	X

4.3 Versuchsprogramme

Rheometerversuche

Die Bestimmung von dynamischer Fließgrenze τ_{0D} und plastischer Viskosität μ begannen 19 min nach der Wasserzugabe mit einem Betonrheometer mit einer Flügelmesszelle nach [19]. Um Messungen auch während der Verdichtung durchführen zu können, wurde dieses Rheometer derart modifiziert, dass einerseits der Rheometertopf auf einem Rütteltisch starr befestigt und anschließend der darin befindliche Beton verdichtet werden konnte, während die Messzelle, von der Schwingung des Rütteltisches entkoppelt, das Rotationsmoment zur Berechnung von τ_{0D} und μ aufzeichnete.

Zunächst wurden τ_{0D} und μ ohne externe Verdichtung ermittelt. Dazu wurden die LVB in den Rheometertopf eingefüllt und anschließend ein geschwindigkeitsgesteuertes Stufenprofil gestartet. Innerhalb dieses Profils wurden die Betone zunächst für 15 s mit einer Rotationsgeschwindigkeit von 0,5 U/s beaufschlagt, um deren Ruhestuktur auf ein Minimum zu reduzieren. Anschließend wurde die Rotationsgeschwindigkeit in 8 Stufen mit einer Dauer von je 8 s von 10 U/s auf 0,03 U/s reduziert. Die

τ_{0D} und μ wurden unter Annahme bingham'schen Verhaltens gemäß [19] bestimmt.

23 Minuten nach der Wasserzugabe wurde der Beton nochmals für 30 s im Laborzwangsmischer aufgemischt und erneut in den auf dem Rütteltisch befestigten Rheometertopf gefüllt. Anschließend wurden der Rütteltisch mit einem der in Tabelle 2 beschriebenen Szenarien A, D bzw. G sowie das Rheometer mit dem bereits beschriebenen Stufenprofil zur Bestimmung von τ_{0D} und μ während der Verdichtung gestartet.

Entlüftungsversuche

Für die Bestimmung des Luftporengehalts (LP) wurden 19 min nach der Wasserzugabe jeweils drei Luftporentöpfe einlagig mit dem LVB gefüllt. Anschließend wurde an einem der Luftporentöpfe der Luftporengehalt des LVB in Anlehnung an DIN EN 12350-7, jedoch ohne externe Verdichtung bestimmt. Die verbliebenen zwei Luftporentöpfe wurden nacheinander fest mit dem Rütteltisch verbunden, nach jeweils einem der in Tab. 2 dargestellten Szenarien A, C, D, F oder G verdichtet und anschließend der Luftgehalt nach DIN EN 12350-7 bestimmt.

Sedimentationsversuche

Um die Grobkornsedimentation der LVB zu quantifizieren, wurden die üblicherweise für Selbstverdichtenden Beton verwendeten Zylinder-Sedimentationsversuche durchgeführt. Dazu wurden 19 min nach der Wasserzugabe jeweils drei dreiteilige Zylinder mit dem LVB gefüllt. Anschließend wurde an einem der Zylinder nach einer Ruhezeit von 30 min die Grobkornabweichung vom Probenmittel $\Delta m_{8/16}$ gemäß DAfStb-Richtlinie „Selbstverdichtender Beton“ ohne externe Verdichtung durch Auswaschen, Trocknen und anschließendes Wägen der groben Gesteinskörnung (> 8 mm) der drei Zylindersegmente bestimmt. Die verbliebenen zwei Zylinder wurden direkt nach dem Füllen nacheinander fest mit dem Rütteltisch verbunden, nach jeweils einem der in Tabelle 2 dargestellten Szenarien A - G verdichtet und nach einer Ruhezeit von 30 min wiederum die Grobkornabweichung $\Delta m_{8/16}$ bestimmt.

5. Frischbetoneigenschaften

5.1 Ohne Verdichtung

Tabelle 3 stellt die Frischbetoneigenschaften der untersuchten LVB ohne externen Verdichtungseinfluss dar. Die angegebenen Werte entsprechen Mittelwerten aus drei separat hergestellten Betonmischungen.

Tabelle 3: Ergebnisse der Frischbetonuntersuchungen ohne externen Verdichtungseinfluss

	K/Z⁰	K⁰/Z⁰	K⁺/Z⁰	K⁰/Z⁺	K⁰/Z⁻
Ausbreitmaß [cm]	57,0	64,0	68,0	62,5	63,0
Fließgrenze τ_{0D} [Pa]	104	40	22	44	44
pl. Viskosität μ [Pas]	52	55	47	515	22
LP-Gehalt LP [%]	3,0	2,0	1,9	3,4	1,1
Grobkornabweichung $\Delta m_{8/16}$ [%]	6	6	7	3	5

Alle LVB im Konsistenzbereich K^0 ($a = 63 \pm 1$ cm) wiesen eine vergleichbare dynamische Fließgrenze von $\tau_{0D} = 42 \pm 2$ Pa auf. Die plastische Viskosität dieser Betone konnte, bedingt durch die Variation des w/z_{eq} , zwischen $\mu = 22$ Pas (K^0/Z^-) und $\mu = 515$ Pas (K^0/Z^+) variiert werden. Die Viskosität der LVB beeinflusst das Entlüftungsverhalten direkt. Während der niederviskose K^0/Z^- ohne Verdichtung einen LP-Gehalt von lediglich $LP = 1,1$ % besaß, wies K^0/Z^0 bereits $LP = 2,0$ % auf. Der hochviskose K^0/Z^+ hatte ohne externe Verdichtung mit 3,4 % den höchsten LP-Gehalt. Alle LVB waren ohne externe Ver-

dichtung sedimentationsstabil, erkennbar an den geringen Werten der Grobkornabweichung $\Delta m_{8/16}$ im Zylinder-Sedimentationsversuch von max. 6 %.

Die rheologischen Untersuchungen mit dem mittelviskosen Z^0 ergaben mit steigender Konsistenz (zunehmendes Ausbreitmaß) sinkende Fließgrenzen von $\tau_{0D} = 104 \text{ Pa}$ (K^0/Z^-) auf $\tau_{0D} = 22 \text{ Pa}$ (K^0/Z^+). Die Viskosität der LVB blieb demgegenüber erwartungsgemäß bei einem näherungsweise konstanten Wert von $\mu = 51 \pm 4 \text{ Pas}$. Die Untersuchungen zum Entlüftungsverhalten ergaben leicht abnehmende LP-Gehalte bei sinkender Fließgrenze, Abbildung 4. Zusätzlich zum Z^0 wurden die Untersuchungen zum Entlüftungsverhalten in Abhängigkeit der Konsistenz auch mit Z^- und Z^+ durchgeführt, Abbildung 4. Auch bei Z^+ verhielten sich τ_{0D} und LP proportional zueinander. Z^- war mit einem LP von rd. 1,0 % stets ausreichend entlüftet, sodass auf weitere Experimente zum Entlüftungsverhalten von Z^- verzichtet wurde. Alle LVB entlüfteten im Konsistenzbereich K^+ ($a = 69 \pm 1 \text{ cm}$) bereits ohne Verdichtung ausreichend. Alle LVB Z^0 waren im untersuchten Konsistenzbereich mit $\Delta m_{8/16} \leq 7 \%$ sedimentationsstabil, siehe Tabelle 3.

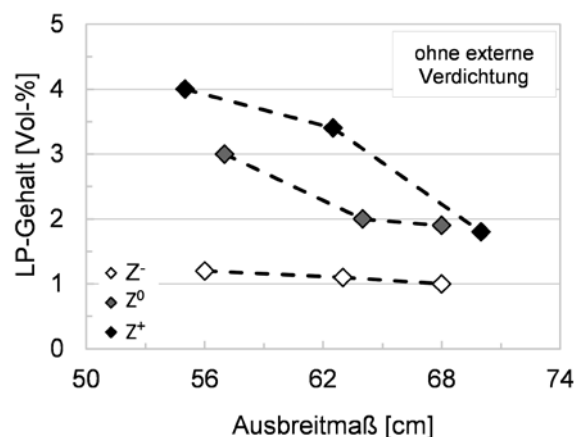


Abbildung 4: Entlüftungsverhalten der LVB Z^- , Z^0 und Z^+ in Abhängigkeit der Konsistenz ohne Verdichtung

5.2 Mit Verdichtung

In Abbildung 5 sind die Entwicklung der dynamischen Fließgrenze τ_{0D} (links) und der plastischen Viskosität μ (rechts) der untersuchten LVB im Konsistenzbereich K^0 unter Verdichtungseinwirkung dargestellt. Die Werte entsprechen wiederum dem Mittelwert aus Einzelmessungen an wenigstens drei separat hergestellten Betonmischungen.

Es wird deutlich, dass sich unter dem Verdichtungseinfluss sowohl die Fließgrenze τ_{0D} als auch die Viskosität μ der LVB reduzieren. Mit zunehmender Zähigkeit der LVB reichen dabei bereits geringe Beträge der in den Beton eingebrachten Verdichtungsarbeit W , um τ_{0D} maßgeblich zu reduzieren. So genügt bei dem hochviskosen Z^+ bereits ein Arbeitsbetrag von $W \approx 300 \text{ J}$, um die Fließgrenze bis auf $\tau_{0D} \approx 5 \text{ Pa}$ abzusenken, während es bei dem niederviskosen Z^- lediglich zu einem marginalen Rückgang kam, Abbildung 5 (links). Es kann also konstatiert werden, dass der Rückgang der Fließgrenze unter Verdichtungseinfluss an die Zähigkeit und damit Viskosität der LVB (ohne Verdichtungseinfluss) gekoppelt ist. Eine mögliche Ursache für dieses Verhalten kann in der Erhöhung der rel. Feststoffkonzentration der Betone mit zunehmender Zähigkeit (sowie Viskosität) und in der damit verbundenen Reduktion des mittleren Partikelabstandes der Feststoffe untereinander gefunden werden. Werden die Partikel während der Verdichtung in Schwingung versetzt, kommt es zu Relativbewegungen und damit zur Scherung zwischen ihnen. Dies kann wiederum einen Bruch der zuvor ungestörten Struktur zu Folge haben, welcher umso stärker auftritt, je dichter die Partikel gepackt sind (je höher die rel. Feststoffkonzentration und damit die Viskosität der LVB ist).

Das Einbringen von Verdichtungsarbeit W führte zur Reduktion der Viskosität μ aller untersuchten LVB um $\Delta\mu \approx 30 - 50 \%$, siehe Abbildung 5 (rechts). Auffällig war dabei insbesondere, dass bereits ein geringer Arbeitsbetrag von $W \approx 300 \text{ J}$ genügte, um die Viskosität der LVB auf ein Maß zu senken,

welches anschließend auch mit zunehmender zugeführter Verdichtungsarbeit annähernd konstant erhalten blieb. Es ist somit anzunehmen, dass die Viskosität der LVB unter Verdichtungseinwirkung annähernd unabhängig von der Höhe der Verdichtungseinwirkung selbst ist, solange die Partikel in Schwingung versetzt bleiben und somit die bereits beschriebenen Relativbewegungen zueinander (Scherung zwischen den Partikeln) vollführen. Die Relativbewegung der Partikel untereinander führt dabei zu sog. „inneren Reibung“ und damit zur Viskosität der LVB. Da sich die rel. Feststoffkonzentration der LVB und so der mittlere Partikelabstand während der Verdichtung nicht ändern, bleibt die Reihung der LVB hinsichtlich deren Viskosität ohne Verdichtungseinwirkung folglich auch während der Verdichtung erhalten.

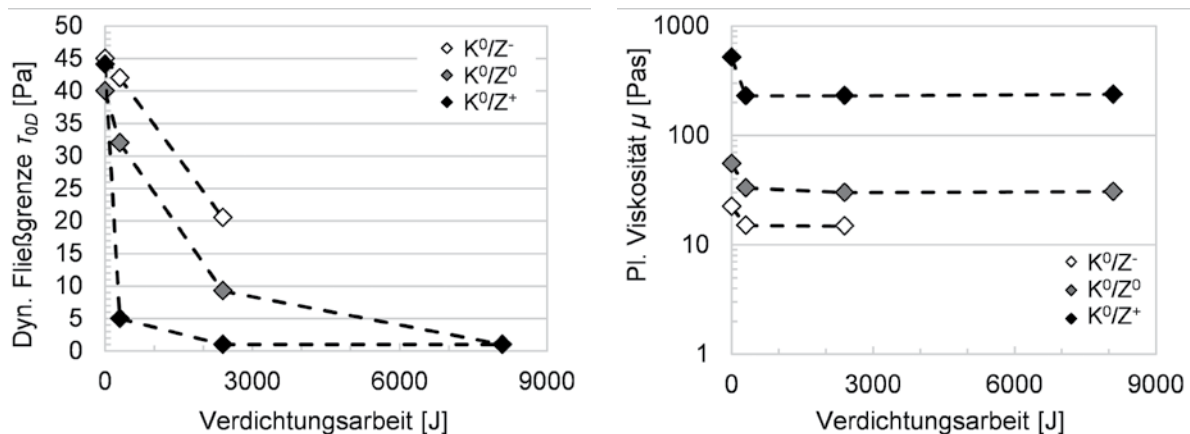


Abbildung 5: Entwicklung von dynamischer Fließgrenze (links) und plastischer Viskosität (rechts) der Betone Z^- , Z^0 und Z^+ mit Konsistenz K^0 in Abhängigkeit der zugeführten Verdichtungsarbeit

Die Untersuchungen zur Entwicklung der Fließgrenze τ_{0D} und Viskosität μ des LVB Z^0 in Abhängigkeit der Konsistenz (K^- , K^0 , K^+) unter Verdichtungseinwirkung ergaben zu dem in Abbildung 5 dargestellten Verhalten von K^0/Z^0 vergleichbare Ergebnisse. Die gesteigerte Fließgrenze ohne Verdichtung im Konsistenzbereich K^- (vgl. Tabelle 3, K^-/Z^0) reduzierte sich mit zunehmender Verdichtungsarbeit wie bei K^0/Z^0 (siehe Abbildung 5) stetig, mit degressiver Tendenz. Ebenso verhielt es sich für K^+/Z^0 . Eine Steigerung der Verdichtungsarbeit führte zur Reduktion der Fließgrenze.

Die Entwicklung der Viskosität des Z^0 unter Verdichtungseinfluss zeigte sich als weitestgehend unabhängig von der untersuchten Konsistenzklasse. So kann das in Abbildung 5 (rechts) dargestellte Verhalten für K^0/Z^0 stellvertretend auch für K^-/Z^0 sowie K^+/Z^0 angenommen werden.

Die Ausführungen zur Entwicklung von Fließgrenze und Viskosität von LVB unter Verdichtungseinfluss zusammengefasst, bleibt anzumerken, dass bislang nur eine begrenzte Anzahl an Untersuchungen durchgeführt wurde. Weitere Untersuchungen zur Klärung der ursächlichen Mechanismen der Reduktion von Fließgrenze und Viskosität unter Verdichtungseinwirkung werden derzeit durchgeführt.

In Abbildung 6 sind die Ergebnisse der Versuche zum Entlüftungsverhalten (links) sowie zum Sedimentationsverhalten (rechts) der LVB unter Verdichtungseinwirkung dargestellt. Zu sehen sind die, auf die in Tabelle 3 aufgeführten LP-Gehalte ohne externe Verdichtung bezogenen, relativen LP-Gehalte der Betone K^0/Z^0 sowie K^0/Z^+ (Abbildung 6, links). Wie bereits beschrieben, wurden für den niederviskosen K^0/Z^- keine Entlüftungsversuche mit Verdichtung durchgeführt, da dieser bereits ohne externe Verdichtung ausreichend entlüftet. Sowohl für K^0/Z^0 als auch für K^0/Z^+ reduzierten die die LP-Gehalte mit zunehmender geleisteter Verdichtungsarbeit, die Entlüftung war jedoch für K^0/Z^0 signifikant stärker ausgeprägt. Für K^0/Z^+ konnte trotz der für LVB unüblich hohen Verdichtung (vergleichbar mit dem Einsatz v. Innenrüttlern) von $W \approx 8.090$ J (vgl. Tabelle 2, Verdichtung G) keine ausreichende Entlüftung erreicht werden. Visuell war während der Versuche jedoch auffällig, dass sich der hochviskose Beton während der Verdichtung im Luftporentopf im Ganzen eher „walzenartig“ horizontal rotierend bewegte, statt zu entlüften. Derzeit werden Untersuchungen durchgeführt, den hochviskosen Z^+ durch Zufuhr einer sehr niederfrequenten Schwingung ($f \approx 5$ Hz) bei erhöhter Verdichtungsdauer zur Entlüftung zu führen, da bei dieser Art der Verdichtung keine solche Rotationsbewegungen festgestellt wurde.

Erste Ergebnisse zeigen, dass dieses Procedere zielführend ist, der Beton kann zur ausreichenden Entlüftung geführt werden.

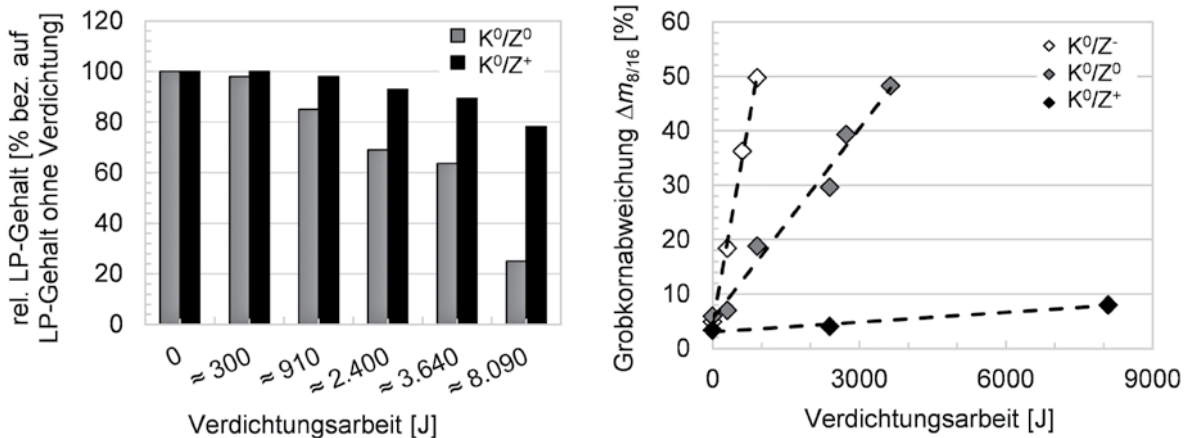


Abbildung 6: Entlüftungsverhalten der LVB Z⁰ und Z⁺ (links) sowie Sedimentationsverhalten der LVB Z⁻, Z⁰ und Z⁺ (rechts) mit Konsistenz K⁰ in Abhängigkeit der zugeführten Verdichtungsarbeit

Abbildung 6 (rechts) stellt die im Zylinder-Sedimentationsversuch bestimmte maximale Grobkornabweichung $\Delta m_{8/16}$ vom Probenmittel als Maß für die Sedimentation von Z⁻, Z⁰ sowie Z⁺ im Konsistenzbereich K⁰ in Abhängigkeit der verrichteten Verdichtungsarbeit W dar. Steigende Werte beschreiben dabei eine zunehmende Grobkornsedimentation. Es wird ersichtlich, dass der niederviskose Z⁻ bereits bei einer geringen Verdichtung, wie sie auf der Baustelle durch Rakeln oder Stochern in den Beton eingebracht würde (vgl. Tabelle 2, Szenario A und B), signifikant sedimentiert. Mit zunehmender Viskosität der LVB wirkt sich die Zufuhr von Verdichtungsenergie immer weniger aus. Bei dem hochviskosen Z⁺ führte auch die intensive Verdichtung von $W \approx 8.090$ J (vgl. Tabelle 2, Verdichtung G) zu lediglich einer geringen Sedimentation. Wie schon bei den Untersuchungen zum Entlüftungsverhalten bewegte sich der hochviskose Beton während der Verdichtung im Luftporentopf „walzenartig“ horizontal rotierend, ohne dass die grobe Gesteinskörnung absank. Derzeit, analog zu den Entlüftungsversuchen laufende Untersuchungen mit einer verlängerten niederfrequenten Verdichtung sollen aufzeigen, ob diese Art der Verdichtung hinsichtlich der Sedimentation hochviskoser LVB als kritischer anzusehen ist, als die in diesem Beitrag vorgestellten Verdichtungsszenarien.

6. Zusammenfassung und Ausblick

In dem Beitrag wird gezeigt, dass die Wirkung klassischer Praxisverdichtungsmethoden (Rakeln, Stochern, Rüttelflasche) auch mit einem Rütteltisch im Labor nachgestellt werden kann, wenn der Betrag der in den Beton eingebrachten Verdichtungsarbeit vergleichbar ist.

Dies ist eine Grundvoraussetzung, um das Ziel der Autoren, in Laborversuchen ein Konzept zur bedarfsgerechten Verdichtung von LVB zu entwickeln, später auch in die Praxis übertragen zu können. Dieses Konzept soll die notwendige Verdichtung der LVB in Abhängigkeit von deren Verarbeitungseigenschaften beschreiben. Zu diesem Zweck werden in dem Beitrag Untersuchungen zum Einfluss von Fließgrenze und Viskosität von LVB auf deren Entlüftungs- und Sedimentationsverhalten während der Verdichtung dargestellt. Es wurde gezeigt, dass sich die Fließgrenze und die Viskosität während der Verdichtung signifikant reduzieren. Dabei ist die Reduktion der Fließgrenze umso größer, je höher die Viskosität des Betons ohne Verdichtungseinfluss ist. Es konnte gezeigt werden, dass die Entlüftung und Sedimentation der LVB bei Zufuhr einer vergleichbaren Verdichtung mit abnehmender Viskosität der LVB stärker ausgeprägt sind, jedoch müssen weitere Untersuchungen erfolgen, um die Zusammenhänge zwischen der Verdichtungswirkung auf die Rheologie, Entlüftung und Sedimentation der LVB ganzheitlich bewerten zu können.

Förderhinweis

Die im vorliegenden Beitrag vorgestellten Ergebnisse sind Bestandteil des IGF-Vorhabens 19726 N, das über die AiF im Rahmen des Programms zur Förderung der industriellen Gemeinschaftsforschung und -entwicklung (IGF) vom BMWi aufgrund eines Beschlusses des Deutschen Bundestages gefördert wird.

Literatur

- [1] Heidelbergcement AG (Hrsg.); Küchlin, D.; Hersel, O.: Betontechnische Daten. Ausgabe 2017. (2017)
- [2] Technical Marketing Holcim: Betonpraxis. Der Weg zu dauerhaftem Beton. 3. Aufl. (2016)
- [3] Boing, R.: Anteil an leicht zu verarbeitendem Beton steigt. Baugewerbe 86 (2005) 7, S. 32-35
- [4] Leemann, A.; Germann, A.: Massvolles Verdichten. Der Bauingenieur (2006) 2, S. 34-40
- [5] Gerüttelt, nicht geschüttelt! Fehler bei der Betonverdichtung vermeiden. Baumarkt + Bauwirtschaft, 108 (2009) 7/8, S. 33-35
- [6] Olbrecht, H.; Moser, K.: Entmischung von Beton durch Überverdichtung. Tec21 130 (2004) 44,
- [7] Petrou, M. F. et al.: A unique experimental method for monitoring aggregate settlement in concrete. Cement and Concrete Research 30 (2000) 5, S. 809-816
- [8] Safawi, M. I.; Iwaki, I.; Miura, T.: The segregation tendency in the vibration of high fluidity concrete. Cement and Concrete Research 34 (2004) 2, S. 219-226
- [9] Olbrecht, H.: Einfluss d. Vibrierens auf die Festbetoneigenschaften, Schweiz. Baublatt 63/64 (1997), S.4-7
- [10] Safawi, M. I.; Iwaki, I.; Miura, T.: A study on the applicability of vibration in fresh high fluidity concrete. Cement and Concrete Research 35 (2005) 9, S. 1834-1845
- [11] Kränkel, T. et al.: Entwicklung von Fließgrenze und Viskosität Leichtverarbeitbarer Betone während der Verdichtung – Einfluss auf das Entlüftungs- und Sedimentationsverhalten. In: 20. Int. Baustofftagung, ibausil, 2018
- [12] DIN 4235:1978-12. Verdichten von Beton durch Rütteln – Teil 1-5. (1978)
- [13] Informationszentrum Beton (Hrsg.); Kampen R.: Bereiten und Verarbeiten von Beton, Zement-Merkblatt B7. (2013)
- [14] Kränkel, T.; Lowke, D.; Gehlen, C.: Entlüftungsverhalten und Mischungsstabilität leicht verarbeitbarer Betone während des Verdichtungsprozesses. In: 18. Int. Baustofftagung, ibausil, 2012
- [15] Kränkel, T.; Lowke, D.; Rosa, S.O.; Gehlen, C.: Deaeration and segregation tendencies of highly flowable concrete owing to vibration. In: International Conference on Advances in Cement and Concrete Technology in Africa, 2013
- [16] Albert, A.: Untersuchungen zur Übertragbarkeit der Praxisverdichtung leicht verarbeitbarer Betone ins Labor. Master's Thesis an der Technischen Universität München, Lehrstuhl für Werkstoffe und Werkstoffprüfung, 2017
- [17] Martin, M., Schulze, R.: Grundlagen d. Betonverdichtung. Wacker Neuson Produktion GmbH & Co.KG München, 2013.
- [18] Grübel, P., Weigler, H., Karl, S. Beton: Arten, Herstellung und Eigenschaften. Ernst & Sohn, 2001.
- [19] Koehler, E.P., Fowler, D.W.: Development of a Portable Rheometer for Fresh Portland Cement Concrete. ICAR Report 105-3. International Center for Aggregates Research, Austin, TX, 2004

Um den Einsatz und die Anwendbarkeit von Stahlfaserbeton weiter voranzutreiben, soll der 2012 eingeführte Eurocode 2 bis zum Ende dieses Jahrzehnts weiterentwickelt und durch Bemessungsansätze für Stahlfaserbeton ergänzt werden. [5] Dieser Schritt erfordert eine Überprüfung, dass die vorhandenen Ansätze nachweislich sicher und wirtschaftlich sind. Für die Durchstantragfähigkeit stahlfaserbewehrter Flachdecken erfolgt eine derartige Überprüfung im Rahmen dieses Beitrages durch einen Vergleich von drei Ansätzen - DAfStb-Richtlinie Stahlfaserbeton [1], Model Code 2010 [4] sowie Maya et al. [6] - anhand einer erstellten Datenbank zu in der Literatur dokumentierten Versuchen. Ziel ist es, die Modellqualität sowie das Sicherheitsniveau der verschiedenen Ansätze zu vergleichen und zu bewerten.

Für den Nachweis einer ausreichenden Durchstantragfähigkeit ist zwischen Platten ohne Durchstanzbewehrung und Platten mit rechnerisch erforderlicher Durchstanzbewehrung zu differenzieren. Bei Platten ohne Durchstanzbewehrung bildet sich bei Erreichen der Höchstlast ein unter 30° bis 35° geneigter Schubriss in Form des klassischen „Stanzkegels“ aus, welcher zum Abscheren der Druckzone und damit zum Versagen des Bauteils führt. Im Wesentlichen lässt sich der Lastabtrag ähnlich dem des Querkrafttragverhaltens ohne Querkraftbewehrung [5] über folgende Effekte beschreiben:

- Schubkraftübertragung der Druckzone
- Rissverzahnung im Schubriss (Kornverzahnung)
- Dübelwirkung der Biegezugbewehrung
- Zugkraftübertragung durch Fasern im Schrägriss

Diese Einflussgrößen gilt es, mit einem Bemessungsansatz zutreffend zu berücksichtigen. Alle drei betrachteten Bemessungsmodelle verbindet die Berücksichtigung der Stahlfaserwirkung über eine im kritischen Rundschnitt wirkende Zugspannungskomponente (vgl. Abbildung 1), welche additiv mit den Traganteilen des Normalbetons überlagert wird.

Für die Bemessung von Platten mit rechnerisch erforderlicher Durchstanzbewehrung werden in den verschiedenen Ansätzen unterschiedliche Festlegungen getroffen. Während nach der DAfStb-Richtlinie Stahlfaserbeton [1] sowie dem Ansatz nach Maya et al. [6] eine Kombination der Wirkung des Stahlfasertraganteils mit der einer Durchstanzbewehrung ausgeschlossen ist, ist dies im Model Code 2010 [4] durch Addition der entsprechenden Traganteile zulässig. Da lediglich mit einem der drei betrachteten Ansätze Durchstanzbewehrung berücksichtigt werden kann, wird die nachfolgende Betrachtung auf Platten ohne Durchstanzbewehrung beschränkt.

2. Bemessungsansätze

2.1 DAfStb-Richtlinie Stahlfaserbeton

Der Bemessungsansatz für Durchstanzen entsprechend DAfStb-Richtlinie Stahlfaserbeton [1] sieht vor, die Fasertragwirkung im Schubriss dem Betontraganteil (Bauteile ohne Durchstanzbewehrung) nach DIN EN 1992-1-1 [2] [3] additiv zu überlagern. Die Nachweisführung erfolgt analog zu DIN EN 1992-1-1 [2] [3] auf Grundlage einer gleichmäßig über den kritischen Rundschnitt verteilten Schubspannung $v_{Rd,c}^f$ in einem Abstand von $2,0d$ vom Stützenanschnitt. Für stahlfaserbewehrte Platten ohne Durchstanzbewehrung bestimmt sich der Bemessungswert der Durchstantragfähigkeit zu

$$v_{Rd,c}^f = v_{Rd,c} + v_{Rd,cf} \quad (1)$$

Durch den Index „f“ erfolgt die Kennzeichnung von Fasertraganteilen. Der Betontraganteil $v_{Rd,c}$ bestimmt sich analog zu Stahlbetonbauteilen ohne Durchstanzbewehrung in Abhängigkeit des Maßstabsfaktors k , des Längsbewehrungsgrades $\rho_l \leq 0,02$, der Betondruckfestigkeit f_{ck} sowie der Betonlängsspannungen σ_{cp} zu

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + 0,10 \cdot \sigma_{cp} \geq v_{min} + 0,10 \cdot \sigma_{cp} \quad (2)$$

$C_{Rd,c}$ beschreibt einen empirischen Vorfaktor, der mit $0,18/\gamma_c$ definiert ist, mit γ_c als Teilsicherheitsbeiwert für Beton.

Der Fasertraganteil wird als eine entlang des kritischen Rundschnittes wirkende, näherungsweise als konstant angenommene Schubspannung $v_{Rd,cf}$ erfasst.

$$v_{Rd,cf} = 0,85 \cdot \frac{\alpha_c^f \cdot f_{ctR,u}^f}{\gamma_{ct}^f} \quad (3)$$

Wirken Längszugspannungen im Querschnitt, kommt es zu deutlich größeren Rissöffnungen, weshalb die Faserwirkung nicht berücksichtigt werden darf. α_c^f erfasst Langzeiteinflüsse und ist zu 0,85 anzunehmen. γ_{ct}^f entspricht dem Teilsicherheitsbeiwert für Stahlfaserbeton mit einem Wert von 1,25. $f_{ctR,u}^f$ erfasst den Rechenwert der zentrischen Nachrisszugfestigkeit, der sich aus dem charakteristischen Wert der Nachrissbiegezugfestigkeit $f_{ctk,L2}^f$ bei einer Durchbiegung von 3,5 mm im 4-Punkt-Biegezugversuch berechnet.

$$f_{ctR,u}^f = \kappa_F^f \cdot \kappa_G^f \cdot 0,37 \cdot f_{ctk,L2}^f \quad (4)$$

Resultierende Einflüsse aus der Faserorientierung gehen anhand des Faktors κ_F^f in die Bemessung mit ein, während Einflüsse aus der Bauteilgröße auf die Faserverteilung in Abhängigkeit von der gezogenen Fläche A_{ct}^f durch den Faktor $\kappa_G^f = 1,0 + 0,5 \cdot A_{ct}^f \leq 1,5$ berücksichtigt werden.

2.2 Model Code 2010

Der in Model Code 2010 [4] enthaltene Bemessungsansatz basiert auf der Critical Shear Crack Theory [8] [9], einem mechanisch hergeleiteten und durch empirische Faktoren angepassten Ansatz. Dieser Ansatz legt zu Grunde, dass sich mit zunehmender Schubrissbreite, welche in Korrelation mit der Plattenrotation gesetzt werden kann, die Durchstanztragfähigkeit verringert [8]. Im Gegensatz zur DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ [1] erfolgt die Nachweisführung im Model Code 2010 [4] auf Schnittgrößenebene in einem kritischen Rundschnitt im Abstand von $0,5d$ vom Stützenanschnitt.

Der Bemessungswert der Durchstanztragfähigkeit stahlfaserbewehrter Platten bestimmt sich aus den beiden additiven Anteilen des Betontraganteils $V_{Rd,c}$ sowie des Fasertraganteils $V_{Rd,f}$.

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} + V_{Rd,f} \quad (5)$$

Die Durchstanztragfähigkeit des reinen Betonquerschnitts $V_{Rd,c}$ bestimmt sich wie folgt:

$$V_{Rd,c} = k_\psi \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \cdot b_0 \cdot d_v \quad (6)$$

Der Beiwert k_ψ dient zur Erfassung des Einflusses der Schubrissbreite und somit der Rissreibung und wird in Abhängigkeit der Plattenrotation ψ sowie des Größtkorndurchmessers d_g des Zuschlages festgelegt ($k_{dg} = 32/(16+d_g) \geq 0,6$). f_{ck} beschreibt die Zylinderdruckfestigkeit des Betons, d_v die wirksame statische Nutzhöhe gemessen von der Schwerpunktslage der Biegezugbewehrung bis zur Oberkante der tatsächlich stützenden Fläche und γ_c den Teilsicherheitsbeiwert für Beton. Der maßgebende Umfang des kritischen Rundschnittes geht durch den Faktor b_0 in den Ansatz mit ein.

$$k_\psi = \frac{1}{1,5 + 0,9 \cdot k_{dg} \cdot \psi \cdot d} \leq 0,6 \quad (7)$$

Für die Ermittlung der Plattenrotation ψ sind im Model Code 2010 [4] vier verschiedene Approximationslevel (LoA = Level of Approximation) vorgesehen, welche sowohl analytische wie auch numerische Verfahren beinhalten. Je höher die Stufe des LoA gewählt wird, umso detaillierter und exakter erfolgt die Bestimmung der Rotation ψ , wodurch der Durchstanzwiderstand zunimmt. [9] Alle vier Approximationsstufen beruhen auf der analytischen Grundgleichung (8). Als Eingangsgrößen dienen hierbei neben der statischen Nutzhöhe d aus der Biegebemessung, der Bemessungswert der Fließgrenze des Betonstahls f_{yd} sowie dessen Elastizitätsmodul E_s , der Abstand des Nullpunktes des radialen Plat-

tenbiegemomentes r_s , die Biegetragfähigkeit der Platte m_{Rd} sowie das im Stützstreifen einwirkende Moment m_{sd} .

$$\psi = 1,5 \cdot \frac{r_s}{d} \cdot \frac{f_{yd}}{E_s} \cdot \frac{m_{sd}}{m_{Rd}} \quad (8)$$

Das LoA I ermöglicht eine einfache, rasche und auf der sicheren Seite liegende Abschätzung der Rotation ψ , weshalb sich diese Stufe vor allem in der Entwurfsphase eignet. Grundlage dieser Stufe ist die Annahme einer vollständigen Ausnutzung der Biegetragfähigkeit der Platte über der Stütze ($m_{sd} = m_{Rd}$) unter Ausnutzung der Streckgrenze des Betonstahls. Unter dieser Annahme wird ein Biegeversagen für die Tragfähigkeit der Platte maßgebend, weshalb der obere Grenzwert der Rissbreite und damit große Plattenrotationen und kleine Durchstanstragfähigkeiten resultieren.

$$\psi = 1,5 \cdot \frac{r_s}{d} \cdot \frac{f_{yd}}{E_s} \quad (9)$$

In der zweiten Berechnungsstufe (LoA II) wird ein vereinfachter Ansatz zur Bestimmung des wirkenden Momentes im Stützstreifen m_{sd} verwendet. Das Moment m_{sd} lässt sich in Abhängigkeit von der Durchstanlast V_{Ed} sowie dem von der Platte in die Stütze zu übertragenden Moment ($e_u =$ Lastausmitte) bestimmen. Für Innenstützen gilt der Ansatz aus Gleichung (10).

$$m_{sd} = V_{Ed} \left(\frac{1}{8} + \frac{e_u}{2b_s} \right) \quad (10)$$

Erfolgt die Schnittgrößenermittlung der Platte durch eine linear elastische Berechnung, so kann der Abstand r_s zum Nulldurchgang der Plattenbiegemomente sowie das einwirkende Biegemoment m_{sd} für eine genauere Bestimmung der Plattenrotation ψ in der LoA III herangezogen werden. Aufgrund der genaueren Parameterermittlung, darf der Vorfaktor aus Gl. (8) von 1,5 auf 1,2 reduziert werden

$$\psi = 1,2 \cdot \frac{r_s}{d} \cdot \frac{f_{yd}}{E_s} \cdot \frac{m_{sd}}{m_{Rd}} \quad (11)$$

Die LoA IV setzt im Wesentlichen nichtlineare Verfahren zur Bestimmung der Plattenrotation voraus, was z.B. durch Integration der Momenten-Krümmungs-Beziehung erfolgen kann. Der Rechenaufwand dieser Stufe steigt gegenüber LoA III deutlich an, weshalb sich der sinnvolle Einsatz dieser Stufe auf wenige Anwendungsfälle beschränkt.

Der Traganteil der Stahlfasern wird in Model Code 2010 [4] analog zur DAfStb Richtlinie [1] anhand einer über den kritischen Schubriss wirkenden, aufintegrierten Schubspannung nach Gl. (12) angenommen.

$$V_{Rd,f} = \frac{f_{ftuk}}{\gamma_F} \cdot b_0 \cdot d_v \quad (12)$$

f_{ftuk} beschreibt den Rechenwert der residualen Biegezugfestigkeit des Stahlfaserbetons gemessen bei einer Rissöffnung (CMOD) von 1,5 mm im 3-Punkt-Biegezugversuch und γ_F den Teilsicherheitsbeiwert für Stahlfaserbeton von 1,5.

2.3 Ansatz nach Maya et al.

Maya et al. entwickelte in [6] einen mechanisch begründeten Ansatz zur Berechnung der Durchstanstragfähigkeit stahlfaserbewehrter Flachdecken auf Basis der Critical Shear Crack Theory [8], welcher einen von der Schubrissbreite abhängigen, über den Riss übertragbaren Spannungsanteil σ_{tf} beinhaltet. Die Nachweisführung erfolgt analog Model Code 2010 [4] auf Schnittgrößenebene im kritischen Rundschnitt im Abstand von $0,5d$ vom Stützenanschnitt. Die Durchstanstragfähigkeit ergibt sich in Abhängigkeit von der Plattenrotation ψ aus folgendem additiven Ansatz.

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} + V_{Rd,f} \quad (13)$$

Der Betontraganteil $V_{Rd,c}$ bestimmt sich zu

$$V_{Rd,c} = \frac{0,75}{1 + \frac{15 \cdot \psi \cdot d}{d_{g0} + d_g}} \cdot b_0 \cdot d_v \cdot \sqrt{f_{cm}} \quad (14)$$

In diesem Zusammenhang beschreibt d_g den Einfluss des Größtkorndurchmessers und d_{g0} den Referenzdurchmesser für das Größtkorn mit 10 mm. Anhand von f_{cm} geht der Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit des Betons und über d_v die wirksame statische Nutzhöhe gemessen von Oberkante der tatsächlich stützenden Fläche in die Bemessung ein. Durch b_0 wird der maßgebende Umfang des kritischen Rundschnitts erfasst. Die Rotation der Platte ψ bestimmt sich zu

$$\psi = 1,5 \cdot \frac{r_s}{d} \cdot \frac{f_y}{E_s} \cdot \left(\frac{V}{V_{flex}} \right)^{3/2}, \quad (15)$$

wobei sich r_s als Abstand der Stützenachse zum Momentennullpunkt bestimmt. f_y ist die Fließgrenze des Betonstahls und E_s der Elastizitätsmodul der Betonstahlbewehrung. Die zur Ausnutzung der Biegetragfähigkeit führende Querkraft V_{flex} lässt sich aus dem Biege widerstand m_R sowie der Geometrie parameter r_s , r_q und r_c anhand der Bruchlinientheorie bestimmen.

$$V_{flex} = 2 \cdot \pi \cdot m_R \cdot \frac{r_s}{r_q - r_c} \quad (16)$$

Der Traganteil infolge der Stahlfaserwirkung bestimmt sich durch Integration der in der Durchstanzkegelfläche wirkenden, den Schubriss überbrückenden Zugspannung σ_{tf} entsprechend

$$V_{R,f} = \int_{A_p} \sigma_{tf}(w(\xi)) dA_p = \int_{A_p} \sigma_{tf}(\psi, \xi) dA_p \quad (17)$$

A_p beschreibt die in die horizontale projizierte Fläche des kritischen Schubrisses unter der Annahme einer Rissneigung von 45° . Für die Bestimmung der über den Schubriss übertragbaren Spannung $\sigma_{tf}(\psi, \xi)$ greift Maya et al. [6] auf das Variable Engagement Model (VEM) von Voo und Foster [7] zurück. Das VEM beschreibt das Verhalten von stahlfaserbewehrten Verbundwerkstoffen mit beliebig orientierten Fasern unter einer einachsialen Zugbeanspruchung zu

$$\sigma_{tf} = K_f \alpha_f \rho_f \tau_f \quad (18)$$

Hierbei ist ρ_f der Fasergehalt, α_f die Faserschlankheit (Verhältnis Faserlänge l_f zu Faserdurchmesser d_f) sowie τ_f die Verbundspannung zwischen Fasern und Betonmatrix, welche durch den Faktor k_b das vom Fasertyp abhängige Verbundverhalten erfasst.

$$\tau_b = k_b \cdot \sqrt{f_{cm}} \quad (19)$$

K_f beschreibt einen von der Rissöffnung abhängigen globalen Orientierungsfaktor der Fasern, welcher mittels einer probabilistischen Versuchsauswertung bestimmt werden kann. Für den Fall, dass alle Fasern beliebig orientiert sind, vollständig herausgezogen werden und es zu keinem Faserbruch kommt, definierten Voo und Foster in [7] den Faktor K_f zu

$$K_f = \frac{1}{\pi} \arctan \left(\alpha_e \cdot \frac{w}{d_f} \right) \cdot \left(1 - \frac{2w}{l_f} \right)^2 \quad (20)$$

Unter dem vereinfachten konstanten Zusammenhang $w = \psi \cdot d/6$ und einer Kombination der Gleichungen (17) bis (20) lässt sich hiermit der Fasertraganteil wie folgt berechnen:

$$V_{R,f} = \frac{1}{\pi} \arctan \left(3,5 \cdot \frac{\psi \cdot d}{6 \cdot d_f} \right) \cdot \left(1 - \frac{\psi \cdot d}{3 \cdot l_f} \right)^2 \alpha_f \rho_f k_b \sqrt{f_{cm}} \cdot b_0 \cdot d_v \quad (21)$$

3. Versuchsdatenbank und Auswertung der Bemessungsansätze

3.1 Ziel

Ziel der erstellten Datenbank und Auswertung ist die Überprüfung des durch die DAfStb-Richtlinie [1] vorgegebenen Geltungsbereichs, weshalb neben den klassischen Kriterien für eine Durchstanzdatenbank [10] auch die Anwendungsgrenzen der DAfStb-Richtlinie Stahlfaserbeton [1] berücksichtigt wurden. Für die Aufnahme von Versuchen in die Datenbank ergaben sich folgende Kriterien:

- normalfeste Betone ($20 \leq f_{cm} \leq 60 \text{ N/mm}^2$)
- mechanisch verankerte Makrofasern aus Stahl (z.B. gewellte oder gekröpfte Fasern)
- gerippte Betonstahlbewehrung ($\rho_l > 0$, orthogonal verlegt)
- Plattendicke $h \geq 100 \text{ mm}$
- Durchstanzversagen im Versuch ($V_{\text{Test}}/V_{u,\text{flex}} \leq 1,20$)
- Zuschlag Größtkorndurchmesser $d_g \geq 8 \text{ mm}$
- Faserbeton über gesamte Plattendicke bzw. mindestens in einem Bereich von 3,0d vom Stützenrand

Die Datenbank umfasst zum derzeitigen Stand insgesamt 285 einzelne Versuche an stahlfaserbewehrten Flachdeckenausschnitten ohne Durchstanzbewehrung, wovon 90 Versuche die genannten Kriterien erfüllen. Hiervon sind wiederum 67 Versuchskörper in Stahlfaserbeton und 23 in Normalbeton als Referenz zur Bewertung der Streuung an Normalbetonkörper ausgeführt. Abbildung 2 zeigt zusammenfassend den umspannten Parameterbereich.

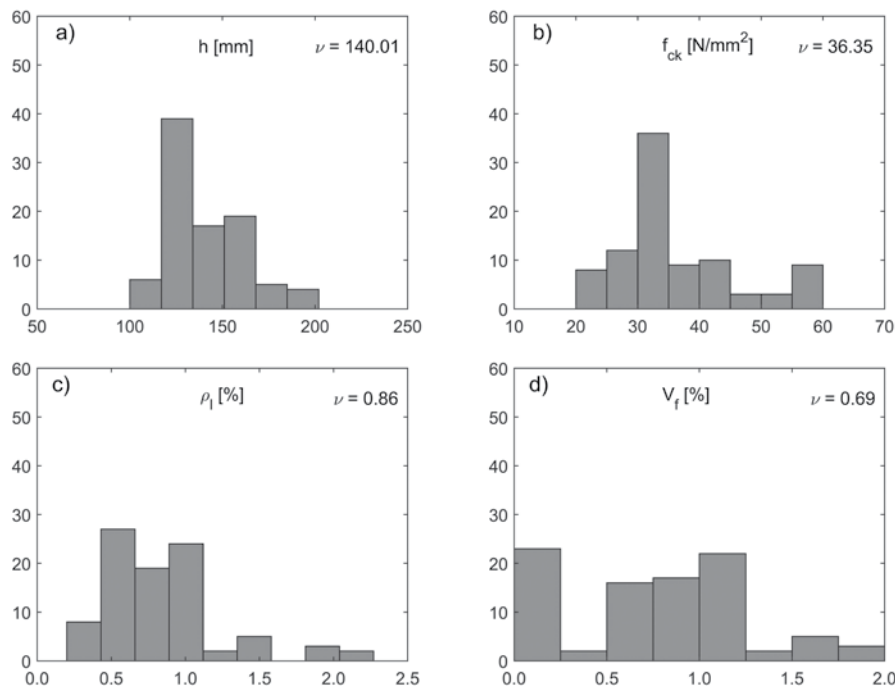


Abbildung 2: Zusammensetzung der Datenbank stahlfaserbewehrter Versuchskörper in Bezug auf: a) Plattendicke h , b) Betondruckfestigkeit f_{ck} , c) Längsbewehrungsgrad ρ_l , d) Stahlfasergehalt V_f

3.2 Auswertekriterien

Um einen Vergleich der rechnerischen Werte der betrachteten Bemessungsansätze mit den experimentellen Daten zu ermöglichen, werden folgende Vereinbarungen getroffen (vgl. auch [5]):

- Die experimentell ermittelten Bruchlasten (V_{Test}) werden den Rechenwerten der Durchstanztragfähigkeit (V_{calc}) auf rechnerischem Grenztragniveau gegenübergestellt, $v = V_{\text{Test}}/V_{\text{calc}}$.
- Zur Berechnung von V_{calc} werden Mittelwerte der Materialfestigkeiten verwendet sowie Teilsicherheits- und Dauerstandsbeiwerte mit 1,0 angenommen ($\gamma_c = \gamma_{\text{ct}} = \gamma_s = \alpha_{\text{fc}} = 1,0$).
- Da es sich um Laborversuche handelt, wird der Mittelwert der Betondruckfestigkeit f_{cm} wie folgt aus dem charakteristischen Wert f_{ck} berechnet: $f_{\text{cm}} = f_{\text{ck}} + 4 \text{ N/mm}^2$.
- Die Nachrissbiegezugfestigkeit wurde soweit möglich den Versuchsdokumentationen entnommen, wobei hier die (mittleren) Minimalwerte unabhängig von Rissbreite oder Durchbiegung verwendet wurden. Sofern keine Versuchswerte vorlagen, wurde der Wert aus der Näherungsformel nach Teutsch [11] zu Grunde gelegt.
- Die Umrechnung der Nachrissbiegezug- in die Nachrisszugfestigkeit erfolgt in Anlehnung an [1] und [5] mit dem Faktor $\beta_u = 0,37$.
- Unabhängig der normenkonformen Bezeichnungen der Nachrisszugfestigkeit ($f_{\text{ctR,U}}$ [1] sowie f_{FtUK} [4]) wird diese im Folgenden mit f_{ct} bezeichnet.

Die Auswertung der drei genannten Bemessungsmodelle erfolgt durch einen Vergleich der experimentellen Bruchlasten zu den jeweiligen rechnerischen Werten, aufgetragen über den Rechenwert der Nachrisszugfestigkeit, was in den Abbildungen 3 bis 6 dargestellt ist. Zusätzlich wird neben dem Stichprobenumfang n , der Mittelwert \bar{v} die Standardabweichung σ_v sowie der prozentuale Anteil von Abschätzungen unsicherer Größe $h_{v<1}$ und somit Werte $v < 1,0$ angegeben. Der letztgenannte Bereich wird aus Gründen der Übersichtlichkeit zudem in allen Diagrammen grau hinterlegt. Während jeweils die linke Darstellung a) sowohl faserfreie ($f_{\text{ct}} = 0$) als auch faserbewehrte Versuchskörper ($f_{\text{ct}} > 0$) beinhaltet, enthält die rechte Grafik b) ausschließlich faserbewehrte Versuchskörper zur Verdeutlichung des Fasertraganteils.

3.3 Auswertung nach DAfStb-Richtlinie

Abbildung 3 zeigt die Ergebnisse der Versuchsnachrechnung nach der DAfStb-Richtlinie [1] als Verhältniswert der experimentellen zur rechnerischen Bruchlast aufgetragen über den Rechenwert der Nachrisszugfestigkeit.

Beide Diagramme verdeutlichen, dass der Ansatz nach der DAfStb-Richtlinie Stahlfaserbeton [1] mit zunehmender Nachrisszugfestigkeit die Tragfähigkeit tendenziell überschätzt und zu unsicheren Ergebnissen führt. Die Streubreiten der faserbewehrten Versuchskörper sind etwas größer als die der faserfreien Versuchskörper. Mit einem Anteil von circa 60 % der Werte unter 1,0 liegt allgemein eine deutliche Überschätzung der Tragfähigkeit vor, wobei die Unsicherheit der Abschätzung der Nachrissbiegezugfestigkeit bei fehlenden Versuchswerten berücksichtigt werden sollte.

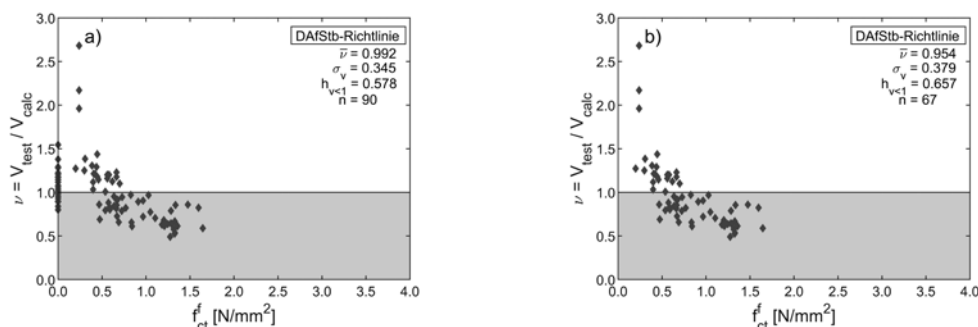


Abbildung 3: Vergleich $V_{\text{test}}/V_{\text{calc}}$ nach DAfStb-Richtlinie Stahlfaserbeton [1]: a) Ergebnisse an Normal- und Stahlfaserbeton, b) Ergebnisse nur mit Stahlfaserbeton

3.4 Auswertung nach Model Code 2010

Eine identische Auswertung der Durchstantragfähigkeit für die Berechnungsstufen LoA I und LoA II nach Model Code 2010 [4] ist in Abbildung 4 bzw. 5 dargestellt.

Die Streubreiten der Ergebnisse sind bei beiden Ansätzen etwas größer als unter dem Ansatz der DAfStb-Richtlinie [1], was sich in der größeren Standardabweichung σ_v verdeutlicht. Der Betrag des Mittelwertes beider Ansätze liegt nun deutlich über 1,0, weshalb die Ergebnisse tendenziell eine sicherere Tragfähigkeitsabschätzung zeigen. Auch hier zeigt sich die Tendenz, dass mit zunehmender Nachrisszugfestigkeit die Tragfähigkeit überschätzt wird. Diese Tendenz ist bei Ansatz LoA II stärker ausgeprägt als nach LoA I, was auf die verbesserte bzw. genauere Abschätzung des Betontraganteils zurückzuführen sein sollte. In Bezug auf die Stahlfasertragwirkung zeigt eine Level II Approximation keine erwähnenswerte Verbesserung.

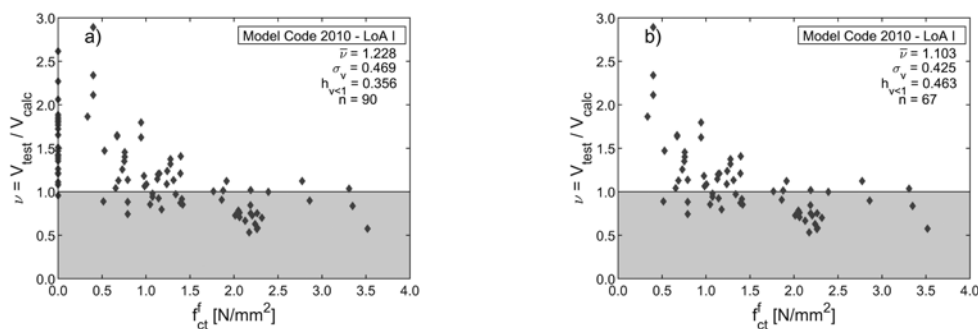


Abbildung 4: Vergleich $V_{\text{test}}/V_{\text{calc}}$ nach Model Code 2010 [4] mit LoA I: a) Ergebnisse an Normal- und Stahlfaserbeton, b) Ergebnisse nur mit Stahlfaserbeton

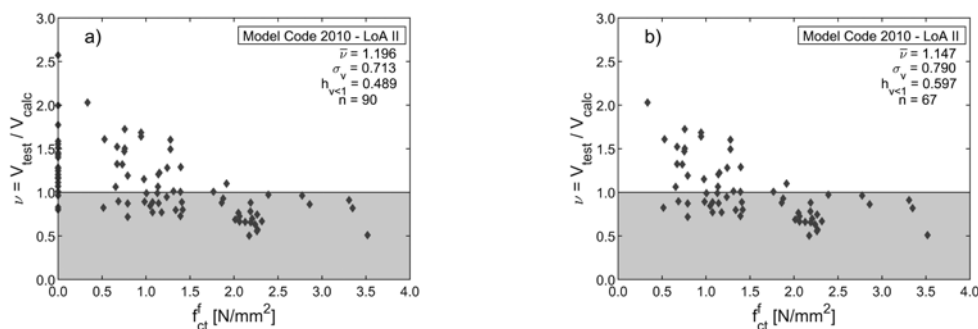


Abbildung 5: Vergleich $V_{\text{test}}/V_{\text{calc}}$ nach Model Code 2010 [4] mit LoA II: a) Ergebnisse an Normal- und Stahlfaserbeton, b) Ergebnisse nur mit Stahlfaserbeton

3.5 Auswertung nach Maya et al.

Der Vergleich der experimentellen mit den rechnerischen Durchstanstragfähigkeiten nach Maya et al. [6] in Abbildung 6 zeigt tendenziell die geringsten Streubreiten sowie die beste Vorhersagegenauigkeit. Jedoch liegen auch hier über 50 % der Verhältniswerte unter 1,0, weshalb die Tragfähigkeitsabschätzung dennoch auf der unsicheren Seite liegt. Im Vergleich zu den vorhergehenden Ansätzen zeigt der Betrag der Nachrisszugfestigkeit an dieser Stelle hingegen keinen nennenswerten Einfluss auf die Ergebnisse.

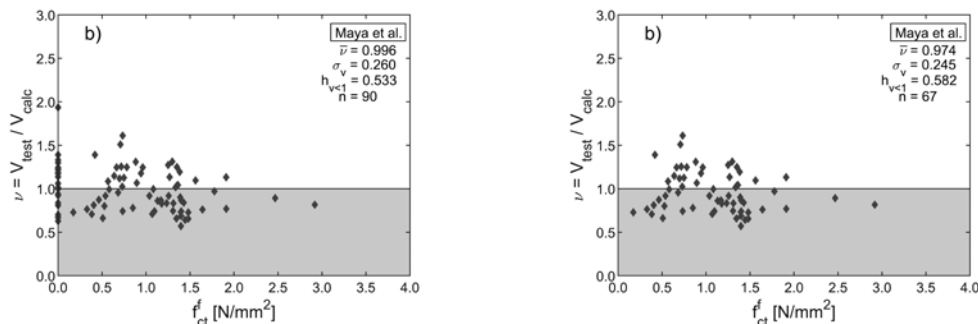


Abbildung 6: Vergleich V_{test}/V_{calc} nach Maya et al. [6]: a) Ergebnisse an Normal- und Stahlfaserbeton, b) Ergebnisse nur mit Stahlfaserbeton

4. Schlussfolgerungen

Die bisherige Auswertung der Versuchsdatenbank an stahlfaserbewehrten Flachdecken mit Vergleich der dargestellten drei Bemessungsansätze lässt folgende Schlussfolgerungen zu:

- Alle drei Ansätze führen tendenziell zu einer Überschätzung der Tragfähigkeit.
- Unter Berücksichtigung der Unsicherheiten infolge der Abschätzung der Nachrisszugfestigkeit zeigen die Bemessungsansätze nach DAfStb-Richtlinie [1] sowie nach Model Code 2010 [4] die Tendenz, mit zunehmender Nachrisszugfestigkeit die Tragfähigkeit verstärkt zu überschätzen. Die Vorhersagegenauigkeit des Ansatzes nach Maya et al. [5] ist hingegen nahezu unbeeinflusst vom Betrag der Nachrisszugfestigkeit.
- Die Streubreiten der verschiedenen Ansätze mit Stahlfasertraganteil entsprechen im Mittel etwa derer des reinen Betontraganteils.
- Ergebnisse an Versuchskörper mit Plattenstärken $h \geq 200$ mm fehlen nahezu gänzlich (vgl. Abbildung 2 a)), was jedoch den im Wesentlichen praxisrelevanten Bereich entspricht. Zur Schließung dieser Lücke werden am Lehrstuhl für Massivbau derzeit entsprechende Durchstanversuche durchgeführt.

Danksagung

An dieser Stelle möchten die Autoren der Forschungsinitiative Zukunft Bau des Bundesinstituts für Bau-, Stadt- und Raumforschung sowie der Stiftung bayerisches Baugewerbe für die Finanzierung und Unterstützung im Rahmen der gemeinsamen Forschungsvorhaben danken.

Literatur

- [1] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb): Richtlinie Stahlfaserbeton, Berlin, Beuth-Verlag, 2012
- [2] DIN EN 1992-1-1:2011-01: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau, mit DIN EN 1992-1-1/A1:2015-03. A1 - Änderung
- [3] DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau, mit DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12: A1 - Änderung
- [4] Fédération Internationale du Béton: fib Model Code for Concrete Structures 2010, 2013
- [5] Heek, P.; Look, K.; Minelli, F.; Mark, P.; Plizzari, G.: Datenbank für querkraftbeanspruchte Stahlfaserbetonbauteile – Bewertung der Bemessungsansätze nach DAfStb-Richtlinie und fib Model Code 2010, Beton- und Stahlbetonbau 112 (2017), Heft 3, S. 144-154
- [6] Maya, L.F.; Fernández Ruiz M.; Muttoni, A.; Foster S.J.: Punching shear strength of steel fibre reinforced concrete slabs, Engineering Structures 40 (2012), S. 83-94
- [7] Voo J.Y.L.; Foster S.J.: Tensile fracture of fibre reinforced concrete: variable engagement model, 6th Rilem symposium of fibre reinforced concrete (FRC), Varenna (Italy), 2004, S. 875-884
- [8] Muttoni, A.: Punching Shear Strength of Reinforced Concrete Slabs without Transverse Reinforcement, ACI Structural Journal 105 (2008), S. 440-450
- [9] Muttoni, A., Fernández Ruiz M.; Bentz, E.; Foster, S.; Sigrist, V.: Background to fib Model Code 2010 shear provision – part II: punching shear, Structural Concrete 14 (2013), S. 204 – 214
- [10] Hegger J.; Siburg C.: Aktualisierung der Datenbanken zum Durchstanzen punktgestützter Platten aus Stahlbeton und Spannbeton ohne und mit Durchstanzbewehrung, Abschlussbericht, Fraunhofer IRB Verlag, 2015
- [11] Falkner, H.; Teutsch, M.: Untersuchung des Biegetragverhaltens von Stahlfaserbetonbalken unter Variation der Faserart, iBMB-Forschungsbericht, Braunschweig: Eigenverlag Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, 1993
- [12] Gödde, L.: Numerische Simulation und Bemessung von Flächentragwerken aus Stahlfaserbeton sowie stahlfaserverstärktem Stahl- und Spannbeton, Dissertation, Ruhr-Universität Bochum, 2012

Zur Anwendung von Ultrahochleistungsbeton im modernen Parkhausbau

Nicholas Schramm, M.Sc.¹, Univ.-Prof. Dr.-Ing. Dipl.-Wirt. Ing. Oliver Fischer¹
¹Technische Universität München, Lehrstuhl für Massivbau

Kurzfassung

Die betontechnologische Entwicklung von faserbewehrtem Ultrahochleistungsbeton (UHPFRC) birgt sowohl in wirtschaftlicher als auch in ökologischer Hinsicht große Potentiale. Mit Hilfe dieses innovativen Werkstoffs, der Druckfestigkeiten von mehr als 150 N/mm² aufweist, können gegenüber üblichen Betonbauweisen der Ressourcenverbrauch und die Eigenlasten deutlich reduziert werden, während sich gleichzeitig die Dauerhaftigkeit und somit Nutzungsdauer erhöhen. Aufgrund des hohen Vorfertigungs- und Standardisierungsgrades bei Parkhausbauten, ist eine modulare Bauweise mit UHPFRC Fertigteilen für Parkhäuser besonders geeignet. Bestehende Nachteile bei bisherigen vor allem in Verbundbauweise ausgeführten Systemen lassen sich durch den Einsatz des Werkstoffs in vielen Bereichen verbessern. Der vorliegende Beitrag stellt in diesem Zusammenhang Konzeptstudien für ein Parkdecksystem aus UHPFRC Fertigteilen sowie die Ergebnisse von umfangreichen experimentellen Untersuchungen zum Tragverhalten der einzelnen Systemkomponenten dar. So kann gezeigt werden, dass durch den Einsatz von UHPFRC ein aufgelöstes System aus lediglich 35 mm starken Plattenelementen, die auf filigranen, vorgespannten UHPFRC-Spannbettträgern aufliegen und über eine schwalbenschwanzförmige Verbindung gefügt werden, hohe Tragfähigkeiten und entsprechende Vorteile bieten kann. Diesbezüglich wird mitunter näher auf die Ergebnisse experimenteller Untersuchungen zum Biege- und Durchstantragfähigkeit der dünnen Plattenelemente, zur Querkrafttragfähigkeit der filigranen Längsträger sowie der Fügemethode eingegangen.

1. Einleitung

Faserbewehrter Ultrahochleistungsbeton (engl. ultra high performance fibre-reinforced concrete = UHPFRC) ist ein besonders gefügedichter Beton mit einer charakteristischen Druckfestigkeit von in der Regel mehr als 150 N/mm² und einer, im Vergleich zu Normalbeton, entsprechend höheren Druckfestigkeit von ca. 8 MPa. Durch die Zugabe von Stahlfasern können (bei entsprechend hohem Fasergehalt und einer ausreichend großen Faserschlankeit) dabei auch zentrische Nachrisszugfestigkeiten erreicht werden, die über der Matrixzugfestigkeit des Betons liegen und die Duktilität des Werkstoffs kann entsprechend erhöht werden. Durch den Einsatz von Hochleistungsfließmitteln ist es heutzutage zudem möglich, ultrahochfesten Faserbeton mit selbstverdichtenden Eigenschaften herzustellen. Folglich ergeben sich für den Werkstoff exzellente Eigenschaften im Grenzzustand der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit, wie z.B. eine hohe Ausnutzbarkeit der Druckzone, eine reduzierte Rissbildung bzw. eine zuverlässige Begrenzung der Rissbreite oder ein möglicher Verzicht auf Mindestbewehrung aufgrund der vorhandenen Mikrostauffasern. Durch seine optimierte granulometrische Zusammensetzung zeichnet sich UHPC durch eine geringe Porosität und somit eine dichte homogene Struktur aus. Hieraus resultieren exzellente Dauerhaftigkeitseigenschaften, wie z.B. ein sehr hoher Widerstand gegenüber Frost-Tausalz Angriff und Chlorideindringungen, ein effektiver Korrosionsschutz des Betonstahls und ein hoher Widerstand gegenüber mechanischer Abrasion. Trotz jahrelanger Forschung ergeben sich heutzutage noch immer wissenschaftliche Fragestellungen zum Tragverhalten von Bauteilen aus UHPFRC, wie beispielsweise zum Querkraft- und Durchstantragverhalten. Darüber hinaus beschränken sich die baupraktischen Anwendungen von UHPFRC in Deutschland bisher leider nur auf wenige Beispiele, was nicht zuletzt darauf zurückzuführen ist, dass bisher noch kein gültiges Regelwerk für die Bemessung von Bauteilen aus ultrahochfestem Faserbeton in der Bundesrepublik eingeführt wurde. Nachdem die erste Richtlinie für die Anwendung von UHPFRC

bereits im Jahre 2000 durch VSL in Australien veröffentlicht wurde und Länder wie Japan, Kanada, die Schweiz oder Frankreich mittlerweile nachgezogen sind, soll in naher Zukunft erfreulicherweise auch in Deutschland endlich ein entsprechendes Regelwerk eingeführt werden. Die Entwicklung des entsprechenden Regelwerks basiert dabei in vielen Bereichen auf jahrelange, intensive nationale Forschung, die fortlaufend aktiv weitergeführt wird.

Für eine baupraktische Anwendung des Werkstoffs sind daher nun auch verstärkt Untersuchungen auf Systemebene bzw. für sinnvolle und relevante Anwendungsgebiete sowie die Realisierung von Pilotprojekten erforderlich. Eine mögliche besonders effiziente und wirtschaftliche Anwendungsmöglichkeit für den Werkstoff bietet dabei der Parkhausbau. Bestehende Nachteile bei bisherigen vor allem in Verbundbauweise ausgeführten Systemen lassen sich durch den Einsatz des Werkstoffs in vielen Bereichen verbessern. Im Rahmen dieses Beitrags sollen diesbezüglich Konzeptstudien und Vorteile für die Anwendung von UHPFRC im Parkhausbau vorgestellt und auf die Ergebnisse experimenteller Untersuchungen zum Tragverhalten der einzelnen Systemkomponenten eingegangen werden.

2. Anwendung von UHPFRC im Parkhausbau –Vorteile, Potentiale und Konzeptstudien

2.1 Vorteile und Potentiale von UHPFRC

Heutzutage werden Parkhäuser in erster Linie in Verbundbauweise hergestellt und bestehen aus Stahlträgern als Längsträger und einer Fahrbahnplatte aus Normalbeton. Die Spannweiten der Längsträger betragen dabei in der Regel 16 m (2 x 5,0 m Parkbuchtlänge und 6,0 m Fahrstreifen in zwei Richtungen) und sind in einem Raster von 2,50 m (Breite einer Parkbucht) angeordnet (siehe Abbildung 1). In Deutschland sind Parkdecksysteme für eine Flächenlast von 2,5 kN/m² oder eine konzentrierte Achslast von 20 kN zu bemessen.

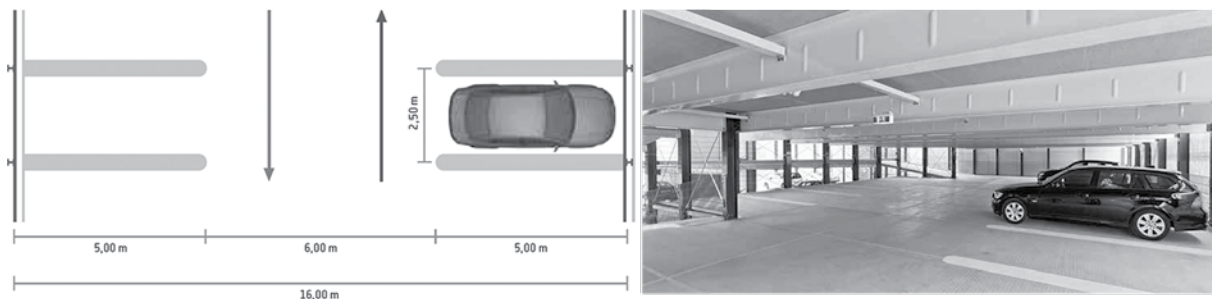


Abbildung 1: Standardmäßige Abmessungen im Parkhausbau (links) und typische Verbundbauweise mit Stahllängsträgern und Fahrbahnplatten aus Normalbeton (rechts) Quelle: www.goldbeck.de

Obwohl die Systeme bereits sehr weit optimiert sind, weisen sie dennoch einige grundsätzliche materialspezifische Nachteile auf. So sind u.a. im Hinblick auf den dauerhaften Korrosionsschutz unter Tausalzeinwirkung in Parkhäusern aufwendige Versiegelungen und deren regelmäßige Erneuerung erforderlich. Der mechanische Widerstand direkt befahrbarer Deckenelemente ist ohne Zusatzmaßnahmen nicht gegeben. Bei einem UHPFRC Deckensystem in Verbindung mit einer geschickten konstruktiven Durchbildung lassen sich durch Verwendung von UHPFRC viele Fragestellungen sehr effizient und wirtschaftlich lösen. So ist der Hochleistungswerkstoff durch sein sehr dichtes hohlraumminimiertes Gefüge und die Faser-Mikro-Bewehrung außerordentlich resistent gegen aggressive Angriffe (z.B. durch Chloride) und er besitzt eine exzellente Dauerhaftigkeit. Die Oberfläche lässt sich zudem gut profilieren und Bauteile aus UHPC sind aufgrund ihrer hohen Festigkeit und mechanischen Widerstandsfähigkeit äußerst abriebfest. Entsprechend kann ein UHPFRC-Deckensystem auch direkt befahren werden und es ergeben sich sehr geringe Unterhaltskosten. Darüber hinaus ermöglichen die äußerst hohen Druckfestigkeitswerte die Realisierung von extrem schlanken Tragelementen und somit eine leichte Verlegbarkeit bzw. einen einfachen Einbau.

2.2 Aktuelle Forschung

Im Rahmen eines Forschungsprojektes der Forschungsinitiative „Zukunft Bau“, das durch den Lehrstuhl für Massivbau der TUM in Kooperation mit der SSF Ingenieure AG sowie der Hochschule München bearbeitet wurde, bestand die wesentliche Zielsetzung darin, die Grundlagen für die Berechnung und Dimensionierung eines neuartigen Deckensystems aus Ultrahochleistungsbeton zu schaffen, um für den vielversprechenden Werkstoff UHPFRC wichtige Impulse für eine breite Anwendung zu geben. Das Vorhaben wurde dabei durch die Firma Goldbeck als Industriepartner maßgeblich unterstützt. Im Rahmen des Forschungsvorhabens wurden nach einer grundsätzlichen Anforderungsermittlung mögliche Varianten von Tragsystemen hinsichtlich ihrer Eignung untersucht und ein mögliches Parkdecksystem unter ausschließlicher Verwendung von UHPFRC entwickelt. Für das gewählte, optimierte Tragsystem wurden darauf aufbauend offene Fragestellungen numerisch und experimentell untersucht. Dabei wurden insbesondere Untersuchungen zum Tragverhalten der direkt befahrenen Fahrbahnplatten (Durchstanz- und Biegeverhalten unter Einzelradlasten), der vorgespannten Längsträger (Querkrafttragverhalten, Optimierung der (Faser-)Bewehrung im Trägersteg) und des entsprechenden Anschlusses zwischen Längsträgern und Plattenelementen durchgeführt.

2.3 Parkhaussystem aus UHPFRC – Konzeptstudien

Im Zuge einer Variantenuntersuchung wurden verschiedene Möglichkeiten für ein Tragsystem im Parkhausbau unter Anwendung von ultrahochfestem faserbewehrten Beton entworfen. Hierbei wurden neben Überlegungen zum Tragverhalten insbesondere auch fertigungstechnische sowie allgemeine baupraktische Aspekte mit in die Entwurfskriterien einbezogen. Insbesondere die Kriterien Schalungsaufwand, Entlüftung bei der Betonage sowie Stapelbarkeit der Elemente (welche wiederum maßgeblich den Transport beeinflussen) erwiesen sich dabei als maßgebende Faktoren, so dass sich die ursprünglich angedachten Querschnitte in Form eines Plattenbalkens oder umgedrehten U-Querschnitts als ungeeignet herausstellten. Aus der Variantenuntersuchung kristallisierten sich die in Abbildung 2 dargestellten günstigsten Topologien für ein UHPFRC-Parkdecksystem heraus. Variante 1 (Abbildung 2 oben, links) sieht dabei nur eine Erweiterung des bestehenden Systems vor, für welches die in der Regel ca. 11 cm starken Fahrbahnplatten aus Normalbeton durch lediglich ca. 50 mm starke Platten aus ultrahochfestem Faserbeton ersetzt werden. Eine weitere Variante sieht die

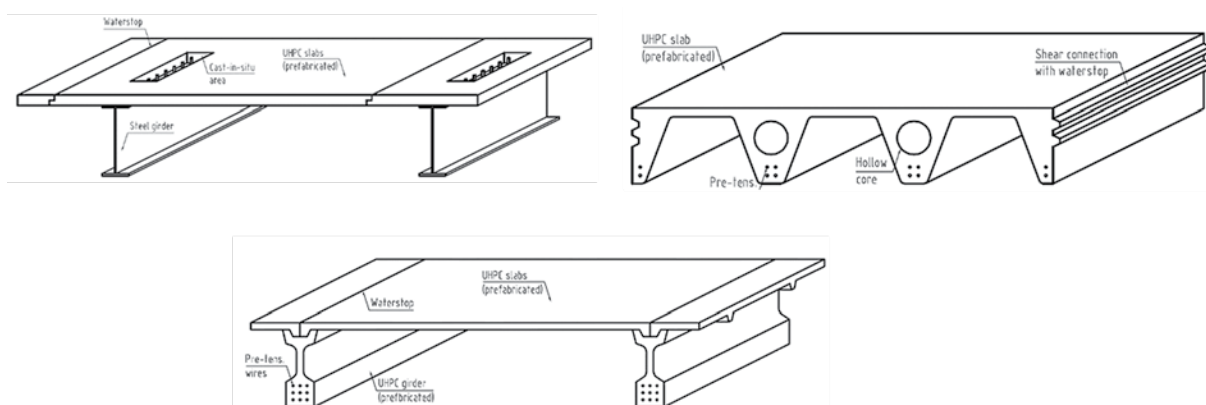


Abbildung 2: Mögliche Topologien für ein Parkdecksystem aus UHPFRC;
links oben: Anlehnung an bestehende Verbundbauweise mit UHPFRC-Plattenelementen,
rechts oben: vorgespannte π -Plattenlösung, unten: aufgelöstes System
aus vorgespannten Spannbettträgern und dünnen Rippenplatten aus UHPFRC

Übertragung des klassischen Tragsystems von π -Platten auf Ultrahochleistungsbeton vor. Durch das Vorhandensein einer Stahlfaserbewehrung ist es dabei auch problemlos möglich Aussparungen in den Elementen vorzusehen bzw. die Querschnittsabmessungen deutlich zu reduzieren. Die in Abbildung 2 unten dargestellte Version in Form eines aufgelösten Systems aus filigranen Rippenplatten und im sofortigen Verbund vorgespannten Längsträgern aus UHPFRC erwies sich im Rahmen der Konzeptstudien als die vorteilhafteste Variante, so dass eine detailliertere Ausarbeitung für dieses System erfolgte. Für dieses aufgelöste System sind eine effiziente Vorfertigung, eine einfache Verlegbarkeit auf der Baustelle und ein einfacher Austausch von Elementen möglich. Zudem sind die Transporteigenschaften – die im Parkhausbau einen nicht unerheblichen Kostenpunkt darstellen – durch eine gute Stapelbarkeit der Plattenelemente und Längsträger günstig. Für das momentan am häufigsten zur Anwendung kommende System in Verbundbauweise ist ein aufwändiges und kostenintensives Verzinken der Stahllängsträger erforderlich, um den Korrosionsschutz sicherzustellen. Für das vorliegende System mit vorgespannten Längsträgern aus Ultrahochleistungsbeton ist keine weitere Beschichtung erforderlich und es können zudem weitaus größere Spannweiten realisiert werden. Die Plattenelemente können dabei mit einer trapezförmigen Rippung, welche zur Sicherstellung einer ausreichenden Duktilität ggf. noch eine Stabstahlbewehrung enthalten kann, ausgeführt werden. Um die Plattenelemente untereinander sowie mit den Längsträgern kraftschlüssig zu verbinden, ist der Plattenstoß mit einer schwalbenschwanzförmigen Fuge gestoßen, welche wiederum als Negativ in Form von Schubnocken auf den Längsträgern vorliegt. Somit ist für die kraftschlüssige Verbindung keine Anschlussbewehrung oder eine Ortbetonergänzung mit Kopfbolzendübeln für die Schubkraftübertragung erforderlich. Lediglich für einen Toleranzausgleich ist zwischen den Elementen eine umlaufende ca. 5 mm breite Fuge vorgesehen, die im Nachhinein lokal vergossen wird. In Anlehnung an das bestehende Parkdecksystem in Verbundbauweise wurde die Querschnittshöhe der Längsträger zu 60 cm gewählt und das Raster der Träger in Querrichtung bei 2,50 m belassen. Für den Standardfall mit 16 m langen Längsträgern (vgl. Abbildung 1) sind zwei hintereinander liegende Plattenelemente mit einer Länge von jeweils 8 m vorgesehen. Abbildung 3 stellt das System mit der Anschlusskonstruktion nochmals in perspektivischen Ansichten und im Schnitt dar.

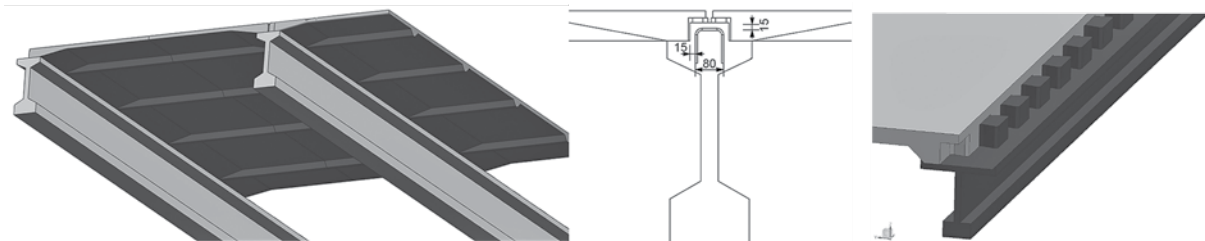


Abbildung 3: Aufgelöstes UHPFRC-Parkdeck-System aus Längsträgern und Rippenplatten mit einem Anschluss der Elemente über eine schwalbenschwanzförmig verzahnte Fuge im Bereich des Plattenstoßes sowie entsprechenden Schubnocken an den Längsträgern

Das System ermöglicht eine sehr schnelle und flexible Verlegung und benötigt keine nachträgliche Beschichtung, da in der Fuge auf eine Anschlussbewehrung bzw. Kopfbolzendübel verzichtet werden kann. Für die einzelnen Komponenten und die Anschlusskonstruktion wurden Versuche zur Beurteilung des Tragverhaltens sowie zur Bestimmung der Bruchlasten durchgeführt, deren Ergebnisse im folgenden Kapitel dargestellt werden.

3. Experimentelle Untersuchungen zu den Komponenten eines UHPFRC-Parkhaussystems

3.1 Allgemeines

Nachfolgend werden die Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen für die einzelnen Komponenten des Parkdecksystems dargestellt. Hierzu wurden stellenweise Vereinfachungen bei den Geometrien der einzelnen Tragelemente getroffen und lediglich die für das Tragverhalten wesentlichen Parameter beibehalten. Es wurden Bauteilversuche zum Tragverhalten der Plattenelemente, der Längsträger sowie der Anschlusskonstruktion durchgeführt. Für die dünnen Fahrbahnplatten stellte dabei das Durchstanz- und Biegetragverhalten unter konzentrierter Lasteinleitung die zentrale Bemessungsfrage dar. Im Rahmen der Versuche zum Tragverhalten der Längsträger mit sehr dünnen Stegen wurde insbesondere das Querkrafttragverhalten untersucht und für die Anschlusskonstruktion wurden die maximalen Traglasten durch Push-Out Versuche experimentell ermittelt. Für alle Versuche wurden die jeweils wichtigsten Parameter variiert.

3.2 Verwendetes Material und Festigkeitseigenschaften

Tabelle 1: Materialkennwerte (Mittelwerte) des UHPFRC für die einzelnen Bauteilversuche

Versuch	Material	Würfeldruckfestigkeit am Prüftag [N/mm ²]	max. Biegezugfestigkeit (Balken 700x150x150 mm, Prismen 160x40x40 mm) [N/mm ²]	Zentrische Nachrisszugfestigkeit (Zugknochen 50x50 mm) [N/mm ²]
Platte 1	B5Q	189,0	22,4 (Balken)	6,8
Platte 2	B5Q	184,9	22,4 (Balken)	6,3
Platte 3	B5Q	188,3	22,4 (Balken)	6,4
Längsträger VT 60-V1	Ductal®	184,9	30,5 (Prismen)	8,1
Längsträger VT 60-V2	Ductal®	167,6	31,1 (Prismen)	6,7
Längsträger VT 60-V3	Ductal®	188,5	30,7 (Prismen)	-
Längsträger VT 60-V4	Ductal®	179,7	25,5 (Prismen)	6,6
Verbindung VK 1	B5Q	196,9	-	-
Verbindung VK 2	B5Q	206,8	41,05 (Prismen)	8,53
Verbindung VK 3	B5Q	198,8	31,74 (Prismen)	7,03
Verbindung VK 4	B5Q	198,5	30,07 (Prismen)	6,59
Verbindung VK 5	B5Q	204,5	36,52 (Prismen)	6,26
Verbindung VK 6	B5Q	204,2	28,35 (Prismen)	6,92

Für die Versuche an den Plattenelementen und die Push-Out Versuche der Anschlusskonstruktion wurde auf die Mischung B5Q mit 2,5 Vol.-% Stahlfasern zurückgegriffen, die im Rahmen des DFG

Schwerpunktprogramms SPP1182 entwickelt wurde. Die Längsträger wurden aus dem UHPFRC-Produkt Ductal® der Firma LafargeHolcim Ltd. hergestellt. Die Festigkeitseigenschaften für die jeweiligen Versuche sind in Tabelle 1 auszugsweise dargestellt.

3.3 Messtechnik

Als Messtechnik wurden faseroptische Sensoren sowie Dehnmessstreifen zur Dehnungsmessung auf der Bewehrung (für die Platten auf der Längsbewehrung in den Rippen und für die Versuche an Längsträgern und Verbindungen falls vorhanden auf der Bügelbewehrung), Wegsensoren für die Messung von Durchbiegungen und Relativverschiebungen sowie Kraftmessdosen für die Messung der aufgebrachten Kräfte verwendet. Für die Versuche an den Längsträgern und für die Push-Out Versuche wurde zudem ein optisches Messsystem zur Erfassung der Formänderungsarbeiten bzw. der Risskinematik und -entwicklung verwendet.

3.4 Versuche zum Tragverhalten der Fahrbahnplatten

3.4.1 Versuchsaufbau, -programm und -durchführung

Es wurden die in Abbildung 4 aufgezeigten Plattenkonfigurationen geprüft.

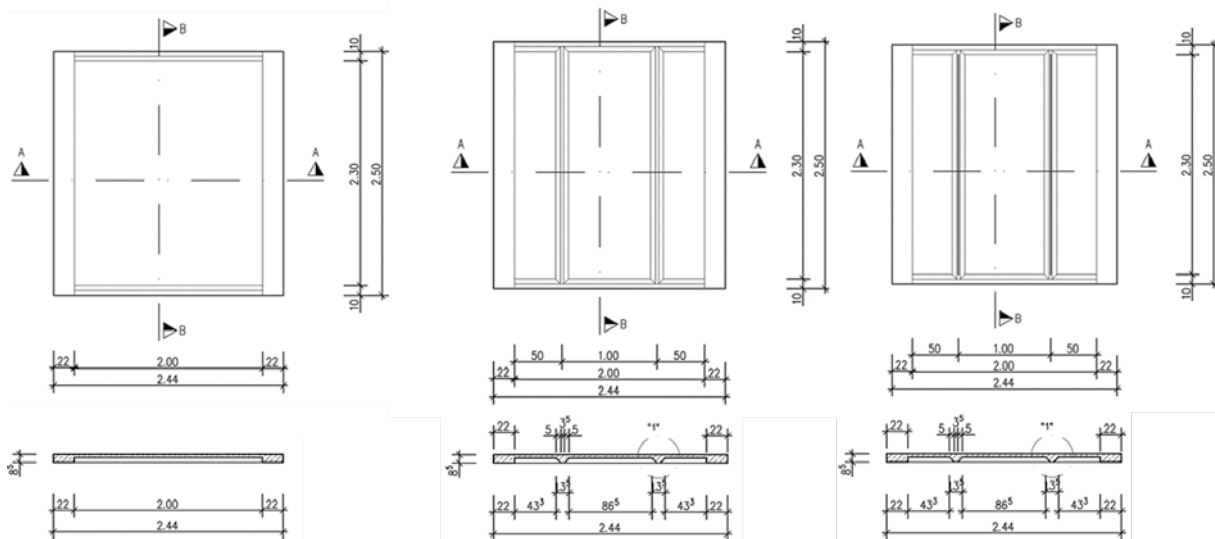


Abbildung 4: Geprüfte Plattenkonfigurationen ohne (links) mit unbewehrten (mittig) und mit bewehrten Trapezrippen (rechts)

Die Plattenelemente wiesen alle eine Spannweite von 2,50 m, wie für das eigentliche Parkdecksystem vorgesehen, auf. In Querrichtung betrug die Breite lediglich 2,44 m, wobei am Rand steife Randbalken vorgesehen wurden, welche für die gewählte Belastung die Steifigkeit (bzw. mittragende Breite) der in Wirklichkeit 8 m langen Plattenelemente abbilden sollten. Der Querschnitt dieser Randbalken wurde anhand von numerischen Vergleichsberechnungen gewählt. Die Plattendicke im Bereich der Lasteinleitung wurde mit 35 mm geplant, wobei die eigentliche Plattendicke aufgrund von Imperfektionen der Schalung und Ungenauigkeiten beim Abziehen der Oberfläche lediglich ca. 30 mm betrug. Die Dicke der Trapezrippen betrug 85 mm. Für den dritten Prüfkörper wurde eine Stabstahlbewehrung Ø 20 mm mit einer Betondeckung von 20 mm vorgesehen. Entsprechend den Spezifikationen in DIN EN 1991-1-1 für die anzusetzende Einzelradlast wurde die Platte mittig (falls vorhanden) zwischen den Rippen mit einer Einzellast 200x200 mm weggesteuert belastet. Die Plattenelemente wurden alle auf ihren 5 cm breiten Endquerträgern (mit einer Abschrägung analog der Rippung) auf

einem Gipsbett aufgelagert. Durch die Versuche sollte insbesondere die maximal ertragbare lokale Radlast ermittelt werden, welche nach DIN EN 1991-1-1 mit $F_{Ed}=15$ kN anzusetzen ist, und überprüft werden, ob ein Durchstanz- oder Biegeversagen der Platte eintritt.

3.4.2 Versuchsergebnisse

Für die Plattenelemente ohne bzw. mit unbewehrten Trapezrippen trat ein reines Biegeversagen mit einem mittigen Biegeriss durch den gesamten Plattenquerschnitt auf. Demgegenüber bildeten sich für den Prüfling mit bewehrten Trapezrippen bereits Risse im Bereich um die Lasteinleitung aus (vgl. Abbildung 5), die auf ein Durchstanzversagen aufgrund der lokalen Lasteinleitung hindeuteten.

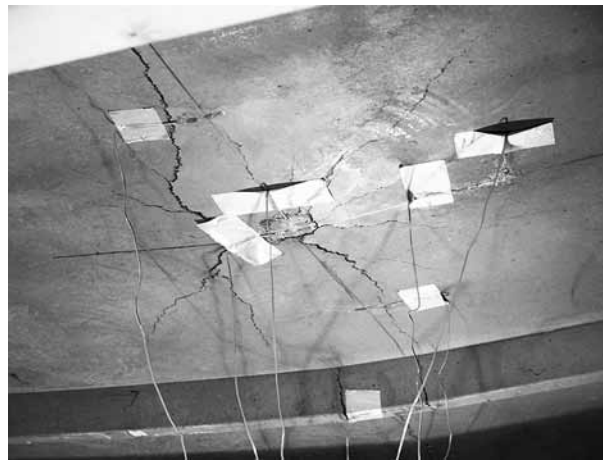


Abbildung 5: Rissbild an der Plattenunterseite für die Plattenkonfiguration mit bewehrten Trapezrippen, kurz vor dem Versagen

Bei weiterer Laststeigerung pflanzten sich die Risse jedoch zur Seite hin fort, so dass letztendlich – analog zum Versagensmuster der beiden anderen Platten – ein Biegeversagen mit einem mittigen Biegeriss quer durch den gesamten Plattenquerschnitt auftrat. Die Last-Verformungskurven aller Versuche sind in Abbildung 6 dargestellt.

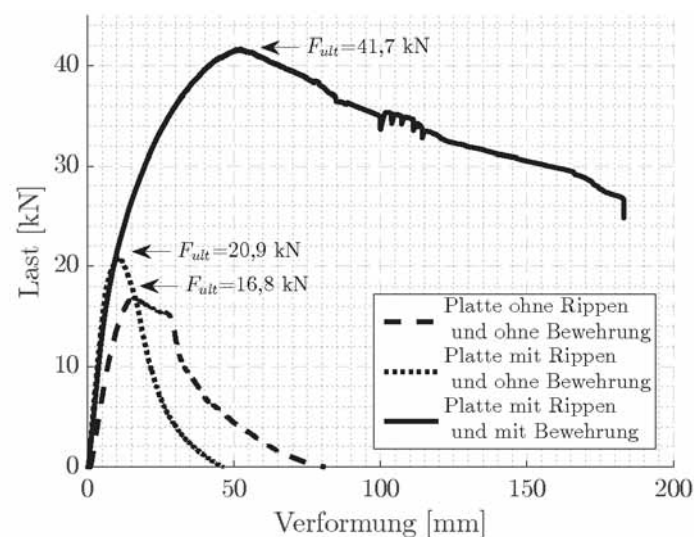


Abbildung 6: Last-Verformungskurven aller Versuche an UHPFRC-Plattenelementen

Es zeigt sich, dass die Trapezrippen ohne eine diskrete Stabstahlbewehrung nur einen sehr geringen Einfluss auf das Tragverhalten besitzen. Für die Plattenkonfiguration mit einer Stabstahlbewehrung (lediglich ein Stab $\varnothing 20$ mm) zeigt sich hingegen ein extremer Einfluss. Die geringe Bewehrung führt zu einer Verdoppelung der Traglast und ein sehr duktiles Versagen durch das Fließen des Betonstahls.

Die Auswertung der quasi-kontinuierlichen faseroptischen Messungen entlang der Oberseite des Bewehrungsstabs für verschiedene Laststufen ist in Abbildung 7 dargestellt. Es wird ersichtlich, dass die Dehngrenze des Betonstahls im Bereich der Höchstlast erreicht wird und das Fließen des Stahls somit das Versagen der Platte einleitet. Im Vergleich zu Normalbeton ergeben sich aufgrund der hohen Verbundspannungen des UHPFRC und der Stahlfasern sehr kurze Rissabstände und insgesamt ein sehr feines Rissbild.

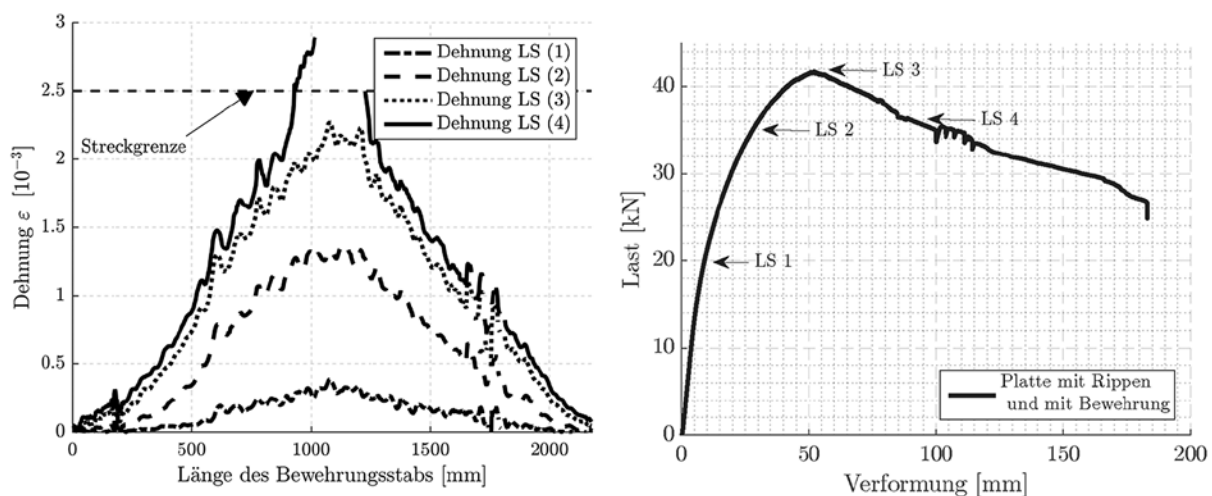


Abbildung 7: Dehnungsverlauf entlang des Stabstahls für verschiedene Laststufen aus faseroptischen Messungen

Die erforderliche Radlast von $F_{Ed}=15$ kN wurde, ohne Einrechnung von Sicherheiten auf der Widerstandsseite, für alle Plattenkonfigurationen erreicht. Aufgrund des weitaus duktileren Versagens für das Plattenelement mit stabstahlbewehrten Trapezrippen und der höheren Traglast, stellt diese Variante die günstigste bzw. zu bevorzugende Konstellation dar. Eine Plattendicke von 30 bzw. 35 mm zwischen den bewehrten Rippen ist somit theoretisch ausreichend und es konnte gezeigt werden, dass ein lokales Durchstanzversagen im Bereich der Lasteinleitung nicht zu erwarten ist.

3.5 Versuche zum Tragverhalten der vorgespannten Längsträger

3.5.1 Beschreibung der Versuche

Zum Tragverhalten der Längsträger wurden insgesamt 9 Querkraftversuche durchgeführt, da die Querkrafttragfähigkeit, aufgrund der sehr geringen Stegdicke, die maßgebende Widerstandsgröße darstellt. Abbildung 8 zeigt den Quer- und Längsschnitt der Versuchskörper mit einer Querschnittshöhe von 60 cm und einer Stegdicke von lediglich 40 mm. Die Träger wurden im sofortigen Verbund mit 12 Litzen im Untergurt und 2 Litzen im Obergurt vorgespannt. Die Mittelachse des Auflagerüberstands wurde mit 20 cm gewählt, so dass die Spannkraft in den Litzen, aufgrund der sehr kurzen Einleitungslängen, in der Auflagerachse bereits vollständig verankert war. Die Schubslankheit betrug demnach 3,50 m.

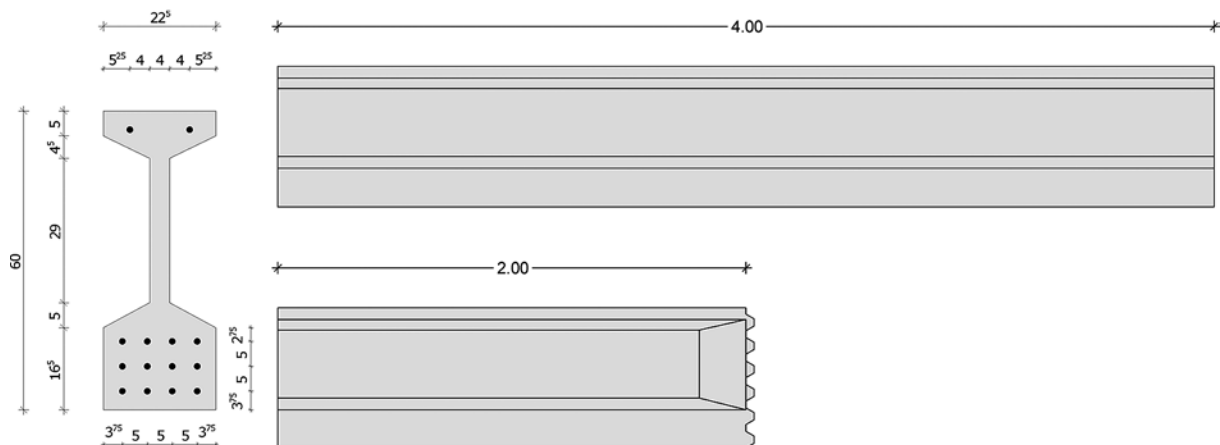


Abbildung 8: Abmessungen der vorgespannten UHPFRC-Längsträger für die Bauteilversuche

Es wurden zwei verschiedene Versuchsaufbauten für die Prüfungen verwendet: zum einen wurden konventionelle 3-Punkt-Biegeversuche an 4,0 m langen Trägern (vgl. Abbildung 8, Längsschnitt oben) in einem Prüfportal durchgeführt und zum anderen wurden lediglich halbe Träger (unter Ausnutzung von Symmetriebedingungen) in einem neuartigen Versuchsstand geprüft. Dieser neuartige Versuchsstand erlaubt es, unter Anwendung der Substrukturtechnik, lediglich Teilbereiche eines Trägers herauszulösen und die entsprechenden Randbedingungen über 6 einzeln ansteuerbare Hydraulikzylinder, die wiederum an massive Lasteinleitungsplatten gekoppelt sind, aufzubringen (Details siehe auch [1] und [2]). Es zeigte sich für beide Versuchsdurchführungen eine gute Übereinstimmung der Ergebnisse. Im Rahmen dieser Veröffentlichung sollen jedoch auszugsweise lediglich die Versuche an ganzen Trägern, die konventionell als 3-Punkt-Biegeversuch durchgeführt wurden, behandelt werden. Hierzu wurden 4 Versuche durchgeführt, für die zum einen die Vorspannkraft in den Litzen von 1848 auf 924 kN und zum anderen der Fasergehalt von 2,11 auf 1,06 Vol.-% halbiert wurde, um die Auswirkungen dieser Parameter auf das Tragverhalten zu untersuchen. Zudem wurde ein weiterer Versuch (mit 1848 kN Vorspannung und 2,11 Vol.-% Stahlfasern) durchgeführt, für den zusätzlich eine schwache Bügelbewehrung (einschnittige Bügel $\varnothing 8/25$) vorgesehen wurde. In den Bezeichnungen der Versuche steht der Index „P“ jeweils für den Grad der Vorspannung und der Index „F“ für den Stahlfasergehalt.

3.5.2 Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen

In allen 4 Versuchen trat ein Querkraftversagen in Form eines Stegzugversagens ein. Die jeweiligen Rissbilder und Querkraft-Verformungs-Beziehungen sind in Abbildung 9 abgebildet (siehe nächste Seite). Für eine Querschnittshöhe von 60 cm und eine Stegdicke von lediglich 40 mm weisen alle Träger eine sehr hohe Querkrafttragfähigkeit auf. Es wird ersichtlich, dass für die Träger mit geringerem Fasergehalt und mit geringerer Vorspannung ein früherer Übergang in den gerissenen Zustand auftritt. Die Versuchsergebnisse zeigen einen sehr starken Einfluss des Stahlfasergehalts auf die Querkrafttragfähigkeit. So führt eine Verdoppelung des Stahlfasergehaltes von 1,06 auf 2,11 Vol.-% zu einer Steigerung der Bruchquerkraft um mehr als 50 %! Der geringe Bügelbewehrungsgehalt führte hingegen lediglich zu einer Erhöhung der maximalen Querkraft von knapp 4 % und keiner merklichen Duktilitätssteigerung. Ein Vergleich der Rissbilder zeigt, dass für den Träger mit reduzierter Vorspannung Biegerisse im Untergurt in Feldmitte auftreten und ein höherer Fasergehalt generell zu einem etwas feineren Rissbild führt. Zudem zeigt sich ein Einfluss des Stahlfasergehalts auf die Ausbildung des kritischen Schubrisses: während der versagensauslösende Schubriss für die Träger mit höherem Stahlfasergehalt mehr im Bereich der Lasteinleitung und steiler auftritt, bildet sich der kritische Schubriss für den Träger mit reduziertem Fasergehalt flacher und mehr in Richtung Auflagerachse aus. Das gleiche Verhalten konnte auch für die zugehörigen Versuche an Substrukturen und eine weitere Versuchsreihe an 1,0 m hohen UHPFRC Trägern beobachtet werden [3]. Analog zu Trägern aus Normalbeton bei Variation der Querkraftbewehrung stellt sich für Träger mit höherem Stahlfasergehalt

vermeehrt ein fachwerkartiges und für einen geringeren Stahlfaserbewehrungsgehalt ein sprengwerkartiges Tragverhalten ein.

Die Querkrafttragfähigkeit des Trägers V3 (lediglich 1,06 Vol.-% Stahlfasern ohne Bügelbewehrung), welche für die vorliegende Versuchsreihe mit 379,6 kN am geringsten war, reicht dabei (auch unter Berücksichtigung von Materialsicherheiten) aus, um die maximal auftretenden Querkräfte der 16 m langen Längsträger von ca. 175 kN für ein reales Parkhaus abzudecken.

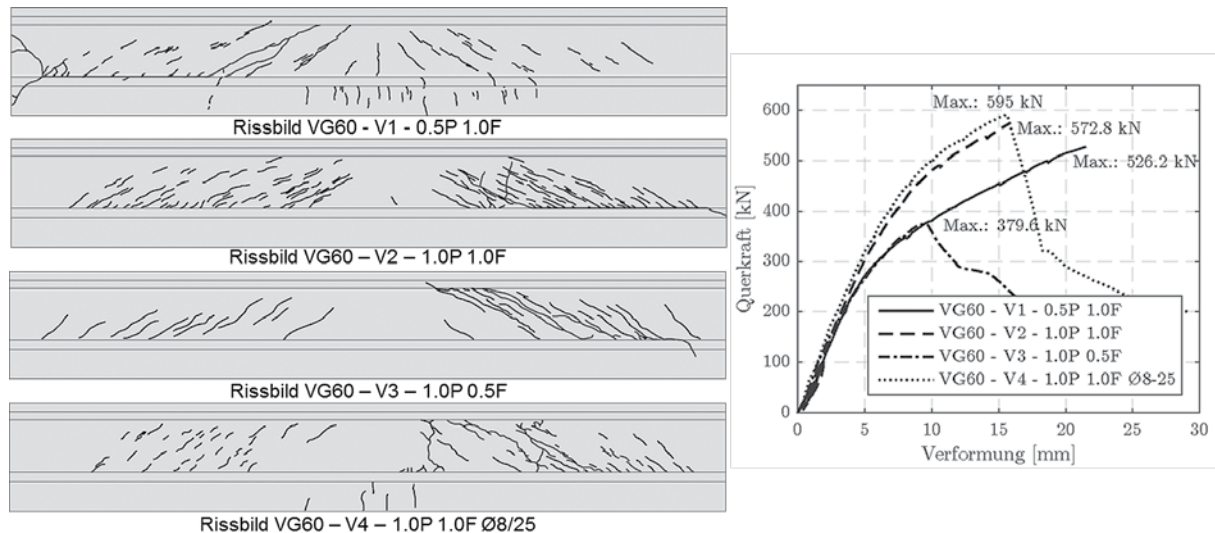


Abbildung 9: Rissbilder (links) und Querkraft-Verformungs-Beziehungen (rechts) der Versuche an ganzen Balken unter Variation der Vorspannung, des Fasergehalts und der Querkraftbewehrung

3.6 Push-Out Versuche zu dem Anschluss zwischen Fahrbahnplatten und Längsträgern

3.6.1 Allgemeines, Versuchsaufbau und -beschreibung

Für den im Rahmen der Voruntersuchungen entworfenen Anschluss zwischen Fahrbahnplatten und Längsträgern (vgl. Abbildung 3) wurden insgesamt 6 Push-Out Versuche durchgeführt. Hierzu wurde ein Bauteilausschnitt mit 2 Schubnocken in einem Abstand von 50 cm im Maßstab 1:1 abgebildet (vgl. Abbildung 11).



Abbildung 11: Push-Out Versuchskörper mit schwalbenschwanzförmigen Schubnocken für den Anschluss zwischen Fahrbahnplatten und Längsträgern; links: Längsträgerausschnitt mit Schubnocken, mittig: zusammengesetzte Elemente vor Fugenverguss, rechts: fertige Anschlusskonstruktion nach Fugenverguss

Um eine geringe Exzentrizität in der Kräfteinleitung bzw. eine reine Schubbeanspruchung gewährleisten zu können, wurden die Prüfkörper doppelsymmetrisch ausgeführt, so dass je Versuch 4 Schubnocken auf Abscheren beansprucht wurden. Der Versuchsaufbau (hier für einen mit Stabstahl bewehrten Versuchskörper) ist in Abbildung 10 dargestellt.

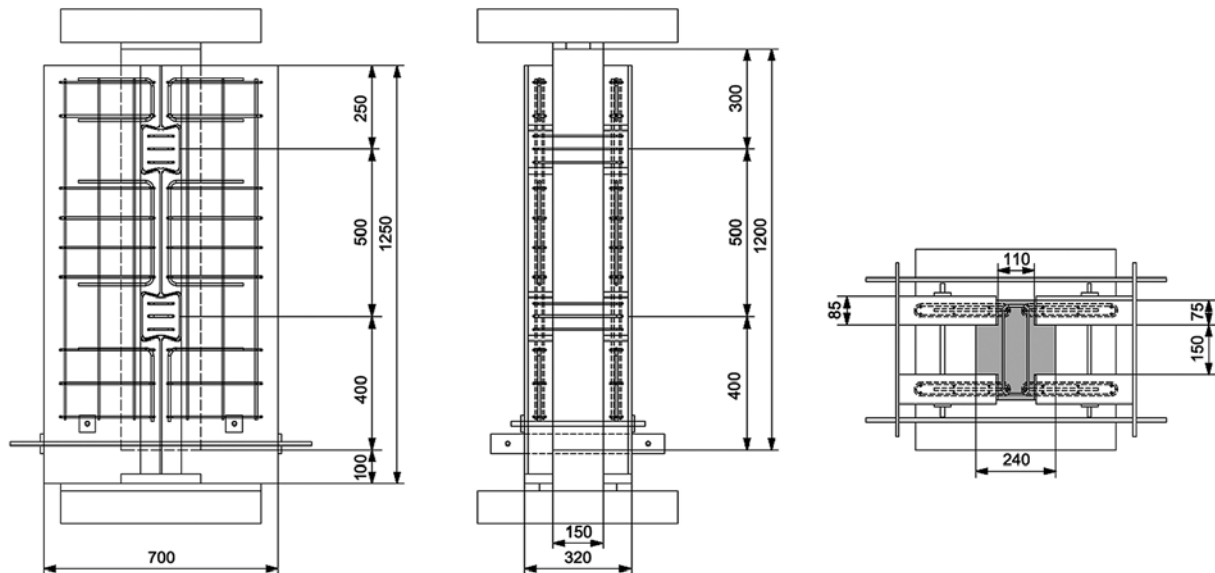


Abbildung 10: Versuchsaufbau für doppelsymmetrische Push-Out Versuche zur experimentellen Untersuchung der Beanspruchbarkeit der Fuge zwischen Plattenelementen und Längsträgern (hier dargestellt für einen mit Stabstahl bewehrten Versuchskörper)

Zwischen den Elementen wurde – um einen gewissen Toleranzausgleich zu ermöglichen – eine Fuge mit einer Breite von 5 mm vorgesehen, die nach dem trockenen Zusammensetzen der Einzelteile mit Pagel® bzw. Sikadur® vergossen wurde. Der Versuch wurde kraftgesteuert durchgeführt und es wurden fünf Vorbelastungszyklen durchgeführt, bevor die Probekörper mit einer Geschwindigkeit von 0,7 kN/s zu Bruch gefahren wurden. Insgesamt wurden 6 Versuche durchgeführt, wobei jeweils zwei Versuchskörper gleich ausgeführt und die Stabstahl-Bewehrung (\varnothing 8 mm) variiert wurden. Dabei wurden Versuche ohne jegliche Stabstahlbewehrung (unbewehrt 1 & 2), mit einer Stabstahlbewehrung lediglich in den Nocken (Bew. No 1 & 2) und mit einer Bewehrung in den Plattenelementen und den Nocken (Bew. No+Pla 1 & 2) durchgeführt (vgl. hierzu auch Abbildung 10).

3.6.2 Versuchsergebnisse

Alle Versuchskörper versagten durch ein glattes Abscheren der Schubnocken im Längsträger, wobei auch für die völlig unbewehrten Versuchskörper je Nocke eine Abscherkraft von mehr als 200 kN erreicht und somit die Bruchlast der Verbindung mit Kopfbolzendübeln, wie sie für viele aktuelle Parkdecksysteme aus Normalbeton vorliegt, überschritten wurde. Die Last-Verformungs-Beziehungen für die einzelnen Push-Out Versuche sowie ein typisches Bruchbild der abgesicherten Schubnocken sind in Abbildung 12 dargestellt.

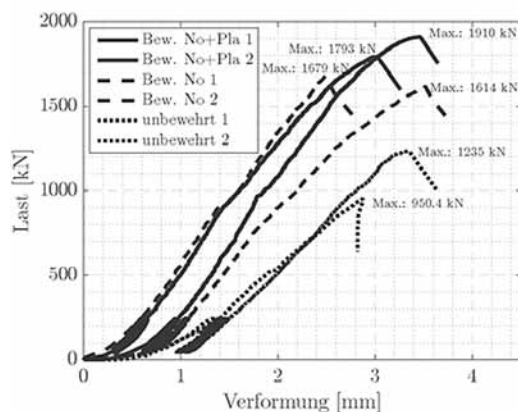


Abbildung 12: Last-Verformungs-Beziehungen (links) und typisches Bruchbild der abgesicherten Schubnocken

Für die Versuchskörper mit Bewehrung in den Nocken zeigt sich eine Laststeigerung von mehr als 30 % und durch das im Versuch beobachtete Fließen der Bügelbewehrung kann generell ein gutmütigeres Verhalten erreicht werden. Die Ergebnisse der faseroptischen Messungen entlang der Bügelbewehrung zeigen, dass die Bewehrung erst ab einem Lastniveau von ca. 800 kN merklich beansprucht wird und alle die Schubfuge kreuzenden Bewehrungsstäbe ins Fließen geraten. Durch eine gleichzeitige Anordnung von Stabstahlbewehrung in den Nocken und Plattenelementen konnte, im Vergleich zu einer Bewehrung lediglich in den Schubnocken, eine weitere Laststeigerung um ca. 12 % erreicht werden. Bis zu einer Last von ca. 800-1000 kN konnte nahezu keine Relativverschiebung zwischen Nocken und Plattenelementen sowie eine Rissbildung beobachtet werden. Bei einem Lastniveau im Bereich zwischen ca. 550 kN (Versuch unbewehrt 1, Verguss der Fuge mit Mörtel) und ca. 950 kN (bewehrte Versuchskörper, Verguss der Fuge mit Kleber auf Exoxidharzbasis) konnte ein Überschreiten der Haftzugfestigkeit beobachtet werden, welches in den Last-Verformungs-Kurven an einem leichten Knick zu erkennen ist.

4. Zusammenfassung

Der vorliegende Beitrag behandelte die Anwendung von ultrahochfestem, faserbewehrten Beton (UHPFRC) für den Parkhausbau. Nachdem Vorteile des Werkstoffs im Parkhausbau (wie z.B. die exzellenten Dauerhaftigkeitseigenschaften sowie die Reduktion von Eigengewicht und eine leichtere Verlegbarkeit) und Konzeptstudien für ein mögliches Tragsystem aufgezeigt wurden, wurden die Ergebnisse experimenteller Untersuchungen zu den jeweiligen Komponenten des Systems vorgestellt. Im Rahmen der Konzeptstudien wurde dabei ein aufgelöstes System aus filigranen Plattenelementen mit Trapezrippen sowie vorgespannten Längsträgern, die über eine schwalbenschwanzförmige Nockenverbindung gefügt werden, entwickelt. Die Versuche zeigen, dass eine Plattenstärke von lediglich 35 mm zwischen den Rippen ausreicht, um die statisch erforderlichen Anforderungen zu erfüllen und eine schlaife Stabstahlbewehrung in den trapezförmigen Rippen die erforderliche Duktilität bzw. Versagensvorankündigung sicherstellen kann. Im Rahmen der Versuche an im sofortigen Verbund vorgespannten Längsträgern aus UHPFRC wurde insbesondere das Querkrafttragverhalten untersucht. Die experimentell ermittelten Bruchlasten zeigen, vor allem aufgrund des sehr hohen Traganteils der Stahlfaserbewehrung, auch für Stegdicken von lediglich 40 mm, einen sehr hohen Querkraftwiderstand der Längsträger. Anhand von Push-Out-Versuchen wurde gezeigt, dass der erforderliche Tragwiderstand für die entwickelte Fügemethode leicht erbracht werden kann.

Danksagung

Die Autoren danken der Forschungsinitiative Zukunft Bau für die Finanzierung und Unterstützung im Rahmen des gemeinsamen Forschungsvorhabens.

Literatur

- [1] Schramm, N.; Fischer, O.: Experimentelle Untersuchungen zur Querkrafttragfähigkeit vorgespannter Balkenelemente mithilfe der Substrukturtechnik. 5. DAfStb-Jahrestagung mit 58. Forschungskolloquium, 2017, Kaiserslautern, S. 271-282
- [2] Fischer, O.; Schramm, N.; Gehrlein, S.: Labor- und Feldversuche zur realitätsnahen Beurteilung der Querkrafttragfähigkeit von bestehenden Spannbetonbrücken. Bauingenieur 92 (2017), Heft 11, S. 455-463
- [3] Schramm, N.; Fischer, O.: Precast options for PC bridge construction using ultra-high performance fibre-reinforced concrete (UHPFRC) – laboratory tests and railway bridge pilot application. 12 th Japanese-German Bridge Symposium, 2018, München

Tragverhalten von Sandwichfassaden mit textil- und stahlbewehrten Vorsatzschalen unter thermischer Beanspruchung

Untersuchungen zur Ermittlung maßgebender Bemessungsgrößen

Christopher Bert^{1*}, Oliver Fischer¹

¹Technische Universität München, Lehrstuhl

Kurzfassung

Im Rahmen eines durch die Forschungsinitiative ZukunftBau des Bundesministerium für Umwelt, Bau und Reaktorsicherheit (BMUB) geförderten Vorhabens des Lehrstuhls für Massivbau der Technischen Universität München (TUM) werden an Sandwichwänden mit unterschiedlichen Vorsatzschalen unter Variation von zahlreichen Randbedingungen systematisch thermische Untersuchungen durchgeführt.

Neue innovative Entwicklungen im Bereich des Sandwichwandbaus ermöglichen die bisher vor allem aus Stahlbeton hergestellten Vorsatzschalen mit Dicken zwischen 70 und 100 mm durch Einsatz von textiler Bewehrung in deren Querschnittsdicken erheblich zu reduzieren. Durch den Einsatz korrosionsbeständiger Bewehrungsmaterialien können Dicken von etwa 20 bis 30 mm hergestellt werden.

Während für Stahlbetonvorsatzschalen üblicher Dicke die für die Bemessung maßgebenden Temperaturgrößen durch die noch im Detail zu erläuternde Richtlinie des DIBt 1995/5 [1] vorliegen, stehen planenden Ingenieuren bisher keine wissenschaftlich nachgewiesenen Bemessungsgrößen zur Verfügung, die die Auswirkung einer beliebigen Querschnittsreduzierung unter Verwendung textilbewehrter Deckschichten allgemeingültig beschreiben.

Im Hinblick auf diesen Forschungsbedarf und den genannten Innovationen ist das Ziel des Vorhabens die für die Bemessung maßgebenden Temperaturgrößen und deren -gradienten innerhalb der Vorsatzschale sowohl experimentell als auch numerisch nachzuweisen. Hierzu werden unter anderem Langzeituntersuchungen an großformatigen Vorsatzschalen in einem in-situ Naturversuch über eine gesamte Wetterperiode (365 Tage) durchgeführt. Ergänzende Laborversuche an kleinformatigen Versuchskörpern mit Hilfe einer eigens entwickelten multifunktionalen Klimakammer ermöglichen ein großes Spektrum unterschiedlicher Materialkombinationen und klimatischer sowie geometrischer Randbedingungen zu untersuchen. Durch zahlreiche numerische Simulationen werden die experimentell gemessenen Reaktionsgrößen der Wandsysteme verifiziert und auf beliebige Randbedingungen erweitert. Hierbei werden auch Strukturen mit besonderen geometrischen und architektonischen Gegebenheiten untersucht. Mit Hilfe dieser Grundlagen sollen allgemeingültige Nachweisformate für Sandwichwände unterschiedlichster Bauweise geschaffen werden.

1. Einleitung

Die bewährte Fertigteilmontagebauweise des Sandwichwandsystems welches aus einer Kombination außenliegender Massivdeckschichten sowie einer innenliegenden Dämmschicht besteht, bietet sich aufgrund zahlreicher Aspekte als Gebäudehülle an. Diese Kombination ermöglicht sowohl ausgezeichnete bauphysikalische Eigenschaften hinsichtlich des sommerlichen und winterlichen Wärmeschutzes und Schallschutzes als auch hohe mechanische Widerstände gegen einwirkende Beanspruchungen. Die äußeren Deckschichten der Konstruktionen bestehen heutzutage noch vornehmlich aus Stahlbeton wobei die zum Gebäudeinneren gerichtete Schicht als tragendes, und die nach außen gerichtete

Schicht als gestalterisches und schützendes Element (z.B. vor Witterung) betrachtet wird. Als übliches Spektrum der äußeren Vorsatzschalendicke können in etwa 70 bis 100 mm angegeben werden, wobei die Bewehrung dort je nach Schichtdicke ein- bzw. zweilagig ausgebildet wird. Die Mindestdicke von 70 mm ergibt sich durch die in DIN EN 1992-1-1 [2] einschließlich des nationalen Anhangs [3] beschriebenen Mindestanforderungen hinsichtlich des einzuhaltenden Korrosionsschutzes der Bewehrung. Durch Einsatz korrosionsbeständiger Textilbewehrung ist es jedoch möglich die Dicke des Vorsatzes signifikant zu reduzieren. Ein Querschnitt von etwa 20 mm bei Anwendung von Textilgelegen kann dabei durchaus als baupraktisch umsetzbares Maß genannt werden. Daraus ergeben sich erhebliche Material- und Gewichtseinsparung, die wiederum zu einer wirtschaftlicheren und ökologischeren Bauweise führen.

Den genannten positiven Aspekten dieser innovativen Bauweise stehen hinsichtlich der thermischen Beanspruchung der Vorsatzschale und der Verbindungsmittel Nachteile gegenüber. Dabei sind die Auswirkungen des veränderten Temperaturspektrums auf die Tragkomponenten und deren Langzeitverhalten noch nicht hinreichend wissenschaftlich geklärt.

Im Rahmen des durch die Forschungsinitiative *ZukunftBau* geförderten Projekts sollen diese Fragestellungen zur Temperatureinwirkung systematisch untersucht und beantwortet werden. Im Detail setzt sich das Vorhaben zur Aufgabe, das Verhalten von Sandwichfassaden unterschiedlicher Bauweise und Randbedingungen unter thermischen Einwirkungsgrößen mittels numerischer und experimenteller Untersuchungen zu analysieren und die Grundlage für gleichermaßen wirklichkeitsnahe und wirtschaftliche Nachweisformate zu schaffen. Ein besonderes Augenmerk liegt dabei auf der Untersuchung innovativer Vorsatzschalen mit Querschnittsdicken unter 70 mm.

Die folgenden Kapitel sollen einen Überblick über die innerhalb des Forschungsprojektes durchgeführten und noch geplanten Methoden zur Ermittlung der genannten Fragestellungen aufzeigen.

2. Sandwichwände

2.1 Aufbau

Wie bereits hinreichend beschrieben, besteht eine Sandwichwand aus einem dreischichtigen Aufbau bestehend aus Vorsatz-, Dämm- und Tragschicht (Bild 1). Die beiden äußeren Schichten werden durch Verbindungsmittel miteinander verbunden wodurch ein in sich geschlossenes Tragsystem entsteht.

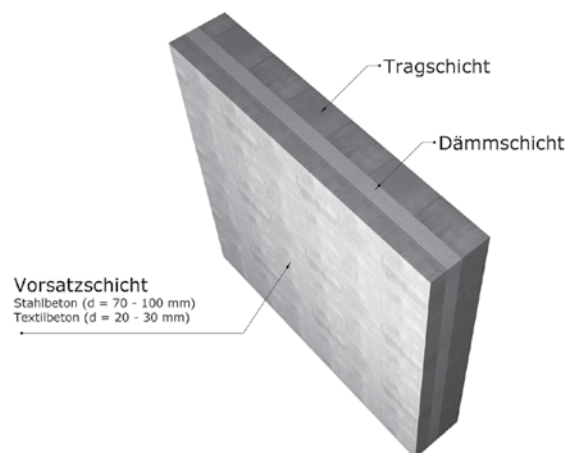


Abbildung 1: Aufbau einer Sandwichwand

Obwohl alle Komponenten des Systems aus statischer Sicht miteinander ein nachgiebig verbundenes Sandwichelement bilden, wird im Zuge der baupraktischen Bemessung von Sandwichwänden

die Tragwirkung der Vorsatzschale und Dämmung in der Regel vernachlässigt. Bei der zum Gebäude nach Innen gerichteten Schicht handelt es sich somit um das eigentliche Tragelement des Verbundbauteils. Dieses wird gemäß den vorliegenden Gegebenheiten dimensioniert und trägt damit die einwirkenden Beanspruchungen sicher in den Baugrund. Obwohl die Vorsatzschale hinsichtlich der Standsicherheit eines Tragwerks demnach eine untergeordnete Rolle spielt, können Schäden an diesem Bauteil zu Gefahren für Leib und Leben (z.B. durch herunterfallende Teile) sowie erhebliche Einschränkungen in der Gebrauchstauglichkeit (z.B. durch wasserführende Risse) führen.

Eine wesentliche Anforderung ist daher die durch die Vorsatzschale aufgenommenen Beanspruchungen mit Hilfe von Verbindungsmitteln sicher an die Tragschale weiterzuleiten. Für die Verbindung zwischen Vorsatz- und Tragschale liegen dabei auf dem Markt unterschiedliche Edelstahl- und Glasfaserankersysteme vor. Die baurechtliche Verwendung erfolgt über allgemeine bauaufsichtliche (abZ) oder europäische technische Zulassung (ETA). Im Zuge des Forschungsvorhabens werden Verbindungsmittelsysteme aus Edelstahl der PHILIPP GmbH [4][5] und Systeme aus Glasfaser der Schöck Bauteile GmbH [6] sowie von Construction Systems Marketing Ltd. [7] untersucht und verglichen.

2.2 Temperaturbeanspruchung nach DIBt 1995/5 [1]

Der Bemessungsansatz für thermische Beanspruchung gemäß DIBt 1995/5 [1] stellt in der praktischen Auslegung der Tragkomponenten den aktuellen Stand der Technik dar. Zahlreiche Verbindungsmittelsysteme, die bei der Herstellung von Sandwichwänden verwendet werden beziehen sich innerhalb deren Zulassungen (vgl. [4,5,6,7]) auf die Empfehlungen dieser Richtlinie.

Gemäß DIBt 1995/5 [1] ist ein mehrschichtiges Wandsystem mit Betondeckschichten zwei durch temperaturinduzierten Beanspruchungsarten ausgesetzt. Durch Temperaturänderungen an der Außenseite der Gebäudehülle kommt es zu einem thermischen Gefälle zwischen Außen- und Innenseite der äußeren Betonschicht. Diese Gradienten führen wiederum zu einer Verkrümmung des Tragelements die aufgrund diverser Zwangspunkte im System (v.a. Verbindungsmittel) zu entsprechenden Biegemomenten und Querkräften in der Betonschicht und zu Normalkräften in den Verbindungsmitteln führen. Um dieser Beanspruchung Rechnung zu tragen, wird durch [1] ein Temperaturgradient von 5 K über die Dicke der äußeren Betonschicht vorgeschlagen. Die zweite Beanspruchungsart berücksichtigt die maximalen und minimalen, über den jeweiligen Querschnitt konstant verlaufenden Bauteiltemperaturen und die daraus resultierenden Dehnungsunterschiede zwischen den außenliegenden Betonschichten. Gemäß Abbildung 2 beträgt die maximale im Sommer auftretende Oberflächentemperatur 65°C. Im Winter sind Temperaturen von bis zu -20°C möglich. Unabhängig von der Jahreszeit darf die Innenlufttemperatur konstant mit 20°C angenommen werden, wobei diese mit ausreichender Genauigkeit der Bauteiltemperatur gleichgesetzt werden darf.

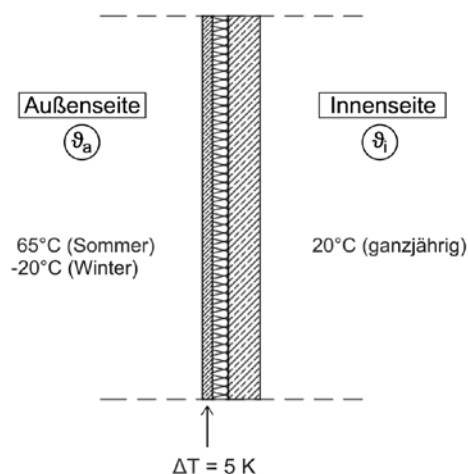


Abbildung 2: Lastansatz nach DIBt 1995/5 [1]

Gemäß [1] dürfen geringere Temperaturen durch unterschiedliche Färbungen bzw. Oberflächenstrukturen nicht angesetzt werden. Auf weitere Einflüsse, wie beispielsweise die Orientierung der Wand oder unterschiedliche Vorsatzschalendicken und -arten wird nicht explizit eingegangen.

Durch die Wahl einer von den Grundlagen der Richtlinie abweichenden Vorsatzschale und deren Randbedingungen können die genannten Bemessungsvorschläge nicht mehr als hinreichend genau angenommen werden. Die Auslegung eines solchen Wandsystems für die in der Richtlinie beschriebenen Temperaturgrößen kann im schlimmsten Fall zu Schäden an den Tragelementen führen.

Auch in der Arbeit von Künzel und Gertis [8] aus dem Jahr 1969, welche eine wichtige Grundlage der Richtlinie des Deutschen Instituts für Bautechnik [1] darstellt wird beschrieben, dass viele Schäden an Außenwänden auf eine unzureichende Beachtung thermischer Verformungen zurückzuführen sind. In der Arbeit werden im Zuge dessen Beispiele für besonders kritische Ausführungen aufgezeigt. So wird ein dünner Putz mit dunkler Färbung auf einem hochdämmenden Untergrund sowie Vorsatzschalendicken bei Sandwichwänden von unter 50 mm als kritische und damit zu vermeidende Konstruktionsformen beschrieben. Dem für die Praxis wünschenswerten Sandwichsystem mit filigranen Textilbetonvorsatzschalen muss bei der statischen Auslegung daher besondere Aufmerksamkeit geschenkt werden.

Erste Bestrebungen, die für die Bemessung maßgebenden Temperaturgradienten des DIBt 1995/5 [1] hinsichtlich der textilbewehrten Vorsatzschalen zu überarbeiten sind in Hegger et. al. [9] zu finden. Hier konnte auf Grundlage der Randbedingungen von Künzel und Gertis [8] ($d_{\text{Vorsatz}} = 60 \text{ mm}$) für eine 30 mm dicke Vorsatzschale ein Temperaturgradient in Höhe von 3,4 K ermittelt werden. Auch wenn diese Bemessungsgröße einen wesentlichen Schritt in Richtung neuer Bemessungsvorschriften darstellt, drängt sich dennoch die Frage auf, in wie weit diese Größe die tatsächlich in Natur auftretenden Beanspruchungen für unterschiedliche Randbedingungen widerspiegelt. So werden mögliche Einflüsse wie beispielsweise die Ausrichtung der Wand, besondere Oberflächenstrukturen sowie die klimatischen Veränderungen infolge der vorliegenden Erderwärmung mit immer häufiger auftretenden Starkwetterereignissen keine Beachtung geschenkt. Auch für die im Sommer und Winter auftretenden maximalen und minimalen Oberflächentemperaturen liegen weiterhin keine verwendbaren Ergebnisse vor.

An dieser Stelle setzt das vorliegende Vorhaben an, um die wesentlichen Grundlagen für die Definition wirklichkeitsnaher Temperaturbemessungsgrößen unter Beachtung wichtiger Randbedingungen zu schaffen. Allgemeingültige, querschnittsabhängige Nachweisformate sind dabei wünschenswert, da selbst die Wahl der Temperaturgrößen gemäß DIBt 1995/5 [1] für übliche, aber von den theoretischen Grundlagen abweichende Vorsatzschalendicken ($d_{\text{Vorsatz}} > 60 \text{ mm}$) kritisch zu hinterfragen sind.

3. Naturversuch

3.1 Allgemeines

Die äußere Hülle eines Gebäudes ist im Laufe der Zeit unterschiedlichen Beanspruchungen ausgesetzt. Dabei spielen vor allem die darauf einwirkenden klimatischen Verhältnisse mit den damit einhergehenden Prozessen (Strahlung, Luftbewegung, Niederschläge u.v.m.) eine ausschlaggebende Rolle. Um zur Beschreibung dieser physikalischen Prozesse auf realistische Datensätze zurückgreifen zu können, bildet ein großangelegter Naturversuch die Grundlage weiterführender Betrachtungen. Über einen Zeitraum von einer gesamten Wetterperiode (365 Tage) werden in einem Intervall von 5 Minuten Messdaten wie Bauteiltemperaturen, Dehnungen der Tragglieder sowie Klimagrößen unter natürlichen Bedingungen aufgezeichnet. Dafür wurde im April/Mai 2017 ein eigens entwickelter Versuchsaufbau hergestellt und mit entsprechender Mess- und Regelungstechnik ausgestattet. Das Ergebnis ist in Bild 3 dargestellt.

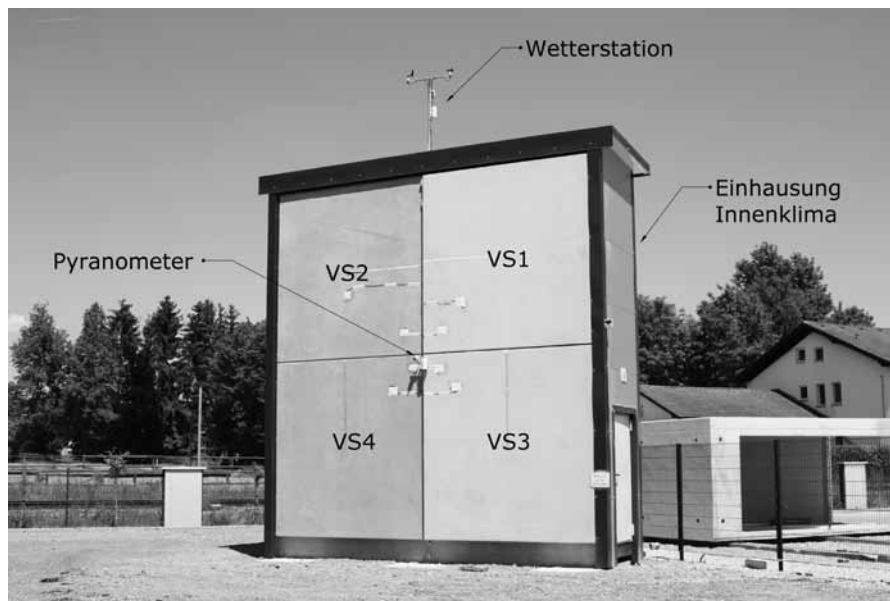


Abbildung 3: Naturversuch mit den Vorsatzschalen VS1-VS4 (Süd-West Ausrichtung)

Die Versuchswand wurde in der Ortschaft Massing (Landkreis Rottal-Inn) auf dem Firmengelände der Laumer Bautechnik GmbH errichtet und besitzt folgende Eigenschaften:

- Stahlbetontragschale $d = 200 \text{ mm}$
- 2 Stahlbetonvorsatzschalen mit jeweils $3 \times 3 \text{ m}$ - $d = 80 \text{ mm}$ (VS1, VS3)
- 2 Textilbetonvorsatzschalen mit jeweils $3 \times 3 \text{ m}$ - $d = 30 \text{ mm}$ (VS2, VS4)
- EPS Dämmung $d = 140 \text{ mm}$
- Verbindungsmittel aus glasfaserverstärktem Kunststoff (vgl. [6],[7])
- Einhausung als leichte Holzkonstruktion
- Süd-westliche Ausrichtung

Im Zuge der Langzeitmessungen sollen die Unterschiede zwischen dicken (repräsentativ mit $d = 80 \text{ mm}$) und dünnen (repräsentativ mit $d = 30 \text{ mm}$) Vorsatzschalen ermittelt werden. Die textilbewehrten Vorsatzschalen wurden dabei mit einem AR-Glas Gelege des Typs solidian GRID Q121/121-AAE-38 [10] bewehrt. Um eine realitätsnahe Temperaturverteilung innerhalb des Wandaufbaus zu generieren wurde eine dahinterliegende Einhausung aus Holz konzipiert die ein wirklichkeitsnahes Innenklima ($\sim 20^\circ\text{C}$) aufrechterhält. Ein automatisch ablaufendes Regelungskonzept mit Lüftungs-, Heiz- und Kühlphasen simuliert dabei eine gewöhnliche Nutzung des Gebäudes.

3.2 Mess- und Simulationskonzept

Wie schon beschrieben werden mit Hilfe des Versuchsstandes über ein gesamtes Jahr (365 Tage) relevante Daten gesammelt, die das thermische Verhalten von Sandwichwänden widerspiegeln. Als die wichtigsten Mess- bzw. Beobachtungsgrößen sind hier zu nennen:

- Bauteiloberflächen- bzw. Schichttemperaturen
- Dehnungsgrößen der wesentlichen Tragglieder
- Außenklima (Temperatur, Luftdruck und -feuchtigkeit)
- Innenklima (Temperatur, Luftfeuchtigkeit)
- Einwirkende kurzwellige Strahlung
- Windverhältnisse (Richtung und Geschwindigkeit)
- Bewölkungsgrad

Auch wenn die gemessenen Größen im ersten Schritt nur für den gewählten Standort und den konstruktiv vorgegebenen Randbedingungen bewertet werden können, dienen diese als wesentliche Grundlage für ein großes Spektrum numerischer Simulationen. So ist es mit Hilfe von weitergehenden Berechnungen möglich die gemessenen Größen unter Normalbedingungen auf Extremfallbetrachtungen zu übertragen. Folgendes Diagramm (Abbildung 4) zeigt dieses Vorgehen, bei der die gemessene Oberflächentemperatur der 30 mm Vorsatzschale an einem ausgewählten Sommertag durch transient-thermische FE-Simulationen auf beliebige Querschnittsdicken übertragen wird.

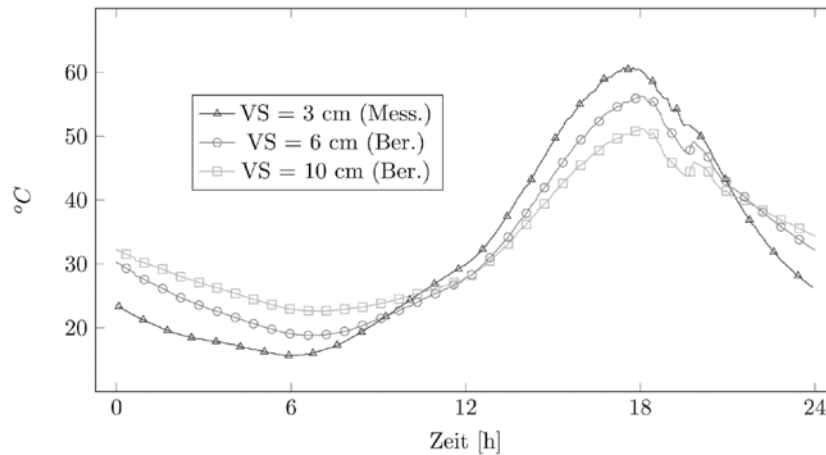


Abbildung 4: Gemessene Oberflächentemperatur von VS2 + Parameterstudie zur Dicke

Auch bei den Temperaturgradienten (Bild 5) zeigt sich innerhalb der durchgeführten Simulationen an dem beispielhaft gewählten Sommertag der erhebliche Einfluss der Querschnittsdicke auf die sich einstellenden Temperaturgrößen.

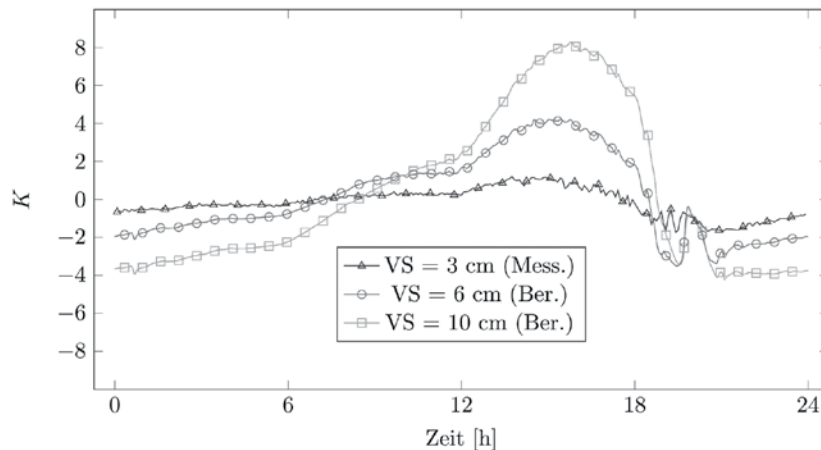


Abbildung 5: Gemessener Temperaturgradient von VS2 + Parameterstudie zur Dicke

Mit der gleichen Vorgehensweise können Parameter wie die Oberflächenfärbungen, Materialarten u.v.m. untersucht werden. Dies ermöglicht bemessungsrelevante Ereignisse mit kritischen Konstruktionsarten zu verbinden. Die bisher durchgeführten Simulationen zeigen eine gute Übereinstimmung mit der Realität und bestätigen das Vorgehen, um von standort- und konstruktionsbezogenen Daten zu allgemeingültigen Ergebnissen zu gelangen.

Neben der Betrachtung einzelner Tage, welche gerade zur Auswertung zeitlich begrenzter Ereignisse geeignet sind, können mit Hilfe der durch den Naturversuch gewonnenen

Jahresüberblicke Schemata in den jeweiligen Temperaturniveaus der beiden Vorsatzschalenarten herausgearbeitet werden. So können zum Beispiel wie im folgenden Bild (6) ersichtlich, die Extremwerte der Temperaturgradienten je Kalenderwoche zusammengefasst werden, um bemessungsrelevante Ereignisse sichtbar zu machen.

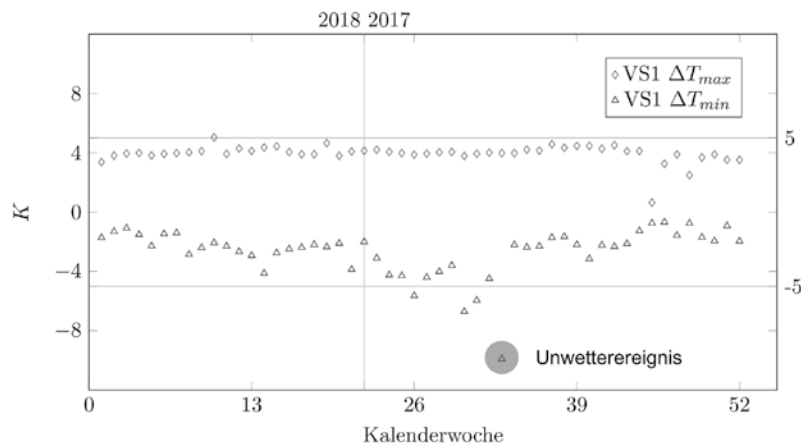


Abbildung 6: KW-Zusammenstellung maximaler und minimaler Temperaturgradienten für VS1

Während die betrachtete 80 mm Vorsatzschale mit deren Eigenschaften (Färbung, Ausrichtung etc.) im Wesentlichen die Bemessungswerte gemäß Richtlinie DIBt 1995/5 [1] einhält, können bestimmte Ereignisse auch bereits hier zu relevanten Überschreitungen führen. In Bild 6 ist ein am 18.08.2017 aufgetretenes Unwetterereignis farblich markiert, welches durch schlagartig auftretenden Regen in Kombination mit hohen Windgeschwindigkeiten zu einer signifikanten Abkühlung und somit zu großen Temperaturgradienten in der Vorsatzschale geführt hat. Ereignisse wie diese finden in den derzeitigen Berechnungsvorschriften keinerlei Anwendung. Bei Betrachtung der Abhängigkeiten zu weiteren Parametern (z.B. Dicke, Färbung etc.) verstärkt sich der Forschungsbedarf zusätzlich. Auch hier soll die Forschung wesentliche Erkenntnisse liefern.

4. Numerische Simulation

Neben den auf eigenen Messdaten beruhenden numerischen Simulationen werden im Zuge des Forschungsprojekts zahlreiche Parameterstudien auf Grundlage von sogenannten Testreferenzjahren des Deutschen Wetterdienstes durchgeführt. Diese als Stundenwerte vorliegenden Klimadaten beschreiben den charakteristischen Witterungsverlauf von insgesamt 15 Regionen in Deutschland (vgl. [11]).

Im Zuge des Forschungsprojektes werden dabei unter anderem folgende Parameter untersucht:

- Vorsatzschalendicke
- Vorsatzschalenfärbung
- Geometrische Ausrichtung der Sandwichwand

Hierfür wurde eine Software entwickelt, die die Sandwichwand virtuell um die eigene Achse dreht und gleichzeitig in der Lage ist die oben genannten Parameter automatisiert zu variieren und an eine FE-Simulation zu übergeben. Weitere durchaus praxisrelevante Parameter wie die Neigung der Wand (z.B. Anwendung bei geneigten Fassaden und Dächern), besondere Vorsatzschalenmaterialien (z.B. Leichtbeton), Oberflächenstrukturen und Umgebungsfaktoren (langwelliger Strahlungsaustausch) sind für weitere tiefgreifende Betrachtungen vorgesehen. Für die Gewinnung allgemeingültiger Nachweisformate können daraus sehr vielversprechende Erkenntnisse gewonnen werden.

Folgendes Beispiel zeigt einen bereits ausgewerteten Simulationsprozess für eine südlich ausgerichtete 20 mm Vorsatzschale mit dunkler Färbung (Absorptionsgrad $\alpha = 0,80$) für die in Bild 7 ersichtlichen 15 Regionen Deutschlands. Dabei wurde in diesem Fall das Hauptaugenmerk auf die zu erwartenden Maximaltemperaturen der Vorsatzschalenoberfläche gelegt und der Zeitraum zwischen 01. April und 30. September eines Testreferenzjahres durch eine transient thermische Simulation ausgewertet. Das Beispiel zeigt bereits deutliche Überschreitung hinsichtlich der nach DIBt 1995/5 [1] vorgesehenen Maximaltemperatur in Höhe von 65°C. In den bisher durchgeführten Simulationen zeigen sich durchaus relevante regionale Unterschiede hinsichtlich der maximalen und minimalen Temperaturgrößen. Durch dieses Vorgehen kann somit eine aussagekräftige Datenbasis geschaffen werden, um die in Deutschland zu erwartenden Temperaturspektren neuer Konstruktionsarten zu ermitteln.

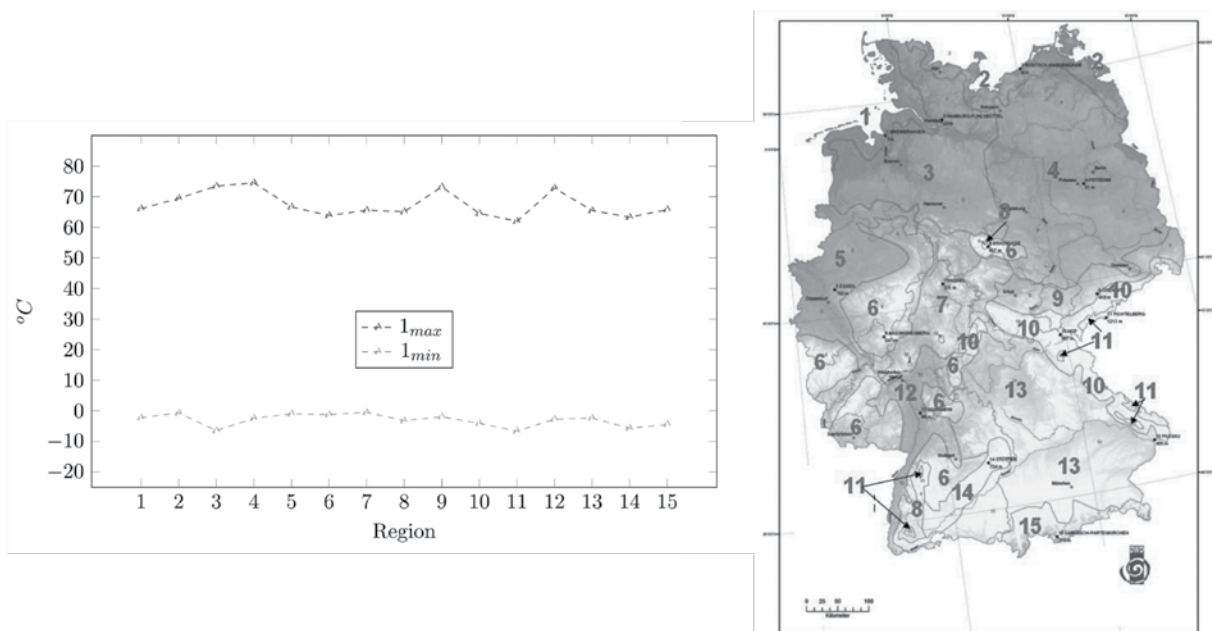


Abbildung 7: FE-Simulation mittels Testreferenzjahren für $d = 20 \text{ mm}$ ($\alpha = 0,80$ | Süd Ausrichtung)

5. Laborversuch

Aufgrund der Erkenntnisse im vorgestellten Langzeitversuch wurde am Lehrstuhl für Massivbau der Technischen Universität München eine multifunktionale Klimakammer speziell für die Anwendung an Sandwichfassaden mit 1 x 1 m Vorsatzschalenabmessung entwickelt. Der in Bild 8 dargestellte Versuchsaufbau bildet dabei zusammen mit der Sandwichwand einen geschlossenen Körper, in dem die Vorsatzschale selbst freihängend in den Klimaraum hineinragt. Dies wird durch ein Schienensystem gewährleistet mit dem die Kammer die Vorsatzschale passgenau umschließen kann.

Die Konstruktion und das darauf abgestimmte Regelungs- und Messkonzept der Anlage wurde unter Berücksichtigung der gemessenen Daten am Naturversuchsstand konzipiert und errichtet. Ziel ist es bemessungsrelevante Vorgänge in der Natur zu standardisieren, um die dabei gewonnenen Klimakurven auf unterschiedliche Wandelemente aufbringen und vergleichen zu können.

Aus diesem Anspruch heraus wurde eine Regelungs- und Messsoftware entwickelt, welche natürliche Prozesse durch Steuerung verschiedener elektronischer Komponenten imitiert. So ist die Klimakammer in der Lage, die Vorsatzschale mit Hilfe einem in Abstand und Leistung regelbaren Strahlungskörper mit Wärme zu beaufschlagen.

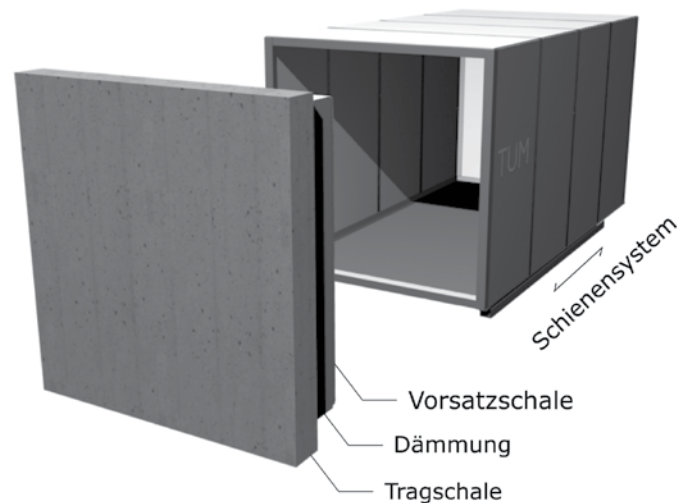


Abbildung 8: 3D Visualisierung des Laborversuchs (Klimakammer)

Durch unterschiedliche, ebenfalls im Abstand und Leistung regelbaren Lüftern können natürliche Windbewegungen abgebildet werden. Die gewonnenen Erkenntnisse hinsichtlich der Unwetterereignisse und deren Effekt auf die Tragglieder können mit Hilfe einer Berechnungsanlage mit festgelegter Wassertemperatur simuliert werden. Im August 2018 wurden bereits erste vielversprechende Simulationen am Versuchsstand durchgeführt und befinden sich aktuell in der Auswertung.

6. Fazit

Mit Hilfe der vorgestellten wissenschaftlichen Methoden, die im Zuge experimenteller Natur- und Laborversuche sowie numerischen Simulationen angewendet werden, sollen wichtige Fragestellungen hinsichtlich allgemeingültiger Bemessungsvorschriften für thermische Einwirkungen bei Sandwichfasaden beantwortet werden. Die bereits gewonnenen Erkenntnisse bestätigen den Forschungsbedarf und weisen vor allem hinsichtlich der immer häufiger auftretenden Starkwetterereignisse auf eine dringende Überarbeitung der derzeitigen Empfehlungen zu den thermischen Lastansätzen hin. Wir hoffen mit der Forschung einen wesentlichen Beitrag für zukünftige Bemessungsansätze zu leisten.

Literatur

Die Literaturquellen werden entsprechend der Reihenfolge ihrer Nennung aufgeführt. Auf alle gelisteten Quellen sollte im Text verwiesen werden. Einige Beispiele für eine wünschenswerte Formatierung der Literaturstellen werden im Folgenden aufgeführt:

- [1] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Grundsätze zur Ermittlung der Temperaturbeanspruchung mehrschichtiger Wandtafeln mit Betondeckschicht. Mai 1995.
- [2] DIN EN 1992-1-1: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln für den Hochbau. Deutsches Institut für Normung e.V. Januar 2011.
- [3] DIN EN 1992-1-1/NA: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter - Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln für den Hochbau. Deutsches Institut für Normung e.V. April 2013.
- [4] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Zulassung Nr. Z-21.8-1986: PHILIPP Sandwichankersystem. März 2014.

-
- [5] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Zulassung Nr. Z-21.8-2013: PHILIPP Sandwichanker MA und FA. Februar 2014.
 - [6] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Zulassung Nr. Z-21.8-1894: Schöck Thermoanker. November 2014.
 - [7] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Zulassung Nr. Z-21.8-1878: TM-Verbundsystem für dreischichtige Stahlbetonwandtafeln. Juni 2011.
 - [8] Künzel, H.; Gertis, K.: Thermische Verformung von Außenwänden. Betonstein-Zeitung, Heft 9, 1969.
 - [9] Hegger, J.; Horstmann, M.; Feldmann, M.; Pyschny, D.; Raupach, M.; Büttner, T.; Feger, C.: Sandwich panels made of trc and discrete and continuous connectors. International RILEM Conference on Material Science, Aachen 2010, S. 381-392.
 - [10] Solidian GmbH: Technisches Datenblatt. Solidian GRID Q121/121-AAE-38. Albstadt, Juli 2017.
 - [11] Climate & Environment Consulting Potsdam GmbH; Deutscher Wetterdienst (DWD): Testreferenzjahre von Deutschland für mittlere, extreme und zukünftige Witterungsverhältnisse. Offenbach, September 2014.

Materialverhalten von hochfestem (HPC) und ultrahochfestem (UHPC) Beton unter hohen Temperatureinwirkungen (Lastfall Brand)

Michael Fleischhauer, M.Sc.^{1*}, Prof. Dr.-Ing. Dipl.-Wirt. Ing. Oliver Fischer¹
¹Technische Universität München, Lehrstuhl für Massivbau

Kurzfassung

Im folgenden Beitrag wird der aktuelle Stand der Forschung zum Materialverhalten von hochfestem (HPC) und ultrahochfestem (UHPC) Beton unter hohen Temperatureinwirkungen (Lastfall Brand) vorgestellt. Der erste, materialtechnologische Teil des Beitrags gibt einen Überblick über das Materialverhalten von Hochleistungsbetonen unter Temperaturbeanspruchung. Es wird hierbei insbesondere auf das Zusammenwirken der verschiedenen chemischen und physikalischen Prozesse eingegangen. Daneben werden aktuelle Untersuchungsmethoden zur Beurteilung des thermomechanischen Tragverhaltens vorgestellt und Kennlinien für hochfeste und ultrahochfeste Betone aufgeführt. Im Anschluss wird die am Lehrstuhl für Massivbau durchgeführte Entwicklung zweier, auf thermische Beanspruchbarkeit optimierter UHPC-Mischungen TUM BQ I und TUM DQ II beschrieben. Die Materialien werden dabei bezüglich ihrer Restdruckfestigkeit mit den Untersuchungen zweier bekannter UHPC-Rezepturen M3Q und B7Q verglichen. Der zweite Teil des Beitrags beschäftigt sich eingangs mit der Lastumlagerungsfähigkeit von Hochbauten in Skelettbauweise. Es wird dazu ein rheologisches Modell vorgestellt, mit dem das nichtlineare Tragverhalten mehrstöckiger Gebäude für den Lastfall brandinduzierter Stützendehnung angenähert werden kann. Ausgewertet wird dieses Modell im Rahmen des Beitrags für drei verschiedene horizontale Tragsysteme (Platten, Trägerrost, Balken) und 8 bzw. 16 Stockwerke. Die Ergebnisse zeigen, dass es bereits kurz nach Beginn einer Temperaturbeanspruchung systembedingt zu erheblichen Lastreduktionen in der brandbeanspruchten Stütze kommen kann. Aufbauend auf dieser Feststellung werden abschließend die Zielvorstellung und Ausrichtung der experimentellen Versuche des am Lehrstuhl für Massivbau laufenden BBSR Forschungsprojekts „Systemverhalten hochleistungsfähiger Betontragstrukturen im Lastfall Brand“ der Forschungsinitiative ZukunftBau vorgestellt.

1. Einleitung

In der zweiten Hälfte des 20. Jahrhunderts schritt die materialtechnologische Entwicklung des Baustoffs Beton massiv voran. Durch Zugabe von Füllern und Steigerung der erzielbaren Zementfestigkeiten wurde es zunächst möglich, die Betondruckfestigkeit auf ein Maß hochfester Betone zu steigern. Unter Zugabe von Microsilica, kornoptimierter Hartgesteinskörnungen und Hartgesteinsmehle konnten ultrahochfeste Betone Ende des 20. Jahrhunderts bereits Druckfestigkeiten über 200 MPa erreichen (vgl. [1], [2]). Dabei kamen in den letzten Jahrzehnten immer häufiger besonders wirksame Fließmittel zum Einsatz. Vor allem hocheffiziente Polycarboxylether und neuartige Polyarylether ermöglichen es, trotz festigkeitssteigernder Reduzierung des Wasser-Zement-Werts, die Verarbeitbarkeit eines selbstverdichtenden Betons zu gewährleisten. Durch die Zugabe von Mikrostauffasern ist es darüber hinaus möglich, auf konventionelle Bewehrung in verschiedenen Bauteilen aus ultrahochfestem Beton vollständig zu verzichten. Die aktuell verfügbaren ultrahochfesten stahlfaserbewehrten Betone garantieren wegen ihres äußerst porenarmen und kompakten Gefüges hohe Druckfestigkeit, hohe Dauerhaftigkeit und ein duktileres Bauteilverhalten (vgl. [3]). Erste deutsche Pilotprojekte wie die Gärtnerplatzbrücke in Kassel (vgl. [4]) und die Bahnbrücke über den Dürnbach (gerade abgeschlos-

senes Projekt der TUM) deuten bereits das große Potential dieses Werkstoffs an. Jedoch ist eine flächendeckende Anwendung ultrahochfester Betone in Deutschland derzeit nicht möglich, da es sich um eine nicht genormte Bauweise handelt. Untersuchungen der letzten Jahre haben gezeigt, dass die unter normalen Bedingungen positiven Eigenschaften, wie hohe Druckfestigkeit und geringe Permeabilität, für das Hochtemperaturverhalten eher negative Auswirkungen haben.

Im folgenden Beitrag werden zu Beginn bisherige Untersuchungsmethoden und Ergebnisse zum Hochtemperaturverhalten ultrahochfester und hochfester Betone zusammengefasst. Anschließend wird die Entwicklung zweier UHPC-Rezepturen am Lehrstuhl für Massivbau der Technischen Universität München beschrieben, und die Restdruckfähigkeiten mit bekannten Mischungen verglichen. Im folgenden Abschnitt werden Untersuchungen zur Traglastumlagerung im Stützenlastfall Brand vorgestellt, und die Erkenntnisse auf die Ergebnisse bisheriger Warmkriechversuche übertragen. Daran schließt die Vorstellung einer experimentellen Methode an, die das Systemtragverhalten im instationären Warmkriechversuch berücksichtigen soll und Teil aktueller Forschungen am Institut ist. Abschließend steht ein Ausblick, der den Beitrag in den Kontext mit der aktuellen Bemessungspraxis stellt.

2. Materialverhalten von Hochleistungsbetonen unter Temperaturbeanspruchung

Aufgrund ähnlicher Grundbestandteile könnte man davon ausgehen, dass normalfeste, hochfeste und ultrahochfeste Betone chemisch und physikalisch vergleichbar auf Temperaturbeanspruchungen reagieren. Die Untersuchungen der letzten Jahrzehnte zeigen jedoch, dass das Tragverhalten und die thermomechanischen Kennwerte für diese drei Festigkeitsgruppen kaum aufeinander übertragbar sind. Die folgenden Beschreibungen beschränken sich deshalb auf Hochleistungsbetone (hochfeste- und ultrahochfeste Betone).

2.1 Thermisches Materialverhalten

Das komplexe Hochtemperaturverhalten von Hochleistungsbetonen wird maßgeblich durch Wassertransportvorgänge, physikalische Schädigungsmechanismen und verschiedene chemische Umwandlungen der festigkeitsbildenden Bestandteile des Betons bestimmt. Die thermischen Veränderungen im Gefüge sind neben der temperaturabhängigen Degradation festigkeitsbildender Phasen, maßgeblich von den Eigenschaften der inertten Zuschläge und dem Wasserzementwert abhängig (vgl. [5], [6]). Mit der gesteigerten Druckfestigkeit von Hochleistungsbetonen geht auch eine Reduktion der Permeabilität einher. Dadurch kommt es bei der Kondensation von freiem und physikalisch gebundenem Wasser ab 105°C zu erheblichen Zwangsspannungen im Betongefüge, da Wasserdampf wesentlich schlechter als in poröserem, normalfesten Beton entweichen kann (vgl. [5], [7], [8]). Die Ausbildung einer Wasserdampfsperrschicht (Feuchtzone) verstärkt den Porendruck in den äußeren Betonschichten zusätzlich (vgl. [7]). Die Neigung zum explosiven Abplatzen dem sog. *explosive spalling* steigt bei Hochleistungsbetonen mit zunehmender Gefügedichte an. Aus diesem Grund werden Polypropylenfasern dem Beton zugegeben, die ab ihrer Schmelztemperatur von ca. 160°C Porenraum freigeben und so der Gefügedichtheit entgegenwirken (vgl. [5], [9], [10], [11]). Mit PP-Fasergehalten von 1,5 bis 2,5 kg/m³ konnten Abplatzungen in bisherigen Untersuchungen mit hochfesten und ultrahochfesten Betonrezepturen weitestgehend vermieden werden. Jedoch kann eine Zugabe von PP-Fasern auch zu einer Druckfestigkeitsreduktion im Kaltzustand und schlechteren Frischbetoneigenschaften führen (vgl. [5], [10], [12], [13], [14]).

Gleichzeitig beginnt mit der Verdunstung des Wassers eine Dehydration der Zementmatrix, respektive der festigkeitsbildenden CSH-Phasen, was kurzzeitig zu einer Festigkeitssteigerung führt. Bei höheren Temperaturen treten Schwindverformungen und ein Abfall der Festigkeit überlagert auf. Durch unterschiedliche Temperaturdehnungen bilden sich Zwangsspannungen zwischen der Zementmatrix und den Zuschlägen aus. Zugleich zersetzen sich Ettringit (ab 60°C) und Magnesiumhydroxid (ab 371°C) (vgl. [15]). Zwischen 450°C und 550°C beginnt die Umwandlung des Portlandits in Calciumoxid und gasförmiges Wasser wobei das Porenvolumen stark zunimmt. Auch die sprunghafte Umwandlung von α - zu β -Quarz bei 573°C, die mit einer Volumenzunahme von 0,8% verbunden ist, kann unter Umständen zu erheblichen Zwangsspannungen im Betongefüge führen. Dagegen wird

kalkhaltige Gesteinskörnung infolge der Dekarbonatisierung bereits zwischen 600 und 900°C deutlich geschädigt. Ab Temperaturen zwischen 600°C und 700°C zersetzen sich schließlich die CSH-Phasen unter Bildung von Belit (β - C_2S), was zu einem rapiden Abfall der Festigkeiten führt (vgl. [5], [7]).

2.2 Thermomechanisches Materialverhalten

Das thermomechanische Materialverhalten von Beton im Brandfall ist eine komplexe Kombination chemischer, physikalischer und mechanischer Randbedingungen, die stationär oder instationär aufgebracht werden können.

Die vergleichsweise einfachste Art zur Beurteilung der thermomechanischen Eigenschaften stellt die Untersuchung der Resttragfähigkeit unbelastet erhitzter und abgekühlter Probekörper dar. Unter anderem [5], [16], [17], [18] und [19] verwendeten diese, finanziell vergleichsweise günstige Versuchsort, um Aussagen über die Schädigungsprozesse im Beton treffen zu können. Die Untersuchungen von Hager zeigen, dass die Resttragfähigkeit im kalten Zustand durchaus unter der im heißen Zustand ermittelten Tragfähigkeit liegen kann (vgl. Abbildung 2, rechts).

Neben der Ermittlung von Resttragfähigkeiten nach einer Temperaturbeanspruchung, können thermomechanische Eigenschaften auch während der Temperaturbeanspruchung untersucht werden. Die Ermittlung derartiger Kennwerte erfolgte in den letzten Jahrzehnten üblicherweise an den in Abbildung 1 dargestellten Versuchsarten, wobei auf die Versuchsart II im Folgenden nicht weiter eingegangen wird.

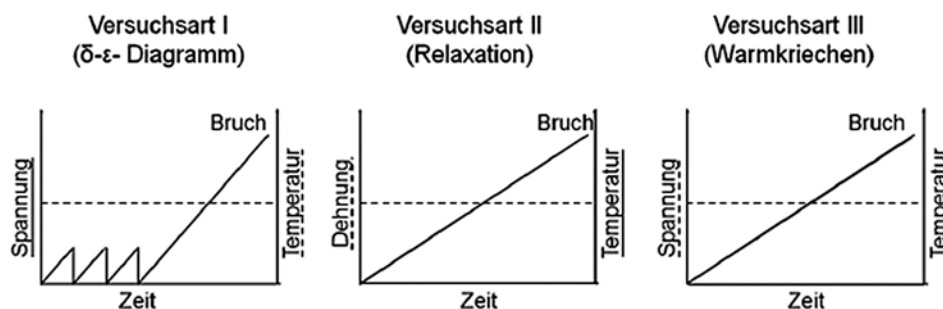


Abbildung 1: Versuchsarten zur Ermittlung der thermischen Kennwerte von Beton im Brandfall (vgl. [20]).

Versuchsart I gibt den sogenannten stationären Heißdruckversuch wieder. Eine unbelastete Probe wird hierbei kontinuierlich, mit vergleichsweise geringen Temperaturgradienten bis zu einem bestimmten Temperaturlastniveau (definiert über einen gleichmäßig durchwärmten Prüfkörper) erwärmt und anschließend auf Druck geprüft (α - ϵ -Diagramm).

Bei der in Abbildung 1 (rechts) dargestellte Versuchsart III handelt es sich um einen instationären Warmkriechversuch. Hierbei wird die Probe zunächst auf ein Druckspannungsniveau belastet (üblich bis zu 70% der Tragfähigkeit) und dann gleichmäßig und mit einem konstanten, meist moderaten Temperaturgradienten erwärmt. Die übliche Probekörpergröße für Hochleistungsbetone sind Prüfzylinder mit Durchmessern bis zu 100mm und Längen bis zu 300mm (vgl. [5], [7], [21], [22], [23]). Die statische Last wird während des Warmkriechversuchs so lange gehalten, bis entweder die gewünschte Prüfdauer erreicht ist oder die Probe vor Erreichen der Prüfdauer bei einer kritischen Temperatur versagt bzw. einen Verformungsgrenzzustand überschreitet. Insofern handelt es sich hierbei, im Gegensatz den zuvor beschriebenen anderen beiden Versuchsarten, um einen vergleichsweise realitätsnahen Beanspruchungszustand. In aktuellen Untersuchungen der Technischen Universität Braunschweig wird die bisher im Warmkriechversuch angewendete Temperaturbeanspruchung um eine ergänzende Abkühlphase erweitert. Es soll dabei die Auswirkung der Abkühlung nach hohen Temperaturen auf die Traglast untersucht werden (vgl. [24]).

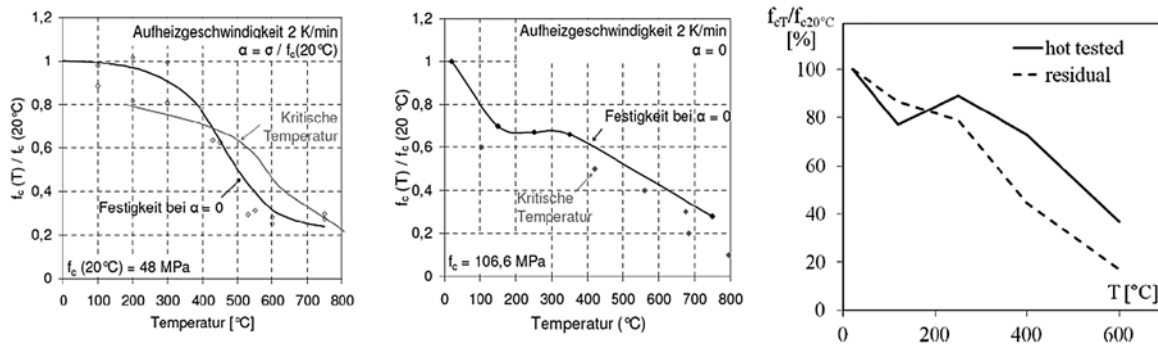


Abbildung 2: Vergleich der kritischen Temperatur mit der temperaturabhängigen Festigkeit eines Normalfesten (links) und eines hochfesten Betons (Mitte) (vgl. [7]). Relative Druckfestigkeit als Funktion der Temperatur für heiß („hot tested“) und kalt („residual“) untersuchte Proben (rechts) (HPC mit 0,9 kg/m³ PP-Fasern und $f_{c,20^{\circ}\text{C}} = 91\text{MPa}$, vgl. [5])

Für normalfeste Betone ist dokumentiert, dass sich eine mechanische Belastung im *Warmkriechversuch* positiv auf die Festigkeit auswirkt (vgl. [25]). Huismann ermittelt in seinen Untersuchungen jedoch, dass eine mechanische Belastung auch eine nachteilige Wirkung auf die Festigkeit von hochfesten Betonen unter Temperaturbeanspruchung haben kann (vgl. Abbildung 2, siehe auch [7]). Darüber hinaus verdeutlichen auch andere Untersuchungen, dass das thermomechanische Verhalten von Beton unter Temperaturbeanspruchung stark mit einer Veränderung der Randbedingungen in Kombination mit der zugrunde liegenden Mischrezeptur variiert (vgl. [5], [7], [22]).

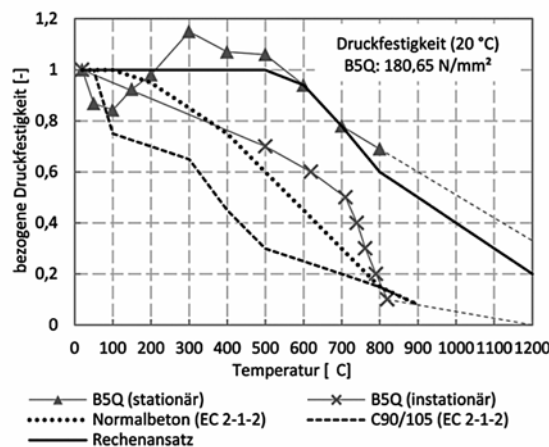


Abbildung 3: Thermomechanische Kennwerte für Normalbeton, Hochfesten Beton und UHPC (B5Q) (vgl. [22]).

Um dennoch wirklichkeitsnahe Vergleichswerte ermitteln zu können, wurden deshalb auch vereinzelte Stützenbrandversuche durchgeführt. Bei dieser Versuchsart wird bei normkonformen Aufheizgradienten (z.B. ETK) unter konstanter Last das Tragverhalten am realen Bauteil ermittelt. Damit handelt es sich im weiteren Sinne auch um einen Warmkriechversuch. Aufgrund der besonders kostspieligen Versuchsaufbauten und des hohen Versuchsaufwands, wurden jedoch in der Forschung der letzten Jahrzehnte nur vergleichsweise wenige Stützenbrandversuche an hochfesten und ultrahochfesten Betonen durchgeführt und veröffentlicht (vgl. [5], [7], [22]).

Die Ergebnisse von Versuchsart I und Versuchsart III sind exemplarisch in Abbildung 3 für die Mischung B5Q dargestellt. Es ist zu erkennen, dass von der vergleichsweise hohen, stationären Festigkeit der Mischung B5Q nicht auf die vergleichsweise schlechte instationäre Festigkeit geschlossen werden kann. Eine eindeutige Umrechnung zwischen den dargestellten Versuchsarten ist somit nicht möglich.

3. Thermomechanische Optimierung von UHPC Rezepturen

Wie im vorherigen Kapitel beschrieben, ist das thermische- und thermomechanische Materialverhalten von Hochleistungsbetonen für Versuchsart I (Heißdruckversuch) sehr viel günstiger als für Versuchsart III (Warmkriechversuch). Erschwerend sorgen die kompakten Bauteilabmessungen und guten Wärmeleitfähigkeiten ultrahochfester Tragglieder für eine schnelle Aufheizung und damit frühzeitige, gleichmäßig starke Temperaturbeanspruchung über die Querschnittstiefe. Im Rahmen des laufenden BBSR-Forschungsvorhabens SWD-10.08.18.7-16.47 mit dem Kurztitel „Systemverhalten hochleistungsfähiger Betontragstrukturen im Lastfall Brand“ der Initiative ZukunftBau werden die thermomechanischen Materialkennwerte von Stützen aus Hochleistungsbetonen untersucht. Um neben den aus der Literatur bekannten, bereits umfangreich untersuchten UHPC-Mischungen (M3Q, B5Q bzw. B7Q vgl. [13], [25]) auch davon abweichende Materialien untersuchen zu können, wurden am Lehrstuhl für Massivbau der Technischen Universität München zwei eigene UHPC-Rezepturen entwickelt.

Zu Beginn der Entwicklung wurde die thermische Belastbarkeit von bekannten UHPC-Rezepturen (M3Q, B7Q) unter den am MPA BAU der Technischen Universität München gegebenen Randbedingungen untersucht (vgl. [16]). Notwendig wurde dies, da durch viele, auf das Temperaturverhalten einflussnehmende Parameter (Mischanlage, Rohstoffe, Nachbehandlung, Probenalter, thermische Prüfeinrichtungen etc.) zunächst eine Vergleichsbasis für eine spätere Optimierung geschaffen werden musste. Aufbauend auf diesen Untersuchungen wurden zwei eigene Mischungen entwickelt (vgl. [17]). Die Rezepturentwicklung erfolgte dabei unter den folgenden Einschränkungen:

- Aus zeitlichen Gründen werden alle Proben wärmebehandelt und nach 20 ± 5 Tagen geprüft.
- Zur Beurteilung der Temperaturbeanspruchbarkeit einer Mischung, wird das Verhältnis von Kaltdruckfestigkeit zu Druckfestigkeit nach Temperaturbeanspruchung (in %), nachfolgend als Restdruckfestigkeit bezeichnet, verglichen.
- Die abschließende Validierung wird an Prüfzylindern $\varnothing 100\text{mm} \times 200\text{mm}$ (je zwei pro Untersuchung) vorgenommen. Die Untersuchungen umfassen zwei unterschiedliche Aufheizgradienten (ähnlich ETK oder 5K/Min.) und drei verschiedenen Temperaturendstufen (840°C , 945°C , 1006°C). Nach Erhitzung wird der Prüfkörper langsam im Ofen abgekühlt. Es werden keine Haltezeiten eingeplant.
- Das Ergebnis sollen zwei UHPC-Mischungen sein, die gut verarbeitbar sind und hohe Restdruckfestigkeiten erreichen. Die Kaltdruckfestigkeit am Zylinder $\varnothing 100 \times 200\text{mm}$ sollte dabei über 150MPa liegen.

3.1 Vorgehen

Verschiedene Autoren haben bereits Einflüsse auf das Hochtemperaturverhalten von Betonen publiziert (vgl. [5], [7], [13], [18]). Die Untersuchungen zeigen, dass es nicht ohne weiteres möglich ist die Erkenntnisse auf andere Mischungen und Prüfbedingungen zu übertragen. Aus diesem Grund wurde für die Entwicklung schrittweise vorgegangen:

1. Überprüfung der aus der Literatur entnommenen, thermomechanischen Optimierungsparameter nach dem Verfahren an zwei Grundrezepturen (Mörtel- und Grobkornmischung).
Ziel: Identifikation einer vermeintlich optimalen Basisrezeptur (Kompromiss aus Verarbeitbarkeit, Druckfestigkeit und Restdruckfestigkeit, verglichen wurde eine Temperaturbeanspruchung von 5K/Min. bis $T_{\text{max}} = 1006^\circ\text{C}$ an Mörtelprismen $40 \times 40 \times 160\text{mm}^3$).
2. Gezielte Variation verschiedener Parameter der Basisrezeptur, zur Ermittlung der Sensitivität.
Ziel: Festlegung zweier vermeintlich optimaler Rezepturen, aus allen bisher untersuchten Mischungen.
3. Durchführen des Versuchsprogramms zur Validierung der Restdruckfestigkeit an Prüfzylindern $\varnothing 100\text{mm} \times 200\text{mm}$ mit zwei unterschiedlichen Aufheizgradienten (ähnlich ETK oder 5K/Min.) und für drei verschiedene Temperaturendstufen (840°C , 945°C , 1006°C , vgl. Abbildung 4).

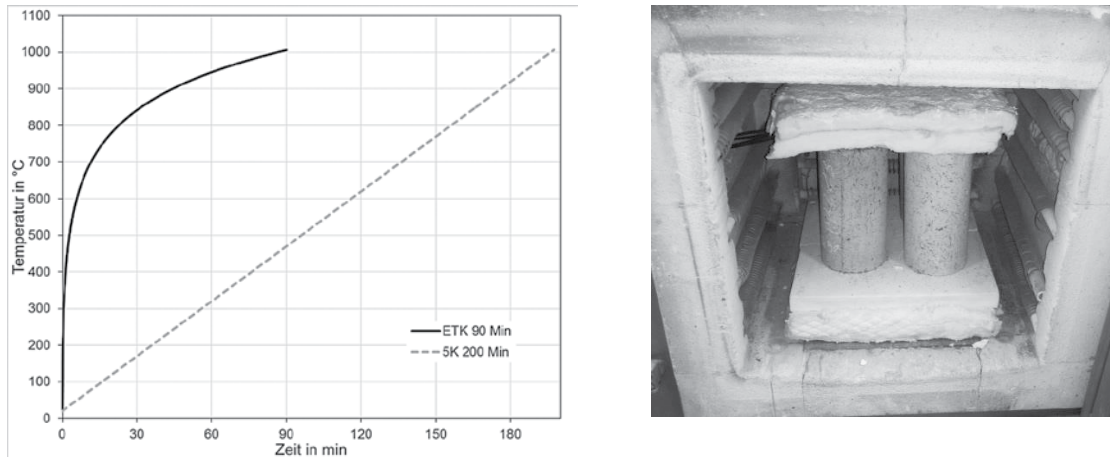


Abbildung 4: Verlauf der für die Validierung der Restdruckfestigkeit (Entwicklung Stufe 3) aufgebrauchten Temperaturbeanspruchung ähnlich zur ETK und 5K/Min (links). Nabertherm Kammerofen mit Prüfkörpern bestückt (rechts) (vgl. [17]).

3.2 Ergebnis

Das Ergebnis der Rezepturentwicklung waren die UHPC-Mörtel-Mischungen TUM BQ I und TUM DQ II. Beide Rezepturen wurden hinsichtlich ihrer Restdruckfestigkeit optimiert und die Zusammensetzungen sind in Tabelle 1 angegeben. Ergänzend werden die Ergebnisse der Validierungsuntersuchung auszugsweise im Folgenden vorgestellt.

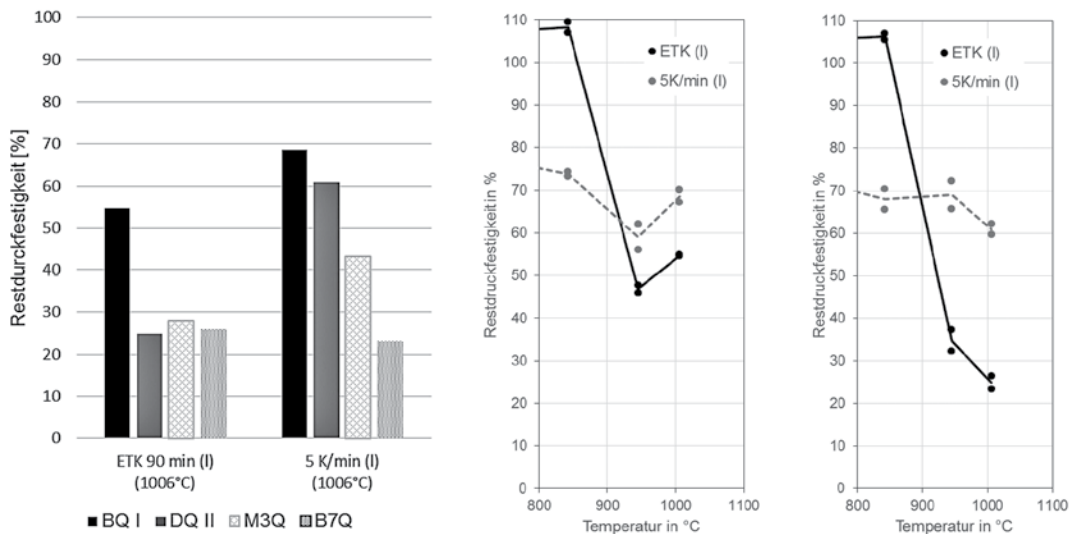


Abbildung 5: Vergleich der Restdruckfestigkeit in Abhängigkeit der Mischung und Aufheizrate (links). Entwicklung der Restdruckfestigkeit bei unterschiedlichen Temperaturen in Abhängigkeit der Aufheizrate und Mischrezeptur TUM BQ I (Mitte) und TUM DQ II (rechts).

Abbildung 5 zeigt, dass die Mischung TUM BQ I und TUM DQ II bei langsamer Aufheizung von 5K/Min. untereinander vergleichbare Restdruckfestigkeit von über 60% erzielen. Beide Mischungen erreichen bei einer Aufheizrate von 5K/Min. deutlich höhere Restdruckfestigkeit als die vergleichbar untersuchten Mischungen M3Q und B7Q (Abbildung 5, links). Bei schneller Aufheizung (ähnlich ETK), verliert die Mischung TUM DQ II deutlich im Vergleich zur langsamen Aufheizung an Restdruckfestigkeit (Abbildung 5, rechts). Auch die Mischung TUM BQ I zeigt ein ähnliches Verhalten (Abbildung 5, mitte). Jedoch ist der Abfall der Restdruckfestigkeit bei der TUM BQ I deutlich geringer. Für die TUM BQ I kann darüber hinaus ein Anstieg der Kurve ab 945°C für beide Aufheizgradienten festgestellt

werden. Allen untersuchten Mörtel-Mischungen ist gemein, dass die Restdruckfestigkeit nach einer zur ETK ähnlichen Beanspruchung deutlich stärker nach 840°C absinkt, als bei einer Beanspruchung nach 5K/Min. Einzig die Restdruckfestigkeit der Grobkornmischung (B7Q), bleibt für beide Aufheizraten annähernd gleich. Für ergänzende Ergebnisse zu den oben beschriebenen Untersuchungen wird auf die Arbeiten von Fleischmann und Fröse verwiesen (vgl. [16], [17]).

Tabelle 1 Mischungszusammensetzung temperaturoptimierter UHPC-Rezepturen

Mischung	Compound kg/m ³	Sand kg/m ³	Wasser kg/m ³	Fließmittel kg/m ³	Stahlfaser kg/m ³	PP-Faser kg/m ³
TUM BQ I	Typ CEM I 1108	Typ 0,25 / 2,0 1039	167	48	197	2,0
TUM DQ II	Typ CEM II 1244	Typ 0 / 1 945	167	48	197	2,0

4. Druckgliedern aus Hochleistungsbeton unter Temperaturbeanspruchung

4.1 Systemtragwirkung im realen Gebäude

In Warmkriech- und Bauteilversuchen zeigt sich, dass in Drucktraggliedern die temperaturabhängigen Betonstauchungen, wie auch die Grenztemperatur mit den aufgetragenen Betondruckspannungen variieren (vgl. [7], [22]). Neben Temperaturbeanspruchung und Zusammensetzung der Mischrezeptur (vgl. [5], [14], [21]), ist das temperaturabhängige Trag- und Verformungsverhalten somit auch vom Spannungsniveau während der Erwärmung abhängig. Speziell im Hochbau führt dies zu temperaturabhängigen Wechselwirkungen zwischen Bauteil und Gebäude.

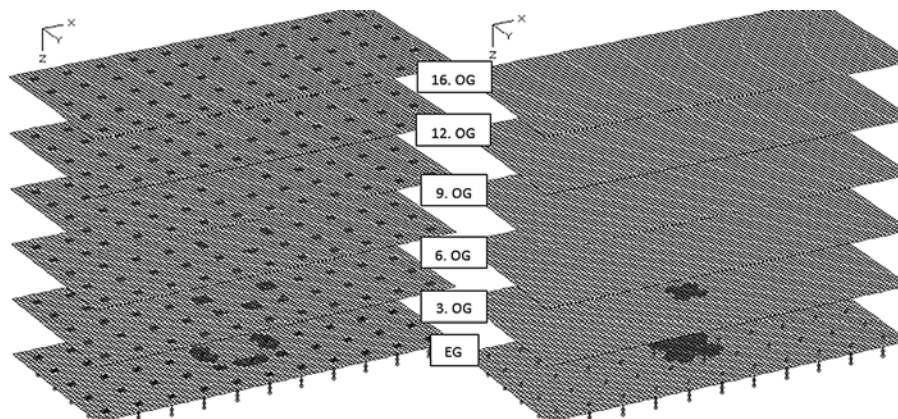


Abbildung 6: Erforderliche Zusatzbewehrung obere Lage (links) und untere Lage (rechts) bei Stützensausfall im EG – Darstellung jeder 3. Deckenplatte (Ausdruck InfoCAD, vgl. auch [26]).

Im räumlichen Gebäudegesamtmodell zeigt sich, dass eine Stützenstauchung / ein Stützensausfall im EG (ausgelöst z.B. durch einen Brand), unter Verwendung von Zusatzbewehrung kompensiert werden kann (vgl. Abbildung 6). Möglich wird dies, durch die zwischen den Bauteilen vorliegenden kinematischen Kopplungen. Die Kopplungen bedingen, dass sich abhängig vom Stützenkopf, auch alle angeschlossenen horizontalen Tragglieder (z. B. Decken, Balken und Unterzüge) mit verformen. Über die vorliegenden Last-Verformungsbeziehungen der Bauteile, stellen sich daraufhin erhöhte Bauteillasten ein – eine Lastumlagerung findet statt. Wie Abbildung 6 durch die erforderliche Zusatzbewehrung verdeutlicht, bleibt die Lastumlagerung dabei nicht auf die horizontale Ebene des Stützenkopfes

beschränkt, sondern führt auch zur Lasterhöhung in weit über der ausgefallenen Stütze liegenden Geschossen. Im Lastfall Brand sind diese Geschosse üblicherweise nicht von der einwirkenden Temperaturbeanspruchung betroffen, da die raumabschließende Wirkung der horizontalen Tragwerke dies im Regelfall verhindert. Darüber hinaus verfügen diese Tragwerksteile nachweisbedingt im Lastfall Brand bereits über zusätzliche Tragreserven. Die für den außergewöhnlichen Lastfall (Brand) nach DIN EN 1991 und DIN EN 1992 reduzierten Teilsicherheitsbeiwerte senken die maßgebende Einwirkungsgröße und erhöhen den Widerstand im Vergleich zur „kalten“ Bemessung, unabhängig von der auf das Bauteil wirkenden Temperaturbeanspruchung.

Zur Quantifizierung der möglichen Lastumlagerungspotentiale bei durch Brand induzierten Stützenstauchungen, wurden im Rahmen der Master's Thesis von Weber umfangreiche Studien zu unterschiedlichen Lastumlagerungsmechanismen innerhalb eines Gebäudes durchgeführt (vgl. [26]). Unter anderem wurde die Eignung eines vereinfachten numerischen Modells validiert (vgl. [27]).

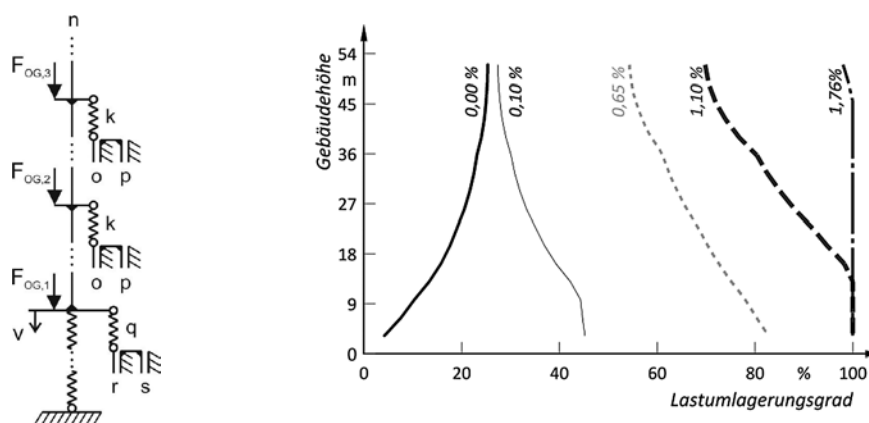


Abbildung 7: Rheologisches Gebäudegesamtmodell zur Simulation der Tragmechanismen während einer Temperatureinwirkung auf eine Stütze im Erdgeschoss (links). Auswertung des Lastumlagerungsgrads über die Gebäudehöhe für ein 16-stöckiges Gebäude am rheologischen Gesamtmodell für unterschiedliche aufgebrachte Stützenstauchungen der Stütze im EG (rechts).

Mit diesem Modell ist es möglich das Lastumlagerungsverhalten einer vertikal gekoppelten Reihe von n horizontalen, nichtlinearen Traggliedern mit rheologischen Elementen in Abhängigkeit einer Kopfpunktverschiebung / Stützenstauchung im Erdgeschoss (EG) zu ermitteln (vgl. Abbildung 7). Die statische Kondensation des komplexen räumlichen Tragverhaltens auf wenige kalibrierbare Modellparameter macht es möglich, ein vergleichbares Modell auch für ähnliche Problemstellungen zu verwenden. Unter anderem ist die Anwendung auf eine echtzeitfähige, numerische Berechnung des Systemtragverhaltens im Rahmen hybrider Materialversuche (vgl. Abschnitt „Experimentelle Ermittlung systemabhängiger Materialparameter“) oder für vereinfachte Bemessungsansätze zur Schnittgrößenermittlung denkbar. Zur Kalibrierung können die Parametern k , o , p , q , r und s der rheologischen Elemente nach den Verfahren zur nichtlinearen Schnittgrößenermittlung der DIN EN 1992-1-1 Kapitel 5 ermittelt werden (vgl. auch [28]). Um das räumliche Tragverhalten in den rheologischen Elementen zutreffend abbilden zu können, ist es hilfreich, zur Ermittlung der zugehörigen Last-Verformungseigenschaften, die normativen Steifigkeitsansätze mit kommerzieller Bemessungssoftware für räumliche Tragwerke zu kombinieren (vgl. [26]).

Im Folgenden werden die Ergebnisse des Modells für verschiedene Varianten eines Bürogebäudes vorgestellt. Das Modell wurde hierzu in RStab V8 implementiert und mit den zuvor beschriebenen Ansätzen kalibriert. Die zugrunde liegenden Abmessungen orientieren sich an Studien zu praxisüblichen Dimensionen im Hochbau (vgl. [29], [30]). Die Querschnittswerte und Systemabmessungen die zur Bemessung nach DIN EN 1992-1-1 verwendet wurden sowie die für den Grenzzustand der Tragfähigkeit ermittelte Bewehrung für Feld- und Stützbereich können Tabelle 2 entnommen werden. Darüber hinaus wird die ermittelte, maximal mögliche Kraftumlagerung abhängig vom jeweiligen horizontalen Tragwerkstyp (ermittelt für die außergewöhnliche Bemessungssituation, Angabe für maximale Lastumlagerung elastisch / elastisch - plastisch) ausgewiesen.

Tabelle 2 Systemparameter rheologisches Modell

Tragwerk	Querschnitt b/ h [mm]	Stützweite/ Länge [m]	Material	gewählte Hauptbewehrung	$F_{uml, max}$ [KN/ KN]
Balken	350 x 600	6,0	C30/37	Stütz 16,5cm ² Feld 8cm ²	60 / 208
Trägerrost	350 x 500	6,0	C30/37	Stütz 14cm ² Feld. 8cm ²	82 / 317
Platte	1000 x 300	6,0	C30/37	Stütz 14cm ² Feld 4,2cm ²	178 / 404
Stütze	170/170 bis 350/350	3,25	UHPC (C150)	-	-

Auf der sicheren Seite wurde für die Berechnung vereinfachend davon ausgegangen, dass bereits die im außergewöhnlichen Lastfall vorhandenen Verkehrslasten zu Lastumlagerungen in den horizontalen Bauteilen führen (vgl. Abbildung 7, aufgebrauchte Stützenstauchung im EG 0,00%).

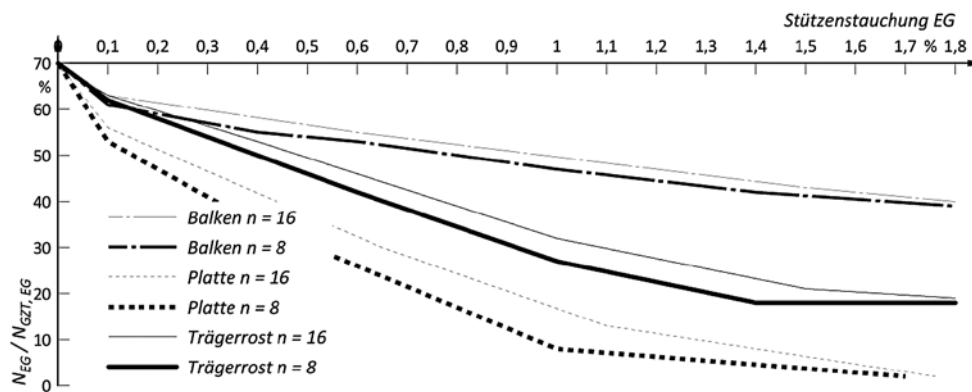


Abbildung 8: Abhängigkeit der relativen Stützennormalkraft ($N_{EG} / N_{GZT, EG}$) zur Stützenstauchung einer Erdgeschossstütze für verschiedene horizontale Tragsysteme und Stockwerkszahlen (n) im außergewöhnlichen Lastfall Brand.

In Abbildung 7 wurde exemplarisch das Verhältnis der vorhandenen zu maximal möglicher Lastumlagerung für ein Gebäude mit Platten und $n = 16$ für verschieden Betonstauchungen über die Gebäudehöhe ausgewertet. Es zeigt sich, dass bereits eine Betonstauchung von 0,1% (entspricht 3,25 mm) eine Lastumlagerung bis in das oberste Stockwerk hinein bedingt. Für zunehmende Stützenstauchung kann auch die Auswirkung der nichtlinearen Federkennlinien über die Bauteilhöhe identifiziert werden. Im Gegensatz zur Lastumlagerung aus Verkehr lagert sich die Last, beginnend von der Quelle der Stauchung aus, in die darüberliegenden Stockwerke um. Abbildung 8 stellt den Verlauf der Stützennormalkraft im EG N_{EG} zur „kalten“ Bemessungsnormalkraft $N_{GZT, EG}$ für verschiedene Stützenstauchungen (0,00 bis 1,8%) im EG dar. Hierzu wurden zwei unterschiedliche Gebäudehöhen ($n = 8$ und $n = 16$, Stockwerke EG bis $n - 1$) sowie verschiedene horizontale Tragsysteme untersucht (vgl. Abbildung 8). Die Auswertung bestätigt zum einen, dass für die Abnahme der Stützennormalkraft die Tragwerksart von Bedeutung ist. Es zeigt sich, dass steifere, horizontale Tragsysteme (z.B. Platte) bereits bei gleicher Stützenstauchung zu größeren Normalkraftreduktionen führen, wie weichere Tragsysteme (z.B. Balken). Zum anderen wirkt sich auch die Stockwerksanzahl n auf den Verlauf der Lastumlagerung aus. Dieses Verhalten ist auf die elastisch-plastische Federcharakteristik der horizontalen Tragwerke zurückzuführen. Im betrachteten Modell hat n jedoch zunächst keinen Einfluss auf den Endwert der Lastumlagerung. Abbildung 7 (rechts) und Abbildung 8 verdeutlichen, dass bereits bei geringen Stauchungen (wenige Promille), die Stützennormalkraft systembedingt erheblich abnehmen kann. Übertragen auf bisher vorliegende, thermomechanische Versuchsergebnisse (vgl. [7], [21], [23]) bedeuten die vorgestellten Ergebnisse, dass bereits bei äußerst geringen Temperaturen,

eine konstant gehaltene Spannung im Prüfkörper den tatsächlichen Last- und Verformungszustand innerhalb eines Bauteils bei Temperaturbeanspruchung nicht wirklichkeitsnah wiedergeben kann.

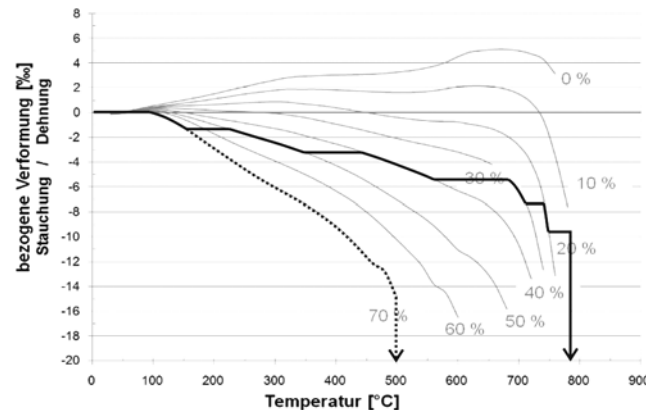


Abbildung 9: Bezogene Gesamtverformung in Abhängigkeit von der Laststufe und Temperatur bei Warmkriechversuchen für UHPC mit der Rezeptur B5Q (vgl. [21]). Ergänzende Darstellung der abschnittsweisen Veränderung der Stützenlast in Abhängigkeit vom dehnungsgesteuerten Systemtragverhalten (vgl. Abbildung 8, Platten $n = 8$).

Kombiniert man die gemessenen, realen Dehnung aus Warmkriechversuchen mit der rechnerischen Umlagerungsfähigkeit z.B. eines Gebäudes mit 8 Stockwerken und Deckentragwerken aus Abbildung 8, deuten sich erhebliche thermomechanische Tragfähigkeitspotentiale an (vgl. Abbildung 9, durchgezogene Linie). Diese systembedingten Potentiale können mit der bisherigen Warmkriechversuchen jedoch nicht wiedergegeben werden (vgl. Abbildung 9, gestrichelte Linie).

4.2 Experimentelle Ermittlung systemabhängiger Materialparameter

Wie in den vorherigen Abschnitten beschrieben, spiegelt ein Warmkriechversuch den derzeit praxisähnlichsten Materialversuch wieder. Der Warmkriechversuch vernachlässigt jedoch die dehnungs- und systemabhängigen Lastumlagerungen in einem Gebäude, sowie die realitätsnahen Aufheiz- und Abkühlgradienten. Wie die theoretischen Vorarbeiten zeigen, ist daher anzunehmen, dass die Ergebnisse der Warmkriechversuche stark auf der sicheren Seite liegen. Die Auswirkung der Systemtragfähigkeit auf die Tragfähigkeit und das Verformungsverhalten von Drucktraggliedern, ist deshalb Gegenstand der aktuellen Forschung am Lehrstuhl für Massivbau der Technischen Universität München. Im Rahmen des laufenden BBSR-Forschungsvorhabens SWD-10.08.18.7-16.47 „Erweiterung der Anwendbarkeit innovativer Hochleistungsbaustoffe (hochfester Beton, UHFB) für den Lastfall Brand unter Berücksichtigung des Systemtragverhaltens“, der Initiative ZukunftBau sollen die Auswirkungen von instationären, systemabhängigen Lastumlagerungen, auf die thermomechanischen Materialkennwerte von Stützen aus Hochleistungsbetonen untersucht werden. Um die Untersuchungen in den Räumlichkeiten der MPA Bau der Technischen Universität München durchführen zu können, wird ein Prüfstand aufgebaut, der die systemabhängige Lastumlagerung im Gebäude während des Versuchs berücksichtigen kann (vgl. Abbildung 10). Möglich wird dies durch die Kopplung von Versuchssteuerung, Messtechnik und numerischem System im verkleinerten Bauteilversuch (hybrider Versuch vgl. [31]). Die Grundlage für die Beurteilung der Lastumlagerung während der Versuchsdurchführung soll ein rheologisches Modell darstellen, das zu dem in Abschnitt „Systemtragwirkung im realen Gebäude“ beschriebenen rheologischen Gebäudegesamtmodell vergleichbar sein wird. Das Versuchsprogramm beschränkt sich im Rahmen des laufenden Vorhabens auf zentrisch, gedrückte Tragglieder. Der Fokus der Untersuchungen liegt dabei auf ultrahochfestem Beton, da es hierfür noch keine abgesicherten, technischen Regelwerke gibt und die derzeitigen Versuchsergebnisse das größte Potential vermuten lassen. Es wird aber auch hochfester Beton betrachtet. Untersucht werden verschiedene Mischrezepturen, Gebäudesysteme mit verschiedenen Steifigkeiten und der Einfluss des Temperaturgradienten.

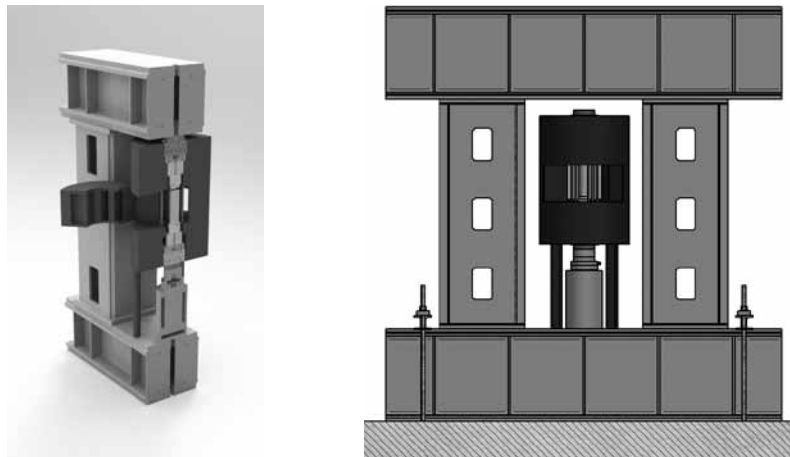


Abbildung 10: Darstellung des Planungsstands zum eigenen Versuchsaufbau in der gerenderten 3D-Schnittdarstellung (links) und technischen Frontalansicht (rechts).

5. Ausblick

Mit der Anwendung der allgemeinen Rechenverfahren nach DIN EN 1992-1-2 ist es möglich, die für eine Beanspruchung angesetzten Temperaturlasten an die speziellen Randbedingungen des Teil- oder Gesamtsystems anzupassen. Die der Norm zugrunde liegenden experimentellen Materialuntersuchungen berücksichtigen diese Anpassung bisher nicht, weshalb zu vermuten ist, dass das Potenzial moderner Hochleistungsbetone in diesem Punkt nicht voll ausgenutzt werden kann. Ziel sollte es daher sein, die auf der Einwirkungsseite vorhandenen Genauigkeiten auch im experimentellen Rahmen anzuwenden und deren Einfluss auf das Tragverhalten zu ermitteln. Die aktuellen Untersuchungen zur Berücksichtigung des Systemtragverhaltens und Auswirkung des Abkühlverhaltens nach einer Brandbeanspruchung sind erste wissenschaftliche Schritte in diesem Kontext (vgl. [24], [27]).

Literatur

- [1] Mazanec, O. J.: Charakterisierung der Mischzeit und des rheologischen Verhaltens ultrahochfester Betone unter Einbeziehung interpartikulärer Wechselwirkungen, Promotion, Technische Universität München, 2012
- [2] Geisenhanslücke, C.; Schmidt, M. und Teichmann, T.: Optimierung der Packungsdichte des Feinkorns für ultra-hochleistungs- und selbstverdichtende Betone, UHPC – 10 Jahre Forschung und Entwicklung, 2005
- [3] Fehling, E.; Schmidt, M.; Teichmann, T.; Bornemann, R.; Middendorf, B.: Entwicklung, Dauerhaftigkeit und Berechnung Ultrahochfester Betone (UHPC), Forschungsbericht DFG FE 497/1-1, Universität Kassel, 2005
- [4] Fehling, E.; Schmidt, M.; Bunje, K.; Schreiber, W.: The „Gärtnerplatzbrücke“ Design of First Hybrid UHPC-Steel Bridge across the River Fulda in Kassel, Germany, Universität Kassel, 2008
- [5] Hager, I.: Behaviour of cement concrete at high temperature, Bulletin of the Polish Academy of Science Technical Science, 61 (1), 2013
- [6] Hosser, D.; Kampmeier, B.; Hollmann, D.: Behaviour of ultra high performance concrete (uhpc) in case of fire, 2012
- [7] Huismann, D.-I. S.: Materialverhalten von hochfesten Beton unter thermomechanischer Beanspruchung. Promotion, Technische Universität Wien – Fakultät für Bauingenieurwesen, 2010
- [8] Dehn, F.: Temperatur behaviour of ultra high-performance concrete (uhpc) – a micro analytical reflect, Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau, 2004
- [9] Bian, H.; Takarli, M.; Prince-Agbojan, W.; Molez, L.: 3rd fib international congress, Cracking behaviour of ultra-high performance fiber-reinforced concrete: Effects of the thermal damage, 2010

- [10] Kalifa, P.; Chéné, C.; Gallé, C.: High-temperature behaviour of HPC with polypropylene fibres from spalling to microstructure, *Cement and Concrete Research*, 31, 2001
- [11] Bentz, D. P.: Fibers, percolation, and spalling of high-performance concrete., *ACI Materials Journal*, Title no. 97-M41, 2000
- [12] Hager, I.; Pimienta, P.: The impact of the addition of polypropylene fibres on the mechanical properties of high performance concrete exposed to high temperature, 6th RILEM Symposium on Fibre-Reinforced Concretes (FRC) – BEFIB, 2004
- [13] Hosser, D.: Gemeinschaftstagung Eurocode 2 für Deutschland, Kapitel 10 Grundlagen und Hintergründe der Heißbemessung, (pp. 131-154), Beuth Verlag GmbH, 2011
- [14] Dehn, F., Thalheim, S.; König, A.: Betontechnologische Massnahmen gegen Brandeinwirkung, 13. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung, Karlsruher Institut für Technologie (KIT), 2017
- [15] Bollmann, K.: Ettringitbildung in nicht wärmebehandelten Betonen, Promotion, Bauhaus-Universität Weimar – Fakultät für Bauingenieurwesen, 2000
- [16] Fleischmann, A.: Temperaturabhängige Untersuchung chemischer und physikalischer Veränderungen in einer hydraulisch gebundenen, ultrahochfesten Betonmatrix, Master's Thesis, Technische Universität München - Lehrstuhl für Massivbau, 2017
- [17] Fröse, J.: Optimierung der stofflichen Zusammensetzung von ultrahochfesten Betonrezepturen zur Steigerung deren thermischer Beanspruchbarkeit, Master's Thesis, Technische Universität München - Lehrstuhl für Massivbau, 2018
- [18] Scheydt, J.; Millon, O.; Müller, H.: Entwicklung eines brandbeständigen ultrahochfesten Betons für hochdynamische Beanspruchungen, *Beton- und Stahlbetonbau*, 2012
- [19] Drzymala, T.; Jackiewicz, Rek, W.; Tomaszewski, M.; Kus, A.; Galaj, J.; Sukys, R.: Effects of high temperature on the properties of high performance concrete (hpc), *Procedia Engineering*, 172, 2017
- [20] Kampmeier, B.; Hollmann, D.: Grundlagen für den Brandschutz von Bauteilen aus ultrahochfestem Beton, *Braunschweiger Brandschutztag 2011*, 25. Fachtagung Brandschutz – Forschung und Praxis, 2011
- [21] Hosser, D.; Kampmeier, B.; Hollmann, D.: Brandverhalten von ultrahochfestem Beton, *Baustoffe und Konstruktion*, 2013
- [22] Zehfuß, J.; Siemon, M.: Numerische Analyse brandbeanspruchter Stützen aus ultrahochfestem Beton (UHPC), *Bautechnik*, 92 - Heft 5, 2015
- [23] Diederichs, U.; Mertzsch, O.: Behaviour of ultra high strength concrete at high temperatures, 2008
- [24] Zehfuß, J.; Lyzwa, J.: Thermische Materialeigenschaften von Beton in der Abkühlphase, 31. *Braunschweiger Brandschutztag*, Tagungsband, Heft 232, Technische Universität Braunschweig, 2017
- [25] SFB148: Arbeitsbericht Sonderforschungsbereich 148, Brandverhalten von Bauteilen, Teil 1, Projektbereich A, Technische Universität Braunschweig, 1977
- [26] Weber, D.: Systembedingte Lastumlagerungspotentiale bei Schädigung einer Stütze aus Hochleistungsbeton im Lastfall Brand und numerische Untersuchung und experimentelle Betrachtung der Eignung eines Kleinversuchs zur Ermittlung der geschädigten Steifigkeitseigenschaften, Master's Thesis, Technische Universität München - Lehrstuhl für Massivbau, 2017
- [27] Fleischhauer, M.; Fischer, O.: Erweiterung der Anwendbarkeit innovativer Hochleistungsbau- stoffe (hochfester Beton, UHFB) für den Lastfall Brand unter Berücksichtigung des Systemtrag- verhaltens, Nicht veröffentlichter Zwischenbericht zum ZukunftBau-Forschungsvorhaben SWD- 10.08.18.7-16.47, 2017
- [28] Fingerloos, F.; Hegger, J.; Zilch, K.: Eurocode 2 für Deutschland, Beuth Verlag, 2016
- [29] Müllers, I.: Zur Robustheit im Hochbau Stützenausfall als Gefährdungsbild für Stahlbetontrag- werke. Bericht, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, 2007
- [30] Eisinger, T.: Erstellen einer Gebäudeobjektdatenbank. Bachelor's Thesis, Technische Universität München – Lehrstuhl für Massivbau, 2017
- [31] Scheufler, W.; Burghard, S.; Fischer, O.; Braun, C.: Beurteilung der Wirkungsweise von adaptiven Seildämpfern im Brückenbau durch Kopplung von numerischer Simulation und Experiment, *Beton- und Stahlbetonbau*, 108-2, S. 116–123, 2013

Einsatz hochauflösender quasi-kontinuierlicher faseroptischer Messtechnik in der experimentellen Forschung und an Bauteilen

Sebastian Carl^{1*}, Oliver Fischer¹,
Matthias Wild¹, Gerald Schmidt-Thrö¹, Sebastian Gehrlein¹, Nicholas Schramm¹, Sebastian Thoma¹
¹Technische Universität München, Lehrstuhl für Massivbau

Kurzfassung

Bereits seit einigen Jahren wird hochauflösende quasi-kontinuierliche faseroptische Messtechnik in der experimentellen Forschung und an Bauteilen erfolgreich eingesetzt. Durch ihre hohe örtliche Auflösung im Millimeterbereich ist es möglich, Risse im Inneren von Stahl- und Spannbetonbauteilen zu detektieren, das Trag- und Verbundverhalten von Beton- und Spannstahl zu untersuchen und darauf basierend wirklichkeitsnahe Ingenieurmodelle zum Tragverhalten abzuleiten.

Dieser Beitrag erklärt zunächst zusammenfassend die Funktionsweise der auf der Rayleigh-Rückstreuung basierenden faseroptischen Messtechnik. Im Anschluss werden die unterschiedlichen Anwendungsmöglichkeiten der faseroptischen Messtechnik in der experimentellen Forschung und an Bauteilen vorgestellt und deren Zweck und Ergebnisse anhand von Praxisbeispielen des Lehrstuhls für Massivbau der Technischen Universität München (TUM) aus den vergangenen Jahren erläutert. Der Schwerpunkt liegt dabei auf der Anwendung im Stahl- und Spannbetonbau, wo gezeigt werden kann, dass die faseroptische Messtechnik sowohl oberflächlich, als auch im Bauteilinneren anwendbar ist und zur Gewinnung erweiterter Erkenntnisse zum Bauteilverhalten beitragen kann.

1. Einleitung

Die experimentelle Erforschung von Kompositwerkstoffen wie Stahl- oder Spannbeton geht stets mit dem Bestreben einher, Verzerrungen möglichst über den gesamten Bauteilquerschnitt messtechnisch zu erfassen und daraus mechanische Zusammenhänge und wirklichkeitsnahe Ingenieurmodelle zum Tragverhalten abzuleiten. Insbesondere an den Querschnittsrändern ist man bereits seit Jahrzehnten in der Lage, Verformungen mit klassischer Messtechnik (wie z.B. induktiven Wegaufnehmern) an ausgewählten Punkten zu erfassen [1].

Zur Beurteilung des Tragverhaltens von Stahl- oder Spannbetonbauteilen sind jedoch auch die Verzerrungen im Bauteilinneren von großer Bedeutung. Sowohl Kenntnisse über die Verzerrungen der schlaffen und vorgespannten Bewehrung als auch die Detektion von Rissen sind unabdingbar um das Ziel eines wirklichkeitsnahen Ingenieurmodells zum Tragverhalten erreichen zu können [2]. Üblicherweise werden zu diesem Zweck Dehnmessstreifen (DMS) oder – vor allem bei lang andauernden Messungen – Schwingsaitensensoren genutzt [1]. Beide genannten Messsysteme sind in der Lage, Verzerrungen an ausgewählten, diskreten Stellen über deren Länge integriert anzugeben und dabei ausreichend hohe Messfrequenzen zu erzielen. Die hochauflösende quasi-kontinuierliche faseroptische Messtechnik zeichnet sich demgegenüber durch ihre hohe örtliche Auflösung im Millimeterbereich sowie ihre Robustheit gegenüber elektromagnetischen Interferenzen aus. Der Einsatz der Fasern reduziert zudem Bauteilstörungen, da die optische Messfaser einerseits die Zuleitung darstellt und andererseits auch sämtliche Sensoren miteinander verbindet, während beispielsweise bei DMS je Sensor eine eigene Zuleitung – zudem mit größerem Querschnitt als jener der optischen Faser – erforderlich wird, die aus dem Bauteil herauszuführen ist [1].

2. Funktionsweise faseroptischer Verzerrungsmessungen

Die genaue Funktionsweise faseroptischer Verzerrungsmessungen wurde bereits in mehreren Veröffentlichungen wie z.B. [1–4] teils detailliert erläutert und soll hier nur kurz zusammengefasst werden.

Grundsätzlich bestehen faseroptische Verzerrungsmesssysteme aus einer Messeinheit und der daran angeschlossenen passiven Sensorfaser. Die Messeinheit sendet Laserlicht in die Faser, in der die Eigenschaften des Lichts in Abhängigkeit vom Verzerrungszustand der Faser modifiziert werden. Das Licht wird in die Messeinheit zurückgestreut, wo die Änderungen der Lichteigenschaften erkannt und in Verzerrungen umgerechnet werden [3]. Im Zeitbereich geschieht dies teilweise hochfrequent mit Messfrequenzen von bis zu 250 Hz und kann damit als quasi-kontinuierlich bezeichnet werden.

Im Ortsbereich können auf der Seite der passiven Sensorfaser diskrete und quasi-kontinuierlich arbeitende Ansätze angewandt werden.

Punktförmig messende Sensorsysteme basieren meist auf einbeschriebenen Faser-Bragg-Gittern, die es ermöglichen, an diskreten, vorher definierten Punkten der Messfaser eine Veränderung der Reflexionswellenlänge in Abhängigkeit des Verzerrungszustandes und der Temperatur zu registrieren [2]. Die diskreten Messorte müssen vorher festgelegt werden, was die Detektion von Ereignissen deren Ort vorher nicht bekannt ist (z.B. das Auftreten von Rissen in Betonbauteilen) erschwert und im Extremfall zu Fehlmessungen und -interpretationen führen kann (wenn z.B. lokale Phänomene durch eine zu geringe Anzahl von Sensoren unentdeckt bleiben) [3].

Demgegenüber stehen Messsysteme, die auch im Ortsbereich eine quasi-kontinuierliche Verzerrungsmessung entlang der gesamten Sensorfaser erlauben. Diese Art der Sensorik basiert nicht auf diskret einbeschriebenen Gittern, sondern nutzt die Reflexion des Lichts am Fasermaterial selbst [2]. Unabhängig vom genauen Querschnittsaufbau der Faser enthält jede optische Messfaser einen Faserkern, der aufgrund von Dichte- und Geometrieschwankungen sowie von Mikroeinschlüssen entlang der Faser einen variablen Brechungsindex aufweist und gemäß Abbildung 1 in einzelne Faserabschnitte mit herstellerabhängigen minimalen Längen von ca. 1 mm aufgeteilt ist. Wird Licht durch diesen Kern geleitet, entsteht infolge der veränderlichen Brechung entlang der Messfaser ein Rückstreusignal mit vielfach geringerer Intensität als jener des ausgehenden Lichts. Das Rückstreusignal enthält Raman- und Brillouin-Anteile, die bereits in etablierten Messverfahren für große Entfernungen genutzt werden, allerdings den Nachteil besitzen, dass ihre örtliche Auflösung aufgrund der sehr geringen Intensität entlang einer Faser auf ca. 1 m begrenzt ist (vgl. [3]). In den vergangenen Jahren ist es gelungen, den Rayleigh-Anteil im Rückstreusignal, dessen Intensität deutlich höher ist als bei den vorgenannten Raman- und Brillouin-Anteilen, für Verzerrungsmessungen zu nutzen. Durch Variation der Lichtwellenlänge entsteht in der Messeinheit ein periodisches Interferenzsignal, dessen Frequenz vom Ort des rückstreuenden Faserabschnittes abhängt. Da die Messung für alle Messabschnitte zeitgleich stattfindet, handelt es sich dabei um ein Summensignal, welches durch Fourier-Transformation in seine Frequenzanteile zerlegt wird. Die Frequenzen entsprechen dann den Messabschnitten in der Faser und aus den Amplituden der einzelnen Messabschnitte kann auf deren Verzerrung rückgeschlossen werden. Dieser Rückschluss ist möglich, da die Rayleigh-Rückstreuung bei wiederholter Messung und konstanten äußeren Bedingungen absolut stabil bleibt, sodass man Messungen auf eine Ausgangssituation (z.B. ein Bauteil im unbelasteten Zustand), die sogenannte „Baseline“, beziehen kann. Dadurch ist es möglich, die Verzerrungen jedes einzelnen Messabschnittes mit Bezug auf die Ausgangslage zu ermitteln.

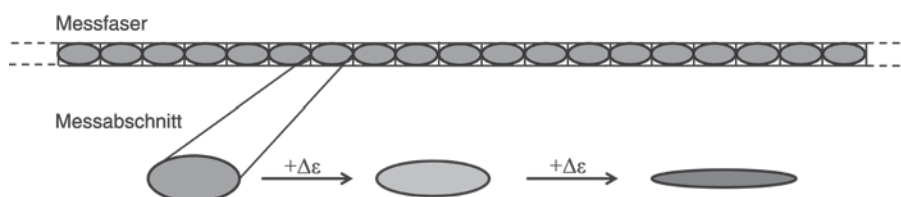


Abbildung 1: Prinzipieller Aufbau einer Messfaser in Faserlängsrichtung

3. Einsatz der Messtechnik in der experimentellen Forschung und an Bauteilen

Das in Kap. 2 vorgestellte Messprinzip der quasi-kontinuierlichen Messung ermöglicht derzeit eine Messfaserlänge von bis zu 70 m bei einer minimalen örtlichen Auflösung (= Länge des Messabschnittes gemäß Abbildung 1) von ca. 1 mm. Die örtliche Auflösung ist in kommerziellen Systemen durch die Datenverarbeitung eingeschränkt und kann theoretisch weiter reduziert werden [2]. Die maximal möglichen Messfrequenzen sind längenabhängig und können für Hochgeschwindigkeitsmessungen auf bis zu 250 Hz angehoben werden. Die Messempfindlichkeit beträgt maximal 1 $\mu\text{m/m}$ Verzerrungsänderung und 0,1 K Temperaturdifferenz.

Die Messtechnik wird am Lehrstuhl für Massivbau der Technischen Universität München bereits seit einigen Jahren für vielfältige Problemstellungen angewandt. In den meisten Fällen kommen dabei Fasern zum Einsatz, bei denen um den Faserkern ein Schutzmantel gezogen ist, der zusätzlich eine Beschichtung aus Polyimid oder Nylon erhält. Für Anwendungen im konstruktiven Betonbau sind neben einer grundsätzlichen Eignung des Messfaseraufbaus auch die Robustheit und Dauerhaftigkeit von gesteigertem Interesse. Zu diesem Zweck ist es möglich, robustere Fasern einzusetzen, die den Kern durch verschiedene Ummantelungen von Stahl- und Kunststoffschichten besser schützen. Verklebt werden die Fasern mit einem UV-härtenden Klebstoff auf Basis eines Epoxid-/Acrylat-Hybridsystems.

Grundsätzlich lässt sich der Einsatz des Verfahrens in drei verschiedene Anwendungsbereiche unterteilen:

1. Anwendung auf die Betonoberfläche: insbesondere dann, wenn Messungen an bereits bestehenden Bauteilen erfolgen sollen.
2. Anwendung an der Bewehrung: dabei werden die Fasern entweder in eingefräste Nuten appliziert oder entlang des Walzgrates der Bewehrungsstäbe geklebt.
3. Anwendung im Beton: dabei werden die Fasern im Gegensatz zu 2. nicht an der innenliegenden Bewehrung befestigt, sondern anderweitig im Beton selbst verlegt, was insbesondere zur Rissdetektion im Querschnittsinneren verwendet werden kann.

In den nachfolgenden Kapiteln 3.1 bis 3.3 sollen die angesprochenen Anwendungsgebiete durch Beispiele aus Forschung und Praxis nähergebracht werden.

3.1 Anwendung auf die Betonoberfläche

3.1.1 Mühlbachtalbrücke Schwaiganger

Bereits im Jahr 2014 wurde die faseroptische Verzerrungsmessung durch den Lehrstuhl für Massivbau der Technischen Universität München erfolgreich an einem Bestandsbauwerk im Auftrag der Autobahndirektion Südbayern eingesetzt. Bei der untersuchten Mühlbachtalbrücke handelt es sich gemäß Abbildung 2 um eine dreifeldrige Brücke mit Plattenbalkenquerschnitt in gemischter Stahl- und Stahlverbundbauweise, die im Jahr 1972 fertiggestellt wurde.

Im Rahmen der Brückennachrechnung ergaben sich offene Fragestellungen bezüglich des lokalen Tragverhaltens und der Gebrauchstauglichkeit der Fahrbahnplatte. Diese konnten durch den kombinierten Einsatz einer FE-Berechnung in Verbindung mit faseroptischen Verzerrungsmessungen geklärt werden. Die Messungen erfolgten unter einer lokalen Probelastung, welche mittig zwischen den Fachwerkquerträgern aufgebracht wurde. Für die Messungen wurde auf der Unterseite der Fahrbahnplatte ein Messfeld gemäß Abbildung 3 (links) appliziert. In Abbildung 3 (rechts) ist exemplarisch das Ergebnis der Messung im Feldbereich unter der Probelastung zusammen mit der Verzerrungsverteilung der entsprechenden numerischen Berechnung dargestellt. Berechnung und Verzerrungsmessung zeigten im Verlauf eine sehr gute Übereinstimmung. Für Details wird auf [2] verwiesen.

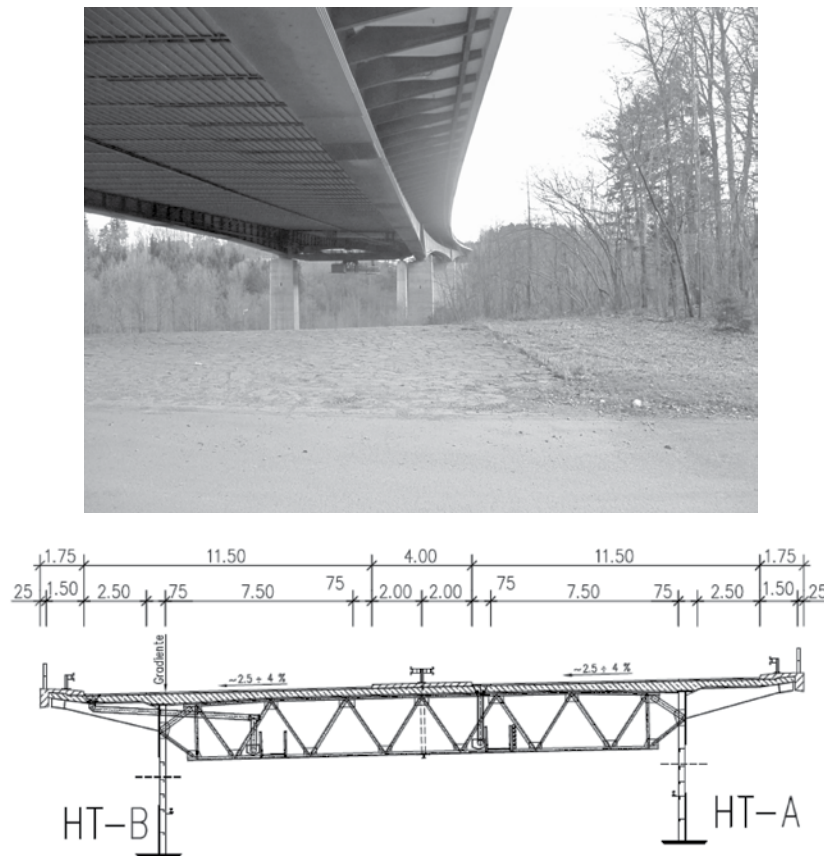


Abbildung 2: Ansicht (oben) und Querschnitt (unten) der Mühlbachtalbrücke Schwaiganger aus [2]

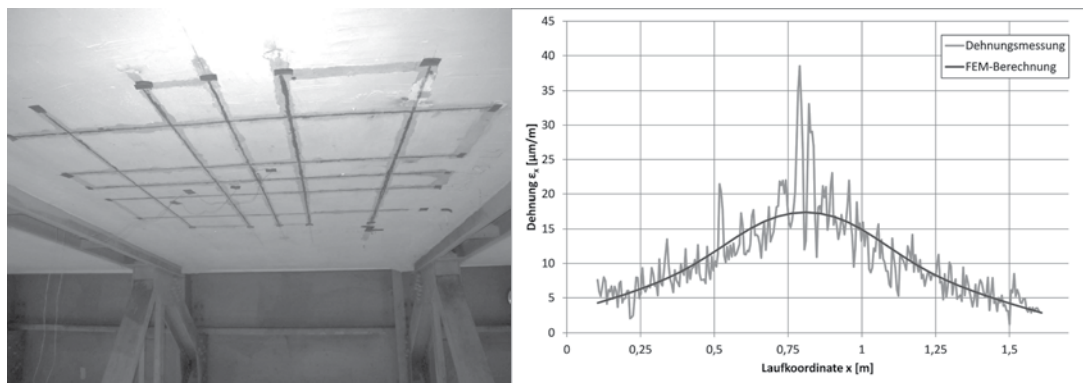


Abbildung 3: Appliziertes Messfeld (links) und Verzerrungsverlauf der Fahrbahnplatte gemäß Messung und vergleichender numerischer Simulation (rechts) aus [2]

3.1.2 Querkraftversuche an der Saalebrücke Hammelburg

Der Lehrstuhl für Massivbau der Technischen Universität München konnte im Rahmen eines vom Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (BMVI) geförderten Forschungsvorhabens einzigartige in-situ Querkraftversuche an der Saalebrücke Hammelburg durchführen. Ziel dieser Untersuchungen war es, das Verhalten einer realen Spannbetonbrücke zu analysieren und einen wichtigen Beitrag zu liefern, um die z.T. deutliche Diskrepanz zwischen dem tatsächlichen Tragverhalten

und den aktuellen Nachweisformaten zu schließen, die sich bei der Nachrechnung vieler älterer Bestandsbrücken anhand von massiven rechnerischen Defiziten zeigt. Für genaue Hintergründe und die Konzeption der Versuche sowie zur Vorstellung erster Ergebnisse wird auf [5] verwiesen.

Um die auftretenden Kräfte, Beanspruchungen und das Tragverhalten des gesamten Brückenbauwerks möglichst genau zu erfassen, wurden die untersuchten Abschnitte der Brücke mit umfangreicher Messtechnik bestückt. Neben konventioneller Messtechnik wie induktiven Wegaufnehmern, Seilzugpotenziometern, Kraftmessdosen und Dehnmessstreifen (DMS) kamen dabei in großen Umfang auch faseroptische Sensoren zum Einsatz. Je Versuch wurden sieben Fasern mit einer Länge von jeweils 21,5 bis 25,0 m auf den Betonoberflächen appliziert. Jeweils drei Fasern wurden an jeder Seite des untersuchten Steges des Mittelträgers in vertikaler, horizontaler und diagonaler Richtung (vgl. Abbildung 4, links) angebracht, um möglichst exakt den Verzerrungsverlauf im Beton bestimmen zu können. Eine weitere Faser kam auf der Fahrbahnoberfläche im Auflagerbereich zum Einsatz. Die Ergebnisse dieser Faser sind exemplarisch in Abbildung 4 (rechts) sowohl entlang der Faser als auch über die Zeit aufgetragen.

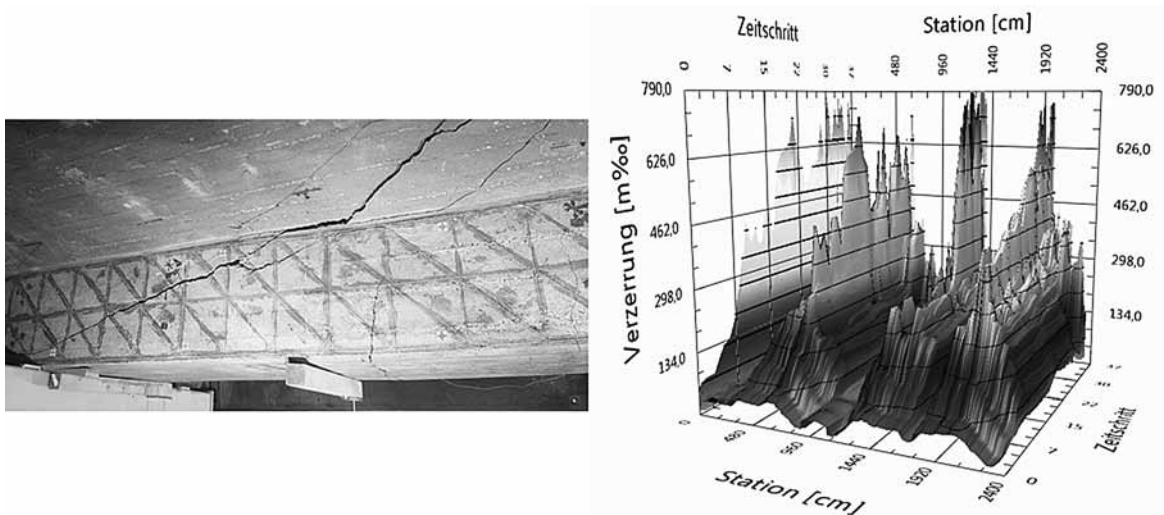


Abbildung 4: Appliziertes Messfeld am Trägersteg (links) und gemessener Verzerrungsverlauf auf der Fahrbahnplatte (rechts)

3.1.3 Begleitende Laborversuche zum Bau der ersten deutschen Eisenbahnbrücke aus ultrahochfestem Beton

Ultrahochfester faserbewehrter Beton (UHPFRC) ist ein Meilenstein in der Entwicklung der Betonbaustoffe, der völlig neue Möglichkeiten und Einsatzbereiche im Bauwesen eröffnet. Durch die optimierte Kornzusammensetzung werden ein extrem dichtes Gefüge, sehr hohe Festigkeiten und exzellente Dauerhaftigkeitseigenschaften erreicht. Im Zuge der Überbauerneuerung einer Eisenbahnbrücke auf dem Streckennetz der Tegernseebahn konnte man mit dem Einsatz von UHPFRC der Forderung eines erhöhten Lichtraumes unter der Brücke sowie der Bestrebung, das Eigengewicht der neuen Konstruktion möglichst gering zu halten, um erhöhte Belastungen zu minimieren und dadurch vorhandene Unterbauten beibehalten zu können, gerecht werden. Für genaue Hintergründe und die Konzeption der Versuche wird auf [6] verwiesen.

Aufgrund aktuell noch fehlender normativer Vorschriften waren für die Verwendung des Werkstoffes begleitende Laborversuche seitens des Lehrstuhls für Massivbau der Technischen Universität München (TUM) erforderlich. Dabei wurde eine Platte mit den Abmessungen 2,00 x 0,80 x 0,21 m erstellt und einem 3-Punkt-Biegeversuch unterzogen. An der Unterseite der Platte wurden sowohl in Längs- als auch in Querrichtung faseroptische Sensoren angebracht (Abbildung 5). Der Verlauf der Verzerrungen der Faser in Längsrichtung ist in Abbildung 6 dargestellt. Es zeigt sich der erwartete linear-elastische Verlauf bis zum Erreichen der elastischen Betonzugfestigkeit. Ist diese erreicht, so beginnt die Mikrorissbildung bevor das Bauteil bei ca. 19,6 MPa Biegezugspannung versagt.

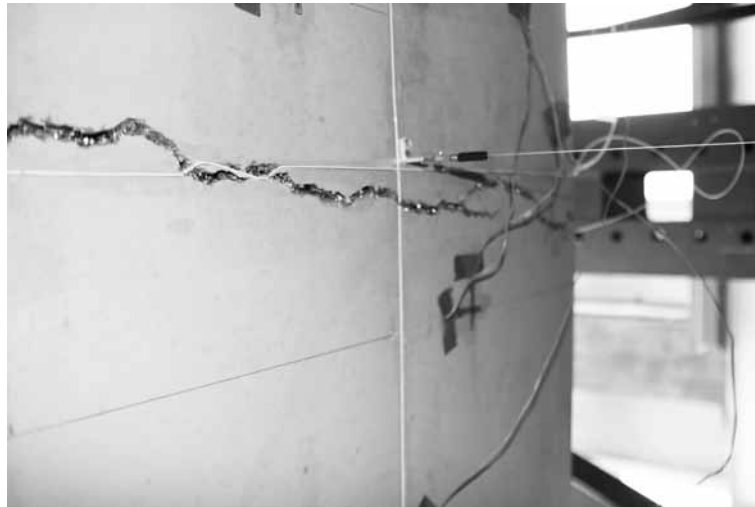


Abbildung 5: Unterseite der geprüften UHPFRC-Platte mit faseroptischen Sensoren

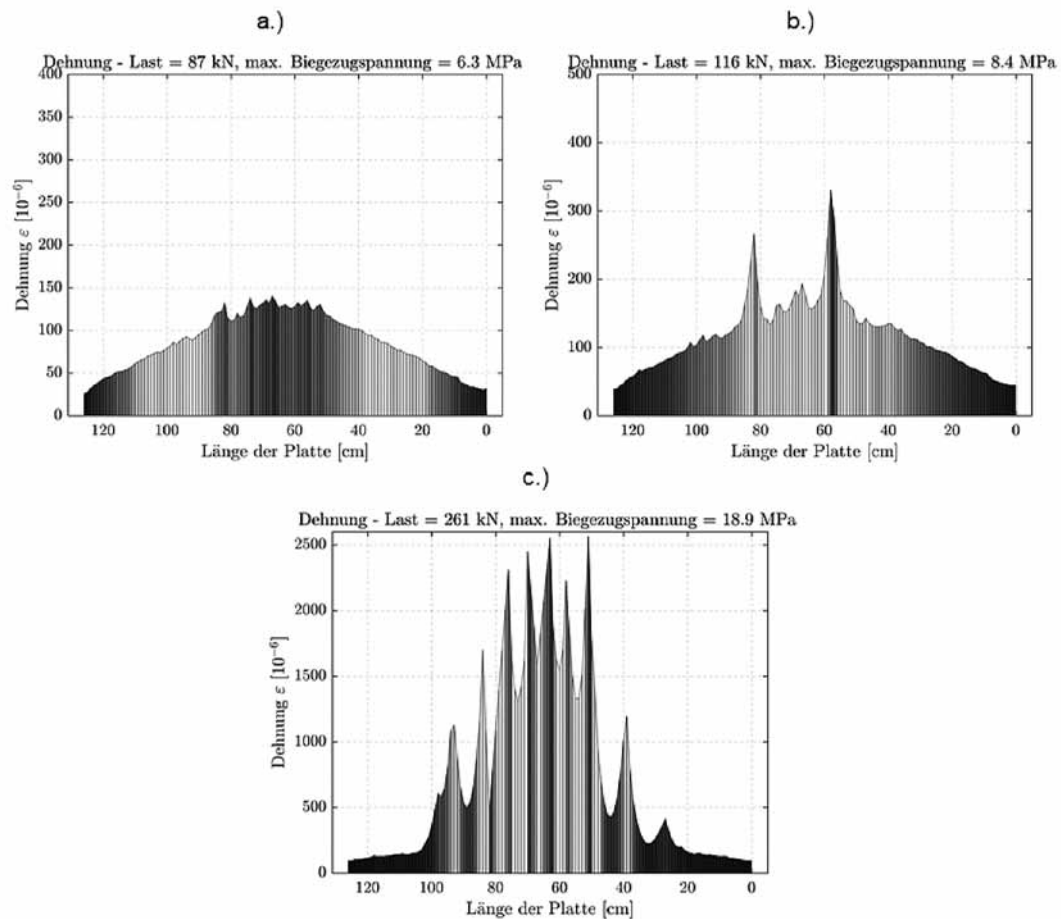


Abbildung 6: Verlauf der Betonverzerrungen entlang der Bauteilunterseite der getesteten Platte für verschiedene Laststufen; a.): ungerissener Zustand, b.): Start der Mikrorissbildung, c.): abgeschlossenes Rissbild kurz vor dem Erreichen der maximalen Belastung

3.2 Anwendung an der Bewehrung

3.2.1 Laborversuche an Substrukturen – Spezielle Aspekte der Querkrafttragfähigkeit

Im Zuge der Entwicklung genauerer Bemessungsansätze für die Querkrafttragfähigkeit von Bestandsbrücken wurde am Lehrstuhl für Massivbau der Technischen Universität München im Rahmen eines gemeinschaftlichen Forschungsvorhabens der Einfluss und die Anrechenbarkeit von aktuell nicht mehr zulässigen Bügelformen auf die Querkrafttragfähigkeit von Bestandsbrücken untersucht. Die zugehörigen experimentellen Untersuchungen wurden dabei mithilfe eines innovativen Versuchskonzepts unter Anwendung der Substrukturtechnik durchgeführt. Für genaue Hintergründe und die Konzeption der Versuche wird auf [7] verwiesen.

Im Rahmen der Versuche zum Einfluss unterschiedlicher Bügelformen auf die Querkrafttragfähigkeit wurden Teilsysteme von Durchlaufträgern im Bereich zwischen Mittelstütze und Feldbereich untersucht. Die entsprechenden aus dem globalen Gesamtsystem resultierenden Schnittgrößen wurden dabei an den beiden Trägerenden stirnseitig über massive, stählerne Lasteinleitungsplatten aufgebracht (Abbildung 7). Die Trägerelemente wurden im Versuchsstand unter ständiger Kompensation der äußeren Schnittgrößen im nachträglichen Verbund vorgespannt und verpresst. Um die Beanspruchungsverhältnisse im Bereich neben der Zwischenstütze eines Durchlaufträgersystems abzubilden, wurden die zu untersuchenden Trägerelemente jeweils durch eine konstante Querkraft sowie ein linear veränderliches Biegemoment mit Nullpunkt in der Mittelachse des Prüflings beansprucht. Die statisch unbestimmte Wirkung der Vorspannung ist bei den Versuchen wie eine externe Schnittgröße gesondert aufzubringen. Zur Erfassung der Beanspruchungsverhältnisse und des Tragverhaltens während des Versuchs kam eine sehr umfangreiche Messtechnik zum Einsatz. Die Verzerrungen in der Längsbewehrung und in den Bügeln wurden über faseroptische Sensoren, welche entlang der Bügelschenkel an den Walzgraten aufgebracht wurden, gemessen.

In Abbildung 8 (unten) sind die gemessenen Verzerrungen entlang des in Abbildung 8 (oben) angedeuteten Bügels Nr. 2 über der tatsächlichen räumlichen Form des Bügels für zwei verschiedene Laststufen angetragen. Die lokalen Verzerrungsspitzen im Bereich der aufkommenden Schubrisse sind dabei eindeutig erkennbar.

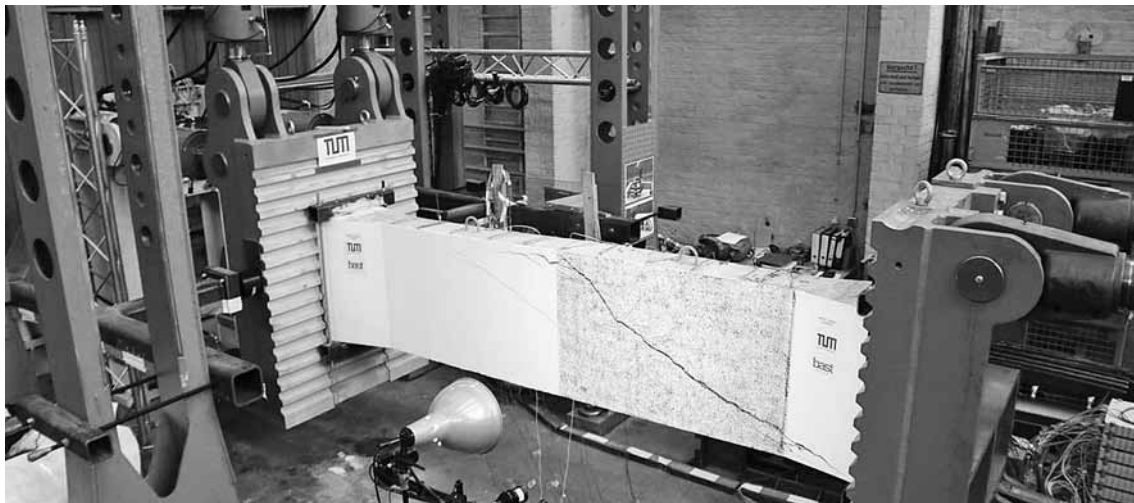


Abbildung 7: Versuchsanlage zur Prüfung von vorgespannten Balkenelementen am Teilsystem aus [7]

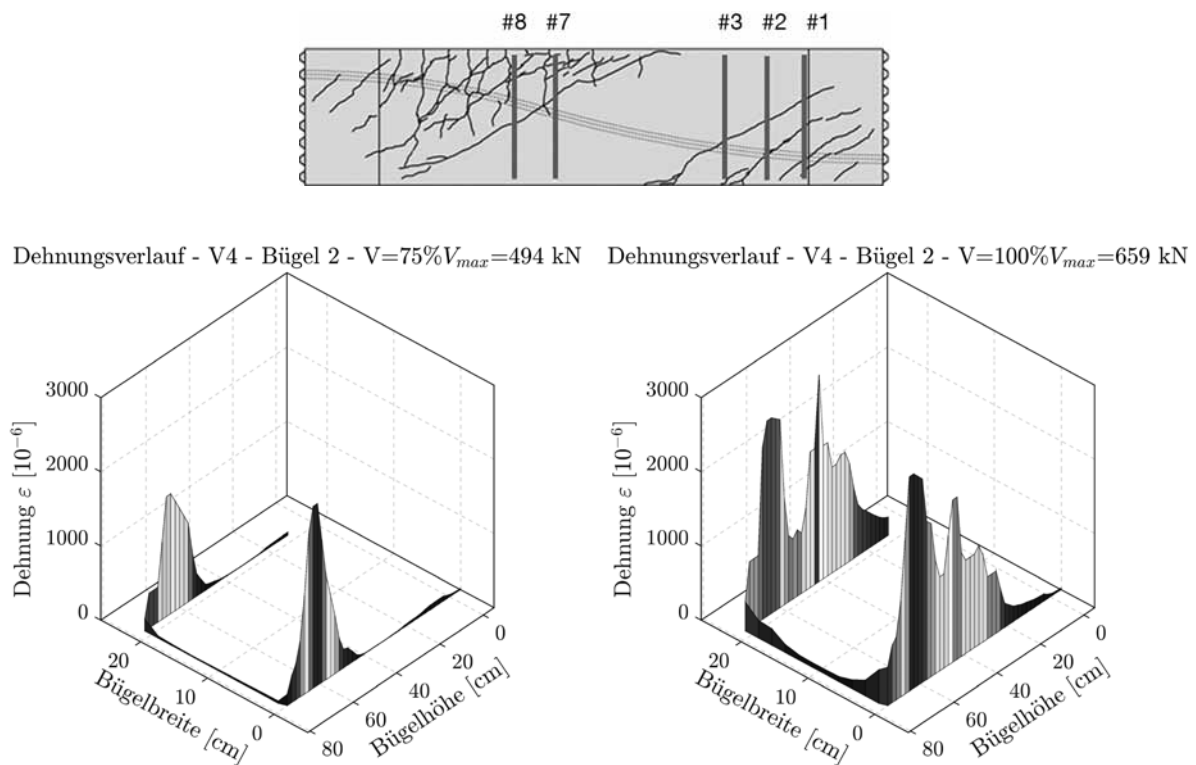


Abbildung 8: Verzerrungsverlauf entlang des Bügels 2 für die Lastniveaus 75% und 100% (unten) sowie Angabe zur Lage der gemessenen Bügel in der Trägeransicht (oben)

3.3 Anwendung im Beton

Die systematische Überwachung und Erfassung des Bauwerkszustands gewinnt im konstruktiven Ingenieurbau zunehmend an Bedeutung. Eine messtechnische Observation kann wertvolle Informationen zu inhärent veränderlichen Materialeigenschaften oder vorliegenden Verzerrungszuständen liefern, die im Rückschluss einer Beurteilung des allgemeinen Bauwerkszustands dienlich sein können und ggf. über weiterführende, notwendige Schritte entscheiden. In diesem Kontext wurde am Lehrstuhl für Massivbau der Technischen Universität München ein vorgespannter Betonbalken mit verschiedenen optischen Messfasern bestückt und unter verschiedenen Lastniveaus inkl. Kriechstufe und künstlich evoziertem Spanndrahtbruch untersucht. Der Versuchsträger wurde mit zwei Drahtspanngliedern im sofortigen Verbund hergestellt. Statisches System und Bewehrung wurden so konzipiert, dass die Traglast nach Biegerissbildung durch ein Schubversagen bestimmt wird. Faseroptische Sensoren wurden in den Balken einbetoniert, auf der Unterseite aufgeklebt und in eine nachträglich eingefräste Nut auf Unterseite in einen hochfesten mineralischen Kleber eingebettet. Insbesondere an die frei einbetonierten Fasern sind in diesem Zuge hohe Anforderungen bzgl. der mechanischen Beständigkeit sowie des Verbundes mit dem die Faser umschließenden Beton gestellt. Hierfür werden spezielle kunststoffummantelte Faserkabel genutzt, die teilweise standardmäßig profiliert sind oder vor Einbau eigens profiliert werden (Abbildung 9).

Entsprechend der Systemfindung im Vorfeld der Planung, stellte sich ein Schubversagen für den Versuchsbalken ein. Die frei einbetonierten und profilierten Fasern waren imstande, die sich einstellenden Schubrisse zu detektieren, wenngleich der Schubbruch selbst nicht messbar war, da die großen Verschiebungen der finalen Risskinematik die Fasern zerstören. Die letzte Messung der Fasern deutet allerdings bereits die sich einstellenden Risse korrekt an (Abbildung 10).

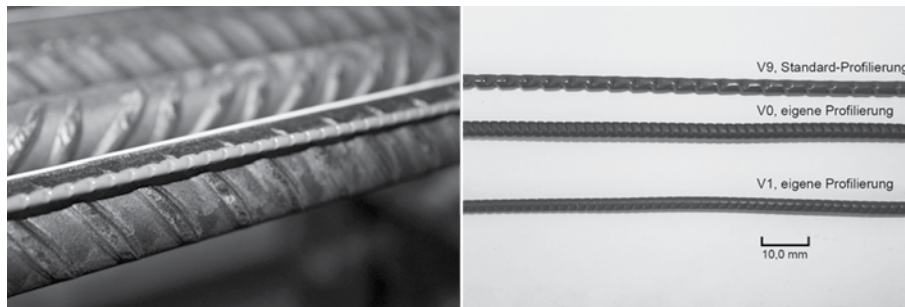


Abbildung 9: Einige robuste faseroptische Messkabel mit Profilerung zur Herstellung von Verbund mit Beton

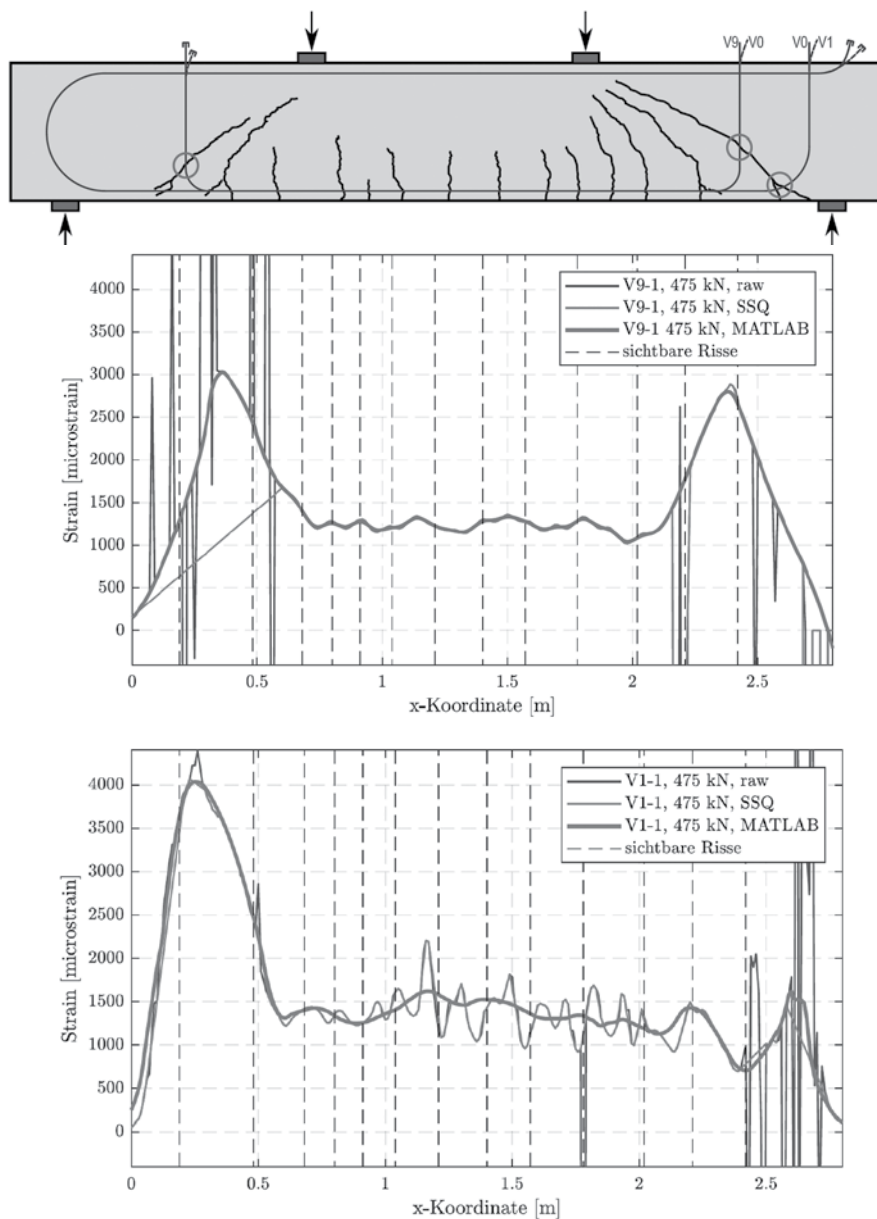


Abbildung 10: Detektion von Rissen im Bauteilinneren mittels faseroptischer Verzerrungsmessung; Oben: Anordnung der Fasern im Bauteil und Rissbild der letzten gemessenen Laststufe, Mitte und Unten: Gemessener Verzerrungsverlauf unterschiedlicher Fasern der letzten gemessenen Laststufe

4. Zusammenfassung

Die hochauflösende quasi-kontinuierliche faseroptische Messtechnik lässt sich in vielfältiger Art und Weise sowohl in der experimentellen Forschung als auch zu Kurz- und Langzeituntersuchungen an Bauteilen und an Bauwerken verwenden. Insbesondere die hohe örtliche Auflösung im Millimeterbereich und die Möglichkeit, die Fasern frei im Bauteil zu verteilen, können zu erweiterten und detaillierten Erkenntnissen bzgl. der Entstehung von Rissen im Bauteilinneren und des Trag- und Verbundverhaltens von Bewehrungsstahl beitragen. Dadurch ist es möglich bestehende Ingenieurmodelle auf Basis der erweiterten Erkenntnisse zu validieren und ggf. zu erweitern.

Der Aufbau des faseroptischen Sensors, die Applikationsvariante sowie das Messverfahren beeinflussen die Ergebnisse jedoch in hohem Maße. Die zur Verfügung stehende Bandbreite verschiedener Faser- und Messkonfigurationen erlaubt nach aktuellem Stand der Technik in der Regel keine einfache, eindeutige Empfehlung für konkrete messtechnische Fragestellungen. Dementsprechend besteht Bedarf optimierte Kombinationen aus Messfaser, Applikationsart und Messverfahren zu identifizieren, sodass Rissbildungsprozesse im Stahl- und Spannbetonbau zuverlässig detektiert werden können.

Seitens der Hersteller liegt der Entwicklungsschwerpunkt seit einiger Zeit im Bereich der Erweiterung der größtmöglichen Messfaserlänge und gleichzeitiger Verringerung der örtlichen Auflösung innerhalb der Faser. Damit soll eine messtechnische Überwachung ermöglicht werden, bei der der Messort nicht in unmittelbarer Nähe der Messeinheit liegt.

Literatur

- [1] SCHMIDT-THRÖ, GERALD ; SCHEUFLER, WOLFGANG ; FISCHER, OLIVER: Kontinuierliche faseroptische Dehnungsmessung im Stahlbetonbau. In: Beton- und Stahlbetonbau vol. 111, Wiley-Blackwell (2016), Nr. 8, pp. 496–504
- [2] WILD, MATTHIAS ; SCHMIDT-THRÖ, GERALD ; FISCHER, OLIVER: Faseroptische Dehnungsmessung im Versuch und an Bauwerken – Anwendungsmöglichkeiten im Betonbau. In: FISCHER, O. (ed.): Tagungsband 18. Münchener Massivbau Seminar, 2014, pp. 56–65
- [3] SAMIEC, DIRK: Verteilte faseroptische Temperatur- und Dehnungsmessung mit sehr hoher Ortsauflösung. In: Photonik vol. 6 (2011), Nr. 2011, pp. 34–37
- [4] ROGERS, ALAN: Distributed optical-fibre sensing. In: Measurement Science and Technology vol. 10, IOP Publishing (1999), Nr. 8, pp. R75–R99
- [5] GEHRLEIN, SEBASTIAN ; LANDLER, JOSEF ; OBERNDORFER, THOMAS ; FISCHER, OLIVER: Querkraftversuche an der Saalebrücke Hammelburg. In: FISCHER, O. (ed.): Tagungsband 21. Münchener Massivbau Seminar, 2017, pp. 53–69
- [6] SCHRAMM, NICHOLAS ; FISCHER, OLIVER: Precast options for PC bridge construction using ultra-high performance fibre-reinforced concrete (UHPFRC) – laboratory tests and railway bridge pilot application. In: Proceedings of the 12th Japanese-German Bridge Symposium, 2018
- [7] SCHRAMM, NICHOLAS ; FISCHER, OLIVER: Spezielle Aspekte der Querkrafttragfähigkeit – Laborversuche an Teilsystemen. In: FISCHER, O. (ed.): Tagungsband 21. Münchener Massivbau Seminar, 2017, pp. 53–69

Zum Trag- und Ermüdungsverhalten von im 3D-Druck hergestellten Carbon-Kurzfaserbeton mit hoher Zugfestigkeit

Philipp Lauff^{1*}, Oliver Fischer¹, Niklas Pepler¹

¹Technische Universität München, Lehrstuhl für Massivbau

Kurzfassung

Aufgrund seiner geringen Zugfestigkeit werden dem Beton verschiedenste Materialien ergänzt, um tragfähige Bauteile herzustellen. Gerade Stahl wird seit mehr als 150 Jahren erfolgreich als günstiges und gleichzeitig äußerst effektives Medium eingesetzt. Jedoch werden aufgrund der großen erforderlichen Energiemenge zur Herstellung des Stahls und dessen begrenzter Dauerhaftigkeit geeignete Alternativen gesucht. Werkstoffwissenschaftliche Grundlagenforschungen an der Universität Augsburg haben einen innovativen zementgebundenen Verbundwerkstoff hervorgebracht, der gegenüber Stahlbeton Vorteile im Hinblick auf Dauerhaftigkeit bietet und eine erhöhte Tragfähigkeit aufweist.

In dem neuen Werkstoff kommen thermisch behandelte Carbonkurzfasern in einer Feinstbetonmatrix zur Verwendung. Durch Extrusion des Compositmaterials aus einer feinen Düse wird eine Orientierung der Fasern gewährleistet. Mit der Anpassung des Extrusionspfades kann diese Orientierung entsprechend der Hauptzugspannungsrichtungen vorgenommen werden. Zur Fertigung vollständiger Bauteile und Prüfkörper wurde ein 3D Drucker entwickelt, der eine zielgenaue Positionierung der extrudierten Stränge ermöglicht.

Mithilfe der Spannungs-Dehnungs-Beziehungen aus einaxialen Materialprüfungen wird versucht, das Tragverhalten im Biegeversuch zu beschreiben. Im Druckbereich verhält sich Carbonkurzfaserbeton annähernd linear elastisch, bis es spröde versagt. Dabei werden Festigkeiten im Bereich von hochfestem bis ultrahochfestem Beton erreicht. Anders verhält er sich im Zugbereich, hier zeigt sich ein ausgeprägtes elastoplastisches Verhalten. Die Zug- und Biegezugfestigkeiten des Verbundwerkstoffs erreichen durch die Ausrichtung der Carbonfasern verhältnismäßig hohe Werte, sodass von einer besonders effektiven Fasernutzung ausgegangen wird.

Aufgrund des guten Ermüdungsverhaltens der Carbonfasern ist davon auszugehen, dass Carbonkurzfaserbeton einer großen Zahl an Lastwechseln widersteht und somit die Lebensdauer von dynamisch belasteten Bauwerken verlängert werden kann.

1. Einleitung

Die Verwendung von Carbonfasern (CF) im Betonbau ist ein innovatives Gebiet in der Entwicklung zementöser Werkstoffe. In den letzten Jahren wurde dabei ein besonderes Augenmerk auf carbonfaserbewehrten Textilbeton gelegt. Dortige Entwicklungen sind bereits so weit vorangeschritten, dass allgemeine bauliche Zulassungen vorliegen und reale Bauteile hergestellt oder verstärkt werden können [1]. Neben der Verstärkung mit Textilbeton hat sich auch das Verfahren aufgeklebter Lamellen aus carbonfaserverstärktem Kunststoff (CFK) etabliert.

Carbonfasern eignen sich sehr gut für die Anwendung im Betonbau, da sie inert gegenüber den meisten chemisch aggressiven Stoffen sind und sehr gute Verbundeigenschaften zum Beton aufweisen. Des Weiteren zeichnen sie sich im Vergleich zu anderen Materialien durch hohe Zugfestigkeiten von 3000 – 4000 MPa und ihren hohen E-Moduln von 200 – 300 GPa aus. Es können jedoch auch hochfeste Fasern mit bis zu 6000 MPa Zugfestigkeit bzw. hochsteife mit bis zu 900 GPa E-Modul hergestellt werden. Bis zum Erreichen der Bruchlast verhält sich die Faser linear elastisch und weist

eine maximale Dehnung von etwa 10 bis 20 % auf. Allerdings gelten diese Eigenschaften nur für die axiale Richtung. Quer zur Faser beträgt der E-Modul nur etwa 7% und auch die Festigkeit liegt nur noch bei etwa 150 MPa.

Die Fasern mit Durchmessern von meist 7 μm werden in Endlosfäden hergestellt und zu sogenannten „Rovings“ aufgespult. In einem anschließenden Bearbeitungsschritt können diese zu Kurzfasern beliebiger Länge weiterverarbeitet werden. [2]

Vornehmlich werden Carbonfasern innerhalb einer Kunststoffschicht als CFK-Stäbe oder als Maten mit dünnen, in Epoxidharz getränkten Strängen (Rovings) verarbeitet.

Neuere Entwicklungen im Bereich der Materialforschung zeigen das Potenzial kurzer, unbeschichteter Carbonfasern. Die thermische Oxidation der Faseroberfläche ermöglicht das direkte einmischen der Fasern in einen Beton. Der daraus resultierende Werkstoff wird im Folgenden als Carbonkurzfaserbeton (carbon short fiber reinforced concrete, CSFRC) bezeichnet.

Um die Tragfähigkeit signifikant zu steigern, ist eine gezielte Ausrichtung der Carbonfasern in Spannrichtung erforderlich. Erreicht wird dies unter Einsatz eines additiven Fertigungsverfahrens. Mit der Extrusion des CSFRC aus einer angepassten Düsengeometrie wird die Faserorientierung gewährleistet.

Derzeit wird im Zuge von zwei Forschungsprojekten das Tragverhalten des Carbonkurzfaserbetons untersucht. In einem durch das BBSR geförderten Projekt werden das generelle Tragverhalten und der Herstellprozess untersucht und weiterentwickelt. Dabei wird hauptsächlich das Biegezugverhalten betrachtet. In einem durch die DFG geförderten Projekt (zum SPP2020 gehörend) wird das Ermüdungsverhalten unter Zugbeanspruchung untersucht.

2. Herstellung der Prüfkörper

Zur Optimierung der Verarbeitbarkeit wird eine Oxidation der Carbonfasern nach Hambach [3] in einem Muffelofen bei 425°C durchgeführt. Dieses Verfahren zeigte sich als äußerst wirkungsvoll und zugleich wirtschaftlich. Die thermische Behandlung in synthetischer Luft führt einerseits zur Entfernung der für die Anwendung in Kunstharz optimierten Schlichte und andererseits zur Oberflächenoxidation der Carbonfasern. Das Resultat ist eine gesteigerte Hydrophilie der Carbonfasern, sodass diese direkt in eine Feinstbetonmischung eingebracht werden können. Am Lehrstuhl für Massivbau werden hauptsächlich CSFRC-Mischungen mit 2,0 Vol. % Carbonfasern und folgenden Eigenschaften eingesetzt:

Tabelle 1: Eigenschaften der verwendeten Carbonfasern

Zugfestigkeit	E-Modul	Bruchdehnung	Dichte	Länge
4137 MPa	242 GPa	15 ‰	1,81 kg/dm ³	3 mm

Um eine Ausrichtung der Carbonfasern zu bewirken, werden diese durch eine feine Düse ausgepresst. Hierbei hat sich gezeigt, dass eine Düsengröße von 5 mm ausreichend ist, um den Fasern die gewünschte Orientierung aufzuzwingen. Dieser Effekt basiert darauf, dass die Matrix gleichmäßig in eine Richtung fließt. Ähnliches wurde auch bei gegossenen Stahlfaserbetonen festgestellt. Oesch [4] untersuchte mithilfe von CT-Scans die Faserausrichtung von zwei stahlfaserbewehrten Betonzylindern. Der erste wurde in einer zylindrischen Schalung hergestellt und es ergab sich eine willkürliche Verteilung der Faserausrichtung. Der zweite Zylinder ist eine Kernbohrung und stammt aus einer Platte, bei der der Beton während der Betonage eine Fließbewegung ausbildete. Dadurch stellte sich eine sehr deutliche Faserausrichtung in Fließrichtung ein.

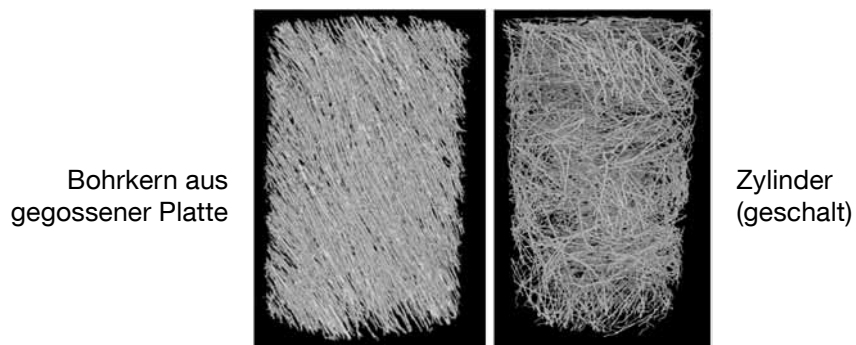


Abbildung 1: Stahlfaserverteilung bei unterschiedlicher Probekörperherstellung (aus [4])

Äquivalent wird die Ausrichtung der Carbonfasern beim Extrudieren aus einer feinen Düse erreicht. Die gleichmäßige Fließbewegung innerhalb der Düse führt zu einer deutlichen Ausrichtung der Fasern. Zur Fertigung vollständiger Bauteile und Prüfkörper wurde ein 3D Drucker entwickelt, der eine zielgenaue Positionierung der extrudierten Stränge ermöglicht. Zur Betonförderung wurden verschiedene Pumpverfahren untersucht. Die größte Schwierigkeit beim Fördern liegt in der hohen Viskosität und der sehr starken Verjüngung der Düse. Zur Betonförderung wurden verschiedene Pumpverfahren untersucht, da besondere Anforderungen an das Pumpsystem aufgrund hoher Viskosität und starker Querschnittsverjüngung der Düse gestellt wurden.

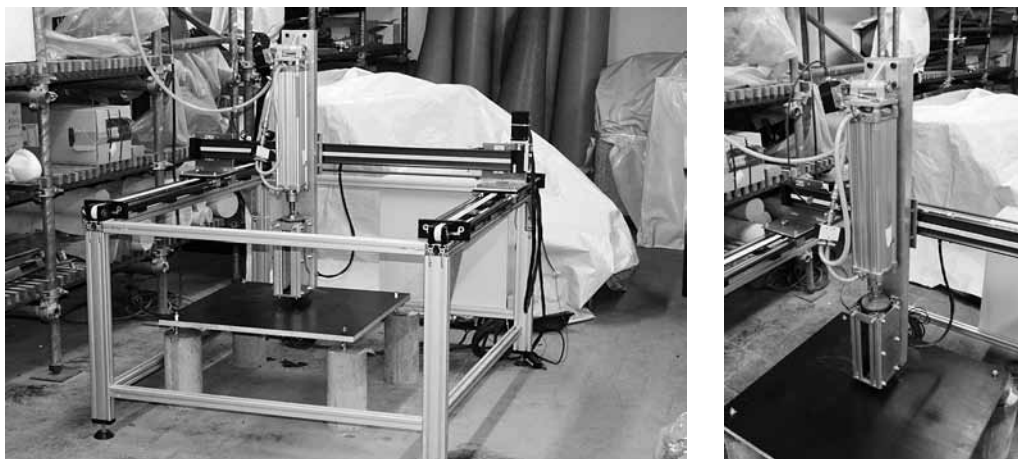


Abbildung 2: 3D-Drucker zur Herstellung von Prüfkörpern aus CSFRC

Den Schwerpunkt der aktuellen Forschung stellt das Biegetragverhalten des CSFRC dar. Zur Gewährleistung ebener und für die Applikation von Messtechnik geeigneter Oberflächen, werden jeweils zwei Prismen aus einer Platte herausgesägt und geschliffen. An der Unterseite ergibt sich durch das Drucken auf einem Schaldbrett von vornherein eine glatte und ebene Oberfläche.



Abbildung 3: Gedruckte Prüfkörper ohne Nachbearbeitung und mit geschliffener Oberfläche

Da sich der gewählte Druckpfad an den Spannungen im Bauteil orientiert, werden für die Biegeversuche nebeneinanderliegende, geradlinige Stränge angeordnet. Somit werden die Carbonfasern in Richtung der Hauptzugspannungen ausgerichtet. Für die Zugknochen wurde ein entsprechender Druckpfad entworfen, um die kreisrunde Verjüngung herzustellen.

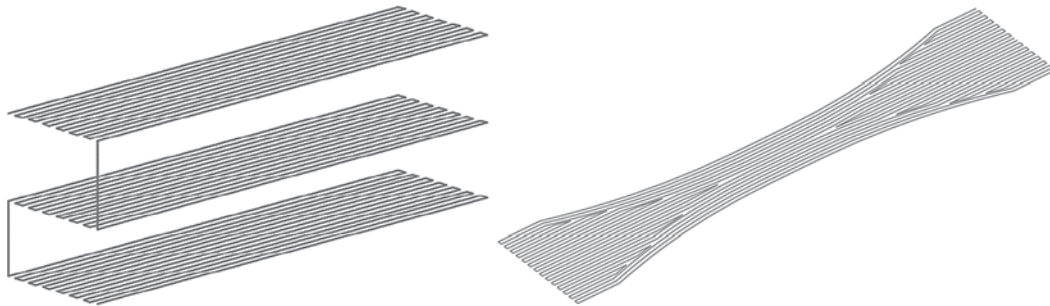


Abbildung 4: Druckpfade für Prismen und Zugknochen

3. Statische Untersuchungen

Bei CSFRC handelt es sich aufgrund der Faserorientierung um ein anisotropes Material, für welches die Richtung des Faser-Last-Winkels äquivalent zu Holzwerkstoffen zu berücksichtigen ist.

3.1 Einaxiale Druckfestigkeit

Zur Erfassung der mechanischen Eigenschaften unter einaxialer Druckbeanspruchung parallel zur Faser, wurden Prüfkörper mit einem Durchmesser von 50 mm und einer Höhe von 100 mm aus einem gedruckten Quader mithilfe eines Kernbohrgeräts entnommen.

Im Druckversuch parallel zur Faserrichtung zeigt sich ein Bruchbild, welches für Beton untypisch ist (Abbildung 5). Aufgrund der einzelnen Stränge, die herstellungsbedingt vorhanden sind, bilden sich nicht die üblichen Kegelformen an Ober- und Unterseite des Prüfkörpers aus. Vielmehr kann die Querspannung zwischen einzelnen Strängen nicht aufgenommen werden, sodass längliche Splitter herausbrechen. Die gedruckten Stränge sind dabei jedoch nicht erkennbar und die Bruchflächen verlaufen nicht direkt an Strangrändern, sodass es sich hierbei nicht um eine Delamination handelt.

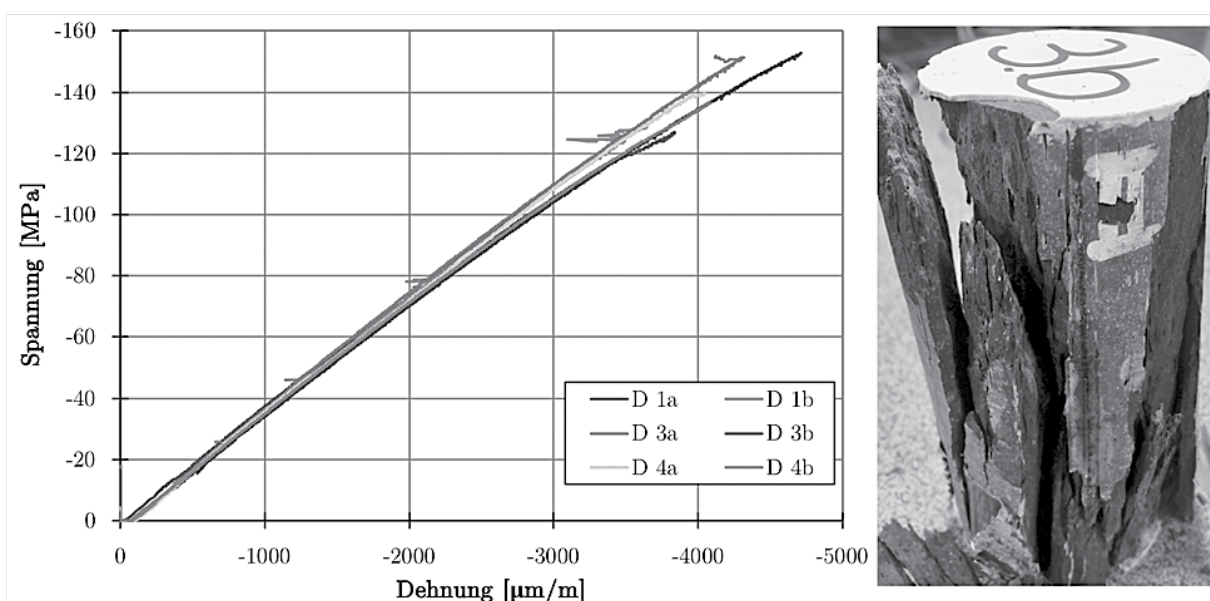


Abbildung 5: Spannungs-Dehnungsdiagramm der Druckversuche und geprüfter Zylinder

Grundsätzlich wird die Druckfestigkeit durch die Carbonfasern nur wenig beeinflusst. Da die Carbonfasern einen hohen E-Modul besitzen, steigt der des Verbundwerkstoff geringfügig an. Die verwendete Feinstbetonmischung liegt im Festigkeitsbereich von hochfestem- bis ultrahochfestem Beton und verhält sich bis zum Bruch linear elastisch bis er schlagartig versagt.

Tabelle 2: Druckfestigkeiten und E-Moduln vom unbewehrtem Beton und CSRFC

Probe	σ_c in N/mm ²	E_c in N/mm ²
unbewehrt, 7d	98,2 ($\pm 6,8$)	28.300
unbewehrt, 28d	129,3 ($\pm 8,2$)	33.000
CSRFC, 28d,	141,4 ($\pm 13,6$)	38.100

3.2 Einaxiale Zugfestigkeit

Die Zugfestigkeit wurde an Zugknochen getestet, welche die in Abbildung 6 gezeigten Dimensionen aufweisen. Der konstant breite Querschnitt im zentralen Bereich hat eine Querschnittsfläche von 50 x 50 mm. Herstellungsbedingt weicht die gefertigte Prüfkörpergeometrie von der Anvisierten ab.

Die seitlichen Oberflächen des Prüfkörpers wurden wegen der Krümmung händisch geschliffen, um die Erhebungen der Stränge der einzelnen Schichten zu entfernen. Dabei kommt es durch die händische Bearbeitung zu ungleichmäßigem Materialabtrag. Aktuell wird untersucht, ob durch Anpressen von seitlichen Schalungen dieser Arbeitsschritt eingespart werden kann.

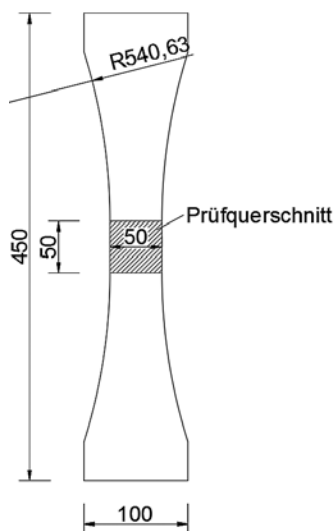


Abbildung 6: Zugknochengeometrie und Prüfkörper

Die Prüfkörper werden beidseitig eingespannt geprüft. Dies erfordert ein sehr genaues Einbauen in die Maschine, da es sonst zu ungewollten Exzentrizitäten kommt. Zugprüfungen mit beidseitig gelenkiger Lagerung eignen sich lediglich zur Erfassung der Zugfestigkeit. Reißt der Querschnitt dabei an einer Ecke auf, verschiebt sich die Systemachse in den Schwerpunkt des gerissenen Querschnitts. Durch die gelenkige Lagerung verdrehen sich daraufhin die Auflager, sodass der Restquerschnitt wieder zentrisch belastet ist. Für den Gesamtquerschnitt ergibt sich daraus allerdings eine exzentrische Belastung, die sich nur bedingt aus den gemessenen Dehnungen und Verschiebungen errechnen lässt. Das bedeutet, dass die eigentlich wirkende Belastung unbekannt ist. Bei der Prüfung mit eingespannten Prüfkörperenden ist sichergestellt, dass die Belastung bezogen auf den Gesamtquerschnitt immer zentrisch ist. Die Rissstelle wird ohne eine Verdrehung parallel auseinander gezogen.

Der Einfluss der Carbonfasern auf die Zugfestigkeit des Verbundwerkstoffs ist immens. Die Zugfestigkeit von unbewehrtem Beton erreicht Werte von 3 MPa für Normalbeton und rund 8 MPa für un-

bewehrten UHPC. Durch das Einbringen von gerichteten Carbonfasern können Festigkeiten von rund 20 MPa erreicht werden. Besonders auffällig zeigt sich ein ausgedehnter plastischer Bereich. Zwischen einer Dehnung von etwa 0,4 – 0,6 ‰ fällt der E Modul drastisch ab, sodass in einer weggesteuerten Prüfung die Prüfkraft stagniert. Unter dieser Last wächst die Bruchdehnung auf bis zu 4,0 ‰ an.

Das Zugtragverhalten kann gemäß Abbildung 7 als bilinear beschrieben werden. Dabei beträgt der E-Modul des ersten steigenden Astes etwa 34000 MPa, während sich nach der Bildung von Mikrorissen der E Modul auf 500 MPa reduziert.

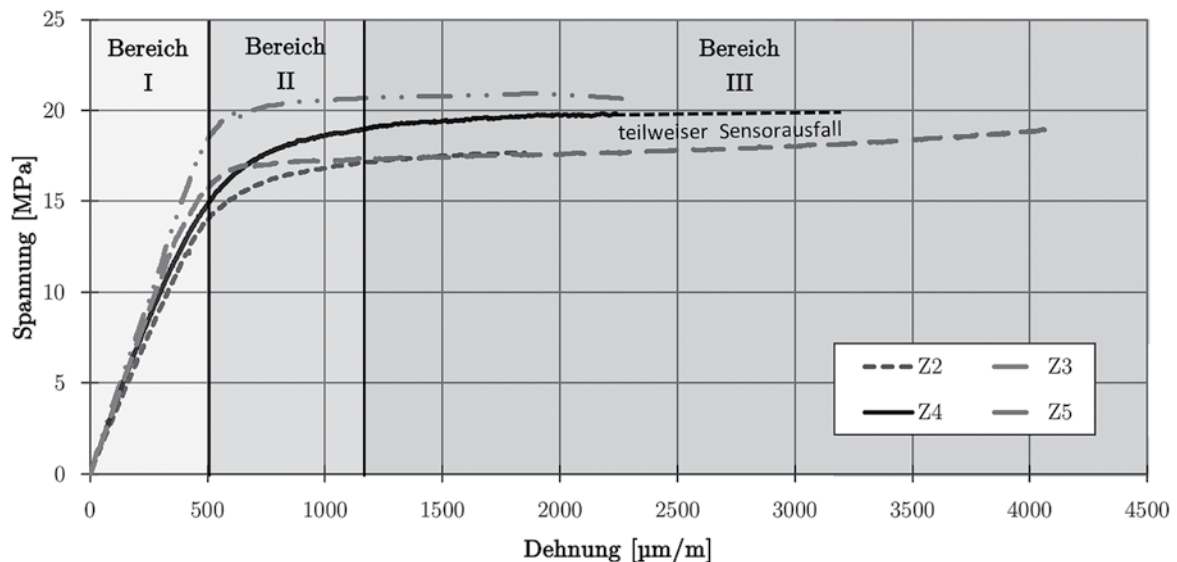


Abbildung 7: Spannungs-Dehnungs-Linie im einaxialen Zugversuch

In Abbildung 7 ist zu beachten, dass bei den Prüfkörpern Exzentrizitäten festgestellt wurden, so dass es zu einer kombinierten Belastung aus Normkraft und schiefer Biegung kam. Entsprechend ergeben sich in den Querschnittsecken höhere Spannungen und es kommt schon bei kleineren Dehnungen im Schwerpunkt zum Versagen des Prüfkörpers.

Widererwartend ist für die Bruchdehnung des Prüfkörpers ein Wert von 4,0 ‰ erfasst worden, wohingegen für die Bruchdehnung der Carbonfasern herstellerseits 15 ‰ angegeben sind. Es wird vermutet, dass die Carbonfaserdehnung aufgrund des äußerst guten Verbundverhaltens und der Mikrorissbildung innerhalb des sehr kurzen Bereichs des Risses extrem ansteigt. Da die DMS mehrere Mikrorisse überspannen, kann die exakte Dehnung im Riss nicht erfasst werden.

3.3 Biegezugfestigkeit

Zur Messung der Biegezugfestigkeit wurden 3-Punkt-Biegezugversuche durchgeführt. Im ersten Schritt wurden dafür Normprismen mit den Abmessungen von 40 x 40 x 160 mm hergestellt, die mit einer Spannweite von 100 mm geprüft wurden. Es hat sich allerdings gezeigt, dass hierbei das Verhältnis $L/H = 2,5$ zu klein ist und es in 30% der Prüfungen zu einem Schubversagen gemäß Abbildung 8b kam. Dieses Verhalten deutet darauf hin, dass ein hoher Anteil an Biegebewehrung vorhanden ist. Vor diesem Hintergrund wurde das Verhältnis zwischen Stützweite und Prüfkörperhöhe für die nachfolgenden Versuche auf größer gleich 4,0 festgelegt.

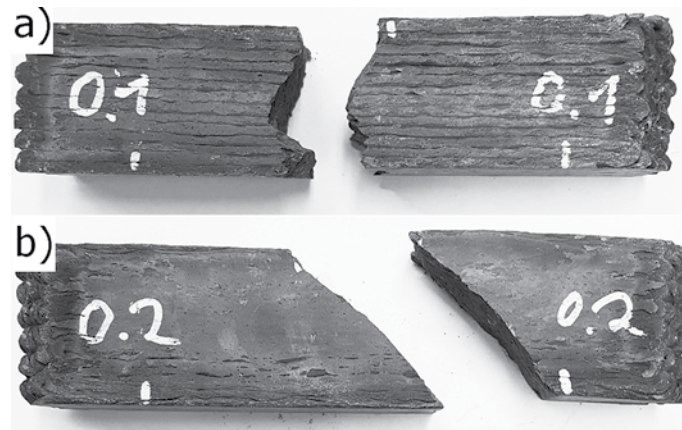


Abbildung 8: Unterschiedliche Versagensmuster bei einer Stützweite von 100 mm im Biegezugversuch

An den Bruchflächen kann sehr gut beobachtet werden, dass sich der Beton zwischen den einzelnen gedruckten Strängen sehr gut verbunden hat. Es lässt sich an keiner Stelle ein einzelner Strang erkennen und es wurden keine Hinweise auf Delamination festgestellt.

Bezogen auf den ungerissenen Querschnitt berechnet sich bei dem verwendeten Carbonfaseranteil von 2,0 Vol. % eine Spannung von 61,8 MPa ($\pm 3,5$ MPa) nach 7 Tagen. Damit ergibt sich ein Verhältnis von Biegezug- zu Zugfestigkeit von 3,1. Ein ähnliches Verhältnis zeigt sich bei Proben aus UHPC. Angemerkt sei an dieser Stelle die begrenzte Anwendbarkeit einer linearelastischen Festigkeitsberechnung am gerissenen Querschnitt. Zur Veranschaulichung nichtlinearer Effekte ist in Abbildung 9 die Momenten-Krümmungs-Beziehung dargestellt. Ermittelt wurde diese aus der gemessenen Dehnungsverteilung (s. Absatz 4) über die Probekörperhöhe und dem einwirkenden Biegemoment.

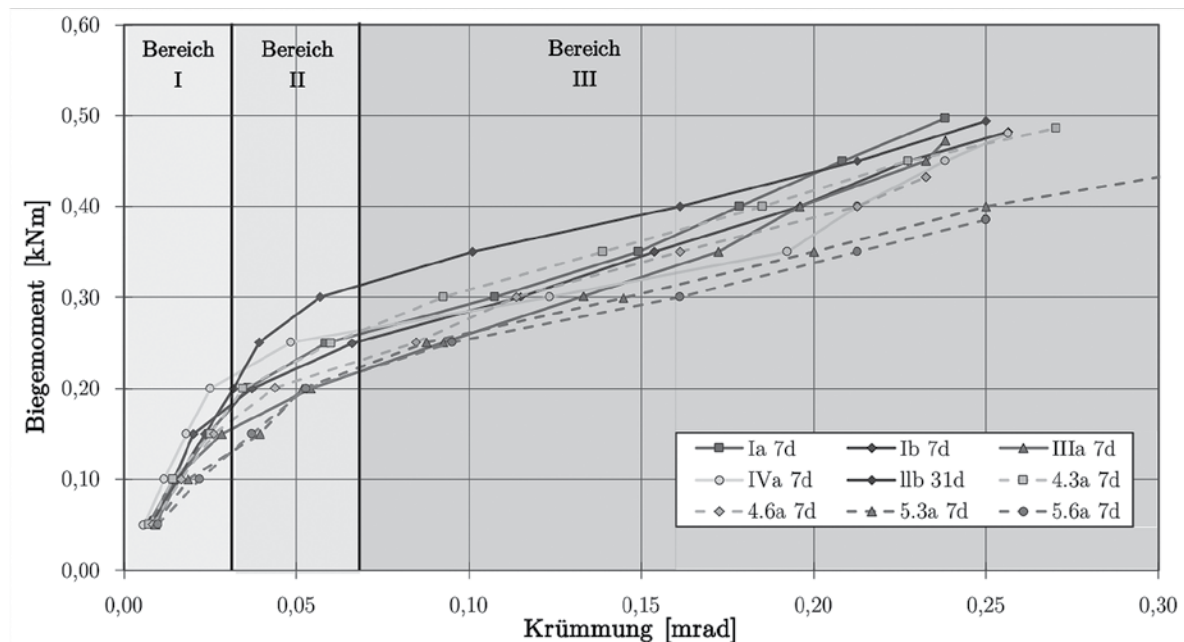


Abbildung 9: Momenten-Krümmungs-Beziehung aus dem 3-Punkt-Biegeversuch

Im Bereich 1 wird von einem ungerissenen Querschnitt ausgegangen. Die einsetzende Mikrorissbildung im Übergangsbereich 2 zeigt sich in einem stetigen Steifigkeitsabfall. Der Bereich 3 charakterisiert sich durch eine bis zum Bruch anhaltenden Stabilisierung der Momenten-Krümmungs-Beziehung.

Neben der TUM wird an der Universität Augsburg (Projektpartner in beiden Forschungsprojekten) ebenfalls an Carbonkurzfaserbeton geforscht. Hier wurde der Einfluss des Faser-Last-Winkels im Biegezugversuch an Kleinprüfkörpern untersucht. In Abbildung 10 ist die Biegezugfestigkeit für mit 1,0 Vol. % Carbonfasern bewehrten Zementstein dargestellt. Bei einem Faserwinkel von 0° verlaufen die Carbonfasern in Spannrichtung und erreichen so die höchsten Festigkeiten. Ab einem Winkel von 40° ergibt sich annähernd die Festigkeit des reinen Zementsteins. Dies zeigt sich auch im Bruchbild dieser Prüfkörper. Der Riss verläuft nicht rechtwinklig zum Bauteil, sondern parallel zum gedruckten Strang und damit schräg zu den Bauteilkanten. [5]

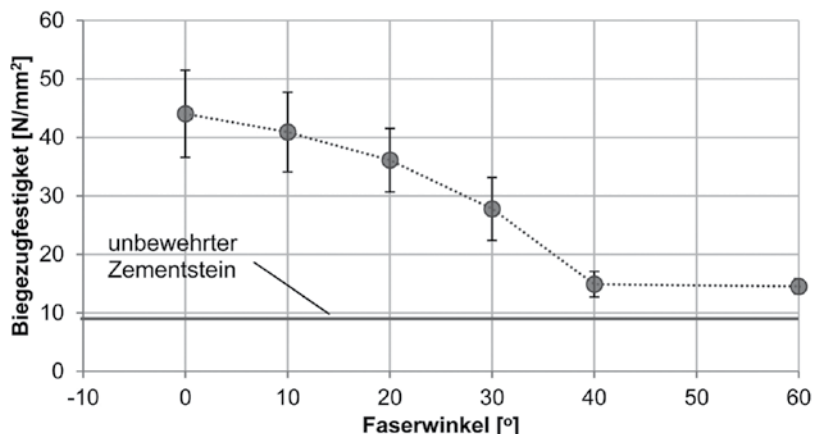


Abbildung 10: Biegezugfestigkeit in Abhängigkeit des Faser-Last-Winkels mit 1,0 Vol. % CF (aus [5])

4. Tragverhalten und Bemessungsmodell

Das tragverhalten im Biegeversuch wurde an Prismen untersucht. Dafür wurden fünf DMS über die Bauteilhöhe verteilt angebracht. Abbildung 11 zeigt die über die Bauteilhöhe aufgetragene Dehnung für verschiedene Belastungsschritte und die dazugehörigen Ausgleichsgeraden. Zu erkennen ist, dass die Bernoulli-Hypothese zum Ebenbleiben der Querschnitte weitestgehend zutrifft.

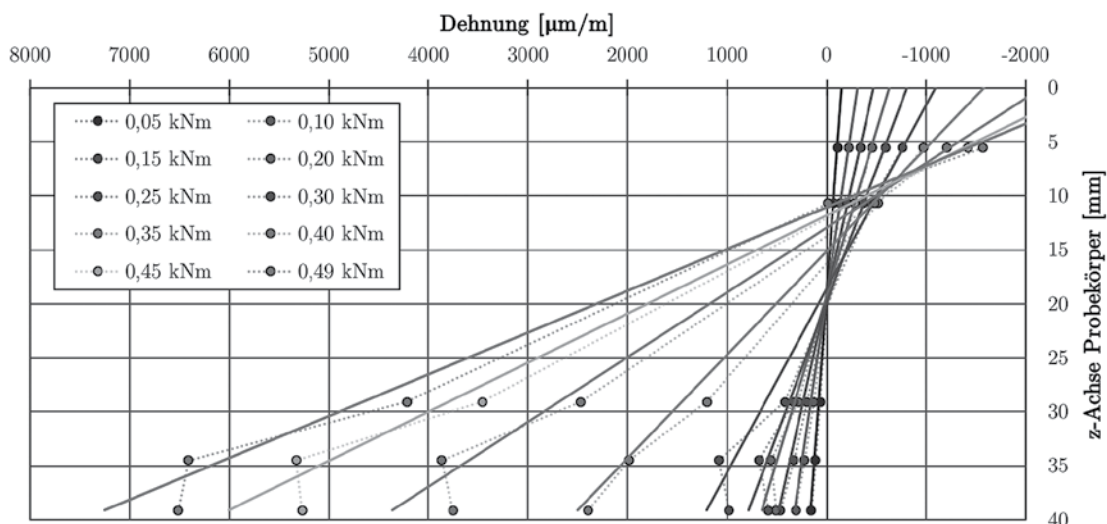


Abbildung 11: Dehnungsverteilung im Prüfkörper bei verschiedenen Belastungsstadien einer 31d alten Probe

Die in Abbildung 11 dargestellten Dehnungsverteilungen für eine 31 Tage alte Probe zeigen bei geringer Belastung ein vollständig linearelastisches Verhalten mit einer Nulllinieposition im Prüfkör-

perschwerpunkt. Ab einem Biegemoment von 0,2 kNm beginnen die Rissinitierung im Zugzonbereich und die Reduzierung der Druckzonenhöhe. Dieses Verhalten ähnelt dem inneren Lastabtrag von Stahlbeton mit einer Umlagerung der Spannungen vom Zugbereich des Betonquerschnitts in die Bewehrung.

Auffällig zeigt sich bei Prüfung nach 7 Tagen eine verringerte Druckzonenhöhe, welche sich bereits bei geringer Belastung einstellt (Abbildung 12 und Abbildung 13). Dies deutet möglicherweise auf unterschiedliche Steifigkeiten im Druck- und Zugbereich hin. In Abbildung 13 wird das Verhalten von mehreren Prüfungen nach 7 Tagen mit dem einer 31 Tage alten Probe gegenübergestellt.

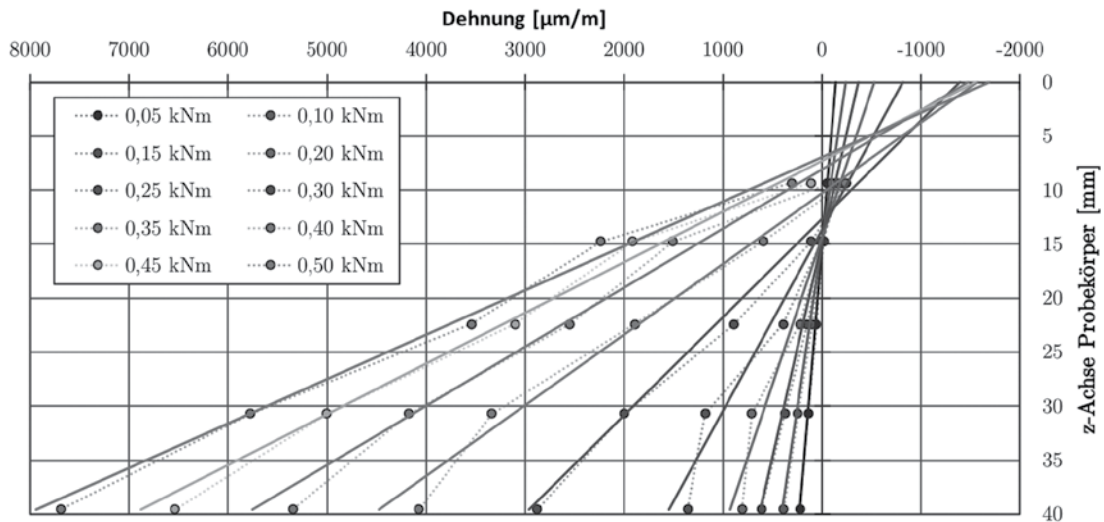


Abbildung 12: Dehnungsverteilung im Prüfkörper bei verschiedenen Belastungsstadien einer 7d alten Probe

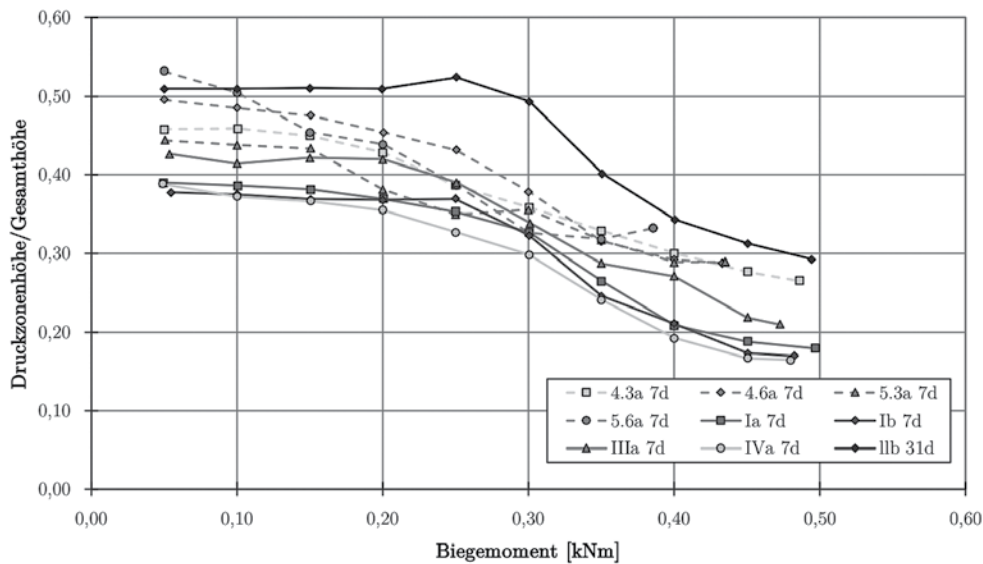


Abbildung 13: Verhalten der Druckzonenhöhe im Biegezugversuch mit unterschiedlichem Probenalter

Des Weiteren ist das Maß der maximalen Zugdehnung hervorzuheben. Es ergeben sich Dehnungen von ca. 8 %, wohingegen im Zugversuch eine maximale Dehnung von ca. 4 % auftritt. Wie in Absatz 3.2 beschrieben, wird vermutet, dass die tatsächliche Carbonfaserdehnung im Mikroriss deutlich höher ist.

5. Ermüdungsverhalten

Carbonfasern wird ein gutes Ermüdungsverhalten zugesagt [6]. Es ist daher davon auszugehen, dass Carbonkurzfaserbeton von dieser guten Eigenschaft profitiert. Das Schädigungsverhalten von Beton unterschiedlicher Festigkeitsklassen wurde von Fitik [7] gemäß Abbildung 14 untersucht. Dabei lassen sich drei Phasen beschreiben. In der ersten Phase kommt es zur Rissinitiation und zum Aufreißen des Querschnitts und damit zu großen Verformungen. Die zweite Phase beschreibt einen Bereich mit stabilem Risswachstum und unwesentlicher Zunahme der Verformungen. Kurz vorm Versagen des Prüfkörpers stellen sich infolge entstehender Makrorisse erneut große Verformungen ein. Dieser Bereich wird als dritte Phase mit instabilem Risswachstum definiert.

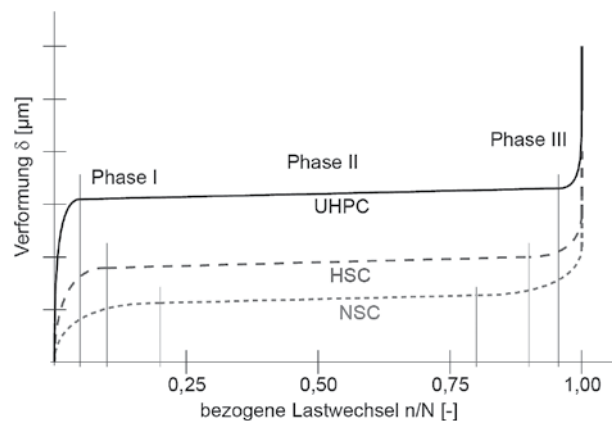


Abbildung 14: 3-Phasenbeschreibung des Schädigungsverlaufs für normal-, hoch- und ultrahochfesten Beton (aus [7])

Versuche an Kleinstprobekörpern aus Carbonkurzfaserbeton an der Universität Augsburg haben ergeben, dass der Übergang von Phase 1 in Phase 2 sehr ausgeprägt ist, die Phase 3 wiederum sehr kurz ist und das Versagen sehr plötzlich und ohne Vorankündigung eintritt

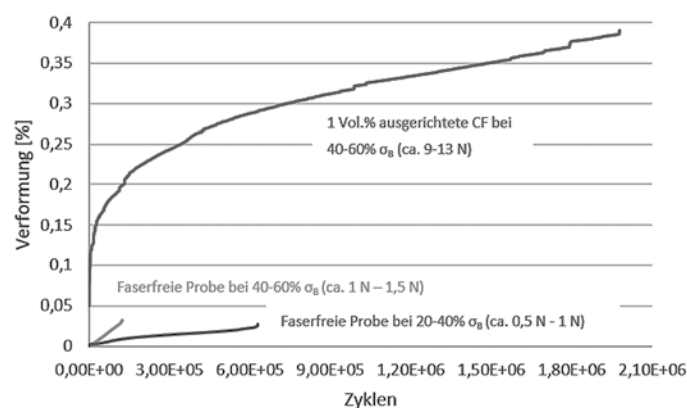


Abbildung 15: Ermüdungsverhalten von Kleinstprobekörpern aus unbewehrtem Beton und CSRFC (aus [8])

Das Ermüdungsverhalten großformatiger Zugknochen, wie sie bei den einaxialen Zugversuchen verwendet wurden (Absatz 3.2), wird im Zuge des DFG Schwerpunktprogramms SPP2020 untersucht. Dafür laufen derzeit erste Versuche an. Mit der faseroptischen Messtechnik, der Photogrammetrie, der Schallemissionsanalyse und der Codawelleninterferometrie soll das Risswachstum in einem großflächigen Bereich betrachtet werden. Dies lässt sich durch den Einsatz von klassischen Messverfahren, bei denen örtlich begrenzte Bereiche erfasst und die Dehnungen gemittelt werden, nicht erfassen, da sie in den seltensten Fällen den sich einstellenden Makroriss kreuzen.

Literatur

- [1] Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung - Verfahren zur Verstärkung von Stahlbeton mit TUDALIT (Textilbewehrter Beton). Deutsches Institut für Bautechnik, Z-31.10-182, 2016
- [2] Cherif, C.: Textile Werkstoffe für den Leichtbau. Springer Verlag, 2011
- [3] Hambach, M.: Hochfeste multifunktionale Verbundwerkstoffe auf Basis von Portlandzement und Kohlenstoffkurzfasern. Dissertation, Universität Augsburg, 2016
- [4] Oesch, T.: Analyse von Schädigungsprozessen in Beton – Was leistet die CT?. Vortrag Summer School des DFG SPP2020, Soltau, 2018
- [5] Fischer, O.; Lauff, P.; Volkmer, D.; Hambach, M.; Rutzen, M.: Zementgebundener kohlenstofffaserverstärkter Hochleistungswerkstoff (Carbonkurzfaserbeton) - Zwischenbericht 2. Zwischenbericht des durch BBSR geförderten Forschungsprojekts Aktenzeichen SWD-10.08.18.7-16.33, 2018
- [6] Zwingmann, B.; Liu, Y.; Schlaich, M.: Zum Potential von Carbon – Anwendungen im Bauwesen. Deutsche Bauzeitschrift, pp. 58-62, 2014
- [7] Fitik, B.: Ermüdungsverhalten von ultrahochfestem Beton (UHPC) bei zyklischen Beanspruchungen im Druck-Zug-Wechselbereich. Dissertation, Technische Universität München, 2012
- [8] Rutzen, M.: Erste Messergebnisse zum Ermüdungsverhalten von Carbonkurzfaserbeton. Vortrag Summer School des DFG SPP2020, Soltau, 2018

Dynamischer E-Modul eines Carbonkurzfaser- verstärkten Hochleistungsbetons

Manuel Raith^{1*}

¹Technische Universität München, Lehrstuhl für Zerstörungsfreie Prüfung

Kurzfassung

Im Rahmen des Forschungsprojekts „Mehrskalmodellierung des Schädigungsverlaufs in der lokalisierten Bruchprozesszone eines Carbonkurzfaserverstärkten Hochleistungsbetons (CVB) unter hochzyklischer Zug- und Biegezugbeanspruchung“ wurden erste Probekörper eines Carbonkurzfaserverstärkten Betons hergestellt. Zur Materialcharakterisierung soll ein Verfahren zur Messung der elastischen Parameter entwickelt werden. Dabei soll eine Messung möglichst unabhängig von der jeweiligen Geometrie des Probekörpers erreicht werden.

Für isotrope und homogene Materialien lassen sich die Poissonzahl und Elastizitätsmodul zum einen aus der Kompressionswellengeschwindigkeit und der Scherwellengeschwindigkeit ermitteln, außerdem besteht die Möglichkeit jeweils die Flexurale, Torsionale und Longitudinale Eigenfrequenz auszuwerten [1]. Bei der Auswertung der Resonanzfrequenzen besteht jedoch der Nachteil, dass eine bestimmte Geometrie der Probekörper vorliegen muss. Das heißt, dass ein Quader beispielsweise ein bestimmtes Verhältnis der Seitenlängen aufweisen muss.

Bei der Verwendung der Ausbreitungsgeschwindigkeiten gilt diese Einschränkung nicht, jedoch muss neben der einfach zu ermittelnden P-Wellengeschwindigkeit auch die Scher- beziehungsweise die Oberflächenwellengeschwindigkeit gemessen werden. Die Erfassung der P-Welle kann in Form einer Einzelmessung (A-Bild) erfolgen, wenn eine geringe Genauigkeit bei der Bestimmung ausreichend ist. Soll die Genauigkeit gesteigert werden, müssen die Geschwindigkeiten der Scherwelle (S-Welle) und der Oberflächenwelle (R-Welle) aus einem Scan (B-Bild) ausgewertet werden. E-Modul und Poissonzahl ergeben sich so aus dem in Gleichung 1 und 2 dargestellten Zusammenhang. Das entstehende Gleichungssystem wird iterativ nach der Poissonzahl ν und dem E-Modul E gelöst [1]. Die Dichte ρ wird über die Masse und die Geometrie berechnet. Bei komplex geformten Probekörpern wird die Tauchwägung verwendet.

$$v_p = \sqrt{\frac{E * (1 - \nu)}{\rho * (1 + \nu) * (1 - 2\nu)}} \quad (1)$$

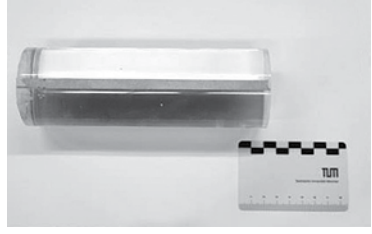
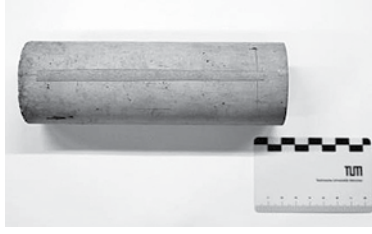

$$v_s = \sqrt{\frac{E}{2\rho * (1 + \nu)}} \quad (2)$$

1. Messaufbau und Durchführung

Um die prinzipielle Machbarkeit der Methode zu prüfen, wurde zunächst an isotropen und homogenen Probekörpern eine Versuchsreihe durchgeführt. Dabei wurde versucht eine möglichst große Bandbreite an elastischen Eigenschaften abzudecken. Insgesamt werden im Rahmen dieser Arbeit 3 Probekörper und die jeweiligen Ergebnisse vorgestellt. Die verwendeten Probekörper sind in Tabelle 1 dargestellt. Der PMMA Probekörper wurde an den Stirnseiten planparallel abgedreht. Der Beton C80/95 wurde an der Ober- und Unterseite Planparallel geschliffen. Der CVB wurden an den Seiten geschnitten. Sowohl auf dem PMMA Probekörper als auch auf dem Beton C80/95 ist die

verwendete Reflektorfolie zu erkennen. Der CVB Probekörper wurde, um die Faserorientierung festzulegen, in einem Druckverfahren hergestellt.

Tabelle 1 Verwendete Probekörper und Abmessungen

PMMA (Zylinder)	Beton C80/95 (Zylinder)	Carbonkurzfaser v. Beton (CVB) (Quader)
$\varnothing = 6 \text{ cm}$ $h = 17 \text{ cm}$	$\varnothing = 6 \text{ cm}$ $h = 17 \text{ cm}$	$l = 24 \text{ cm}$ $h = 3,7 \text{ cm}$ $b = 3,5 \text{ cm}$
		

Zur Anregung einer Elastischen Welle wird ein Scherwellengeber mit einer Resonanzfrequenz von 500 kHz auf dem untersuchten Probekörper angekoppelt. Die Ankopplung erfolgt mit einer Heißkleberschicht von etwa 0.2 mm Stärke. Der Scherwellengeber wird durch einen leistungsfähigen Spannungsgenerator getrieben. Zur Aufnahme des Wellenfeldes wird ein Laserdopplervibrometer (LDV) genutzt und entlang der Reflektorfolie bewegt. Die Positionierung des LDV erfolgt durch einen Roboterarm in 1 mm Schritten. Abbildung 1 zeigt den Messaufbau. Die Messrichtung des Lasers parallel zur Polarisierung des Scherwellengebers orientiert. Um das Signalrauschverhältnis zu verbessern wurden an jedem Messpunkt 320 Einzelmessungen durchgeführt und die jeweiligen Signale gemittelt.

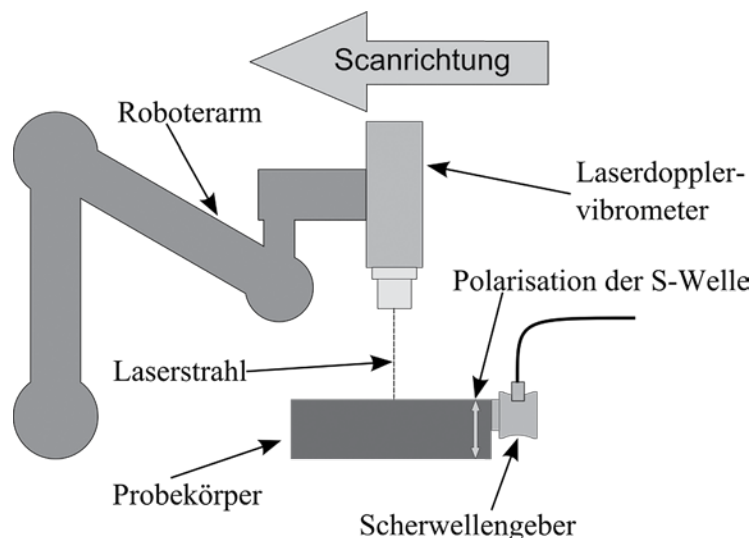


Abbildung 1 Schematische Darstellung des Messaufbaus. Der Scherwellengeber erzeugt eine Polarisation wie sie durch den Pfeil angedeutet wird.

2. Auswertung und Ergebnisse

Abbildung 2 zeigt die B-Bilder der PMMA Probe und des Hochfesten Betons. Die einzelnen Wellenmoden sind innerhalb des B-Bildes markiert. Die Steigung der einzelnen Moden (Verhältniss gemessene Laufzeit – Distanz vom Erregersignal) entspricht dabei der Ausbreitungsgeschwindigkeit.

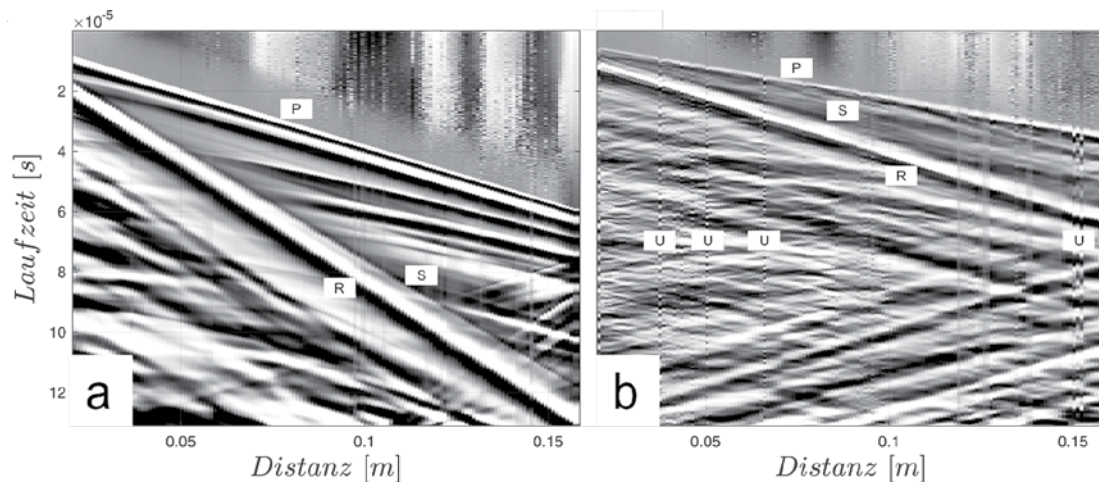


Abbildung 2 a) zeigt die B-Bildaufnahme de PMMA Probekörpers. Das Einfallen der einzelnen Wellentypen (P,S und Rayleigh) ist mit den Buchstaben P,S und R gekennzeichnet. b) zeigt das an einem Beton (C80/95) aufgenommene Wellenfeld. Zusätzlich zu den Wellenmoden sind Unstetigkeiten mit einem U markiert.

Zur präzisen Ermittlung des P-Wellen Ersteinsatzes wird das Akaike Information Criterion (AIC) angewendet [2]. Die damit erhaltenen Laufzeiten werden mittels einer linearen Regressionsanalyse zur Distanz in Beziehung gesetzt und ausgewertet. Der Verlauf des Scherwelleneinsatzes wird innerhalb des B-Bildes manuell markiert und ebenso wie der P-Welleneinsatz ausgewertet. Der ermittelte Fehler entspricht hierbei dem 95% Konfidenzintervall der Regression. Das B-Bild es CVB ist in Abbildung 3 dargestellt. Im Vergleich zu dem herkömmlich gegossenen Beton nimmt die Streuung innerhalb des Probekörpers weiter zu. Diese zusätzliche Streuung entsteht an makroskopischen Luftporen die während des Druckvorgangs eingebracht werden. Abbildung 3a zeigt das B-Bild des CVB Probekörpers, in 3b ist die Streiflichtaufnahme der Porenstruktur dargestellt. Innerhalb des B-Bildes sind einige Unstetigkeiten zu erkennen. Diese Unstetigkeiten werden durch makroskopische Poren an oder in der Nähe der Oberfläche ausgelöst. In Tabelle 1 sind die berechneten elastischen Parameter für die betrachteten Materialien aufgeführt. Bei Betrachtung des E-Moduls zeigt sich die zunehmende Unsicherheit bei der Bestimmung des E-Moduls mit steigender Inhomogenität des untersuchten Baustoffes.

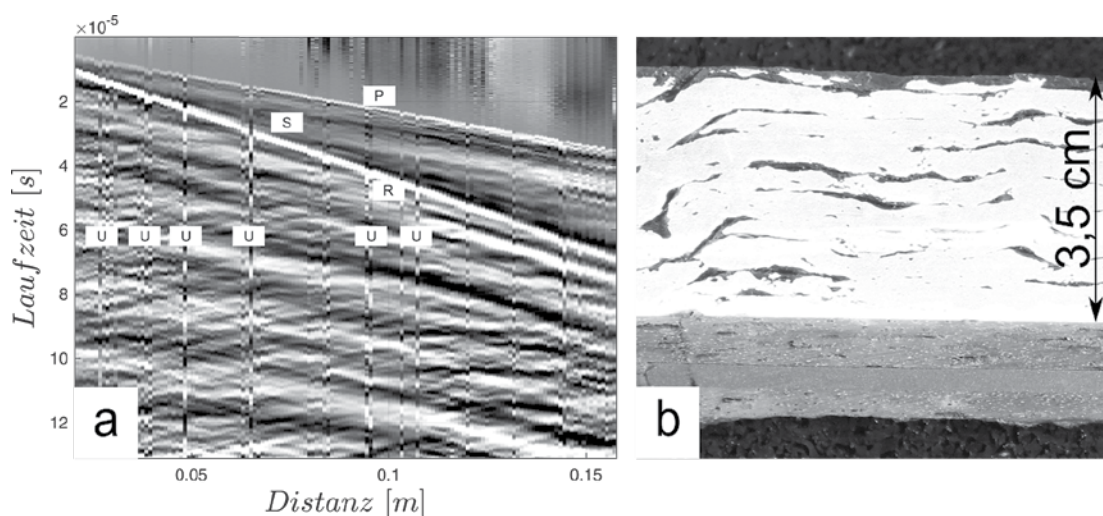


Abbildung 3 a) zeigt die B-Bildaufnahme de CVB Probekörpers. Der Verlauf der einzelnen Wellenmoden ist wie in Abb. 2 markiert. Auffällige Unstetigkeiten sind mit einem U markiert. b) zeigt die Streiflichtaufnahme der Porenstruktur des CVB Probekörpers.

Tabelle 2 Ermittelte Ausbreitungsgeschwindigkeiten und elastische Parameter

Probekörper	Dichte [kg/m ³]	V _p [m/s]	V _s [m/s]	E-Modul [N/mm ²]	Poissonzahl [-]
PMMA	1187	2684 ± 3	1356 ± 7	5800 ± 45	0.329 ± 0.003
C80/95	2433	4853 ± 20	2730 ± 22	46005 ± 430	0.269 ± 0.008
CVB	2048	4605 ± 4	2347 ± 57	29891 ± 586	0.325 ± 0.006

3. Zusammenfassung

Es konnte gezeigt werden dass bei homogenen Probekörpern eine zuverlässige Aussage über den dynamischen E-Modul als auch über die Poissonzahl getroffen werden kann. Mit zunehmender Inhomogenität beziehungsweise Porosität sinkt die Zuverlässigkeit. Insbesondere die Scherwellenkomponente konnte nicht mehr zuverlässig identifiziert werden. Die ausgeprägte Porosität in den bisherigen CVB Proben führt zu einer steigenden Unsicherheit bei der Bestimmung des E-Moduls. Der Prozentuale Fehler liegt bei PMMA bei 0.8% und steigert sich für den CVB auf 2%. Damit besteht dennoch eine Anwendbarkeit des vorgestellten Verfahrens bei der Bestimmung des dynamischen E-Moduls an Carbonkurzfaserverstärkten Betonen. Durch zusätzlich verbesserte Drucktechniken müssen die aufgezeigten Porositäten der CVB gemindert werden.

Literatur

- [1] Grosse, Christian. "Quantitative zerstörungsfreie Prüfung von Baustoffen mittels Schallemissionsanalyse und Ultraschall.", Universität Stuttgart, (1996).
- [2] Kurz, J. H., Grosse, C. U., & Reinhardt, H. W. (2005). Strategies for reliable automatic onset time picking of acoustic emissions and of ultrasound signals in concrete. *Ultrasonics*, 43(7), 538-546.

Structural Health Monitoring von Windenergieanlagen

Max Botz^{1*}, Christian U. Große¹

¹Technische Universität München, Lehrstuhl für Zerstörungsfreie Prüfung

Kurzfassung

In diesem Beitrag wird ein Vorgehen zur Lebensdaueranalyse von Tragstrukturen von Windkraftanlagen, basierend auf realen Messdaten und Modellen vorgestellt. Der Fokus des Beitrags liegt auf der messtechnischen Erfassung und Berechnung der Eingangsgrößen. Die Methoden zur Ermittlung der zu messenden Eingangsgrößen sind: operational modal analysis für modale Parameter und Balkentheorie erster Ordnung zur Berechnung äußerer Lasten aus Dehnungsmessungen. Aus der Dauerüberwachung einer realen Windenergieanlage mit hybrider Beton Stahl Tragstruktur resultierende Ergebnisse werden vorgestellt. Die modalen Parameter zeigen nur geringfügige Abweichungen zu den Parametern aus einem detaillierten FEM-Modell der Tragstruktur. Die berechneten externen Lasten erscheinen plausibel. Die darauf folgende Berechnung der Ermüdung zur Lebensdauerabschätzung wird in einem anderen Beitrag dargestellt [1].

1. Einleitung

Windenergieanlagen werden in der Regel für einen Betrieb über 20 Jahre ausgelegt. Ein aus wirtschaftlicher und ökologischer Sicht attraktiver Weiterbetrieb über diesen Zeitraum hinaus ist nur nach einer Überprüfung (durch Nachrechnung oder Inspektion) möglich [2]. Im Rahmen des Forschungsprojekts MISTRALWIND (Monitoring and Inspection of Structures at Large Wind Turbines) wurde in Zusammenarbeit mit den Projektpartnern eine Methode für die Restlebensdauerabschätzung der Tragstruktur von Windenergieanlagen entwickelt, welche in Abbildung 1 schematisch dargestellt ist. Die Methode basiert auf der Messung von äußeren Lasten, für die anhand eines validierten FEM-Modells Materialspannungen an hoch belasteten Punkten berechnet werden können. Anhand der Spannungswerte können Lastwechsel für verschiedene Lastniveaus gezählt werden und über Material- und Ermüdungsmodelle die Schädigung und damit die verbleibende Lebensdauer abgeschätzt werden. Weitere im Projekt behandelte Themen sind in [3] erläutert.

Bei der betrachteten Tragstruktur handelt es sich um einen Hybrid-Turm, der sich aus einer Spannbeton- und einer Stahlstruktur zusammensetzt. Die Hybridbauweise wird vor allem zur Realisierung von großen Nabenhöhen für windschwache Standorte gewählt. Die komplexere Konstruktion ermöglicht Vorteile gegenüber reinen Beton- oder Stahltürmen. Im Vergleich zu Betontürmen kann die Turmmasse reduziert und damit ein größerer Abstand der Eigenfrequenzen zu Anregungsfrequenzen realisiert werden. Da Stahltürme in wenigen Einzelteilen mit komplettem Ringquerschnitt transportiert werden müssen, ist der Turmfußdurchmesser aufgrund von Brückenhöhen etc. begrenzt. Für große Turmhöhen ergeben sich dadurch sehr hohe Wandstärken und damit Kosten. Dies kann im Falle von Hybridtürmen durch die Verwendung von Beton-Halbschalen im Turmfußbereich vermieden werden [4].

Für die Ermittlung der in Abbildung 1 genannten Größen für die Lebensdauerabschätzung wurde ein Dauerüberwachungssystem an einer realen Windenergieanlage installiert. Im Folgenden Kapitel werden die Anlage und das Messsystem beschrieben. Die verwendeten Datenauswertungsmethoden zur Extraktion der benötigten Parameter aus den Messdaten werden im darauffolgenden Kapitel erläutert. Zum Schluss werden bisherigen Ergebnisse aufgeführt und ein Ausblick gegeben.

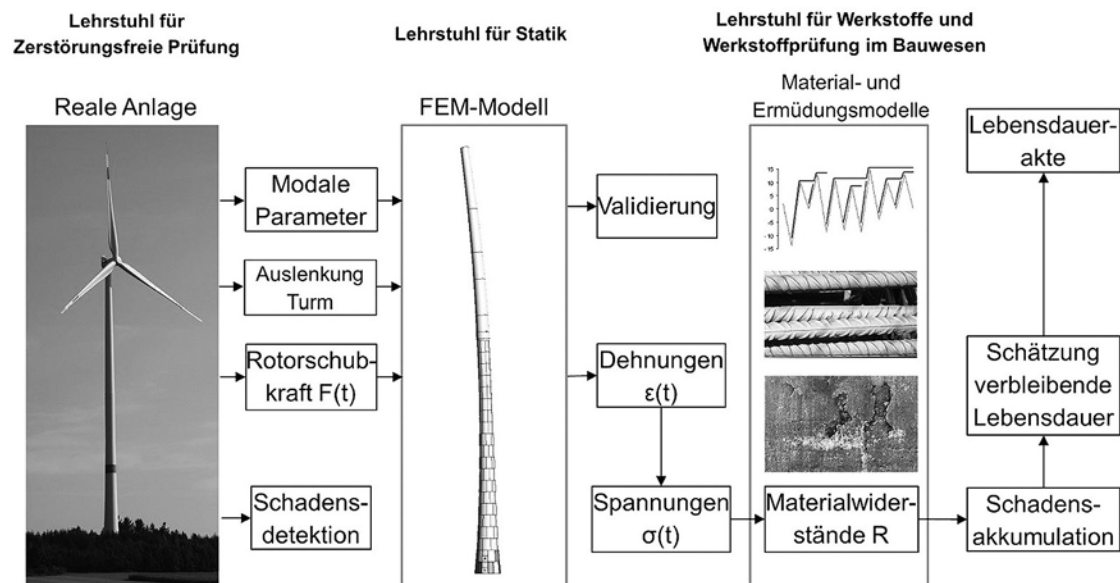


Abbildung 1: Vorgehen MISTRALWIND: Schätzung der verbleibenden Lebensdauer.

2. Test-Windenergieanlage und installiertes Messsystem

Bei der untersuchten Test-Windenergieanlage handelt es sich um eine moderne (Inbetriebnahme Mai 2015), getriebelose 3 MW Siemens-Anlage mit Max Bögl Hybridturm für Standorte mit niedriger Windgeschwindigkeit (IEC 3A). Um trotzdem die gewünschte Leistung erzielen zu können, weist die Anlage eine große Nabelhöhe (142,5 m) und einen großen Rotordurchmesser (113 m) auf. Der Hybridturm besteht bis zu einer Höhe von 79 m aus extern vorgespannten Betonfertigteilm-Ringsegmenten. Der untere Betonteil ist über einen Adapter mit dem oberen Stahlteil des Turmes (60 m Länge) verbunden [5]. In Abbildung 1 ist links ein Foto der Anlage enthalten.

Im Rahmen des MISTRALWIND-Projekts wurde der Turm der Anlage mit einem modularen Dauerüberwachungssystem ausgerüstet. Es umfasst ein elektrisches Messsystem mit mehreren Datenerfassungsmodulen und ein faseroptisches Messsystem. Angeschlossen sind Schwingungssensoren (Beschleunigungssensoren und Seismometer), Dehnungsmessstreifen (elektrisch und faseroptisch) und Temperatursensoren-. Diese sind auf verschiedenen Turmhöhen installiert. Abbildung 2a zeigt den Aufbau des Messsystems, qualitative Sensorpositionen sowie Fotos der Sensoren. Für die Erfassung der Beschleunigungen ist pro Höhenposition nur ein Sensor notwendig, da davon ausgegangen wird, dass der Turmquerschnitt sich nicht verformt. Um den Dehnungszustand aus der Hauptbelastungsart Biegung in einer Höhe zu erfassen sind mehrere Dehnungssensoren pro Ebene notwendig. Zwei vertikale Sensoren im 90°-Abstand sind theoretisch ausreichend, denn bei einer reinen Biegebeanspruchung liefern zwei gegenüberliegende Sensoren ein invertiertes Signal. Es wurden drei vertikale Sensoren im 90°-Abstand installiert (DMS1-3), um eine Plausibilitätsprüfung der gegenüberliegenden Signale zu ermöglichen. Zur Erfassung von Scherungen aus Torsionsbeanspruchung wurde eine Dehnungsmessung in $\pm 45^\circ$ -Richtung vorgesehen. Alle DMS sind als Vollbrücken verschaltet. Der beschriebene Aufbau ist an DAQ3 und DAQ2 mit elektrischen DMS realisiert; im Turmfuß werden faseroptische Dehnungssensoren eingesetzt. Abbildung 2b zeigt die Umfangspositionen der Dehnungsmessstreifen. Das Messsystem wurde im Mai 2015 installiert und seitdem stückweise erweitert. Nahezu ununterbrochene Messdatenaufzeichnungen liegen vor. [6] enthält nähere Informationen zum Entwurf des Messsystems und zu seinen Komponenten. Die Messergebnisse wurden anhand von Kurzzeitmessungen validiert [7, 8].

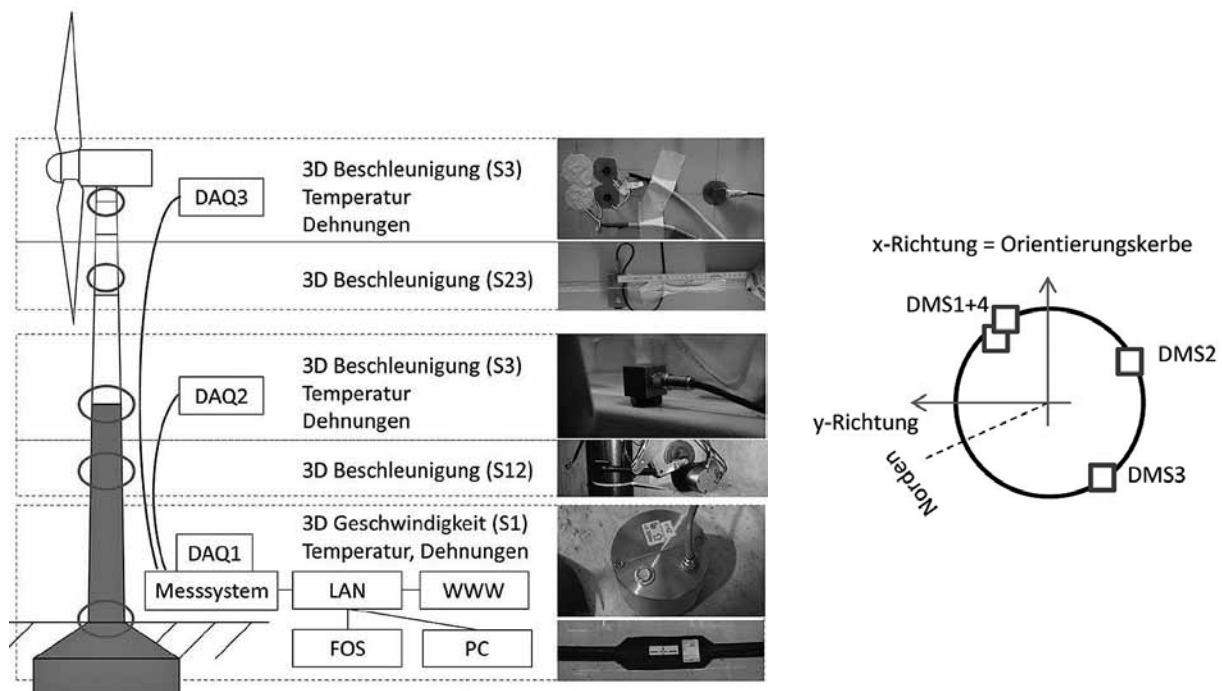


Abbildung 2: (a) Installiertes Messsystem für die Dauerüberwachung der Tragstruktur der Test-Windenergieanlage; (b) Umfangspositionen der Dehnungsmessstreifen.

3. Methoden der Datenauswertung

3.1 Ermittlung modaler Parameter

Das FEM-Modell der Tragstruktur der Windenergieanlage (Beschreibung der Modellierung siehe [7]) soll die reale Anlage möglichst genau abbilden. Dafür werden die modalen Parameter des Modells und des realen Systems abgeglichen. Die modalen Parameter der Test-Windenergieanlage werden anhand der Schwingungsmessdaten mithilfe der operational modal analysis (OMA) ermittelt. Hierbei ist im Gegensatz zur klassischen experimentellen Modalanalyse keine künstliche, bekannte Anregung des Systems erforderlich. Die modalen Parameter können „im Betrieb“ ermittelt werden. Wobei im Falle von Windenergieanlagen der Betriebszustand „Stillstand“ der geeignetste ist. Es existieren verschiedene Varianten der operational modal analysis. Hier wird das kovarianzbasierte stochastic subspace identification Verfahren angewendet, welches sich für die Anwendung bewährt hat [9, 10]. Um die modalen Parameter automatisch und kontinuierlich zu überwachen, wurde eine automatisierte Auswertung entwickelt [7], basierend auf Ergebnissen von [11, 12], welche die Auswertung großer Datensätze und eine Bewertung der Variabilität der Parameter ermöglicht. Die Methode wird aktuell weiter verbessert. Im Rahmen dieses Beitrags wird lediglich das Ergebnis eines einzelnen Datensatzes vorgestellt.

Die Massen- und Steifigkeitsverteilung von Windenergieanlagen ist näherungsweise rotations-symmetrisch zum Turmmittelpunkt. Durch Abweichungen von dieser Symmetrie entstehen paarweise Eigenmoden in Rotorebene und senkrecht dazu. Um diese klar trennen zu können und um die für die OMA nötigen Annahmen nicht zu verletzen, müssen die Messdaten zunächst einer Koordinatentransformation unterzogen werden, vom Turm-Koordinatensystem in ein Gondel-Koordinatensystem. Dafür wird der Gondelwinkel (Gierwinkel, Yaw-Winkel) aus dem SCADA-Daten herangezogen. Weitere Details zur hier angewendeten Datenvorverarbeitung und dem Verfahren zur Modalanalyse finden sich in [7, 13].

3.2 Berechnung äußerer Lasten

Ausgangspunkt für die Berechnung der Materialermüdung und die Abschätzung der Lebensdauer der Tragstruktur sind die auf die Struktur wirkenden äußeren Lasten (Kräfte und Momente). Windenergieanlagen sind verschiedenen Arten von Lasten ausgesetzt, deren Hauptanteil am Rotor ansetzt und von diesem in die Tragstruktur weitergeleitet werden. Man unterscheidet zwischen Massen-, Luftkräften und Kräften die aus der Drehung des Rotors resultieren [4]. Die Hauptbelastung der Tragstruktur entsteht durch die Windanströmung des Rotors, welche neben einer Auftriebskraft die den Rotor antreibt auch eine Schubkraft erzeugt, die senkrecht zur Rotorebene wirkt (F_S , siehe Abbildung 3). Die Rotorschubkraft induziert ein zum Turmfuß hin zunehmendes Biegemoment in der Tragstruktur. Diesem Biegemoment entgegen gerichtet ist das Gondelmoment (M_G), welches aus der exzentrischen Position des Massenschwerpunktes der Gondel resultiert.

Für die vorliegende Test-Windenergieanlage sind dies die bedeutendsten äußeren Lasten, welche berechnet werden sollen. Weitere deutlich geringere Lasten durch Schräganströmung oder durch die Abstützung des Generators wirken senkrecht zur Bildebene in Abbildung 3 und werden hier vernachlässigt; Temperatureffekte werden kompensiert. Loraux und Réthoré verwenden einen ähnlichen Ansatz zur Berechnung der Rotorschubkraft aus Turmdehnungen [14] [15].

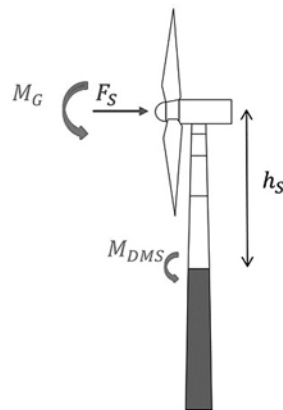


Abbildung 3: Schematische Darstellung der relevanten Größen für die Berechnung externer Lasten.

Das Gondelmoment ist konstant und kann anhand von Dehnungsmessungen während einer kontinuierlichen 360°-Drehung der Gondel ermittelt werden. Diese Drehung wird in unregelmäßigen Abständen durchgeführt, um die Verdrehung der Leistungskabel zu beheben. Durch die Windnachführung der Gondel kommt es zu einer Verdrehung der Leistungskabel, die in einem oberen Teilstück des Turmes frei hängen. Abbildung 4a zeigt den zugehörigen Verlauf des Gierwinkels.

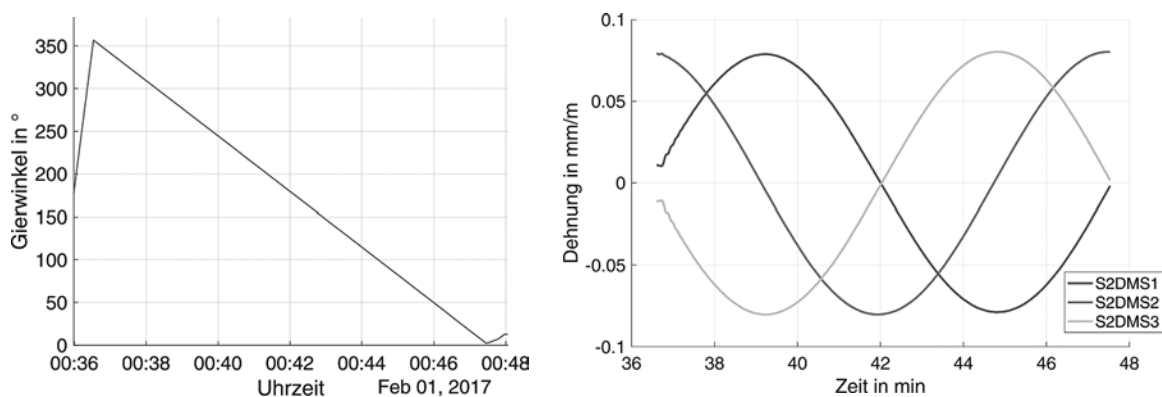


Abbildung 4: (a) Gierwinkel während Kabelentdrillen am 01.02.2017, ab 00:36; (b) Dehnungsmessdaten während Kabelentdrillen in gleichem Zeitraum.

Das Entdrillen der Leistungskabel wird nur bei Stillstand der Anlage und geringen Windgeschwindigkeiten durchgeführt. Das den Turmumfang umlaufende Gondelmoment ist daher die einzige veränderliche Last in dem Zeitraum. Die resultierende Vertikaldehnung an der Turminnenseite zeigt dabei erwartungsgemäß einen sinusförmigen Verlauf (siehe Abbildung 4b).

Aufgrund seiner schlanken Bauform kann der Turm näherungsweise als Euler-Bernoulli-Balken betrachtet werden. Unter Annahme linear-elastisch Materialverhaltens wird aus der Amplitude des Sinus-Signals $\varepsilon \approx 0,08$ mm/m mit E Modul E und Widerstandsmoment W des Turmquerschnitts das über die Turmhöhe konstante Gondelmoment zu $M_G \approx 5$ MNm berechnet.

$$M_G = M_{DMS} = \varepsilon * E * W \quad (1)$$

Neben der Berechnung des Gondelmoments kann das Kabelentdrillen als wiederkehrende gleichförmige Belastung zur Bestimmung des Offsets des Dehnungssignals und zur Überprüfung der Integrität der Sensoren bzw. des Messsystems genutzt werden.

Im Gegensatz zum konstanten Gondelmoment variiert die Rotorschubkraft in Abhängigkeit der veränderlichen Umgebungs- und Betriebsbedingungen. Hauptsächlich ist sie abhängig von Windgeschwindigkeit und Blatteinstellwinkel (Pitch-Winkel). Vernachlässigt man M_G ergibt sich die Rotorschubkraft aus dem Moment im Querschnitt M_{DMS} und dem Abstand zum Kraftangriffspunkt h_s (siehe Abbildung 3).

$$F_S(t) = \frac{M_{DMS}(t)}{h_s} \quad (2)$$

Der Anteil des Gondelmoments am Dehnungssignal wird über den zu jedem Zeitpunkt bekannten Gierwinkel und den Zusammenhang zwischen Gierwinkel und Dehnungssignal beim Kabelentdrillen (siehe Abbildung 4) kompensiert. Gleichung (2) kann daher verwendet werden. Das Moment im Querschnitt in Richtung der Dehnungsmessung ergibt sich wie zuvor aus:

$$M_{DMS}(t) = \varepsilon_{korr}(t) * E * W \quad (3)$$

Über zwei um 90 ° über den Umfang versetzte Dehnungsmessungen kann der Momentenvektor und damit der Betrag des Moments berechnet werden. Für den Ansatz der Lasten im FEM-Modell werden die Rotorschubkraft und das Gondelmoment, welche beide senkrecht zur Rotorebene wirken vom Rotor-Koordinatensystem über den Gierwinkel in ein Turm-Koordinatensystem transformiert.

4. Ergebnisse

4.1 Modale Parameter

Die modalen Parameter werden exemplarisch anhand eines repräsentativen 10-min-Datensatzes vom 21.01.2018, 03:50 anhand der Sensoren S1, S2, S3 ermittelt. Die WEA befindet sich in diesem Zeitraum im Stillstand, die Rotorblätter sind aus dem Wind gedreht (Blatteinstellwinkel 80 °). Abbildung 7 zeigt das aus der OMA resultierende Stabilitätsdiagramm mit einer Bewertung der Pole hinsichtlich ihrer Stabilität. Eine reale Schwingungsmoden zeichnet sich durch eine große Anzahl Pole mit gleichbleibenden Eigenschaften (Frequenz, Dämpfung, Eigenschwingform und weitere Kriterien) für viele Modellordnungen aus. Bei den rot dargestellten Polen handelt es sich mit großer Sicherheit um reale Schwingungsmoden. Deren Ursprung können aber nicht nur Turmschwingungen, sondern z.B. auch Rotor- oder gekoppelte Rotor-Turm-Schwingungen sein.

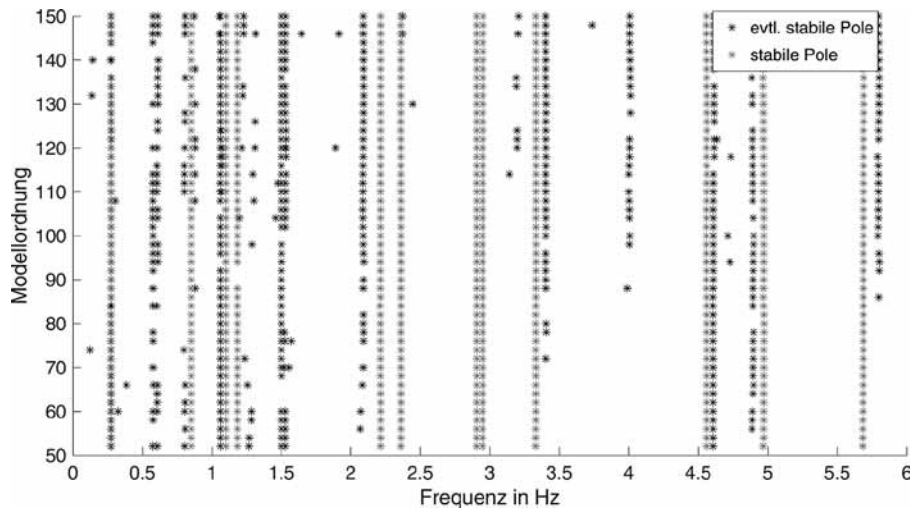


Abbildung 5: Ergebnis der OMA: Stabilitätsdiagramm für 10-min-Datensatz vom 21.01.2018.

Die Schwingungsmoden bei 0,5 Hz, 1,5 Hz, 2,8 Hz und 4,5 Hz stammen wahrscheinlich aus Rotorschwingungen. Aus der Betrachtung verschiedener Datensätze und dem Vergleich mit dem FEM-Modell können die modalen Parameter des Turms abgeleitet werden; sie sind in Tabelle 1 zusammen mit den zugeordneten Eigenfrequenzen aus dem FEM-Modell [7] aufgeführt.

Tabelle 1: Vergleich der Modalen Parameter aus OMA (Frequenz und Dämpfung) und FEM (Frequenzen).

Eigenmode	OMA \bar{f} in Hz	OMA \bar{D} in %	FEM f in Hz	Abweichung
FA1	0,274	0,35	0,273	0 %
SS1	0,277	0,62		
T1	0,852	0,43		
FA2a	1,063	0,48	1,138	7 %
SS2	1,100	0,28		
FA2b	1,184	0,51		
SS3	3,333	0,70		
FA3	3,401	0,28	3,207	6 %
FA/SS4	5,688	0,58	5,495	3 %

Die Bezeichnung der Moden leitet sich aus der Schwingungsrichtung der Eigenschwingform ab. Die Biegemode in Rotorebene wird als side-side (SS) und senkrecht dazu als fore-aft (FA) bezeichnet. Da die Gondel im FEM-Modell als Punktmasse modelliert ist, treten die doppelten Moden dort nicht auf. Für den Vergleich werden die Moden in fore-aft Richtung herangezogen, da hier davon ausgegangen wird, dass der Einfluss des Rotors geringer ist, da sich die Rotorblätter in Fahnenstellung befinden. Für die zweite Biegeeigenform werden drei mögliche Schwingungsmoden identifiziert. Bei einer davon handelt es sich wahrscheinlich um eine gekoppelte Rotor-Turm-Schwingung. Die aus den Messungen an der realen WEA bestimmten Eigenfrequenzen weichen um maximal 7 % von den aus dem FEM Modell ermittelten Eigenfrequenzen ab; auch die Eigenschwingformen stimmen überein.

4.2 Äußere Lasten

Zur Veranschaulichung der äußeren Lasten wird im Folgenden das in Abschnitt 3.2 erklärte Vorgehen für einen Datensatz von einer Stunde, am 22.06.2018 von 10:00 - 11:00 angewendet. In diesem Zeitraum befindet sich die WEA im Teil- und Volllastbereich und liefert eine Leistung zwischen 500 kW und 3 MW, wie in Abbildung 6a mit weiteren Betriebsparametern erkennbar. Die aus dem Rotorschub resultierende Vertikaldehnung im Stahlteil in 80 m Höhe ist für drei Umfangspositionen in

Abbildung 6b aufgetragen. Wie erwartet ist das Signal der gegenüberliegenden DMS (1 und 3) invertiert. Weiterhin fällt auf, dass an S2DMS2 nur geringe Dehnungswerte auftreten, das heißt die Gondel bzw. der Rotor ist in Richtung S2DMS3 (Westen) orientiert, da hier hohe positive Dehnungswerte (Zug aus Biegung) auftreten. Dies entspricht dem Gierwinkel aus den SCADA-Daten. Der Betrag der Dehnungen bei Betrieb ist deutlich größer als die maximale Dehnung bei Stillstand und Gondeldrehung (siehe Abbildung 4b). Die Rotorschubkraft dominiert folglich das Lastszenario; dieser Effekt verstärkt sich in Richtung Turmfuß.

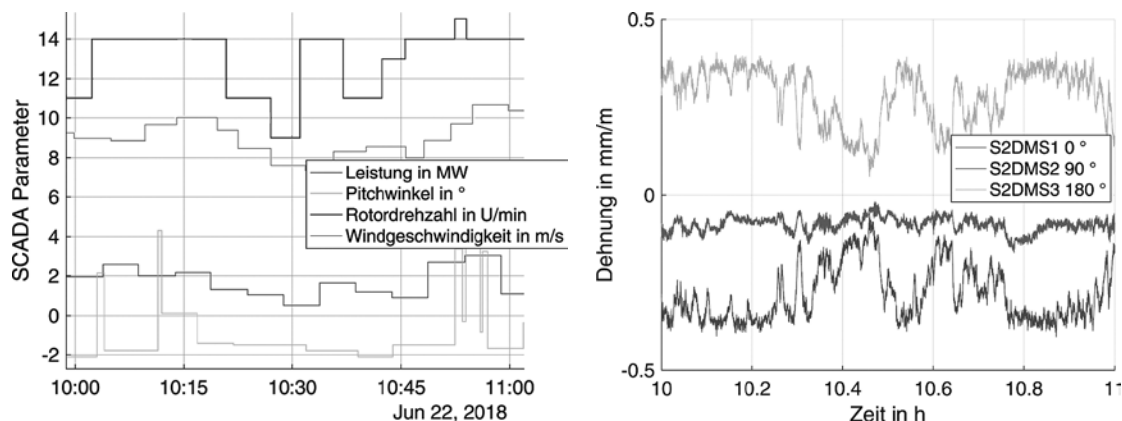


Abbildung 6: (a) Relevante SCADA Parameter des betrachteten Datensatzes 22.06.18, 10:00 – 11:00; (b) Dehnungsmessdaten von Sensoren an 0°, 90° und 180° Umfangsposition in gleichem Zeitraum.

Die aus den Dehnungsmesswerten in Abbildung 6b berechnete Rotorschubkraft ist in Abbildung 7 zusammen mit der Windgeschwindigkeit aufgetragen. Der Verlauf erscheint plausibel; aufgrund der nur groben zeitlichen Auflösung der SCADA Daten ist die Aussagekraft jedoch begrenzt. Loraux bestimmt an einer 2 MW WEA eine Rotorschubkraft in der gleichen Größenordnung [14].

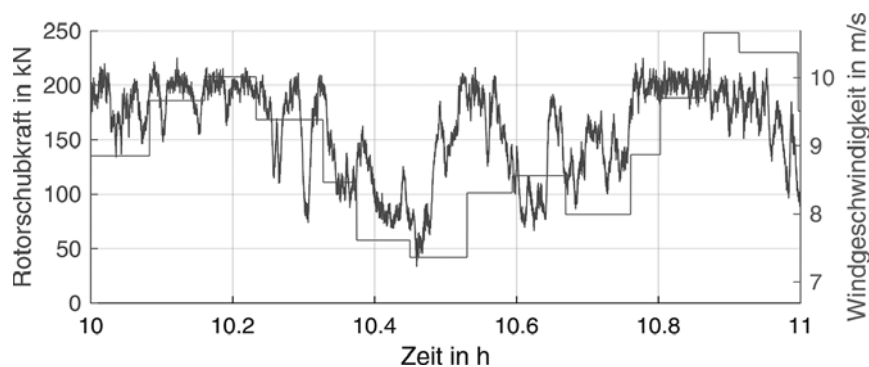


Abbildung 7: Verlauf von Rotorschubkraft und Windgeschwindigkeit in betrachtetem Zeitraum.

Aufgrund von vereinfachenden Annahmen bei der Berechnung und bisher nicht quantifizierten Unsicherheiten der Dehnungsmessung müssen die Ergebnisse als Abschätzung der äußeren Lasten eingestuft werden. Für die Erprobung des vorgestellten Konzepts zur Lebensdaueranalyse ist dies zunächst ausreichend.

5. Zusammenfassung und Ausblick

Das im MISTRALWIND-Projekt entwickelte Vorgehen zur Lebensdaueranalyse von Tragstrukturen von Windkraftanlagen wurde vorgestellt. Die Methoden zur Ermittlung der zu messenden Eingangsgrößen wurden erläutert: Modale Parameter via operational modal analysis und externe Lasten über Dehnungsmessungen und Balkentheorie erster Ordnung. Daraus resultierende Ergebnisse aus der

Dauerüberwachung einer realen WEA mit hybrider Beton Stahl Tragstruktur wurden diskutiert: Die modalen Parameter zeigen nur geringfügige Abweichungen zu den Parametern aus einem detaillierten FEM-Modell der Tragstruktur. Die berechneten externen Lasten erscheinen plausibel. Nächste Schritte für die Lastberechnung sind weitere Plausibilitätsprüfungen mithilfe von Simulationen sowie eine Quantifizierung der Messunsicherheiten. Auch eine Langzeit-Auswertung der Messdaten ist geplant. Die Ergebnisse der Ermüdungsrechnung, basierend auf den hier vorgestellten Berechnungen werden auf dem Forschungskolloquium im Vortrag zum Beitrag [1] vorgestellt.

Danksagung

Die Autoren danken dem Bundesministerium für Wirtschaft und Energie (BMWi) für die Förderung des MISTRALWIND-Projekts (FKZ: 0325795E), den Projektpartnern für die gute Zusammenarbeit, insbesondere Max Bögl Wind AG für den Zugang zur Windenergieanlage und den Studierenden Georg Harhaus und Jean-Baptiste Hanotte für die Hilfe bei der Datenauswertung.

Literatur

- [1] Osterminski, K.; Gehlen, C.: Echtzeitmodellierung der Ermüdung von Windenergieanlagentürmen.
- [2] DNV GL: Guideline for the Continued Operation of Wind Turbines, 2009.
- [3] GEISS, C.T., et al.: The Mistralwind Project—Towards a Remaining Useful Lifetime Analysis and Holistic Asset Management Approach for More Sustainability of Wind Turbine Structures. 11th International Workshop on Structural Health Monitoring (IWSHM), 2017, Stanford.
- [4] Hau, E., Windkraftanlagen: Grundlagen. Technik. Einsatz. Wirtschaftlichkeit. 2016: Springer-Verlag.
- [5] Bögl, S.; Hierl, M.; Knittl, J.: Turm mit einem Adapterstück sowie Verfahren zur Herstellung eines Turms mit einem Adapterstück, 2011, Google Patents.
- [6] Botz, M.; Oberlaender, S.; Raith, M.; Grosse, C.U.: Monitoring of Wind Turbine Structures with Concrete-steel Hybrid-tower Design. 8th European Workshop on Structural Health Monitoring (EWSHM), 2016, Bilbao, Spain.
- [7] Botz, M.; Raith, M.; Emiroglu, A.; Grosse, C.U.: Monitoring of Wind Turbine Structures using Stationary Sensors and Short-term Optical Techniques. 11th International Workshop on Structural Health Monitoring (IWSHM), 2017, Stanford.
- [8] Wondra, B.; Botz, M.; Grosse, C.U.: Wireless monitoring of structural components of wind turbines including tower and foundations. Journal of Physics: Conference Series, 2016. 753(7).
- [9] Devriendt, C.; Magalhães, F.; Weijtjens, W.; De Sitter, G.; Cunha, Á.; Guillaume, P.: Structural health monitoring of offshore wind turbines using automated operational modal analysis. Structural Health Monitoring, 2014. 13(6): p. 644-659.
- [10] Oliveira, G.; Magalhães, F.; Cunha, Á.; Caetano, E.: Development and implementation of a continuous dynamic monitoring system in a wind turbine. Journal of Civil Structural Health Monitoring, 2016. 6(3): p. 343-353.
- [11] Neu, E.; Janser, F.; Khatibi, A.A.; Orifici, A.C.: Fully Automated Operational Modal Analysis using multi-stage clustering. Mechanical Systems and Signal Processing, 2017. 84: p. 308-323.
- [12] Reynders, E.; Houbrechts, J.; De Roeck, G.: Fully automated (operational) modal analysis. Mechanical Systems and Signal Processing, 2012. 29: p. 228-250.
- [13] Botz, M.; Zhang, Y.; Raith, M.; Pinkert, K.: Operational Modal Analysis of a Wind Turbine during Installation of Rotor and Generator. 7th International Operational Modal Analysis Conference (IOMAC), 2017, Ingolstadt.
- [14] Loraux, C.: Long-term monitoring of existing wind turbine towers and fatigue performance of UHPFRC under compressive stresses, 2017, EPFL Lausanne: Lausanne, Switzerland.
- [15] Réthoré, P.-E.: Thrust and wake of a wind turbine: Relationship and measurements, in Department of Wind Energy, 2006, DTU.

Echtzeitmodellierung der Ermüdung von Windenergieanlagentürmen

Dr. Kai Osterminski^{1*}, Christoph Gehlen¹

¹Technische Universität München, Lehrstuhl für Werkstoffe und Werkstoffprüfung im Bauwesen

Kurzfassung

Im Rahmen eines BMWi-Verbundforschungsvorhabens wurde die Ermüdung von Windenergieanlagen(WEA)-Türmen untersucht. Der Fokus von Teilarbeitspaket 5 lag auf der Untersuchung der Werkstoffermüdung unter Verwendung von Messwerten aus einer instrumentalisierten real existierenden Anlage. Der vorliegende Beitrag beschreibt das Vorgehen im Teilarbeitspaket, welches vom Lehrstuhl Werkstoffe und Werkstoffprüfung im Bauwesen der TU München in Kooperation mit dem Lehrstuhl Statik bearbeitet wurde. Es wird über die Entwicklung eines Nachweisalgorithmus und dessen inhaltliche Ausgestaltung seitens der Materialmodelle für die Ermüdung berichtet. Die Ergebnisse der Modellierung werden im Rahmen der Präsentation beim 59. DAfStb Forschungskolloquiums 2018 in München vorgestellt.

1. Einleitung

Für Windenergieanlagen (WEA) wird heutzutage eine Lebensdauer von 20 Jahren angesetzt. Dabei müssen sowohl die Turbine als auch die Tragstruktur (Turm und Fundament) die angestrebte Lebensdauer erreichen. Als dominanter Schädigungsvorgang, welcher die Lebensdauer der Tragstruktur entscheidend beeinflusst, kann aufgrund der hochgradig-dynamischen Belastung die Ermüdung der Werkstoffe identifiziert werden. Im Rahmen von Planung neuer und Bewertung bestehender Anlagen sind Modelle und Eingangsdaten erforderlich, die die Ermüdung der Tragstruktur beschreiben. Für Tragstrukturen aus Baustahl existieren Kenntnisse über das Ermüdungsverhalten. Die Verbundbauweise des Stahlbetons hingegen, welche klare Vorteile im onshore-Bereich der Windenergie besitzt (Ortbetonfertigung → sehr hohe Konstruktionen, um die Turbulenzen der Bodenrauheit zu umgehen), ist im Rahmen der Ermüdung der einzelnen Verbundwerkstoffe wesentlich komplexer.

Die DIN EN 1992-1-1 [1] bietet die Möglichkeit des gesonderten Nachweises der Ermüdung, welcher als erfüllt gilt, wenn sowohl die Bewehrung (Beton- und Spannstahl) als auch der Beton den Anforderung genügen. Der Nachweis basiert auf dem semi-probabilistischen Bemessungskonzept. Für die wissenschaftlichen Aufgabenstellungen zur Ermüdung der WEA-Turmstruktur im Rahmen des Teilprojekts 5 des Verbundforschungsvorhabens MISTRALWIND [2] geht dieses Bemessungskonzept nicht weit genug. Um Untersuchungen zur Relevanz der Ermüdung aller involvierten Werkstoffe zu machen, müssen in Konsequenz obiger Ausführungen die nachfolgend aufgelisteten Grundinformationen vorliegen:

1. Modelle zur Beschreibung des Schädigungsverlaufs und der Schädigungsmechanismen (Ermüdung) aller eingesetzten Werkstoffe,
2. orts- und zeitabhängige Beanspruchung (S), sind anhand von Echtzeitdaten abzuleiten (live in situ),
3. Bauwerkswiderstände (R), die sowohl von geometrischen Randbedingungen, als auch von verschiedenen, z. T. erheblich mit der Zeit veränderlichen physikalischen Eigenschaften der verwendeten Baustoffe abhängen,
4. in Abhängigkeit der Modelle zum Schädigungsverlauf und der -mechanismen sind bemessungstechnisch gültige Schadensakkumulationsvorgänge zu identifizieren sowie
5. die jeweils plausible und sinnvolle Bemessungsgrenze festzulegen.

WEA sind in hohem Maße dynamisch beanspruchte Bauwerke. Die Werkstoffe Beton, Betonstahl und Spannstahl, die für die Tragstruktur eingesetzt werden, sind somit vorrangig der Ermüdung ausgesetzt. Zum Ermüdungsverhalten der einzelnen Werkstoffe und dem Werkstoffverbund liegen in der Literatur zahlreiche Modelle und Ergebnisse vor. Dazu gehören beispielhaft die Arbeiten von [3, 4, 5, 6] zum Themenbereich der Ermüdung von Beton- und Spannstahl, die Arbeiten von [7, 8, 9] zum Themenbereich der Ermüdung des Betons und die Arbeiten von [10, 11, 12, 13] zum Themenbereich Verbundermüdung.

Die Grundlegende Vorarbeit zur Ermüdung von Stahl leistete August Wöhler, welcher die ertragbaren Lastwechselzahlen in Abhängigkeit des Beanspruchungshorizontes auftrug [3]. Im einfach logarithmischen Diagramm erhält man somit die Wöhlerlinie. Diese in Abbildung 1 dargestellte Kurve kann als Grenzlinie betrachtet werden, die den Bereich für eine quasi gültige Beanspruchung (bzw. Schwingweite) von dem Bereich abtrennt, in der der Stahl versagt. Liegt die Schwingweite niedrig genug, so kann der Stahl rein theoretisch unbegrenzt viele Lastwechsel ertragen, was durch die graue Fläche des Dauerschwingfestigkeitsbereichs wiedergegeben ist.



Abbildung 1: Schematische Darstellung der Wöhlerlinie für einen Stahl

Das Grundlegende Konzept der Wöhlerlinie ist in den technischen Normen für Beton- und Spannstahl verankert [1]. Dabei basieren die dort hinterlegten Materialkenngrößen auf Ergebnissen von Dauerschwingversuchen nach DIN 15630 1:2011 02 [14].

Wie eingangs erwähnt enthält die DIN EN 1992-1-1 [1] das vereinfachte semi probabilistische Nachweiskonzept gegen Ermüdung. Aus diversen Forschungsarbeiten z.B. [7-9] liegen umfangreiche Versuchsergebnisse und Materialmodelle vor, die es erlauben die Ermüdung des Betons detailliert zu beschreiben. Gleiches gilt, für die Ermüdung des Verbunds von Stahl in Beton. Beispielhaft sind in Abbildung 2 und Abbildung 3 die Zusammenhänge in der Darstellungsform der Wöhlerlinie wiedergegeben.

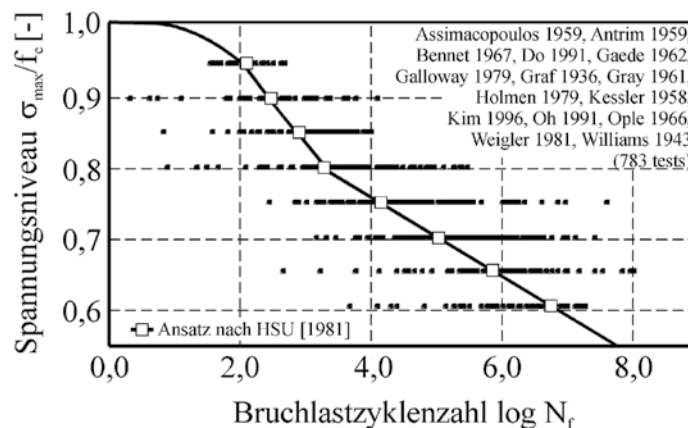


Abbildung 2: Wöhlerlinie für Betone aus [15]

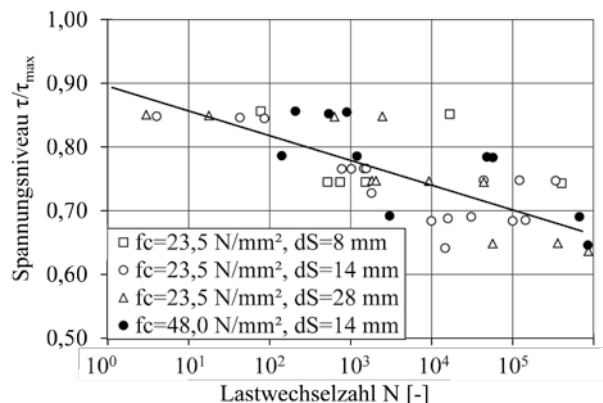


Abbildung 3: Wöhlerlinie für Verbund von Stahl in Beton aus [16]

Aus den Wöhlerlinien lässt sich je nach Werkstoff für eine definierte Beanspruchung die ertragbare Lastwechselzahl herleiten. Bei natürlichen streuenden Belastungssituationen treten Lastkollektive bzw. unterschiedlich große Beanspruchungsniveaus auf. Für Beton- und Spannstahl kann nach Palmgren [17] und Miner [18] die lineare Schadensakkumulationshypothese angesetzt werden, welche es erlaubt die Lebensdauer und Restlebensdauer zu ermitteln, Gleichung 1.

$$D = \sum \frac{n(\Delta\sigma_i)}{N_F(\Delta\sigma_i)} \quad (1)$$

Mit	D:	Schädigung ($0 \leq D \leq 1,0$) [-]
	i:	Nummer des Beanspruchungskollektivs [-]
	n:	Ertragene Lastwechsel je Beanspruchungsniveau [-]
	N _F :	Ertragbare Lastwechselzahl im Beanspruchungsniveau [-]
	Δσ:	Beanspruchungsniveau (Schwingweite) [-]

Für den Werkstoff Beton und den Verbund zwischen Beton und Stahl wird im Allgemeinen nicht von einem linearen Zusammenhang bei der Schadensakkumulation ausgegangen. Ansätze für nicht-lineare Konzepte für Stahl liegen vor [19].

Im Rahmen des Forschungsvorhabens werden alle Schädigungsmodelle und Schadensakkumulationshypothesen zusammengebracht, um eine Ermüdungsmodellierung der einzelnen Werkstoffe für einen onshore WEA-Turm in Hybridbauweise zu erreichen. Sind alle Schädigungsvorgänge umfangreich studiert, ist ein Einsatz der Modellierung als Echtzeitschädigungsprogramm denkbar. Dabei sollen Echtzeitmessdaten der Turmstruktur verwendet werden, um eine Live-Modellierung durchzuführen und schließlich eine Lebensdauerprognose gegen Ermüdung zu erreichen. Nachfolgend werden alle eingesetzten Modelle vorgestellt und der Programmprozess, der diese verknüpft erläutert. Im Rahmen des DAfStb Forschungskolloquiums werden diese Inhalte mit Ergebnissen der Ermüdungsmodellierung präsentiert.

2. Modelle der Ermüdung

2.1 Beton- und Spannstahl

Wie eingangs erläutert, kann die Ermüdung von Stahl mit der Wöhlerlinie modelliert werden. Für Betonstahl wird dabei mit einer im doppelt logarithmischen Diagramm bi-linearen „Wöhlerlinie“ gearbeitet, Abbildung 4.

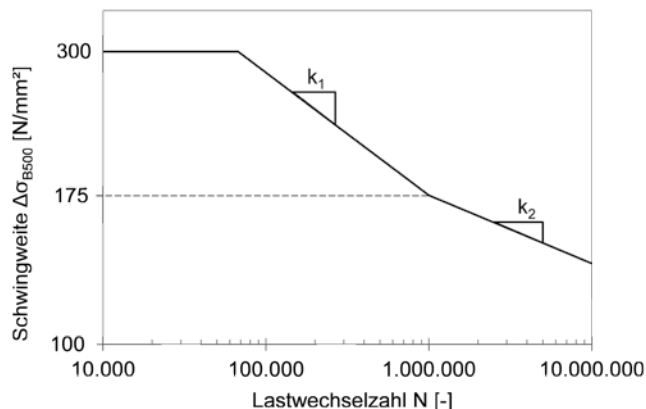


Abbildung 4: Wöhlerlinie für Betone aus [20]

Der Wöhlerlinie in Abbildung 4 liegt Gleichung 2 zugrunde.

$$N_F = N^* \left(\frac{\Delta\sigma}{\Delta\sigma^*} \right)^{-k} \quad (2)$$

Mit N_F : Lastwechselzahl, die den Schädigungsbereich vom Versagensbereich trennt [-]
 N^* : Lastwechselzahl am Knickpunkt [-]
 $\Delta\sigma$: Schwingweite, die zu N_F gehört [N/mm²]
 $\Delta\sigma^*$: Schwingweite am Knickpunkt [N/mm²]
 k : Exponent, vgl. Tabelle 1 [-]

Als Grenzlinie stellt Gleichung 2 das 5% Quantil (einseitige Verteilung) mit einer Annahmewahrscheinlichkeit von 75% dar. Die Eingabeparameter können Tabelle 1 entnommen werden. Die Gesetzmäßigkeiten von Gleichung 2 werden ebenfalls für Spannstähle angesetzt. Die Eingabeparameter und das gültige Sicherheitsniveau dafür können aus der jeweiligen Zulassung des eingesetzten Spannsystems entnommen werden.

Tabelle 1: Eingabewerte der Wöhlerlinien Betonstahl (Durchmesser ≤ 28 mm) aus [20]

Eingabewert	Größe
Obergrenze der Schwingweite	300 N/mm ²
Knickpunkt:	
Schwingweite $\Delta\sigma^*$	175 N/mm ²
Zugehörige Lastwechselzahl N^*	106
Steigungen:	
Vor dem Knickpunkt $k=k_1$	9
Nach dem Knickpunkt $k=k_2$	5

2.2 Beton

Beton verhält sich im Vergleich zum elastisch plastischen Materialverhalten vom Stahl signifikant anders. Die hydraulische Keramik reagiert als visko-elastischer Werkstoff mit einem Ermüdungskriechen. Für die Bemessung wird folglich dem Umstand Rechnung getragen, dass die Größenordnungen innerhalb derer sich die dynamische Belastung bewegt, einen signifikanten Einfluss auf die erreichbare Lastwechselzahl besitzt, Abbildung 5.

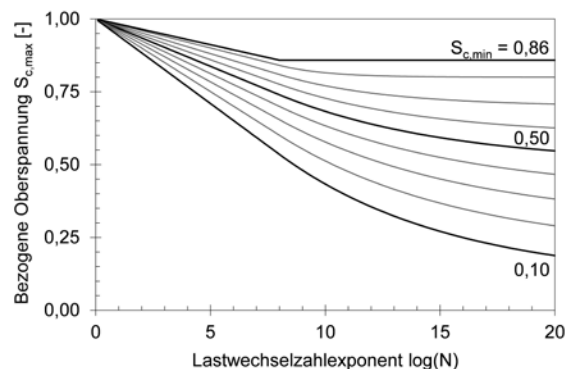


Abbildung 5: Dauer für Betone aus [21]

Nach [22] kann eine Berechnung der Ermüdung von Stahl- und Spannbetonbauteilen nur im Druckschwellbereich vorgenommen werden. Folglich muss für Spannbetontürme von WEAn der Nachweis gegen Dekompression vorgenommen werden [23].

2.3 Verbund

Die Ermüdung des Verbunds wurde im Berechnungsansatz nicht über eine „Wöhlerlinie“ hergeleitet. Die Verbundermüdung hat eine übergeordnete Bedeutung für die Steifigkeit einer Spannbetontragstruktur. Folglich wurde der Ansatz von Pfister [24] verwendet, der die Verbundaufweichung für hochgradig dynamisch belastete Bauwerke in FE-Simulationen in Ansatz gebracht hat. Eingangsgröße für das Modell ist der Ermüdungszustand des Betons, dessen mechanische Kenngrößen sowie die Oberspannung der dynamischen Beanspruchung. Das Ergebnis ist ein belastungsabhängiger Elastizitätsmodul des Betons. Dieser kann in einer FE-Simulation zur Beanspruchungsermittlung als Materialkennwert eingesetzt werden. Abbildung 6 visualisiert diese Zusammenhänge für einen normgemäßen C100/115.

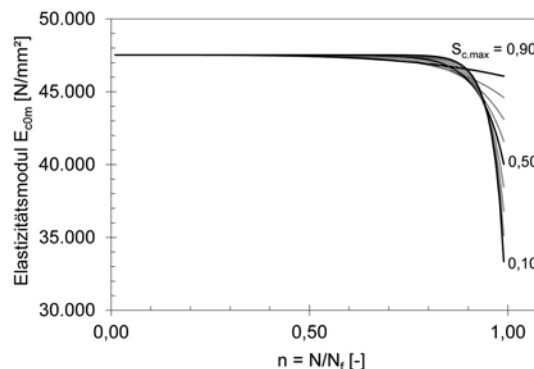


Abbildung 6: Elastizitätsmodul des Betons über den Verbunderweichungsansatz nach [24]

3. Methodische Verknüpfung aller Modelle

Abbildung 7 stellt die Struktur des entwickelten Programmpakets dar. Dieses Programmpaket verwendet auf der Einwirkungsseite lokale Spannungen für Lastszenarios aus einer messtechnisch instrumentierten WEA. Diese gemessenen Belastungen wurden im Rahmen einer FE-Modellierung beim Projektpartner Lehrstuhl Statik der TU München für die Ermittlung von lokalen Spannungen als Eingangsgröße verwendet [25].

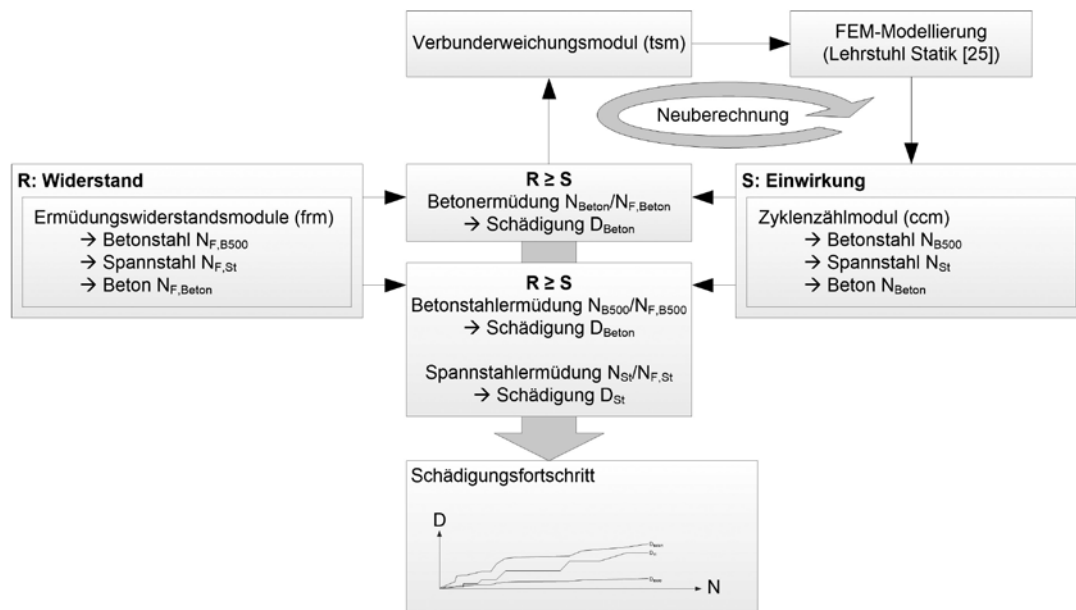


Abbildung 7: Struktur des Berechnungsalgorithmus für die Schädigungsermittlung der Werkstoffe einer WEA aus Spannbeton

Die in Abschnitt 2 erwähnten Modelle wurden im Forschungsvorhaben in einzelne Ermüdungswiderstandsmodule (frm: *fatigue resistance module*) programmiert. Hierfür wurde eine Python-Programmierung verwendet. Jedes frm errechnet ein für ein gegebenes Beanspruchungsszenario und Material die maximal erreichbare Lastwechselzahl N_F und stellt den Teil des Werkstoffwiderstands R dar. Die lokale Beanspruchung (Spannungs-Zeit-Schrieb) wird über einen Rainflow Algorithmus [26] in Spannungsniveau und erlittene Lastzyklen umgerechnet. Dies geschieht in den Zyklenzählmodulen (ccm: *cycle counting module*) für jeden Werkstoff. Die Betonermüdung wird primär als Schädigung errechnet und an das Verbunderweichungsmodul übergeben. Das Verbunderweichungsmodul errechnet den „neuen“ Elastizitätsmodul für Beton und übergibt diese an die FE-Simulation, die diesen im nächsten Zeitschritt verwendet. Neben dem Beton werden die Schädigungen von Beton- und Spannstahl ermittelt. Das Ergebnis sind zyklenabhängige Schädigungsfunktionen für Beton, Beton- und Spannstahl sowie der Verbunderweichung, die sich durch die Berücksichtigung in der Beanspruchungsermittlung wiederfindet.

Im Rahmen des Forschungskolloquiums werden die Ergebnisse einer real existierenden WEA vorgestellt und diskutiert.

4. Zusammenfassung und Ausblick

Im Rahmen eines BMWi-Forschungsvorhabens wurde das Ermüdungsverhalten der relevanten Werkstoffen in onshore hybrid Windenergieanlagentürmen untersucht. Dabei wurde ein Algorithmus entwickelt, der unter Zuhilfenahme von Ergebnissen der Projektpartner des Lehrstuhls Statik der TU München erlaubt, die Schädigungsmechanismen werkstoffabhängig zu untersuchen. Der vorliegende Artikel fasst die Materialmodelle zusammen die zur Ermittlung der maximal ertragbaren Lastwechsel herangezogen wurden. Des Weiteren wurde der Berechnungsalgorithmus dargestellt. Im Rahmen des DAfStb Forschungskolloquium werden Ergebnisse zur Modellierung vorgestellt.

Danksagung

Die Autoren möchten dem Bundesministerium für Wirtschaft und Innovation (BMWi) für die Förderung, dem Projektträger Jülich für die Betreuung sowie den Projektpartnern des Forschungsverbunds für die kollegiale Kooperation danken.

Literatur

- [1] DIN EN 1992-1-1:2011-01: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004 + AC:2010. Beuth Verlag, 2011.
- [2] Geiss, Ch. T.; Kinscherf, S.; Decker, M.; Romahn, S.; Botz, M.; Raith, M.; Wondra, B; Grosse, Ch. U.; Osterminski, K.; Emiroglu, A.; Bletzinger, K.-U.; Obradovic, D.; Wever, U.: The MISTRALWIND project – Towards a remaining useful lifetime analysis and holistic asset management approach for more sustainability of wind turbine structures. Tagungsband: 11th International Workshop on Structural Health Monitoring, Stanford University, 2017.
- [3] Wöhler, A.: Über die Festigkeitsversuche mit Eisen und Stahl. Zeitschrift für Bauwesen, Vol. 20, 1870.
- [4] Jhamb, I.C.: Fatigue of reinforcing bars. Dissertation, Universität von Alberta, Edmonton, Kanada, 1972.
- [5] Rehm, G.; Harre, W.; Beul, W.: Schwingfestigkeitsverhalten von Betonstählen unter wirklichkeitsnahen Beanspruchungs- und Umgebungsbedingungen. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton e.V., Heft 374, Beuth Verlag, Berlin, 1986.
- [6] Zheng, H.; Abel A.: Fatigue Properties of Reinforcing Steel Produced by TEMPCORE Process. Journal of Materials in Civil Engineering (ASCE), Vol. 11, Nr. 2, 1999.
- [7] Hilsdorf, H.K.; Kesler, C.E.: Fatigue strength of concrete under flexural stresses. ACI Journal Proceedings, JL63-50, 1966.
- [8] Holmen, J.O.: Fatigue of concrete by constant and variable amplitude loadings. Forschungsbericht, The Norwegian Institute of Technology, Trondheim, Norwegen, 1979.
- [9] Ibuk, H.: Ermüdungsverhalten von Beton unter Druckschwellbelastung. Dissertation, Ruhr-Universität Bochum, 2009.
- [10] Rehm, G.; Eligehausen, R.: Einfluss einer nicht ruhenden Belastung auf das Verbundverhalten von Rippenstäben. Beton-Fertigteile-Technik, Heft 6, 1977.
- [11] Tue, N.V.: Zur Spannungsumlagerung im Spannbeton bei Rißbildung unter statischer und wiederholter Belastung. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton e.V., Heft 435, Beuth Verlag, Berlin, 1993.
- [12] Balázs, G.L.; Koch, R.: Bond characteristics under reversed cyclic loading. Otto-Graf-Journal, Nr. 6, 1995.
- [13] Ruiz, F.M.; Muttoni, A.; Gambarova, P. G.: Analytical Modeling of the Pre- and Postyield Behavior of Bond in Reinforced Concrete. Journal of Structural Engineering of ASCE, Vol. 133, 2007.
- [14] DIN EN ISO 15630-1:2011-02: Stähle für die Bewehrung und das Vorspannen von Beton - Prüfverfahren - Teil 1: Bewehrungsstäbe, -walzdraht und -draht (ISO 15630-1:2010); Deutsche Fassung EN ISO 15630-1:2010. Beuth Verlag, 2010.
- [15] Pfanner, D.: Zur Degradation von Stahlbetonbauteilen unter Ermüdungsbeanspruch. Dissertation, Ruhr-Universität Bochum, 2002.
- [16] Rehm, G.; Eligehausen, R.: Bond of Ribbed Bars under high cycle repeated loads. ACI Structural Journal, No. 76-15, 1979.
- [17] Palmgren, A.: Die Lebensdauer von Kugellagern. Zeitschrift des VDI, No. 4, 1924, pp 339 341.
- [18] Miner, M.A.: Cumulative damage in fatigue. Journal of Applied Mechanics, No. 9, 1945, pp 159 164.
- [19] Siemon, A.: Qualitative und quantitative Analysen der linearen und nichtlinearen Schadensakkumulationshypothesen unter Einbeziehung der statistischen Versuchsplanung. Dissertation, Universität Kassel, 2006.

-
- [20] DIN 488 1:2009 08: Betonstahl - Teil 1: Stahlsorten, Eigenschaften, Kennzeichnung. Beuth Verlag, 2009.
- [21] Diverse: fib Model Code for Concrete Structures 2010. Ernst und Sohn Verlag, 2013.
- [22] Zilch, K.; Zehetmaier, G.: Bemessung im konstruktiven Betonbau – Nach DIN 1045-1 (Fassung 2008) und EN 1992-1-1 (Eurocode 2). Springer Verlag, 2010.
- [23] Grünberg, J.; Göhlmann, J.: Windenergieanlagen in Stahlbeton- und Spannbetonbauweise. Ernst und Sohn Verlag, 2011.
- [24] Pfister, T.: Ein Ermüdungsschädigungsmodell für Zuverlässigkeitsanalysen von Stahlbetontragwerken. Dissertation, Ruhr-Universität Bochum, 2007.
- [25] Emiroglu, A.; Wüchner, R.; Bletzinger, K.U.: FE-Modelling and Analysis of a Hybrid Wind-Turbine Tower for Fatigue Analysis and Remaining Life-Time Prediction. Tagungsband: Wind Energy Science Conference 2017, Lyngby, Dänemark, 2017.
- [26] ASTM E1049 - 85(2017): Standard practices for cycle counting in fatigue analysis. ASTM, 2017.

Dauerschwingfestigkeit (Very-high-cycle fatigue) von Betonstahl

Untersuchungen zur Betonstahlermüdung in On- und Offshore Windenergieanlagen unter hochzyklischer Beanspruchung

Florian Hiemer^{1*}, Kai Osterminski¹, Christoph Gehlen¹

¹Technische Universität München, Lehrstuhl für Werkstoffe und Werkstoffprüfung im Bauwesen

Kurzfassung

Heutzutage werden die Tragstrukturen von Windenergieanlagen (WEA) entweder aus Stahl, bewehrtem und vorgespanntem Beton oder in Hybridbauweise als eine Mischung beider Bauarten erstellt.

Die Spannbetonbauweise profitiert dabei besonders von der Möglichkeit, die einzelnen Turmelemente vorfertigen zu können. Dadurch wird einerseits die Logistik zur Erstellung der Bauwerke erheblich vereinfacht, andererseits kann eine Bauhöhe der WEA von über 100 m erreicht werden, wodurch effiziente Anlagen mit Systemleistungen von mehr als 2 MW erstellt werden können.

Infolge der fortschreitenden Entwicklung höherer und effizienterer WEA erreicht die Bemessung der Stahlbetonbauwerke die Grenzen des derzeitigen Stands der Technik. Dies liegt maßgeblich an der hochgradig dynamischen Belastung der Tragwerke infolge von Wind und Wellengang in sog. Offshore-WEA. Im Normalfall werden die WEA für eine Lebensdauer von 20 Jahren bemessen in welcher sie mehreren Zehnmillionen Lastwechseln ausgesetzt sind. Aufgrund der langen Prüfdauer wurde diese sehr hohe Zahl an Lastwechseln ($N > 10^7$) in Dauerschwingversuchen (Very high cycle fatigue = VHCF) an Betonstahlproben kaum untersucht. Die meisten Daten die als Grundlage zur Bemessung der VHCF-Festigkeit herangezogen wurden, basieren auf einer Extrapolation einiger weniger Datensätze. Daher war es bisher nötig, hohe Sicherheitsreserven bei der Bemessung der Tragstrukturen von WEA miteinzubeziehen.

Diese Lücke soll nun durch ein Verbundforschungsvorhaben geschlossen werden, in dem neues Wissen über die Beton-, Betonstahl- und Verbundermüdung im VHCF-Bereich geschaffen wird. An der TU München steht der Materialbereich Betonstahl im Fokus. Dabei werden Ermüdungsversuche im VHCF-Bereich durchgeführt und mit dem derzeit angewandten Lastregime für Dauerschwingversuche gegenübergestellt, um zu überprüfen inwieweit die dahinter stehenden Wöhlerlinien reale Beanspruchungen wirklichkeitsnah beschreiben. Zudem werden Ermüdungsversuche unter Wechselbeanspruchung durchgeführt. Das geschieht auch unter gleichzeitiger Korrosionsbeanspruchung, wie sie bei Offshore-Bauwerken auftreten kann.

Im Rahmen dieses Papers wird das Versuchsprogramm des Forschungsvorhabens an der TU München vorgestellt. Erste Ergebnisse werden im Rahmen des 59. DAfStb-Forschungskolloquiums präsentiert.

1. Einleitung

Die Tragstrukturen von WEA unterliegen einer höchst dynamischen Belastung. Aufgrund der hohen Last (>100 t) der Turbine inkl. Rotoren gleicht das Tragsystem eines Turmes einem harmonischen Schwingungsgenerator mit äußerst hoher Anregeramplitude. WEA unterliegen während ihrer Lebensdauer zudem mehreren Dutzend Millionen Lastzyklen. Daher müssen die eingesetzten Materialien

diesen dynamischen Lasten nicht nur hinsichtlich ihrer Größenordnung sondern auch ihres Umfangs standhalten. Eines dieser Materialien ist Betonstahl. Dessen Eigenschaften werden unter anderem durch die EN1992-1-1-2015 [1] oder die DIN 488 1:2009 [2] geregelt, auch im Hinblick dynamischer Beanspruchungen. Letztere Materialeigenschaft wird in sog. Wöhlerkurven beschrieben, in denen die Dauerschwingfestigkeit durch eine im doppelt logarithmischen Diagramm bilineare Linie dargestellt wird, vgl. Abbildung 1, links. Die Wöhlerkurve beschreibt die Anzahl ertragbarer Lastwechsel bei einer festgelegten Schwingweite. Die Linie unterscheidet dabei zwischen Versagen (unterhalb der Linie) und keinem Versagen (oberhalb der Linie) des Betonstahls während des Dauerschwingversuchs ebenso wie zwischen Zeitfestigkeit (links des Knipunktes) und Dauerfestigkeit.

Die Betonstabstähle werden in sog. Zugschwellversuchen gemäß DIN EN ISO 15630-1:2011 geprüft, in denen der Betonstahlprobe durch die Prüfmaschine eine sinusförmig oszillierende Spannungsamplitude σ_a ausgehend von einer Mittelspannung σ_m aufgeprägt wird (Abbildung 1, rechts). Die doppelte Amplitude entspricht der Schwingweite $\Delta\sigma$, wie sie auch im Wöhler-Diagramm gefunden werden kann (Abbildung 1, links).

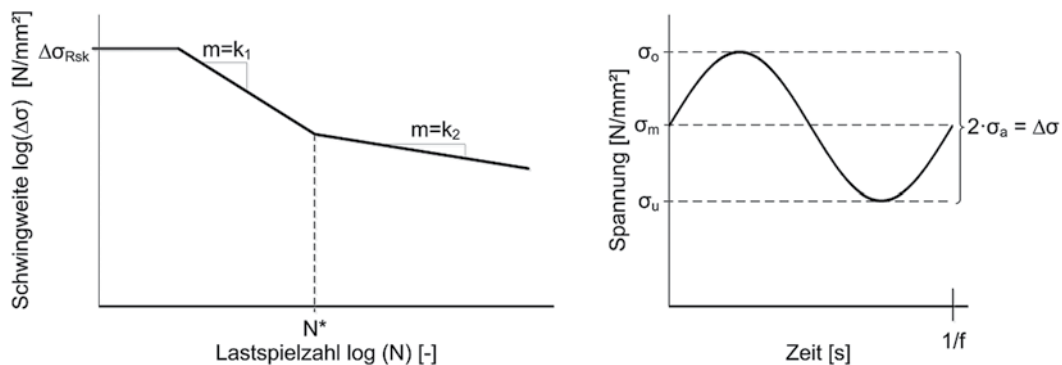


Abbildung 1: links: Wöhlerkurve (doppellogarithmisch, $k_1 = 5$, $k_2 = 9$) für Betonstabstähle $d \leq 28$ mm, Knipunkt bei $N^* = 10^6$ und $\Delta\sigma = 175$ N/mm² gemäß (DIN 488-1:2009) [1]; rechts: Belastungsschema für Betonstabstähle gemäß (DIN EN ISO 15630-1:2011) [3].

Bei der Prüfung von Betonstabstählen wird die Oberspannung σ_o fixiert und ausgehend von dieser mit einer Schwingweite von $\Delta\sigma$ zyklisch entlastet. Die vorliegende Mittelspannung σ_m kann daher gemäß nachfolgender Gleichung 1 berechnet werden:

$$\sigma_m = \sigma_o - \frac{\Delta\sigma}{2} \quad (1)$$

Aus Gleichung (1) geht hervor, dass mit zunehmender Schwingweite die Mittelspannung verringert wird.

Nach z.B. Nürnberger [4] oder Rehm & al. [5] wird das Dauerschwingverhalten von Betonstabstählen von drei Hauptfaktoren maßgeblich beeinflusst:

- Verfahrenstechnische Fehler (z.B. Walzfehler, Randentkohlung),
- Oberflächeneigenschaften und
- experimentelle Einflüsse (z.B. geprüftes Lastregime, Temperatur, usw.).

Die verfahrenstechnischen Einflüsse können durch einhalten konstanter und definierter Bedingungen während der Stahlherstellung und des Walzvorgangs minimiert werden. Dies umfasst z.B. den regelmäßigen und rechtzeitigen Austausch der Walzen und eine genaue Überwachung des Abkühlvorgangs.

Viele Forscher ([5], [6], [7], [8], [9], [10], [11], [12]) haben bereits herausgefunden, dass die Oberflächengestaltung der Betonstähle einen maßgeblichen Einfluss auf die Performance im Dauerschwingversuch hat. Die in den 60er Jahren entwickelte gerippte Betonstahloberfläche, die die Verbundeigenschaften zwischen Stahl und Beton seinerzeit revolutionierte, führte zu einer erheblichen Reduzierung

der Dauerschwingfestigkeit des Betonstahls: Die max. ertragbare Schwingweite mit der die Ziellastspielzahl von $N = 2 \cdot 10^6$ noch erreicht wurde, wurde um ca. 60% herabgesetzt [10], vgl. Abbildung 2.

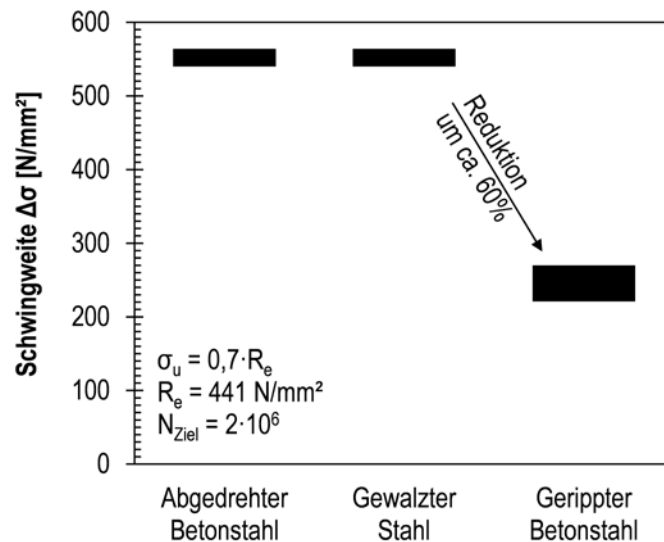


Abbildung 2: Einfluss der Oberflächengestalt auf die Dauerschwingfestigkeit von Stählen aus [10]

Nach MacGregor & al. [7] und Jhamb [8] führen die massiven Querrippen dazu, dass die in Stab-längsrichtung verlaufenden Spannungstrajektorien geringfügig umgeleitet werden. Am Fußpunkt der Querrippen führt diese Umlenkung in den Rippenkörper dazu, dass sich lokal hohe Kerbspannungen entwickeln, die zur Fehlerinitiation, und im weiteren Verlauf des Dauerschwingversuchs zum Versagen des Betonstahls führen.

Infolge der Festlegung des Lastregimes im Rahmen von Normen (z.B. [2]) wurde bis dato wenig Forschungsarbeit zur Untersuchung des Einflusses des Lastregimes auf die Performance des Betonstahls im Dauerschwingversuch aufgewandt. Prinzipiell kann festgehalten werden, dass die Anzahl an Versagensfällen infolge einer Dauerschwingbelastung in Laborversuchen deutlich höher ist als an realen Betonstahlbauwerken beobachtet werden kann. Dies kann einerseits darauf zurückzuführen sein, dass die tatsächlichen Belastungen der Betonstäbe in realen Bauwerken nicht ausreichend bekannt sind. Andererseits könnte die fehlende Erfahrung über die VHCF-Performance des Betonstahls der Grund hierfür sein. Die Erforschung genau dieser Performance-Eigenschaft ist der zentrale Bestandteil des Teilprojekts der TU München im Forschungsverbund „WinConFat“, welches im nächsten Kapitel genauer dargestellt wird.

2. Untersuchung von Betonstahl unter hochzyklischer, dynamischer Belastung

2.1 Allgemeines zum Teilvorhaben der TU München

Das dargestellte Teilprojekt von „WinConFat“ gliedert sich in drei inhaltlich unterteilte Arbeitsschritte, die zu einem gesamtheitlichen Verständnis des VHCF-Verhaltens von Betonstahl beitragen sollen. Dazu gehören:

- die Analyse des Dauerschwingverhaltens von Betonstahl im VHCF Bereich,
- die Untersuchung des Einfluss verschiedener Lastregime auf das Ergebnis des Dauerschwingversuchs und
- die Ermittlung der dynamischen Kapazität von Betonstahl im VHCF mit und ohne Korrosion.

2.2 Untersuchung des VHCF-Bereichs von Betonstahl

Im ersten Arbeitsschritt wird die VHCF-Performance von Betonstahl untersucht. Dafür wird eine große Bandbreite von Betonstahlproben in uniaxialen Zugschwellversuchen bei geringer Beanspruchung geprüft. Diese Belastungsszenarien treten normalerweise unter Gebrauchslast in WEA-Türmen auf und führen zu einer sehr hohen Anzahl von Lastwechseln ($N \geq 10^7$), für die bis dato noch keine ausreichende Erfahrung zur Performance des Betonstahls vorliegt. Das Lastregime wird entsprechend aktuell gültiger Normen [3] bei konstanter Oberspannung von $0,6 \cdot R_{\sigma}$ durchgeführt. Jedoch wird die Schwingweite auf Werte unter 150 N/mm^2 reduziert um eine erhöhte Anzahl an Lastwechseln zu erzielen und damit den VHCF Bereich des Betonstahls, rechts des Kniefpunkts vgl. Abbildung 1 (links), genauer beschreiben zu können. Hieraus soll letzten Endes eine detaillierte Abbildung und ggf. Anpassung der Wöhlerkurve vorgenommen werden.

Für die Versuche werden Betonstähle der Durchmesser 10 und 16 mm und einer großen Bandbreite verschiedener Betonstahlhersteller und Herstellungsverfahren untersucht, um der Ergebnisstreuung hinsichtlich dieser Parameter ebenfalls Rechnung zu tragen.

2.3 Einfluss des Lastregimes auf das Ergebnis des Dauerschwingversuchs

Im zweiten Teil wird der Einfluss der Variable Lasteregime auf das Ergebnis des uniaxialen Zugschwellversuchs untersucht. Darin werden zunächst verschiedene Spannungsamplituden ausgehend von einer konstanten Oberspannung appliziert, wie dies nach aktuellen Normen für die Prüfung von Betonstahl im Bauwesen vorgeschrieben wird (z.B. [3]). Anschließend werden Prüfungen mit verschiedenen Schwingweiten ausgehend von einer konstanten Mittelspannung gemäß der allgemeinen Werkstoffprüfung [13] durchgeführt. Abschließend werden Untersuchungen ausgehend von einer konstanten Unterspannung durchgeführt. Durch die Untersuchung der Dauerschwingfestigkeit ausgehend von verschiedenen Lastregimen werden u.U. realitätsnähere Lastfälle abgebildet, die insbesondere an WEA-Türmen auftreten die unidirektionalen Biegekräften ausgesetzt sind. Auf Basis dieser Lastszenarien können die Prüfungen bestehender Regelwerke hinsichtlich ihrer Eignung für WEA bewertet und ggf. in neue Normungen überführt werden.

Zur Untersuchung der Auswirkung des Lastregimes auf die VHCF-Performance werden insgesamt 80 Proben in Langzeit-Dauerschwingversuchen mit einer Lastwechselzahl $N \geq 10^7$ untersucht. Dafür werden nur Betonstähle B500B nach DIN 488, Nenndurchmesser 16 mm desselben Herstellers verwendet. Um neben der Variation des Lastregimes weitere experimentelle Einflüsse zu minimieren werden alle Versuche mit denselben Maschineneinstellungen bei gleichen klimatischen Bedingungen durchgeführt. Die Proben werden direkt in einer servo-hydraulischen Prüfmaschine eingespannt und bei einer sinusförmigen Frequenz von ca. 20 Hz geprüft. Weitere Streufaktoren wie z.B. eine veränderte Rippengeometrie werden ausgeschlossen, indem nur Proben ohne Werkskennzeichen geprüft werden.

Das Lastregime wird beginnend mit der Prüfung bei konstanter Oberspannung (**Upper stress level** = USL; $\sigma_u = 300 \text{ N/mm}^2$) schrittweise verändert. Die Schwingweite von $\Delta\sigma = 150, 200, 250 \text{ N/mm}^2$ wird dabei harmonisch entlastet. Eine schematische Übersicht zu den Lastregimen ist in Abbildung 3 dargestellt. Bei der Prüfung ausgehend von einer konstanten Mittelspannung (**Mean stress level** = MSL; $\sigma_m = 200 \text{ N/mm}^2$) wird um $\Delta\sigma/2$ auf- und abgeschwungen. Entsprechend wird in der letzten Versuchsreihe der konstanten Unterspannung (**Lower stress level** = LSL; $\sigma_l = 100 \text{ N/mm}^2$) die Schwingweite $\Delta\sigma$ als Zugspannung zusätzlich aufgeprägt.

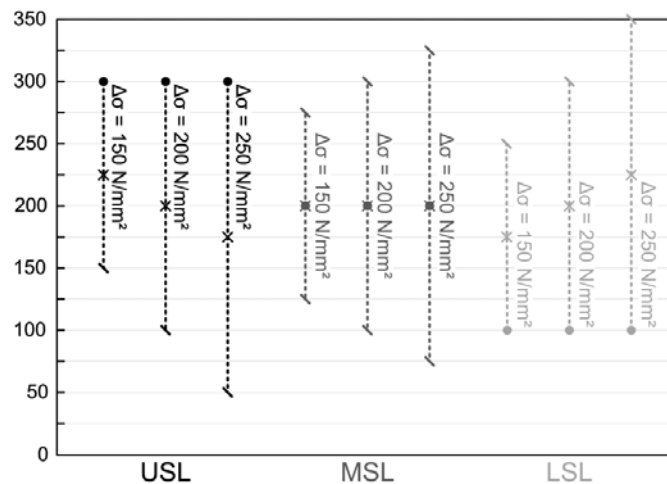


Abbildung 3: Übersicht zu den Belastungsparametern der Lastregimes USL, MSL und LSL mit markierten effektiven Mittelspannungen (Kreuz)

Wie in Abbildung 3 erkennbar ist, sinkt bei konstanter USL die effektive Mittelspannung (Kreuze) mit zunehmender Schwingweite. Das bedeutet, dass sich bei Prüfungen nach aktuell gültiger Norm (USL) die effektive Mittelspannung reziprok zur aufgebrauchten Schwingweite verhält. Bei Wahl einer konstanten Mittelspannung während den Prüfungen (MSL) steigt die effektive Oberspannung mit zunehmender Schwingweite in gleichem Maße wie die aufgeprägte Amplitude. Dieser Zusammenhang ist bei konstanter Unterspannung (LSL) ebenfalls feststellbar, jedoch wird der Effekt dahingehend verstärkt, dass die Oberspannung entsprechender der gesamten aufgeprägten Schwingweite ansteigt, wodurch ebenfalls ein Anstieg der Mittelspannung stattfindet.

Es gilt zu überprüfen, ob diese theoretischen Zusammenhänge bei der Prüfung von geripptem Betonstahl ebenfalls gefunden werden können, oder ob ggf. andere Effekte wie z.B. Oberflächeneinflüsse die theoretischen Auswirkungen des Lastregimes überlagern.

2.4 Dynamische Kapazität von Betonstahl im VHCF

Bei der Untersuchung der dynamischen Kapazität von geripptem Betonstahl im VHCF-Bereich sollen zwei aufeinander aufbauende Fragestellungen beantwortet werden. Einerseits wird die unbekannte gesamte dynamische Kapazität von Betonstahl anhand von Wechsel- und Zug-Schwellversuchen bestimmt und andererseits, der Einfluss der Korrosion infolge Chloride (z.B. aus Meersalz) auf eben selbe ermittelt. Die Wöhlerlinie ist für diese Darstellung nicht geeignet, weshalb beabsichtigt ist, die Ergebnisse in Smith-Diagrammen auszuwerten. In neuerer Forschung [14] wurde bereits gezeigt, dass das Dauerschwingverhalten von Betonstahl unter gleichzeitigem Korrosionsangriff erheblich verschlechtert wird. Außerdem traten schon bei geringeren Schwingweiten hohe Streuungen der ertragbaren Lastzyklen auf. Dies wirkt einer wirtschaftlichen und gleichzeitig dauerhaften Bemessung von WEA erheblich entgegen, da große Sicherheitsreserven berücksichtigt werden müssen. Da diese Ergebnisse jedoch nur anhand von uniaxialen Zugschwellversuchen ermittelt wurden, soll das Verständnis zum dynamischen Spektrum (Versuche im Wechselbereich) von Betonstählen unter Korrosionsangriff im Rahmen dieses Projekts weiter ausgebaut werden.

Zunächst wird die dynamische Kapazität des Betonstahls ohne Korrosionseinfluss für den Wechsel- und Zug-Schwellbereich quantifiziert. Da eine Streuung des Materials bei den Untersuchungen so gering wie möglich gehalten werden muss, wird nur eine Sorte Betonstahl B500B nach DIN 488, Nenndurchmesser 16 mm desselben Herstellers verwendet. Proben mit Werkskennzeichen werden ausgeschlossen. Für die Untersuchungen werden zunächst Proben ausgehend von einer festen Mittelspannung ($\sigma_m = 0 \text{ N/mm}^2$) mit unterschiedlichen Schwingweiten geprüft, um die Wechselfestigkeit für gerippten Betonstahl festzustellen. Die Prüfung erfolgt an freien Betonstahlproben, die an den festgespannten Enden in Stahlhülsen eingeklebt werden, um die Gefahr von Einspannbrüchen zu minimieren (vgl. Abbildung 4, links). Aus den Ergebnissen können zusammen mit der Zugfestigkeit

sowie der Streckgrenze des Materials Smith-Diagramme zur Darstellung der dynamischen Kapazität erstellt werden.

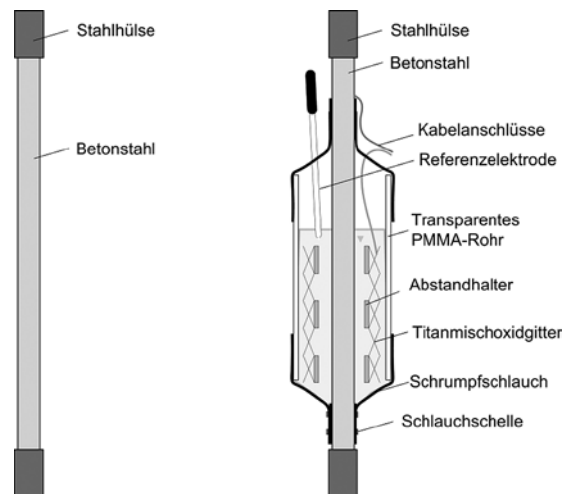


Abbildung 4: Schematischer Versuchsaufbau zur Bestimmung der dynamischen Kapazität von geripptem Betonstahl. Links: Freie Versuche. Rechts: Korrosionsversuche.

Für die Untersuchungen zur dynamischen Kapazität von Betonstahl unter korrosiver Belastung wurde ein „Bassinversuch“ aufbauend auf den Arbeiten von [15] entwickelt, der für die Wechselversuche geeignet ist (vgl. Abbildung 4, rechts). Hierfür werden die Proben mit einem Kunststoffgefäß (transparentes PMMA-Rohr) versehen, welches zum Schutz der Prüfmaschine mit Schrumpfschläuchen und Schlauchschellen abgedichtet werden muss. Dieses Bassin wird mit einer 3%igen NaCl-Lösung gefüllt, sodass im Wechselzonenbereich der Flüssigkeit ein Korrosionsangriff stattfindet.

Die Untersuchungen zur kombinierten Einwirkung müssen mit geringerer Frequenz gefahren werden, so dass der Korrosion ausreichend Zeit für eine signifikante Schädigung gegeben wird. Aufgrund der langen Versuchsdauer je Probe werden insgesamt nur ca. 30 Proben untersucht.

Aus den Versuchen werden neben den üblichen Dauerschwingversuchsergebnissen (Lastwechselzahl bei vorgegebener Schwingweite) ebenfalls die Kenngrößen der Korrosion (Korrosionsstrom, -potential, -ladungsmenge) mitberücksichtigt. Zur Messung der Korrosionskenngrößen wird im Versuchsaufbau eine Gegenelektrode in Form eines Titanmischoxidgitters sowie eine Referenzelektrode zur Potentialmessung eingefügt. Aus den Ergebnissen können ebenfalls Smith-Diagramme (mit Korrosionseinwirkung) erstellt werden, wodurch schließlich der Einfluss der Korrosion auf die dynamische Kapazität des Betonstahls quantifiziert werden kann.

3. Zusammenfassung

Nach erfolgreicher Durchführung aller zuvor genannten Untersuchungen können alle Ergebnisse des Vorhabens zusammengeführt und gesamtheitlich ausgewertet werden. Dies ermöglicht es, den vorhandenen Sachstand zum VHCF, welcher aus wirtschaftlichen Gründen nicht im Fokus von zum Beispiel Überwachungsstellen liegt, zu erweitern und im Rahmen eines konkreten Anwendungsfalls der WEA anzuwenden.

Zudem können aktuelle Prüfmethode beurteilt, sowie eine Empfehlung für eine ggf. wirtschaftlichere Vorgehensweise gegeben werden. Das dabei quantifizierte Materialverhalten kann im Rahmen von optimierten Bemessungsansätzen für klassischer Weise durch VHCF beanspruchte Tragstrukturen wie WEA-Türme (on-/ und offshore) eingesetzt werden. Hier kann eine mögliche Verlängerung der Restlebensdauer ebenfalls zu einer Optimierung der Ressourcennutzung führen.

Die insbesondere für den Einsatz in offshore WEA benötigten Informationen zum Ermüdungsverhalten bei gleichzeitiger Korrosionsbelastung runden das Gesamtbild ab und können einen großen Beitrag zum Verständnis des Materials leisten.

Danksagung

Die Autoren danken dem Bundesministerium für Wirtschaft und Energie für die Förderung des Forschungsprojekts „WinConFat - Materialermüdung von On- und Offshore Windenergieanlagen aus Stahlbeton und Spannbeton unter hochzyklischer Beanspruchung“.

Literatur

- [1] EN 1992 1 1:2015 03 “Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings; German version EN 1992-1-1:2004/A1:2014”, Beuth Verlag, 2015, Berlin.
- [2] DIN 488 1:2009 08 “Reinforcing steels – Part 1: Grades, properties, marking”, Beuth Verlag, 2009, Berlin.
- [3] DIN EN ISO 15630 1:2011-02, “Steel for the reinforcement and prestressing of concrete - Test methods - Part 1: Reinforcing bars, wire rod and wire (ISO 15630-1:2010); German version EN ISO 15630-1:2010”, Beuth Verlag, 2011, Berlin.
- [4] Nürnberger, U.: “Einfluss werkstoffabhängiger Größen auf das Dauerschwingverhalten naturharter Kohlenstoff-Silizium-Mangan-Betonrippenstähle”, Stahl und Eisen, Vol. 98, No. 13, 1978.
- [5] Rehm, G., Harre, W., Beul, W. “Schwingfestigkeitsverhalten von Betonstählen unter wirklichkeitsnahen Beanspruchungs- und Umgebungsbedingungen”, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton e.V., No. 374, Beuth Verlag, 1986, Berlin.
- [6] Hanson, J.M., Burton, K.T., Hognestad, E., “Fatigue tests of reinforcing bars – Effect of deformation pattern”, Journal of the PCA, Vol. 10, No. 3, 2-13, 1968.
- [7] MacGregor, J.G., Jhamb, I.C., Nuttall, N., “Fatigue Strength of Hot-Rolled Reinforcing Bars”, ACI Journal, Vol. 68, No. 33, 169-179, 1971.
- [8] Jhamb, I.C., “Fatigue of reinforcing bars”, Dissertation, University of Alberta, 1972, Edmonton, Canada.
- [9] Martin, H., Schießl, P., “Untersuchungen zur Dauerschwingfestigkeit von dispersionsgehärteten Betonrippenstählen BSt 50/55 mit III U- und IV U-Profilierung”, Institut für Betonstahl und Stahlbetonbau e. V., No. 18574, 1974, München.
- [10] Martin, H., Schießl, P., “Dauerschwingfestigkeit von unbehandelten Betonstählen - Zusammenfassender Überblick über Versuchsergebnisse und theoretische Erkenntnisse - Stand Februar 1975”, Institut für Betonstahl und Stahlbetonbau e. V., No. Sch/K 105/75, 1975, München.
- [11] Helgason, T., Hanson, J.M., Somes, N.F., Corley, W.G., Hognestad, E., “Fatigue strength of high-yield reinforcing bars”, Report No. 164 part 1, National Cooperative Highway Research (NCHR) – project 4-7 and 4-7/1, 1976.
- [12] Zheng, H., Abel, A., “Stress concentration and fatigue of profiled reinforcing steels”, International Journal of Fatigue, Vol. 20, No. 10, 767-773, 1998.
- [13] DIN 50100:2016-12 “Load controlled fatigue testing - Execution and evaluation of cyclic tests at constant load amplitudes on metallic specimens and components”, Beuth Verlag, 2016, Berlin.
- [14] Gehlen, Ch., Osterminski, K., Weirich, T.: „High-cycle fatigue behaviour of reinforcing steel under the effect of ongoing corrosion“, Structural Concrete, Vol. 17, No. 3, 2016, pp. 329-337.
- [15] Weirich, T.: Ermüdungsverhalten des Betonstahls unter Berücksichtigung möglicher Korrosionseinflüsse. Dissertation, Universität Stuttgart, 2013

C-A-S-H-Phase – dauerhafter als C-S-H?

Linda Irbe*, Robin E. Beddoe, Harald Hilbig, Detlef Heinz¹

¹Technische Universität München, Professur Gesteinshüttenkunde

Konzept

Der Einsatz von aluminiumhaltigen Zusatzstoffen in Zementen und Betonen, wie z.B. Flugasche, Hüttensand, Metakaolin oder getemperte Tone, erhöht den Gehalt an Aluminium im Bindemittel gegenüber reinem Portlandzement. Dadurch bilden sich bei der Hydratation des Bindemittels festigkeitsbildende C-S-H-Phasen mit einem höheren Aluminiumanteil. Die Eigenschaften dieser C-A-S-H-Phasen sind für die Dauerhaftigkeit von Betonbauteilen von zentraler Bedeutung, weil diese Phasen immer direkt oder indirekt an einer Schädigung beteiligt sind.

Abhängig vom Anwendungsgebiet werden Betonbauteile je nach Exposition von gelösten Stoffen wie Sulfaten, Alkalien, Säuren und Chloriden angegriffen oder durch CO₂ carbonatisiert, was ihre Lebensdauer verkürzt bzw. kostenintensive Sanierungsmaßnahmen verursacht. Lösungs- und Bildungsvorgänge führen zu Änderungen in der Phasenzusammensetzung des erhärteten Bindemittels und damit meist zu einer Verschlechterung der Festigkeit und Stabilität der Bauteile. Der Einfluss von Aluminium auf die chemische Stabilität von C-A-S-H und die Verfügbarkeit von Aluminium für Reaktionen bei einem chemischen Angriff sind allerdings wenig verstanden. Dieses Wissen ist aber von zentraler Bedeutung für die Dauerhaftigkeit von Betonbauteilen und die Entwicklung optimierter Bindemittelzusammensetzungen.

In den bisherigen Studien zum chemischen Angriff wurden Lagerungsversuche stets an den polyphasigen Systemen, wie sie in den Zementmörteln oder Betonen vorliegen, durchgeführt. Solche Systeme stellen mehrere Aluminiumquellen zur Verfügung, weshalb eine Verfolgung der Aluminiummigration nur indirekt möglich und dadurch mit größeren Fehlern behaftet ist. Aus diesem Grund wurden in dieser Arbeit reine C-(A)-S-H-Phasen hergestellt und in vier Lagerungsserien verschiedene Angriffsszenarien experimentell nachgestellt: Sulfatangriff, schädigende AKR, Carbonatisierung und Säureangriff. Die durchgeführten Versuche schließen physikalische Einflüsse wie Diffusion bzw. Transport aus und erlauben eine direkte Zuordnung der Vorgänge im reinen System. Die dabei gewonnenen experimentellen Ergebnisse lieferten grundlegende Erkenntnisse über Änderungen in der Nanostruktur von C-A-S-H bei verschiedenen chemischen Angriffen sowie Unterschiede und Gemeinsamkeiten zu C-S-H.

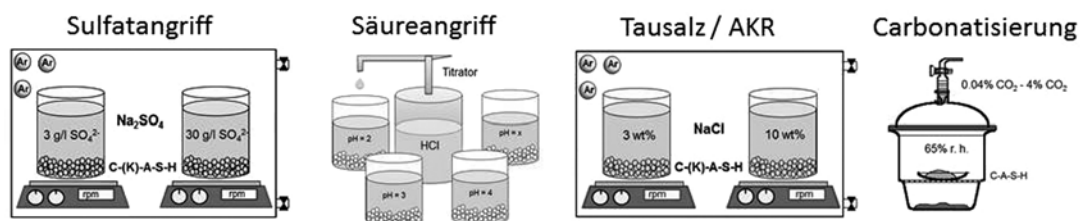


Abb.1. Übersicht von den experimentell nachgestellten chemischen Angriffsszenarien auf Beton.

Sulfatwiderstand von Beton – bald modellierbar?

Matthias Wagner*, Christoph Zausinger, Robin E. Beddoe, Detlef Heinz¹
¹Technische Universität München, Professur für Gesteinshüttenkunde

Kurzfassung

Computergestützte Vorhersagen des Materialverhaltens von Beton bei externem Sulfatangriff können für die Beurteilung der Dauerhaftigkeit eines entsprechend beanspruchten Bauteils hilfreich sein. Geeignete Modelle sollten einerseits die Lebensdauer von bestehenden Bauwerken vorhersagen und andererseits Aussagen darüber treffen, welche Bindemittel für eine beabsichtigte Anwendung bestmöglich geeignet sind. Der vorliegende Beitrag befasst sich mit der mechanischen finite-Elemente-Modellierung (FEM) der Expansionsspannungen innerhalb von Probekörpern mit unterschiedlicher Geometrie. Da das Verhalten bei externem Sulfatangriff im Rahmen von Laborprüfungen wie dem SVA-Verfahren vergleichsweise detailliert erfasst wird, dienen experimentelle Ergebnisse dieser Dehnungsmessungen als Teil der Parametrisierung des Modells, weitere Parameter können aus der Porosität der Probe und Sulfateindringprofilen gewonnen werden. Zur Parametrisierung muss geprüft werden, dass sich ggf. ändernde Schädigungsmechanismen im Verlauf des betrachteten Laborversuchs auch im Modell niederschlagen. Die vorliegenden Ergebnisse bilden daher zunächst ausschließlich das Flachprisma im SVA-Test bis zum Entstehen von makroskopisch sichtbaren Rissen nach, welche den Transport von Sulfat in die Probe beschleunigen und den Widerstand des Gefüges gegen entstehende Expansionsspannungen herabsetzen würde. Zur Feststellung eines solchen Wechsels des angreifenden Mechanismus wurde die Streuung der Dehnungsraten gleicher Probekörper herangezogen. Die FE-Modellierung verschiedener Probekörpergeometrien könnte zunächst einen Beitrag dazu liefern, die Ergebnisse von verschiedenen Prüfverfahren des Sulfatwiderstands besser miteinander vergleichen zu können.

1. Sulfatangriff unter Laborbedingungen

Der Widerstand eines Bindemittels gegenüber dem externen, treibenden Sulfatangriff wird momentan durch nicht genormte Prüfverfahren bestimmt, z.B. das in Deutschland verbreitete SVA-Verfahren in Anlehnung an das Prüfverfahren nach Wittekindt. Die Prüfung des Sulfatwiderstands beruht dabei neben der Betrachtung des dynamischen E-Modul vor allem auf der Messung der Längendehnung von Flachprismen, wobei das Ergebnis als Mittelwert der Längendehnung von mindestens drei Probekörpern vorliegt. Die Beurteilung des Sulfatwiderstands erfolgt bei dieser Art von Prüfverfahren danach, ob die mittlere Längendehnung (abzüglich einer Referenzmessung ohne Sulfateinfluss) nach einer definierten Lagerungsdauer in der Sulfatlösung einen festgelegten Grenzwert überschreitet oder nicht. Dabei ist es unerheblich, ob der Dehnungsgrenzwert bereits bei gleichzeitiger gefügeschädigender Rissbildung im Probekörper erreicht wurde. In bisherigen Untersuchungen zum Mechanismus des externen Sulfatangriffs wurde eine zweiphasige Entwicklung der Dehnungsänderung frei in Sulfatlösung gelagerter Probekörper beobachtet, zunächst eine Phase mit langsamer Dehnung, gefolgt von einer Phase rascher Ausdehnung mit letztendlicher Zerstörung des Probekörpers durch Rissbildung [1]. Bei der Untersuchung an Feinmörtel- und Zementsteinflachprismen unter SVA-Test-ähnlichen Versuchsbedingungen konnte beobachtet werden, dass die Phase der raschen Dehnungsänderung von einem charakteristischen Bruchversagen der Flachprismen begleitet wird, insofern die Probekörper auch im Bereich der Messzapfen untereinander über ein repräsentatives Gefüge verfügen, was bei einem Größtkorn des Zuschlags von $\leq 0,5$ mm gegeben war [2].

2. Modellierung verschiedener Probekörpergeometrien

Je höher der Sulfatwiderstand eines Bindemittels gegen externen Sulfatangriff, desto länger sollte die Lebensdauer des Flachprismas in einer Sulfatlösung bis zum Bruchversagen betragen, vorausgesetzt das Gefüge ist im gesamten Probekörper repräsentativ homogen (siehe oben). Damit ist der qualitative Vergleich von verschiedenen Bindemitteln untereinander möglich, der quantitative Vergleich in Bezug auf eine reale Bauteilgeometrie hingegen sehr schwierig, da das Materialversagen keineswegs linear hochskaliert werden kann, z.B. [3]. Der Modellierungsansatz des hier beschriebenen Projektes besteht daher darin, den externen Sulfatangriff auf verschiedene Probekörpergeometrien zu modellieren, wobei diese Probekörpergeometrien analog im Laborversuch betrachtet werden. Ziel ist es, das Modell so zu parametrisieren, dass es die Laborergebnisse für die verschiedenen Geometrien (z.B. Flachprisma und Hohlzylinder) gleichermaßen reproduzieren kann. Dies könnte es ermöglichen, andere Bauteilgeometrien, deren Betrachtung des Sulfatangriffs im Labor sehr aufwändig wäre, hinsichtlich ihrer Lebensdauer unter Sulfatbeanspruchung beurteilen zu können.

Im Rahmen des Projektes wurde ein erstes FE-Modell zur Betrachtung des Sulfatangriffs auf ein Flachprisma mit Messzapfen (10 x 40 x 160 mm) sowie eines Hohlzylinders ($l = 70$ mm, $\varnothing_{\text{außen}} = 30$ mm, Wandstärke = 2,5 mm; mit und ohne Dehnungsbehinderung durch Kraftmessstab, siehe [1]) entwickelt. Bei diesem Ansatz werden die im Laborversuch gemessenen Längendehnungen nachgestellt, indem von außen expansiv wirkende Ebenen in den Probekörper hinein fortschreiten. Dies entspricht der Vorstellung einer von außen nach innen fortschreitenden „Bildungsfront“ von Ettringit, wie sie in Laborversuchen beobachtet wurde [4]. Das Modell wurde so parametrisiert, dass die im Labor gemessenen Längenänderungen von Flachprismen und Hohlzylindern (mit und ohne Dehnungsbehinderung) mit fortschreitender Expansionsfront reproduziert werden.



Abb. 1: Vergleich der Rissbildung im Bereich der Messzapfen eines Zementstein-Flachprismas in Laborversuch (links) und FE-Modell (rechts, Spannungsverteilung). Die Lagerung des Probekörpers im Laborversuch fand analog dem SVA-Verfahren in einer Natriumsulfatlösung ($\beta(\text{SO}_4^{2-}) = 30$ g/L) statt. Das Bindemittel ($w/b = 0,5$) des Flachprismas wurde aus 64 M.-% CEM I 42,5 R und 36 M.-% Hüttensand hergestellt.

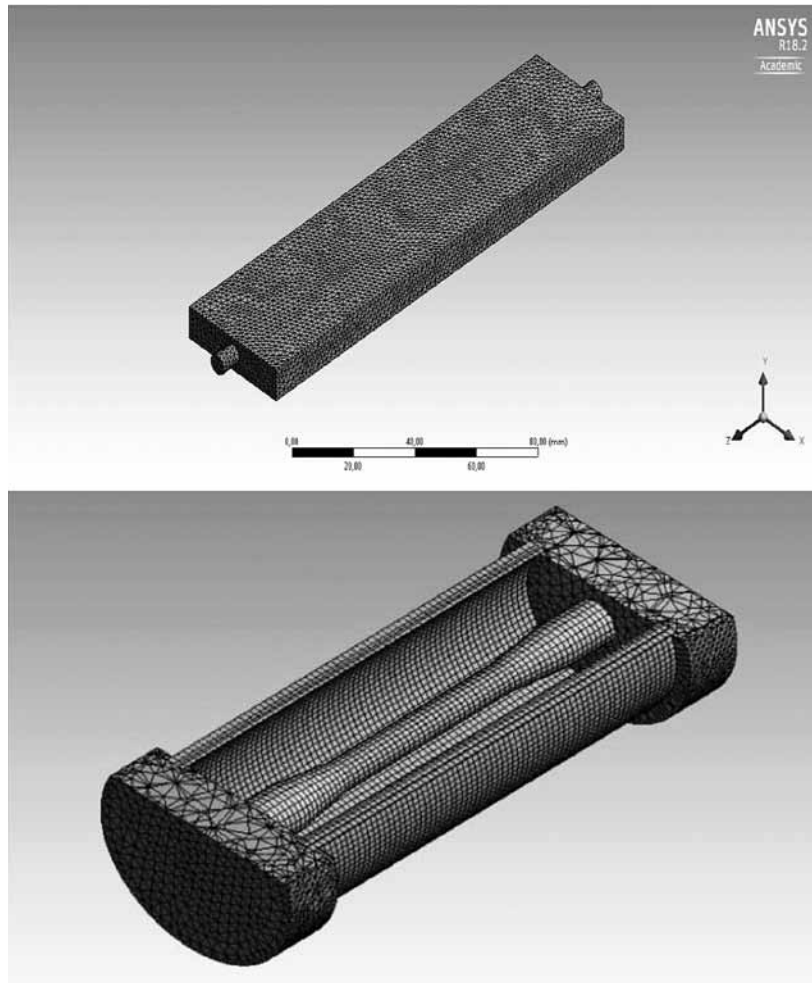


Abb. 2: FE-Netzmodelle eines Flachprismas (oben) und eines Hohlzylinders mit Dehnungsbehinderung durch einen Kraftmessstab (Schnitt, unten)

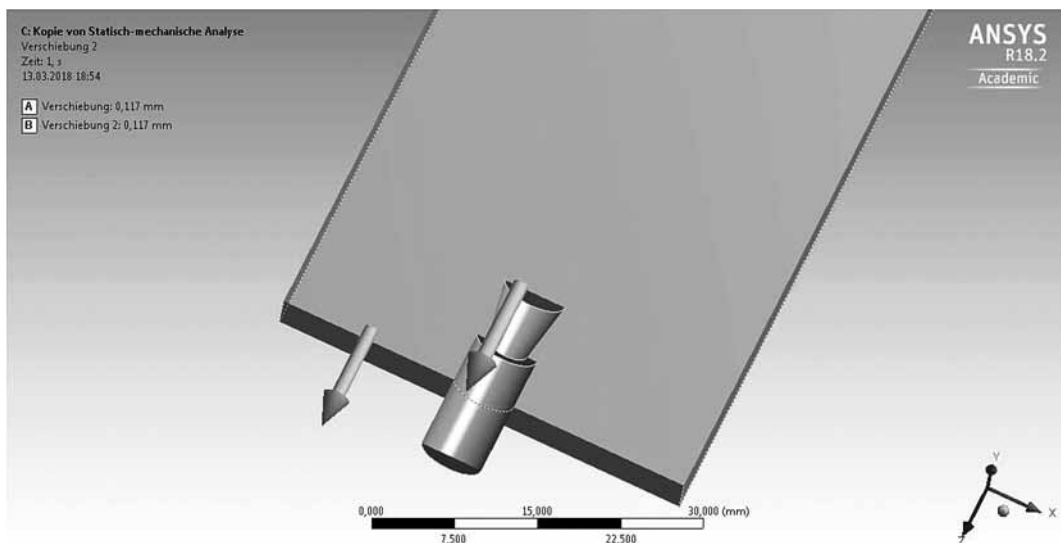


Abb. 3: Detail der Messzapfengeometrie im FE-Modell

Die FE-Modellierung des externen Sulfatangriffs auf das Flachprisma und den Hohlzylinder ergab, dass für beide Probekörpergeometrien eine spezifische Probentiefe existiert, ab derer ein weiteres Fortschreiten der Expansionsfront zu deutlich erhöhter Expansionsspannung im Probekörpergefüge führt. Für die Flachprismengeometrie liegt diese kritische Expansionsfronttiefe bei etwa 1,8 mm unterhalb der Probekörperoberfläche, bei Hohlzylindern bei etwa 1,2 mm.

An Hohlzylindern aus Laborversuchen wurde zum Zeitpunkt des Bruchversagens Material entnommen und mittels eines Präzisionstrenners ein Profil der Proben angefertigt. Mittels Laser-Ablations-gestützter Massenspektroskopie (LA-ICP-MS) konnte der Schwefelgehalt über die Probentiefe gemessen werden, was eine Aussage darüber ermöglicht, wie weit die Expansionsfront möglicherweise vorangeschritten sein könnte. Die Messung an einem Zementsteinhohlzylinder ergab, dass zum Zeitpunkt des Bruchversagens der Anstieg des Schwefelgehalts bis in eine Probentiefe von etwa 1,2 mm beobachtbar ist, was mit der in der FE-Modellierung festgestellten kritischen Expansionstiefe korreliert.

In Zukunft sollen mit Hilfe der an Flachprismen und Hohlzylindern gewonnenen Parametrisierung des FE-Modells Erkenntnisse über die Lebensdauer von komplexeren, im Laborversuch schwer messbaren Probekörpergeometrien ermöglichen. Als Beispiel dafür wurde das Modell einer Raute mit dezentrierter zylindrischer Aussparung gewählt. Das Bruchversagen findet im FE-Modell zunächst an der Stelle der geringsten Materialdicke (links in Abb. 4) zum Zeitpunkt des sprunghaften Anstiegs der Expansionsspannung statt, was im Modell einer Expansionsfronttiefe von etwa 3,4 mm entspricht. Bei hinreichender Datenmenge bezüglich des Voranschreitens der Expansionsfront für ein bestimmtes Bindemittel könnte damit der Versagenszeitpunkt der Rautengeometrie vorhergesagt werden. Erste Versuchsergebnisse deuten auf diese Vorhersagbarkeit hin, sind aber statistisch noch nicht belastbar. Im konkreten Fall trat das Bruchversagen für Zementsteinflachprismen einer bestimmten Bindemittelrezeptur aus 64 M.-% CEM I 42,5 R und 36 M.-% Hüttensand im Laborversuch nach 39 ± 3 d Lagerungsdauer in Natriumsulfatlösung auf, für die entsprechende Rautenprobe hingegen erst nach 74 ± 3 d, obwohl die Materialstärke an der Bruchstelle im Fall der Raute mit 8 mm geringer war als beim Flachprisma (10 mm). Dies korreliert mit den modellierten kritischen Expansionstiefen.

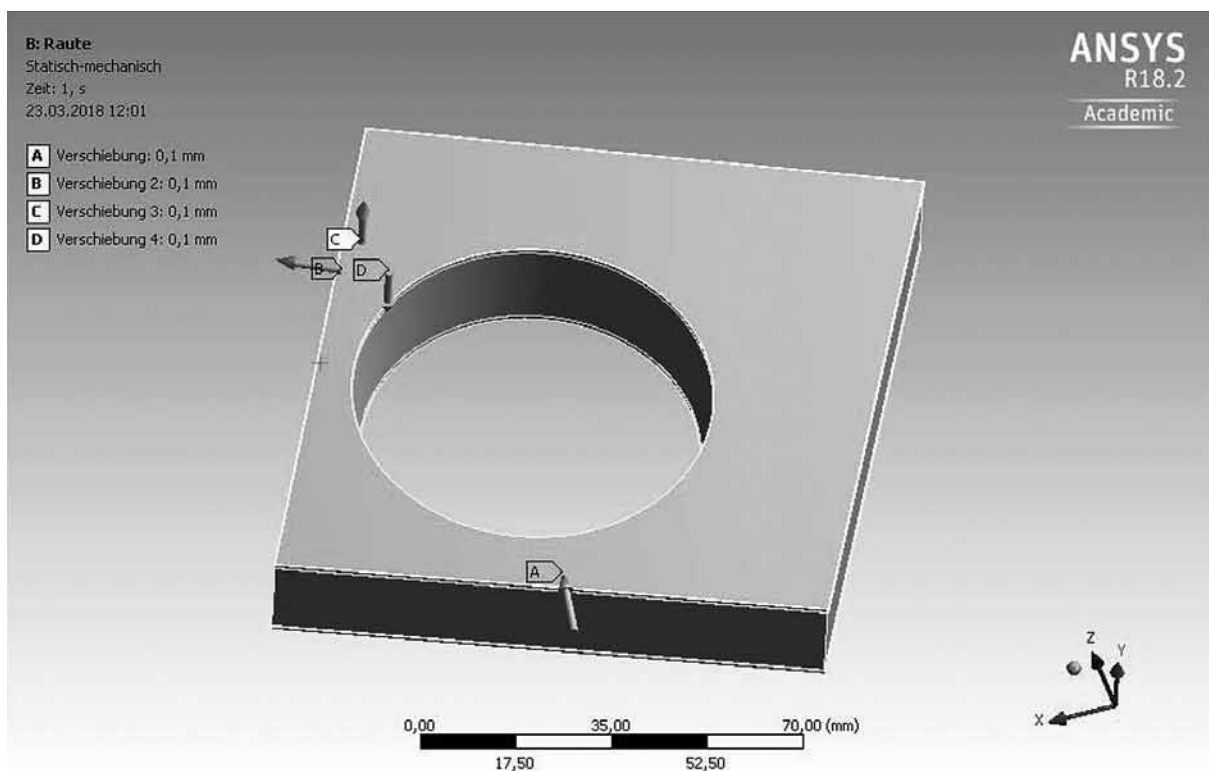


Abb. 4: Beispiel für eine komplexe Probekörpergeometrie als FE-Modell

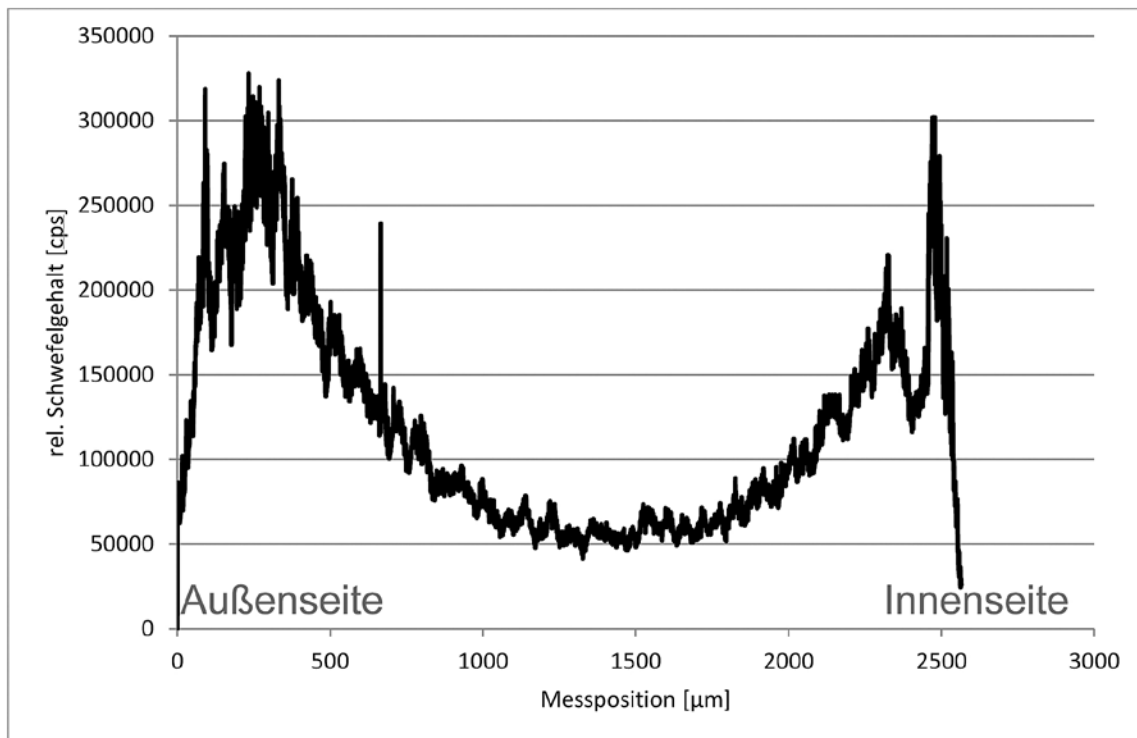


Abb. 5: Schwefelprofil durch einen Hohlzylinder (ohne Dehnungsbehinderung) zum Zeitpunkt des Bruchversagens nach 63 d Lagerungsdauer in Natriumsulfatlösung ($\beta(\text{SO}_4^{2-}) = 30 \text{ g/L}$). Es handelt sich um einen Zementsteinhohlzylinder aus 64 M.-% CEM I 42,5 R und 36 M.-% Hüttensand.

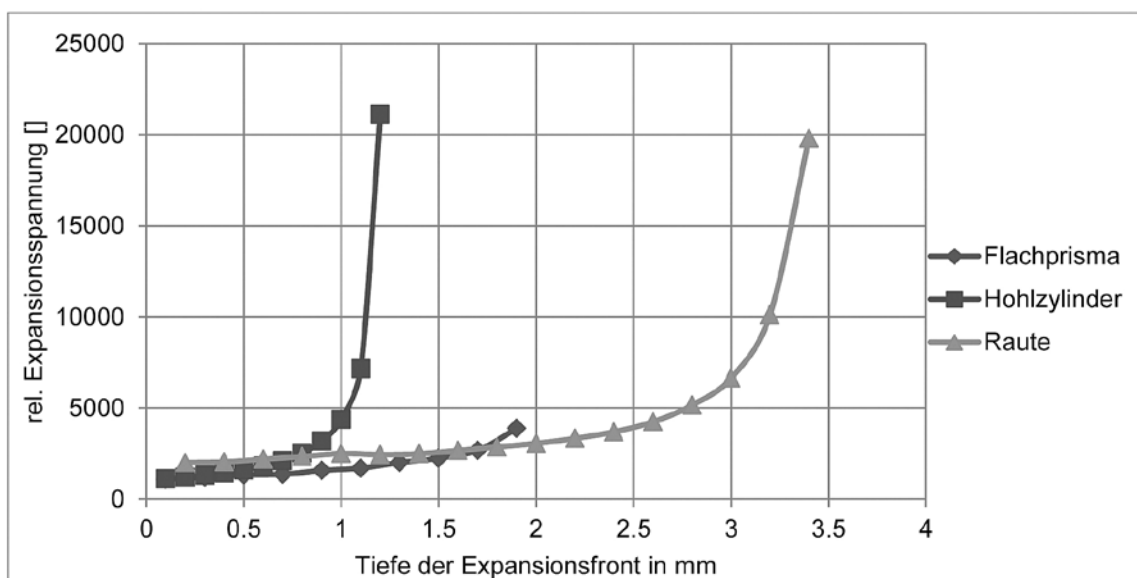


Abb. 6: Entwicklung der relativen Expansionsspannung bei externem Sulfatangriff für verschiedene Probekörpergeometrien in Abhängigkeit von der Tiefe der Expansionsfront. Gemäß dem Modell ergibt sich dabei für gleiche Bindemittel eine qualitative zeitliche Abhängigkeit des Bruchversagens gemäß dem Erreichen der kritischen Expansionsfront. Der quantitative Zusammenhang ist momentan noch nicht geklärt, beruht aber wahrscheinlich auf dem entsprechenden Diffusionsprozess der eindringenden Sulfationen.

3. Zusammenfassung aus Ausblick

Mit Hilfe eines Finite-Elemente-Modells konnten verschiedene Probekörpergeometrien hinsichtlich der Entwicklung der Expansionsspannungen innerhalb des Probekörpers während des externen Sulfatangriffs untersucht werden. Dabei konnten Laborergebnisse bezüglich des Zeitpunktes des Bruchversagens bei Lagerung in Natriumsulfatlösung qualitativ reproduziert werden. Momentan ist das Modell auf das Materialverhalten bis zur Entstehung erster makroskopischer Risse infolge des Sulfatangriffs beschränkt, da das verwendete Expansionsfrontmodell ab dem Zeitpunkt der Rissbildung diese auch als Geometrieelement mit beinhalten müsste. Eine entsprechende Erweiterung ist in Zukunft denkbar.

Das Modell soll nun auf Basis weiterer experimenteller Ergebnisse so parametrisiert werden, dass die verschiedenen Probekörpergeometrien zuverlässig modellierbar sind. Die Parametrisierung wird dabei insbesondere mit Hilfe der Ergebnisse von Laserablations-basierter Massenspektroskopie erfolgen.

Ein zuverlässiges FE-Modell des externen Sulfatangriffs könnte dazu beitragen, experimentelle Ergebnisse verschiedener Laborversuche mit verschiedenen Probekörpergeometrien untereinander besser vergleichen und interpretieren zu können, insbesondere auch in Bezug auf die Ergebnisse verschiedener Prüfverfahren des Sulfatwiderstands eines Bindemittels.

Literatur

- [1] Müllauer, W.; Beddoe, R.E.; Heinz, D.: Sulfate Attack Expansion Mechanisms, *Cem. Concr. Res.* 52 (2013), S. 208 – 215.
- [2] Wagner, M.; Beddoe, R.E.; Urbonas, L.; Heinz, D.: External Sulfate Attack on an OPC-GGBS Binder System: Effect of Aluminium Content and Sample Geometry, *ibausil* (2018), Weimar.
- [3] Ferraris, C. F.; Clifton, J. R.; Stutzman, P. E.; Garboczi, E. J.: Mechanisms of the degradation of portland cement- based systems by sulfate attack, in Scrivener, K.L.; Young, J.F. (ed.): *Mechanisms of Chemical Degradation of Cement-based Systems* (1997), E & FN Spon, London.
- [4] Stroh, J.; Meng, B.; Emmerling, F.: Monitoring of Sulfate Attack on Hardened Cement Paste Studied by Synchrotron XRD, *Solid State Sciences* 48 (2015), S. 278 – 285.

Alkali-Kieselsäure-Reaktion in Beton

Bewertung der Reaktivität von Graniten

Kai Fischer*¹, Liudvikas Urbonas², Detlef Heinz²

¹Landesstraßenbaubehörde Sachsen-Anhalt

²Technische Universität München, Professur Gesteinshüttenkunde

Kurzfassung

Granit stellt in einigen Regionen – v.a. Bayern, Sachsen und Baden-Württemberg – einen wichtigen Rohstoff zur Herstellung von Gesteinskörnungen dar, die sich hervorragend zur Verwendung in Beton eignen – insbesondere in Fahrbahndeckenbeton. Bundesweit waren v. a. Fahrbahndecken aus Beton innerhalb der vergangenen 10 bis 20 Jahre von zahlreichen Schäden in Folge einer Alkali-Kieselsäure-Reaktion (AKR) betroffen. Zur Vermeidung künftiger AKR-Schäden, sind sämtliche infrage kommenden Gesteinskörnungen einer AKR-Prüfung gemäß dem Allgemeinen Rundschreiben Straßenbau 04/2013 (ARS 04/13) zu unterziehen – auch Gesteinskörnungen aus Granit. Im Gegensatz zu typisch AKR-verursachenden Gesteinsarten, wie Rhyolith, Grauwacke oder Kiesen aus Mitteldeutschland, gibt es zu Graniten nur wenige bekannte AKR-Schadensfälle und es existieren keine weitreichenden Erfahrungen zum Verhalten der Gesteinsart Granit in den einschlägigen AKR-Prüfverfahren der national anzuwendenden Regelwerke. Eine praxismgerechte Bewertung von Graniten durch die Laborprüfung ist aber nicht nur zur Vermeidung von AKR-Schäden wichtig, sondern auch zur sicheren Auswahl geeigneter, lokal verfügbarer Gesteinsmaterialien erforderlich. Zur Verkleinerung der Erfahrungslücke wurden daher AKR-Prüfungen nach Alkali-Richtlinie und nach dem ARS 04/13 unter der Verwendung von drei Graniten durchgeführt, die in Fahrbahndecken aus Beton verwendet werden und mit denen keine AKR-Schäden bekannt sind. Diese positiven Erfahrungen mit den Graniten in der Baupraxis bilden sich in der Laborprüfung jedoch nicht ab. Die durch eine AKR verursachten Dehnungen geprüfter Fahrbahndeckenbetone mit Granit überschreiten allesamt die zu Grunde gelegten Grenzwerte. Vor diesem Hintergrund sind diese Gesteinskörnungen aus Granit gemäß ARS 04/13 so lange von einer Verwendung in Fahrbahndeckenbeton auszuschließen, bis ein zuverlässiger Abgleich zwischen Erfahrungswerten reell beanspruchter Fahrbahndecken aus Beton und äquivalenten im Labor geprüften Betonen möglich ist.

1. Einleitung

Schädigungen von Betonbauwerken in Folge einer AKR stellen in vielen Regionen Deutschlands ein großes Dauerhaftigkeitsproblem dar. Insbesondere Fahrbahndecken und Flugbetriebsflächen aus Beton, aber auch Ingenieurbauwerke im Sprühnebelbereich, wie Brücken, sind aufgrund ihrer Exposition AKR-fördernden Umwelteinflüssen ausgesetzt. Allein über 200 km Richtungsfahrbahn auf Bundesautobahnen in Sachsen-Anhalt waren bzw. sind von AKR-Schäden betroffen, deren Erhaltung bzw. Erneuerung rd. 230 Mio.€ (2008 – 2017) in Anspruch genommen haben [1]. Die Schwierigkeit im Umgang mit der AKR besteht darin, dass Schädigungsanzeichen frühestens fünf Jahre nach Herstellung der Bauwerke erkennbar sind. Abhängig vom Ausmaß der irreversibel voranschreitenden Schädigung, ist eine entsprechende Erhaltungsmaßnahme – im schlimmsten Fall sogar eine grundlegende Erneuerung – des AKR-geschädigten Bauwerks notwendig. Zur Vermeidung derartiger Szenarien sind dem Bau von Betonbauwerken der Feuchtigkeitsklassen WO (trocken), WF (feucht) und WA (feucht + Alkalizufuhr) die Anforderungen gemäß *DAfStb-Richtlinie – Vorbeugende Maßnahmen gegen schädigende Alkalireaktion im Beton* (Alkali-Richtlinie) [2] zugrunde gelegt. Da das Schadpotential einer AKR maßgeblich von der Reaktivität der groben Gesteinskörnung abhängt, sind gesteinstypabhängige AKR-Prüfmethoden anzuwenden, um die Alkaliempfindlichkeit einer Gesteinskörnung

zu beurteilen. Aufgrund nachgewiesener Schadensfälle in der Baupraxis (in Deutschland) sind für Kiese mit schnell-reagierenden Gesteinen (Opalsandstein, Flint oder Kieselkreide) sowie für langsam-reagierende Gesteine (Grauwacken, Rhyolith, mitteldeutsche Kiese und oberrheinischen Kiessplitt) spezielle Laborprüfverfahren anzuwenden, um ein Gesteinsvorkommen als bedenklich oder unbedenklich einzustufen. Sämtliche weitere in Deutschland vorkommende natürliche Gesteinsarten – z. B. Granit – sind aufgrund ihrer petrographischen Zusammensetzung ohne weitere Prüfung als alkaliempfindlich einzustufen, da für diese keine AKR-Schadensfälle bekannt sind. Gleichwohl sind AKR-Schäden durch granitische Gesteine bekannt, allerdings ausschließlich in Bauwerken der Feuchtigkeitsklasse WS (feucht + Alkalizufuhr + dynamische Beanspruchung), d.h. in Fahrbahndecken oder Flugbetriebsflächen aus Beton. Auch mit zahlreichen weiteren – nach Alkali-Richtlinie als unbedenklich eingestuft – Gesteinsarten, sind AKR-Schäden in der Fahrbahndecke nachgewiesen wurden [3]. Aus diesen Zusammenhängen wurden die Schlussfolgerungen gezogen, dass die Prüfverfahren nach Alkali-Richtlinie, die erhöhte AKR-fördernde Beanspruchung, durch Tausalzeinwirkung in Kombination mit den hohen dynamischen Lasten aus Verkehr, nicht zweifelsfrei abbilden [4, 5]. Für Gesteinskörnungen die in Fahrbahndeckenbetonen verwendet werden sollen, gelten daher die TL Beton-StB [6] mit dem darin enthaltenen *Allgemeinen Rundschreiben Straßenbau Nr. 04/2013: Vermeidung von Schäden an Fahrbahndecken aus Beton in Folge von Alkali-Kieselsäure-Reaktion (ARS 04/13)* [7]. Danach sind sämtliche Gesteinskörnungen mit einem Größtkorn > 2 mm einer erfolgreichen AKR-Performance-Prüfung gemäß ARS 04/13 [7] zu unterziehen, um diese in Fahrbahndeckenbetonen verwenden zu können. Trotz des jahrzehntelangen Einsatzes in Fahrbahndecken aus Beton und vereinzelt AKR-Schäden, existieren keine weitreichenden Erfahrungen zum Verhalten der Gesteinsart Granit in den einschlägigen AKR-Prüfverfahren. Vor diesem Hintergrund werden in diesem Beitrag Ergebnisse zum Verhalten von Gesteinskörnungen aus Granit in AKR-Prüfverfahren nach Alkali-Richtlinie und nach dem ARS 04/13 präsentiert.

2. Ausgangsstoffe

Für das Versuchsprogramm wurden drei Granite aus Bayern verwendet, mit denen keine AKR-Schäden in Betonfahrbahndecken oder anderen Betonbauwerken bekannt sind. Als AKR-empfindliche Referenzgesteinskörnung wurde eine präkambrische Grauwacke aus der Oberlausitz verwendet.

Die Kurzbezeichnungen und mineralogischen Zusammensetzungen der groben Gesteinskörnungen (Fraktionen 2-8 mm) sowie des WS-Prüfsandes 0-2 mm (Sand 1), der in den Fahrbahndeckenbetonen verwendet wurde, sind in Tabelle 1 aufgeführt. Auf potentiell alkaliempfindliche Bestandteile, die in Graniten auftreten können und anhand lichtmikroskopischer Untersuchungen festgestellt werden können, wird in einigen Veröffentlichungen verwiesen [8-10]. Dazu gehören vor allem Stressquarze, mikrokristalline Quarze, Myrmekite (Verwachsungen zwischen mikrokristallinem, wurm- bis tropfenförmigem Quarz mit Feldspat), Deformationsstrukturen (z.B. orientierte Mineralphasen) sowie Mikrorissbildung im Quarz. In Granit 3 (Abbildung 1) und – in einem augenscheinlich geringeren Anteil auch in Granit 2 – sind derartige petrographische Merkmale erkennbar. In Granit 1 waren keine potentiell alkaliempfindlichen Bestandteile feststellbar.

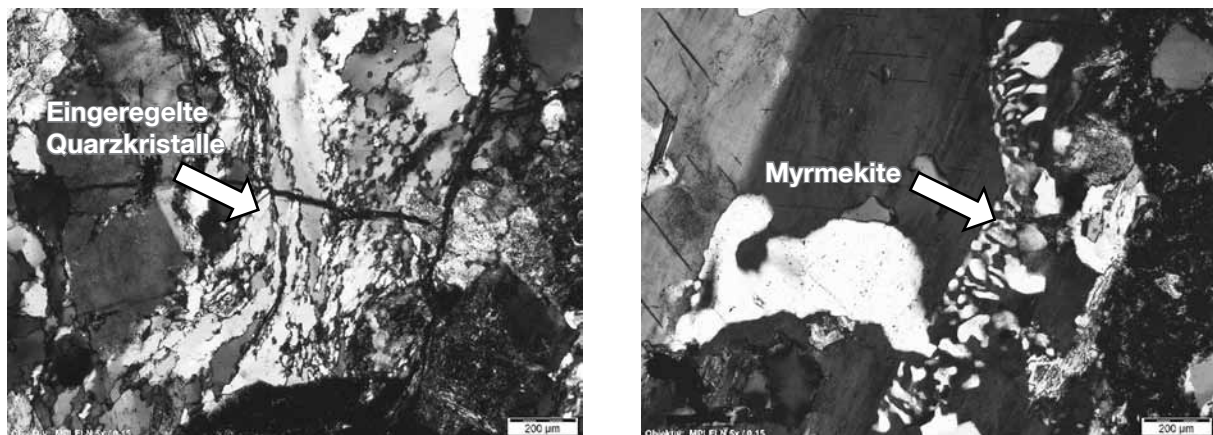


Abbildung 1: Korn von Granit 3 mit Deformationsstrukturen die anhand orientierter bzw. eingeregelter z.T. mikrokristalliner Quarzkristalle erkennbar sind. Orientierungsrichtung ist durch den gelben Pfeil angezeigt (links). Korn von Granit 3 mit myrmekitischen Verwachsungen zwischen tropfen- bis wurmförmigem Quarz und Feldspat (rechts).

Tabelle 1: Mineralogische Zusammensetzung der verwendeten groben Gesteinskörnungen und der des WS-Prüfsandes Sand 1 (quantitative XRD mittels Rietveld-Verfeinerung)

Mineralphase	Granit 1	Granit 2	Granit 3	Grauwacke	Sand 1
Plagioklas An ₀₋₁₆ ¹	27,4	25,4	23,7	29,5 ⁴	n.d. ³
Plagioklas An ₈₅₋₁₀₀ ²	1,4	2,7	n.d. ³		n.d.
Kalifeldspat	28,5	19,1	33,2	5,6	6,8
Chlorit	2,7	3,9	1,2	4,2	n.d.
Muskovit + Biotit	4,0	10,3	4,2	16,0	n.d.
Quarz	35,9	37,4	37,7	36,2	93,2
Dolomit	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.
Calcit	n.d.	1,2	n.d.	n.d.	n.d.
Pyroxen	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.
Amorpher Anteil	n.d.	n.d.	n.d.	8,6	n.d.

An – Anorthitanteil; 1 – natriumreicher Plagioklas; 2 – natriumarmer Plagioklas;
3 – nicht detektiert; 4 – Plagioklase nicht differenziert

3. Versuchsprogramm

Mit den Gesteinskörnungen wurden die nachfolgend aufgelisteten AKR-Prüfverfahren nach Alkali-Richtlinie [2] und nach dem ARS 04/13 [7] durchgeführt.

Prüfungen nach Alkali-Richtlinie

- Schnellprüfverfahren gemäß Anhang B.2
- Betonversuch mit Nebelkammerlagerung bei 40 °C (Referenzverfahren) gemäß Anhang B.3
- 60 °C-Betonversuch über Wasser (Alternativverfahren) gemäß Anhang C

Prüfungen für Anwendung in Fahrbahndeckenbeton (nach ARS 04/13)

- 60 °C-Betonversuch mit NaCl-Zufuhr nach Müller et al. [11]

Das Prozedere des 60 °C-Betonversuchs mit NaCl-Zufuhr ist in Tabelle 2 zusammengefasst. Die Zusammensetzungen der hergestellten Betone für die AKR-Prüfungen nach Alkali-Richtlinie [2] und nach dem ARS 04/13 [7] sind in Tabelle 3 gegenübergestellt.

Vorgang	Dauer [d]	Exposition
Vorlagerung (28 Tage)	1 d	in Schalung; 20 °C 100 % r.F.
	7 d	20 °C / 100 % r.F.
	14 d	20 °C ; 65 % r.F.
	6 d	60 °C ; 100 % r.F.
	1 d	20 °C / 100 % r.F. (Längenmessung)
Zyklische Wechsella- gerung (10 x 14 Tage)	5 d	60 °C (Trocknung)
	2 d	20 °C; eingetaucht in NaCl-Lösung (3% NaCl, 10% NaCl)
	6 d	60 °C ; 100 % r.F.
	1 d	20 °C / 100 % r.F. (Längenmessung)

Tabelle 2: Lagerung und Beanspruchung von Betonbalken 280 mm x 75 mm x 75 mm (3 Stück) im 60 °C-Betonversuch mit NaCl-Zufuhr nach Müller et al. [11]

Ausgangsstoffe	Einheit	Nebelkammerlagerung / 60 °C-Betonversuch	60 °C-Betonversuch mit NaCl-Zufuhr WS-Grundprüfungsrezeptur (Wasch- beton 0/8 mm)
		Alkali-Richtlinie	ARS 04/2013
Zementart	-	„AKR-Prüfzement“ CEM I 32,5 R	„WS-Prüfzement“ CEM I 42,5 N
Na ₂ OÄqu.	M.-%	1,30	0,79
Zementgehalt	kg/m ³	400	430
w/z-Wert	-	0,45	0,45
Luftgehalt	Vol.-%	1,5	5,5, - 6,5
0/2 mm Sand	Vol.-%	30	30
2/8 mm Splitt	Vol.-%	40	70
8/16 mm Splitt	Vol.-%	30	0

Tabelle 3: Verwendete Rezepturen für die AKR-Betonprüfungen gemäß Alkali-Richtlinie [2] und gemäß ARS 04/2013 (WS-Grundprüfungsrezeptur für Waschbeton 0/8 mm) [7]

4. Ergebnisse

Wie bereits im Kap. 1 erwähnt, sind Gesteinskörnungen aus Granit nach Alkali-Richtlinie aufgrund ihrer petrographischen Zusammensetzung als unempfindlich hinsichtlich eines AKR-Risikos einzustufen. Anhand der Prüfergebnisse lässt sich die pauschale Unbedenklichkeit des Gesteinstyps Granit nicht bestätigen. Die Dehnungen der geprüften Mörtelprismen im Schnellprüfverfahren liegen für alle Kornfraktionen des Granits 3 mit rd. 1,3 mm/m nach 13 Tagen über dem Grenzwert von 1,00 mm/m (Abbildung 2). Auch die Dehnungen des Granits 2 (Fraktion 2-8 mm) überschreiten den mit 1,05 mm/m den Grenzwert. Die Mörtelprismen mit der Grauwacke erreichen Expansionen von 2,9 mm/m. Einzig Granit 1 unterschreitet mit rd. 0,45 mm/m den Grenzwert. Eine sichere Aussage zur AKR-Empfind-

lichkeit einer Gesteinskörnung, kann nach Grenzwertüberschreitung im Schnellprüfverfahren jedoch erst getroffen werden, wenn zusätzlich eine Betonprüfung nach mit der Nebelkammerlagerung bei 40 °C (Referenzverfahren) oder 60 °C-Betonversuch (Alternativverfahren) durchgeführt wird. Dabei sollten Referenz- und Alternativverfahren die gleiche Beurteilung liefern. Die Nebelkammerprüfungen waren zum Veröffentlichungszeitpunkt mit 230 von 270 Lagerungstagen noch nicht abgeschlossen. Gleichwohl können bereits Tendenzen festgestellt werden. Das hohe AKR-Potential der Grauwacke zeigt sich durch die hohen Dehnungen der Betonbalken in beiden Prüfverfahren (Abbildung 2 rechts und Abbildung 3 links) sowie anhand der Rissbreitentwicklung des Betonwürfels (Abbildung 3 rechts). Für alle drei Granite deutet sich hingegen ein divergentes Verhalten an. Während anhand des Verlaufs der Nebelkammerprüfungen zu erwarten ist, dass die Dehnungen der Betonbalken mit Granit den Grenzwert von 0,60 mm/m nach 270 d unterschreiten werden (Abbildung 3 links), ist eine eindeutige Überschreitung des Grenzwertes (0,30 mm/m nach 140 d) im 60 °C-Betonversuch vorhanden (Abbildung 2 rechts).

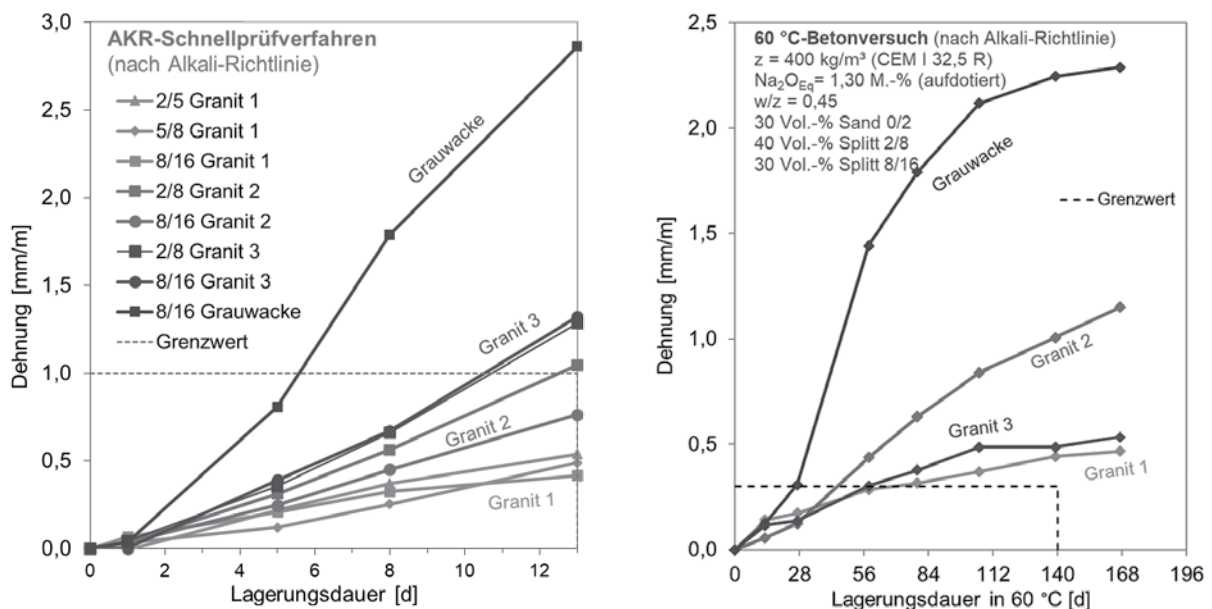


Abbildung 2: Ergebnisse verschiedener Kornfraktionen der untersuchten Gesteinskörnungen im Schnellprüfverfahren (links) und Ergebnisse des 60 °C-Betonversuchs nach Alkali-Richtlinie (rechts)

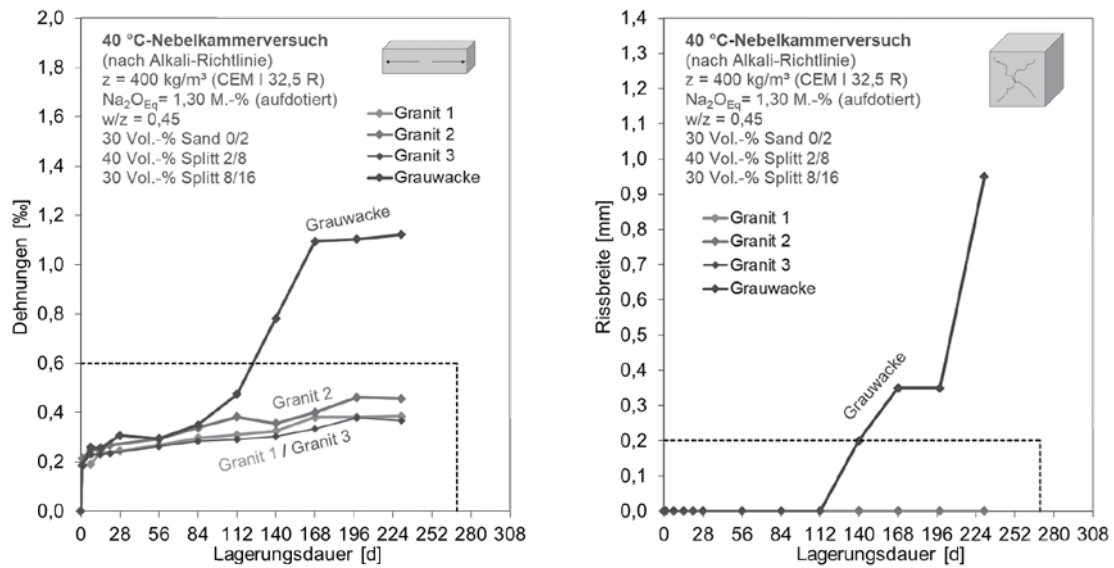


Abbildung 3: Dehnungen der Betonbalken 500 mm x 100 mm x 100 mm (links) und Rissbreitenentwicklung am Würfel mit Kantenlänge 300 mm (rechts) in der Nebelkammerlagerung bei 40 °C und 100 % r. F.

Im 60 °C-Betonversuch mit NaCl-Zufuhr werden je drei Betonbalken einer Beanspruchung mit 3% und 10% NaCl gemäß Tabelle 2 ausgesetzt. Wenn die mittleren Dehnungen der Probekörper nach 140 Tagen einen Wert von 0,30 mm/m für 3% NaCl bzw. 0,50 mm/m für 10% NaCl überschreiten, ist eine Verwendung von Fahrbahndeckenbetonen dieser Zusammensetzung nicht zulässig. Aus den Dehnungskurven in Abbildung 4 geht hervor, dass alle Betone mit 3 und 10 % NaCl die Grenzwerte überschreiten. Für den Nachweis, dass die Dehnungen AKR-bedingt sind, wurden die Betone mit 10 %-iger NaCl-Beanspruchung nach 14 Zyklen (196 d) mittels Lichtmikroskopie am Dünnschliff betrachtet. Eindeutige AKR-Merkmale zeigten sich im Beton mit Grauwacke, Granit 3 (Abbildung 5) und Granit 2 (Abbildung 6). Der Beton mit Granit 1 wurde bereits nach 12 Zyklen mikroskopisch untersucht und dabei konnten keine sicheren AKR-Merkmale festgestellt werden.

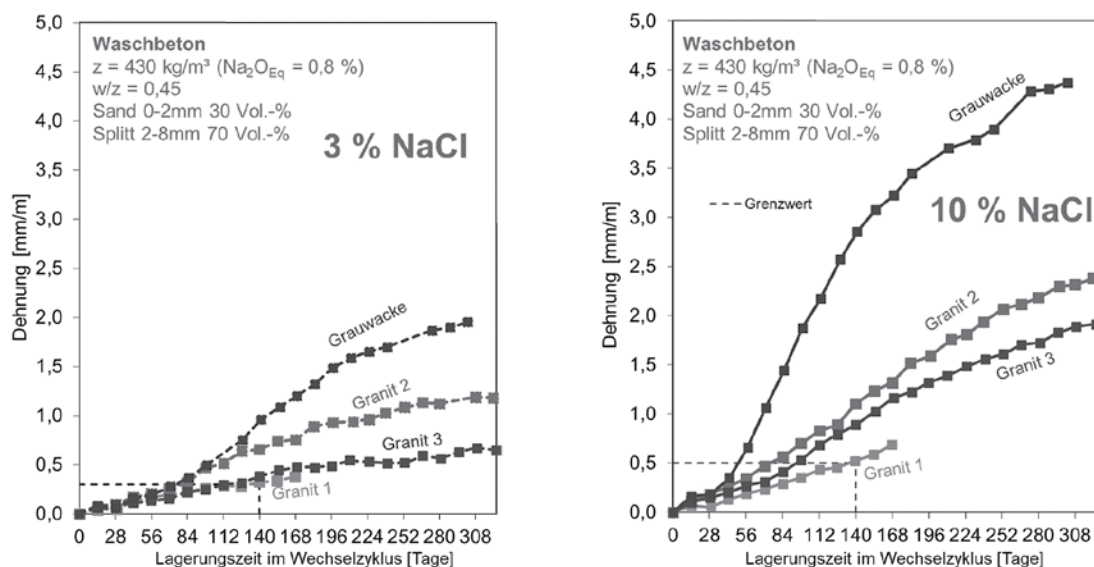


Abbildung 4: Dehnungsergebnisse der Fahrbahndeckenbetone (WS-Grundprüfungsrezeptur; Waschbeton) mit den verschiedenen Gesteinskörnungen im 60 °C-Betonversuch mit 3% (links) und 10% (rechts) NaCl-Zufuhr.

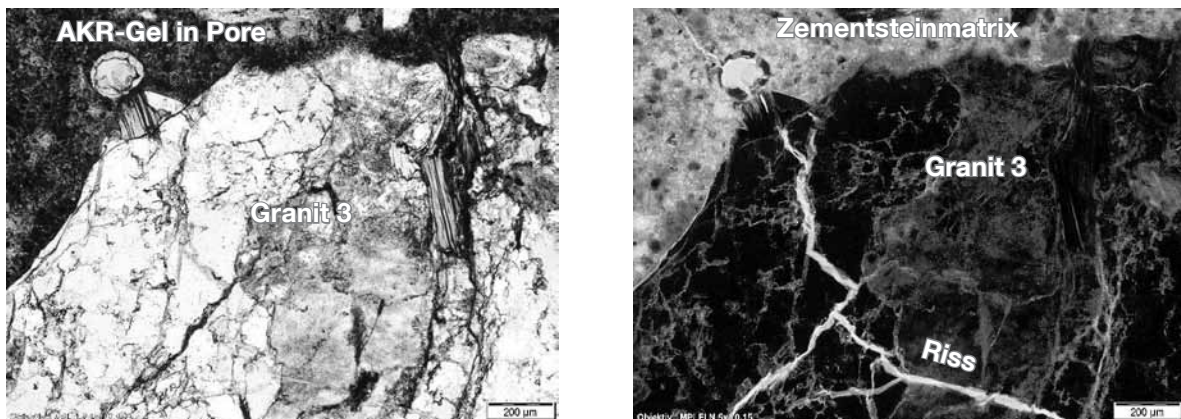


Abbildung 5: Mikroskopische Aufnahme mit parallelen Polarisatoren (links) und mit UV-Licht (rechts) eines AKR-geschädigten Granitkorns mit AKR-typischer Rissbildung im Korn und einer damit zusammenhängenden Ausbildung von AKR-Gel in einer benachbarten Luftpore; Beton mit Granit 3; 60 °C-Betonversuch mit 10%-NaCl-Zufuhr; 14 Prüfzyklen.

Die zeitliche Entwicklung der AKR-bedingten Gefügeschädigungen können durch begleitende Ultraschalllaufzeitmessungen und damit verbundene Berechnungen des dynamischen E-Moduls betrachtet werden [12]. Ein klares Absinken des dynamischen E-Moduls ist allerdings nur für den Beton mit Grauwacke erkennbar. Ein schwacher Abfall des dynamischen E-Moduls kann auch im Beton mit Granit 2 festgestellt werden. Für die Betone mit Granit 3 und Granit 1 sind aus der Entwicklung der dynamischen E-Moduli keine Anzeichen hinsichtlich einer Gefügeschädigung ableitbar. Bei 3 % NaCl-Zufuhr (Abbildung 4 links) sind die qualitativen Dehnungsunterschiede in Abhängigkeit von der enthaltenen Gesteinskörnung vergleichbar zu denen im 60 °C-Betonversuch nach Alkali-Richtlinie (Abbildung 2 rechts). Analog dazu treten mit der Grauwacke die mit Abstand höchsten Dehnungen auf, gefolgt von Granit 2. Die Betone mit Granit 1 und Granit 3 zeigen die geringsten Dehnungen und – übereinstimmend mit dem 60 °C-Betonversuch – sind keine Unterschiede im Reaktionspotential zwischen beiden Graniten ersichtlich. Erst im 60 °C-Betonversuch mit 10 % NaCl-Zufuhr erhält man eine Differenzierung in Form von deutlich höheren Dehnungen des Betons mit Granit 3. Angesichts der Dehnungsergebnisse kombiniert mit die identifizierten AKR-Merkmale, wäre die Verwendung aller drei Granite in solch zusammengesetzten Fahrbahndeckenbetonen (Waschbeton) gemäß ARS 04/13 nicht zulässig.

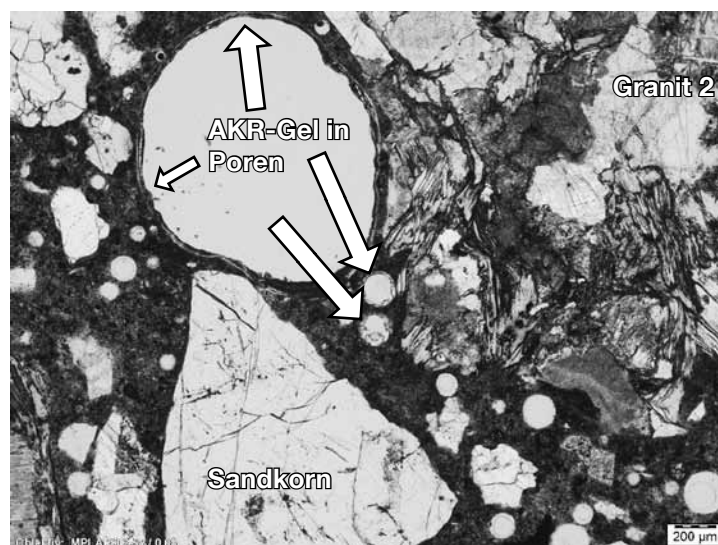


Abbildung 6: Ausbildung von AKR-Gel in einer Verdichtungspore und zwei benachbarten Luftporen; Beton mit Granit 2; 60 °C-Betonversuch mit 10%-NaCl-Zufuhr; 14 Prüfzyklen.

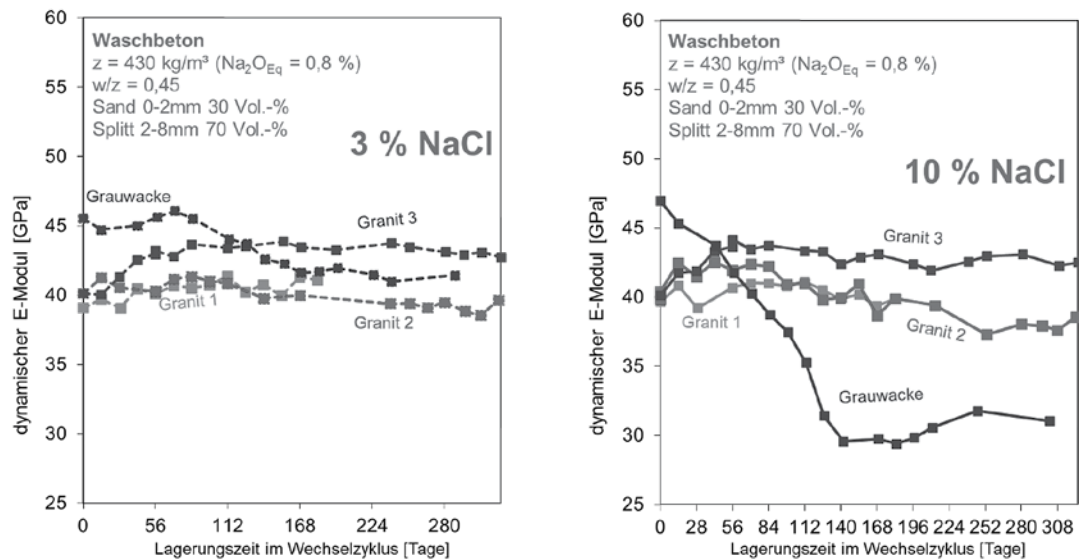


Abbildung 7: Entwicklung des mittleren dynamische E-Moduls der Betonbalken während der Beanspruchung im 60 °C-Betonversuch mit 3 % (links) und 10 % (rechts) NaCl-Zufuhr

Danksagung

Die Ergebnisse sind in im Rahmen eines IGF-Vorhabens 9077 BG „Verhalten verschiedener Gesteine in beschleunigten AKR-Prüfverfahren“ entstanden. Das Vorhaben wird über die AiF im Rahmen des Programms zur Förderung der industriellen Gemeinschaftsforschung und -entwicklung (IGF) vom Bundesministerium für Wirtschaft und Energie aufgrund eines Beschlusses des Deutschen Bundestages gefördert.

Literatur

- [1] KRELLE, C., Vortrag: Betondeckenbau und die Erhaltung in Sachsen-Anhalt - historisch & aktuell, in 52. Fachtagung - Aktuelle Probleme des Verkehrsbaus; Leipzig, 06.03.2018. 2018.
- [2] DAfStb-Richtlinie - Vorbeugende Maßnahmen gegen schädigende Alkalireaktion im Beton (Alkali-Richtlinie); Beuth Verlag, Berlin; 2013; p. 41
- [3] MÜLLER, C. AND I. BORCHERS, (2014): Praxisgerechte Prüfung der Alkaliempfindlichkeit von Betonen für die Feuchtigkeitsklassen WF und WA in AKR-Performance-Prüfungen; Beton; Vol. 10 p. 7
- [4] STARK, J., et al., (2006): AKR-Prüfverfahren zur Beurteilung von Gesteinskörnungen und projektspezifischen Betonen; Beton; Vol. (12): p. 574-581 -
- [5] MÜLLER, C., (2012): Aktuelle Regelwerke für Beton. Dauerhaftigkeit im Blickpunkt Beton; Vol. 62 (3): p. 68-75
- [6] TL Beton-StB 07: Technische Lieferbedingungen für Baustoffe und Baustoffgemische für Trag-schichten mit hydraulischen Bindemitteln und Fahrbahndecken aus Beton 2007;
- [7] Allgemeines Rundschreiben Straßenbau Nr. 04/2013: Vermeidung von Schäden an Fahrbahndecken aus Beton in Folge von Alkali-Kieselsäure-Reaktion (AKR) Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung; 2013; p. 10
- [8] FERNANDES, I., et al., (2016): Petrographic Atlas - Characterisation of Aggregates Regarding Potential Reactivity to Alkalis - RILEM 219-ACS AAR-1.2: Springer
- [9] FERNANDES, I., (2015): Role of granitic aggregates in the deterioration of a concrete dam; Bulletin of Engineering Geology and the Environment; Vol. 74 (1): p. 195-206 - 10.1007/s10064-014-0590-z.

-
- [10] RAMOS, V., et al., (2016): Assessment of the potential reactivity of granitic rocks — Petrography and expansion tests; Cement and Concrete Research; Vol. 86 p. 63-77 - <http://dx.doi.org/10.1016/j.cemconres.2016.05.001>.
- [11] MÜLLER, C., I. BORCHERS, AND E. EICKSCHEN, (2007): AKR-Prüfverfahren: Auf dem Weg zur Performance-Prüfung; Beton- und Stahlbetonbau; Vol. 102 (8): p. 528-538 - 10.1002/best.200700566.
- [12] DRESSLER, A., Einfluss von Tausalz und puzzolanischen, aluminiumhaltigen Zusatzstoffen auf die Mechanismen einer schädigenden Alkali-Kieselsäure-Reaktion in Beton, in Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen. 2013, Technische Universität München: Munich, Germany. p. 149.

Biomodifizierter Mörtel

Fabian Malm^{*1}, Katja Pinkert¹, Christian Große¹, Oliver Lieleg²

¹Technische Universität München, Lehrstuhl für Zerstörungsfreie Prüfung

²Technische Universität München, Professur für Biomechanik

Kurzfassung

Für die Steigerung der Dauerhaftigkeit und Nachhaltigkeit von zementhaltigen Baustoffen bilden biomodifizierte Werkstoffe einen vielversprechenden Lösungsansatz. Bakterienbasierte Zusatzstoffe, wie die Kombination aus Bakteriensporen und Kalziumlaktat, verkapselt und implementiert in die Mörtelmatrix ermöglichen eine nachträgliche autogene Versiegelung von Rissen. Das Eindringen von korrosionsfördernden Schadstoffen lässt sich somit reduzieren. Weitere Studien zeigen die Stimulation des Mineralisierungsprozesses unter Verwendung von Biofilmen. Der so entstandenen Hybridmörtel weist stark hydrophobe Eigenschaften auf. Somit lässt sich von Beginn an bereits eine Feuchtigkeitsbarriere schaffen. Durch zerstörungsfreie Prüfung der neuartigen Werk- und Baustoffe lässt sich deren Effizienz nachweisen und optimieren.

1. Einleitung

Stahlbeton, ein gerissener Werkstoff, gewinnt nicht nur an Festigkeit durch die Rissbildung im Material, sondern bietet durch fortschreitende und sich aufweitende Oberflächenrisse zusätzliche Angriffsflächen zur Schädigung der Struktur. Schwinden, Frost-Tau-Zyklen, das Eindringen aggressiver Stoffe, wie Sulfate und Salze, Differentialablagerungen, thermische Einwirkungen oder mechanische Beanspruchungen können den Fortschritt der Rissbildung und somit der Schädigung stark beschleunigen. Um dennoch eine ausreichende Dauerhaftigkeit des Werkstoffes zu garantieren, muss die maximal zulässige Rissweite definiert werden. Regelwerke beschränken sich bei der Materialprüfung von Stahlbeton auf Rissweitenmessungen an der Oberfläche. Unberücksichtigt bleiben jedoch weiterführende Rissstrukturen im Inneren. Somit besteht selbst bei Einhaltung der maximal zulässigen Rissweite an der Oberfläche die Gefahr einer bereits vorhandenen dauerhaften Schädigung der Bausubstanz [1].

Aktuelle Studien belegen, dass durch Zusätze im Mörtel, respektive Beton, die Selbstheilung des Werkstoffes und somit die Begrenzung der Rissbildung und -aufweitung, sowie das Schließen von Rissen herbeigeführt werden kann. Weltweite Forschungsaktivitäten beschreiben eine große Vielfalt an Selbstheilungskonzepten. Allen gleich ist das Ziel der kraftschlüssigen Heilung des Materials nach einem Riss und somit die Abdichtung gegen Flüssigkeiten. Eines der vielversprechendsten Konzepte stellt dabei der biomodifizierte Mörtel dar. Von der Europäischen Kommission geförderte Verbundprojekte wie z. B. HealCon (www.healcon.eu) [2-4] oder das Forschungs- und Trainingskonsortium SHe-Mat (www.shemat.eu) [5-7] entwickelten erfolgreich eine Strategie zur bakteriell induzierten Selbstheilung von zementgebundenen Materialien. Im Labor, wie auch in Feldversuchen konnte die Wirkung nachgewiesen werden. Parallel dazu arbeiten Forscher am Institut für Medizintechnik (IMETUM) der TU München an einen hydrophoben Hybridmörtel, der unter Verwendung von Biofilmen wasserabweisende Baustoffeigenschaften generiert [8-10]. Wasserinduzierte Schädigungsprozesse können so entscheidend verlangsamt werden.

Der Beitrag gibt einen Überblick über die wichtigsten Konzepte biomodifizierter Mörtel und deren Prüfung mittels zerstörungsfreier Prüfverfahren.

2. Bakterienbasierter Selbstheilungsmörtel

Mörtel mit bakterienbasierten Selbstheilungseigenschaften enthält inaktive Bakteriosporen und Nährstoffe, welche in die Betonmatrix eingebettet werden. In Kombination mit Wasser und Sauerstoff werden die Bakteriosporen aktiviert, nehmen die zusätzlich eingebrachten Nährstoffe auf und bauen diese zu Kalkstein (CaCO_3) ab. Der biobasierte Selbstheilungsmörtel oder auch Beton zielt nur auf die Rückgewinnung der Versiegelung ab, da das Füllmaterial (Kalkstein) nicht die Leistungsfähigkeit eines vollständigen Kraftverbundes sicherstellen kann. Die freigesetzten Kalksteinkristalle können offene Risse bis zu einem gewissen Maße abdichten. Das zementgebundene Material ist somit flüssigkeitsdicht und das Eindringen von Schadstoffen, welche die Dauerhaftigkeit beeinträchtigen können, wird verhindert. Die Implementierung der Bakteriosporen in die Betonmatrix kann auf unterschiedliche Arten erfolgen. Eine wichtige Rolle spielt dabei die Verkapselung, welche abhängig von den verwendeten Sporen ist. Denn um eine erfolgreiche biogene Ausfällung des Kalziumkarbonats zu ermöglichen, müssen die Bakteriosporen zunächst den Mischprozess überleben, im Beton für eine beträchtliche Zeitspanne lebensfähig bleiben, bei Rissen aktiv werden und schließlich noch ausreichend CaCO_3 produzieren. Mit Hilfe geeigneter Verkapselungstechniken lassen sich die erstgenannten Punkte bewältigen. Doch entscheidender Faktor bleibt letztendlich die Wahl des Bakterienstammes und die Bestimmung der benötigten Menge. Die alkalische Umgebung des Betons lenkt die Auswahl auf alkalitolerante oder alkaliphile Stämme, während die lange "Haltbarkeit" den Einsatz von endosporenbildenden Bakterien begünstigt. Ureolytische (*Bacillus sphaericus* / Mischkultur) sowie nicht-ureolytische Bakterien (*Bacillus cohnii*) können dabei u. a. eingesetzt werden. Eine erfolgreiche Verkapselungstechnik konnte bereits für den Stamm der *Bacillus sphaericus* gefunden werden. Dabei werden die Sporen mit Hilfe von Leichtzuschlagstoffen (Blähtonkugeln) verkapselt (Abbildung 1, links). Bei der Rissinitiierung brechen die Tonkugeln mit auf und unter Zugabe von H_2O und CO_2 werden die Sporen für die CaCO_3 -Produktion aktiviert. Bei Vorhandensein von Kalziumlaktat ($\text{CaC}_6\text{H}_{10}\text{O}_6$) in den Blähtonkugeln kann nun die Produktion von Kalkstein beginnen (Gleichung 1) [11].

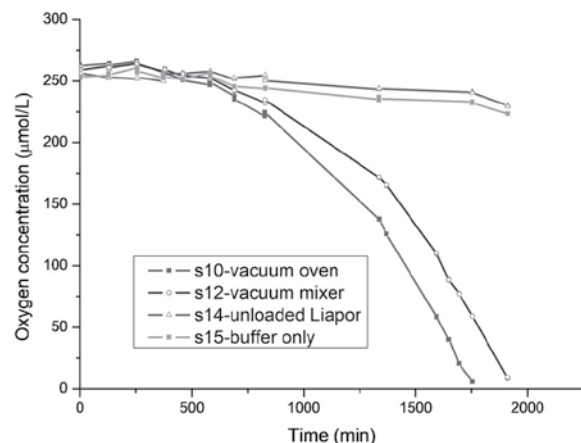
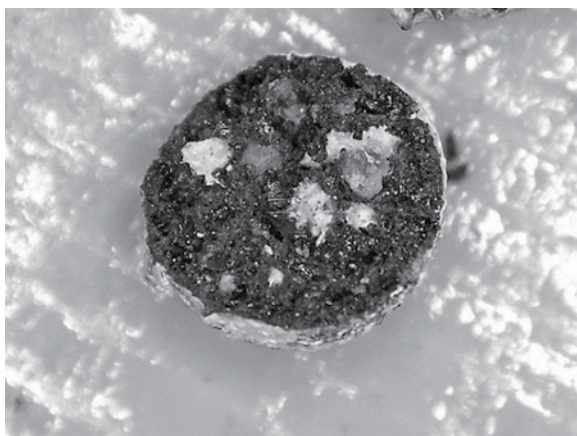
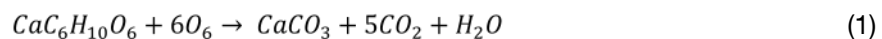


Abbildung 1: Links: Mikroskopische Aufnahme einer nach dem Imprägnieren halbierten Blähtonkugel (\varnothing ca. 3 mm). Rechts: Sauerstoffkonzentrationsmessung zur Überprüfung der Aktivierung von Bakteriosporen (*Bacillus sphaericus*).

Via Sauerstoffkonzentrationsmessungen kann die Aktivität der imprägnierten Bakterien evaluiert werden. Abbildung 1 (rechts) zeigt das Sauerstoffkonzentrationsverhalten künstlich aktivierter Sporen über einen Zeitraum von ca. 2000 min. Dabei symbolisieren die grauen Kurven (s14 und s15) Referenzmessungen ohne Bakterien. Die rote und blaue Kurve beinhalten Messungen von imprägnierten Blähtonkugeln mit *Bacillus sphaericus* und Kalziumlaktat. Nach ca. 300 min beginnt die Sauerstoff-

konzentration deutlich zu sinken, was auf eine erfolgreiche Aktivierung der Sporen und somit Verbrauch des Sauerstoffs unter Carbonatbildung zurückzuführen ist.

Es gibt zahlreiche Techniken und Methoden zur Untersuchung und Bewertung der Selbstheilung von zementhaltigen Materialien. Bewertungsmethoden, wie z. B. Festigkeits-/Steifigkeitsnachweise, Rissdurchlässigkeitsprüfungen oder Environmental Scanning Electron Microscope (ESEM) Messungen werden häufig in der Literatur beschrieben [12-15]. Aufgrund von unterschiedlich verwendeten Testkörperformen und -größen, Materialzusammensetzungen, Variationen innerhalb des Prüfprogramms (z. B. Nass-/Trockenzyklus) und zahlreichen weiteren Einflüssen, können die Ergebnisse zur Überprüfung der Selbstheilungseffizienz von Studie zu Studie stark variieren. Selbst Mehrfachmessungen gleicher Testläufe innerhalb einer Studie können zu starken Streuungen führen. Maßgeblicher Grund dafür ist u. a. die künstlich eingeleitete Rissinitiierung bzw. der immer wieder individuelle Schädigungsverlauf jeder einzelnen Probe [16-18]. Eine Gegenüberstellung der Heilungseffizienz (vor/nach Heilung) zwischen einer Mörtelprobe mit bakterienbasierter Selbstheilung (B) und ohne (A, Kontrollprobe) ist in Abbildung 2 dargestellt. Es zeigt sich, dass an der Oberfläche der Referenzprobe nur eine rissnahe mineralische Ausfällung erfolgte. Im Gegensatz dazu, ist bei der Probe mit Bakterien der Riss verschlossen.

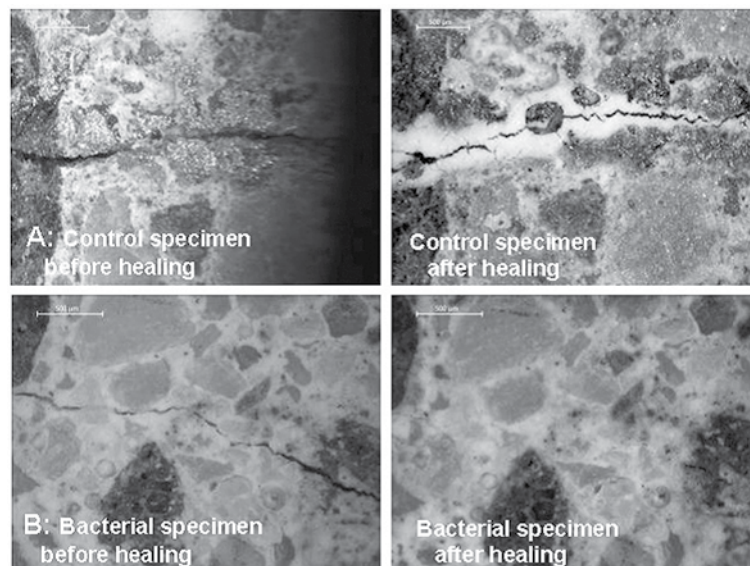


Abbildung 2: Lichtmikroskopische Aufnahmen (40-fache Vergrößerung) einer gerissenen Referenzprobe (A) und einer modifizierten, bakterienbasierten Mörtelprobe (B). Links: vor und rechts: nach der Wasserlagerung (2 Wochen). Referenzprobe (A) zeigt mineralische Ausfällung überwiegend in der Nähe der Risskante, die modifizierte Probe (B) auch innerhalb des Risses (Heilung) [19].

3. Hydrophober Hybridmörtel

Eine weitere Möglichkeit zementhaltige Materialien gegen Wasserdurchlässigkeit zu schützen ist die Erzeugung einer hydrophoben Oberfläche. Im Vergleich zum zuvor erwähnten bakterienbasierten Mörtel mit Selbstheilungseigenschaften wird beim hydrophoben Hybridmörtel ein Eindringen von z. B. chloridhaltigem Wasser von Beginn an reduziert. Forscher der TU München konnten unter Anwendung eines bakteriellen Biofilms im Mörtel eine Stimulation des Mineralisierungsprozesses während des Hydratationsvorgangs des Hybridmörtels erreichen [8]. Biofilme entstehen, wenn bakterielle Kolonien in einer Matrix aus selbst produzierten, komplexen Biopolymeren eingebettet sind. In einer solchen Biofilmmatrix sind die Bakterien vor verschiedenen Umwelteinflüssen, wie Chemikalien, Austrocknung oder Entfernung von Oberflächen geschützt. Um ausreichend Biofilmmasse für die durchgeführte Studie zu erzeugen wurden Bakterien des Stammes *Bacillus subtilis* 3610 auf angereicherten

Agar-Platten kultiviert. Da die Verwendung von frischem, flüssigem Biofilm für eine konventionelle industrielle Anwendung nicht geeignet ist, kann die gewonnene Masse ebenfalls als lyophilisiertes (gefriergetrocknetes) Pulver eingesetzt werden.

Der Nachweis der gesteigerten hydrophoben Eigenschaften erfolgte durch Kontaktwinkelmessungen an der Oberfläche der Probe. Aufgrund einer verstärkten Ausbildung feinsten Nadelstrukturen im Nanobereich erhöht sich einerseits die Oberflächenrauigkeit und andererseits auch die zu benetzende Fläche (Abbildung 3 (b)). Da ähnliche Nanostrukturen auch punktuell bei nicht-modifiziertem Mörtel zu finden sind, ist davon auszugehen, dass die Strukturveränderung auf einen veränderten Hydratationsprozess der zementhaltigen Ausgangsstoffe (Mineralisierungsprozess) zurückzuführen ist. Während nicht-modifizierte Mörtelproben Kontaktwinkel von durchschnittlich 30° aufweisen, ist der Kontaktwinkel des Hybridmörtel mit bis zu 110° (+10% lyophilisiertes Biofilmpulver, w/z = 0,5) deutlich erhöht [8]. Weiterhin wurde nachgewiesen, dass auch die innere Struktur („Cross section“ in Abbildung 3 (a)) eine erhöhte homogen verteilte Rauigkeit ausweist. Dunkelfeld-CT-Untersuchungen zeigen darüber hinaus, dass der Hybridmörtel auch wesentlich weniger wassersaugend ist.

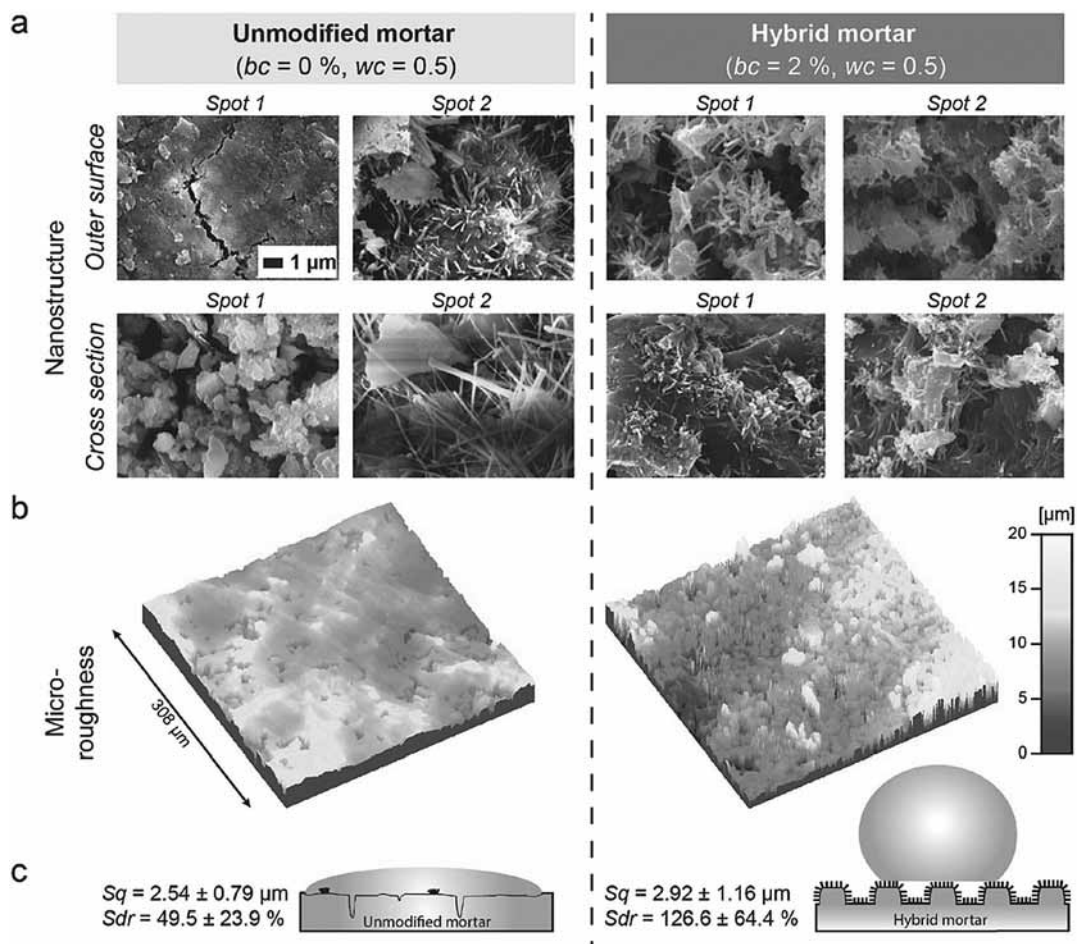


Abbildung 3: Untersuchungen zum Einfluss von Mörtel mit zugesetztem Biofilm. (a) REM-Aufnahmen und (b) Lichtprofilbilder für nicht-modifizierte (links) und hybride Mörteloberflächen (rechts). (c) Schematische Darstellung der topologischen Veränderungen, die für die erhöhte Benetzungsbeständigkeit des Hybridmörtels verantwortlich sind. Durch die Anregung des Kristallwachstums an der Innen- und Außenfläche erhält das Material eine erhöhte Nano- und Mikrorauigkeit, die die Benetzungsenergie eines Wassertropfens und damit den Kontaktwinkel steigert. Sq: quadratische Rauigkeit, Sdr: entwickeltes Grenzflächenverhältnis. [8]

4. Zerstörungsfreie Prüfmethode zur Effizienzüberwachung der Biomodifikation

Um die Effizienz von neuartig entwickelten Materialien nachzuweisen, gibt es ersichtliche Vorteile bei der Verwendung zerstörungsfreier Prüfverfahren vor zerstörenden. Zerstörungsfreie Methoden ermöglichen die Bemessung von Kenngrößen wie Festigkeit und Elastizitätsmodul, sowie die Beurteilung sichtbarer und innenliegender Materialdefekte des Bauteiles. So kann beispielsweise für biomodifizierte Mörtel zur Messung des dynamischen Elastizitätsmoduls in den verschiedenen Zuständen (vor/nach der Rissbildung und nach der Heilung) die Schwingungsanalyse mittels Resonanzfrequenzmessung angewendet werden. Im Gegensatz zur zerstörenden Prüfung kann die Messung so an ein und demselben Probekörper durchgeführt werden.

Eine weitere Herausforderung für die Etablierung einer neuen Technik oder eines neuen Werkstoffs ist die Überprüfung der Effizienz in praxistauglichen Maßstäben und unter Einsatzbedingungen. Häufig sind jedoch Prüfverfahren auf den Labormaßstab beschränkt. Entscheidende Randbedingungen bzw. -einflüsse können im Labor häufig nicht berücksichtigt werden. Die Gefahr einer Fehleinschätzung oder -kalkulation ist gegeben. Daher ist es notwendig, Techniken zu entwickeln, welche auch an realen Bauelementen (z. B. großen Biegebalken) und schließlich auch in-situ an geeigneten Konstruktionen wie Brücken oder in Tunneln (z. B. Tunnelinnenschalen) angewendet werden können.

Die Zerstörungsfreie Prüfung (ZfP) hat das Potenzial, die Entstehung oder das Fortschreiten von Rissen zu beobachten und zu bewerten. Aber auch die Freisetzung von Heilmitteln oder der Verlust bzw. die Wiedergewinnung von betontechnologischen Materialeigenschaften, einschließlich der Überwachung der Permeabilität von Gasen und Flüssigkeiten ist zerstörungsfrei charakterisierbar.

Im Labormaßstab eingesetzt können ZfP-Methoden die Auswahl und richtige Zusammensetzung von geeigneten Zusatzstoffen für individuelle Anwendungen unterstützen. Bei der Optimierung des Hybridmörtels hinsichtlich der Einstellung der Benetzbarkeit und mechanischen Eigenschaften bei der Biofilmbeimischung konnte u.a. das Ultraschall- und Resonanzanalyseverfahren einen wichtigen Beitrag leisten [20]. Die Analyse des Abbinde- und Aushärtungsprozess (Verarbeitbarkeit) der Mischung, der Temperaturentwicklung (Reife) und der endgültigen elastischen Eigenschaften (E-Modul) konnte so zerstörungsfrei erfolgen. Abbildung 4 verdeutlicht den Einfluss des Biofilm-Masse-Gehalts in Mörtel auf den im Resonanzanalyseverfahren ermittelten dynamischen Elastizitätsmodul. Mit Zunahme des Biofilmgehalts sinkt der longitudinale und flexurale E-Modul in gleichem Maße. Aufgrund des ermittelten nicht-linearen Verlaufs ergibt sich jedoch, dass ein Massegehalt von bis zu 2% (Abbildung 4) nur eine verhältnismäßig geringe Reduzierung des E-Moduls verursacht. Gleiche Untersuchungen fanden beim selbstheilenden Biomörtel statt.

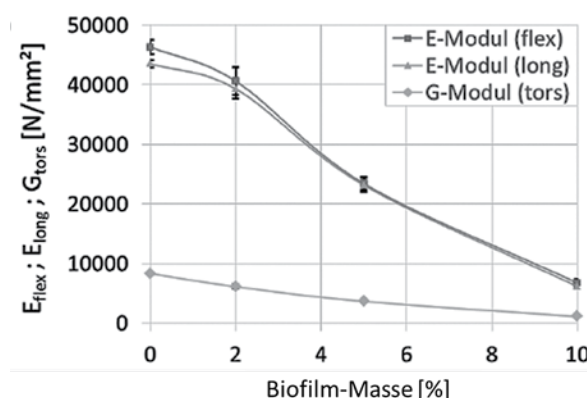


Abbildung 4: Einfluss der Biofilm-Masse auf den dynamischen Modul im Biege-, Längs- und Schermodus. Die Fehlerbalken geben die Standardabweichung aus drei unabhängigen Messungen an [20].

5. Zusammenfassung

Die Aufgabe, zementhaltige Baustoffe nachhaltiger und dauerhafter zu gestalten, ist Gegenstand aktueller Bemühungen in Forschung und Entwicklung. Die hier aufgeführten Konzepte zeigen, dass in Zukunft ein Umdenken stattfinden wird. Die Einbettung von imprägnierten Blähtonkugeln mit Bakteriosporen erlaubt einen mineralischen Risschluss – besonders im frühen Stadium der Rissbildung – aufgrund autogener Selbstheilungseffekte. Um die Permeabilität von Mörtel und Beton zu optimieren wurde ein hydrophober Hybridmörtel mittels Biofilm entwickelt, welcher an der Oberfläche als auch im Inneren einen Lotuseffekt aufweist. Die stark erhöhte Nano-Rauigkeit bildet vorläufig eine Feuchtigkeitsbarriere und lässt schädliche Flüssigkeiten an der Oberfläche abperlen. Zugleich wird, aufgrund der inneren Nanostruktur das kapillare Saugen reduziert. Eine Kombination beider Mechanismen ist denkbar. Allerdings sind noch einige Aufgaben zu bewältigen, um diese neuartigen Materialien in der Praxis zu etablieren. Einerseits müssen materialspezifische Kennwerte, wie beispielsweise Druckfestigkeit, E-Modul, Festigkeitsentwicklung, im Zusammenhang mit den verwendeten Zuschlagsstoffe umfassend untersucht und charakterisiert werden und andererseits muss eine ausreichende Gewährleistung der gewünschten Selbstheilungseffekte oder hydrophoben Eigenschaften vorliegen. Zerstörungsfreie Prüfverfahren werden bei dieser Entwicklung eine entscheidende Rolle spielen. Die hier vorgestellten biomodifizierten zementgebundenen Werkstoffe in Kombination mit dem Einsatz zerstörungsfreier Prüfmethode sind somit ein vielversprechender Lösungsansatz zur Herstellung nachhaltiger und dauerhafter Konstruktionen im Bauwesen.

Literatur

- [1] Pacheco, J., et al.: Assessment of cracks in reinforced concrete by means of electrical resistance and image analysis. *Construction and Building Materials*, 2014. 65: p. 417-426.
- [2] Gruyaert, E., et al.: Evaluation of the self-healing effect of mortar containing polymeric healing agents. in 5th International conference on Self-Healing Materials (ICSHM 2015). 2015. Duke University.
- [3] Tziviloglou, E., et al.: Preparation and optimization of bio-based and light weight aggregate-based healing agent for application in concrete. in Proceedings of the 5th International Conference on Self-Healing Materials, ICSHM, Durham, USA, June 22-24, 2015. Extended abstract. 2015.
- [4] Malm, F.;C. Grosse: Examination of Reinforced Concrete Beams with Self-Healing Properties by Acoustic Emission Analysis. in 31st Conference of the European Working Group on Acoustic Emission (EWGAE). 2014.
- [5] Erşan, Y.Ç., et al.: Screening of bacteria and concrete compatible protection materials. *Construction and Building Materials*, 2015. 88: p. 196-203.
- [6] Palin, D., et al.: A Rapid and Repeatable Method for Establishing the Water Permeability of Cracked Mortar Specimens. *Proceedings of the Fib Concrete—Innovation and Design*, Copenhagen, Denmark, 2015: p. 18-24.
- [7] Erşan, Y.Ç., et al.: Nitrate reducing CaCO₃ precipitating bacteria survive in mortar and inhibit steel corrosion. *Cement and Concrete Research*, 2016. 83: p. 19-30.
- [8] Grumbein, S., et al.: Hydrophobic Properties of Biofilm-Enriched Hybrid Mortar. *Advanced Materials*, 2016. 28(37): p. 8138-8143.
- [9] Kesel, S., et al.: Direct comparison of physical properties of *Bacillus subtilis* NCIB 3610 and B-1 biofilms. *Applied and environmental microbiology*, 2016: p. AEM. 03957-15.
- [10] Grumbein, S.: Material properties of bacterial biofilms, in Professur für Biomechanik. 2016, Technische Universität München.
- [11] Wiktor, V.;H.M. Jonkers: Quantification of crack-healing in novel bacteria-based self-healing concrete. *Cement and Concrete Composites*, 2011. 33(7): p. 763-770.
- [12] Minnebo, P., et al.: A Novel Design of Autonomously Healed Concrete: Towards a Vascular Healing Network. *Materials*, 2017. 10(1): p. 49.

-
- [13] Van Tittelboom, K., et al.: The efficiency of self-healing concrete using alternative manufacturing procedures and more realistic crack patterns. *Cement and Concrete Composites*, 2015. 57: p. 142-152.
- [14] Li, V.C.;E.-H. Yang: Self Healing in Concrete Materials, in *Self Healing Materials: An Alternative Approach to 20 Centuries of Materials Science*, S. van der Zwaag, Editor. 2007, Springer Netherlands: Dordrecht. p. 161-193.
- [15] Gruyaert, E., et al.: Self-healing mortar with pH-sensitive superabsorbent polymers: testing of the sealing efficiency by water flow tests. *Smart Materials and Structures*, 2016. 25(8).
- [16] Tziviloglou, E., et al.: Bio-based Self-healing Mortar: An Experimental and Numerical Study. *Journal of Advanced Concrete Technology*, 2017. 15(9): p. 536-543.
- [17] Sierra-Beltran, M.G.;H.M. Jonkers;E. Schlangen: Characterization of sustainable bio-based mortar for concrete repair. *Construction and Building Materials*, 2014. 67, Part C: p. 344-352.
- [18] Mullem, T.V., et al.: New cracking method to improve the evaluation of the sealing capacity of self-healing mortar via water flow tests. in *6th International Conference on Self-Healing Materials 2017*. Friedrichshafen, Germany.
- [19] Jonkers, H.M.: Bacteria-based self-healing concrete. *HERON*, 2011. 56, No. 1/2(Special Issue - Self-Healing Materials): p. 1-12.
- [20] Wenzler, A.: Thermische und mechanische Belastbarkeit von wasserabweisendem Hybridmörtel., in *Professur für Biomechanik*. 2016, Technische Universität München.

Korrosionsmonitoring in gerissenen und beschichteten Stahlbetonbauteilen

Entwicklung und Anwendung eines Monitoringsystems zur nachträglichen Bewertung der Korrosionsaktivität in Bestandsbauwerken

Florian Hiemer^{1*}, Christoph Gehlen¹, Sylvia Keßler¹

¹Technische Universität München, Lehrstuhl für Werkstoffe und Werkstoffprüfung im Bauwesen

Kurzfassung

Infolge des Taumittleinsatzes sind direkt befahrene Betonoberflächen von Parkbauwerken (z.B. Tiefgaragen, Parkhäuser usw.) einem besonderen Risiko durch chloridinduzierte Bewehrungskorrosion ausgesetzt. Durch Rissbildung im Beton wird das Korrosionsrisiko zusätzlich erhöht. Um die Dauerhaftigkeit während der Lebensdauer dieser Bauwerke trotzdem sicherzustellen, besteht nach dem DBV-Merkblatt 2018 „Parkhäuser und Tiefgaragen“ die Möglichkeit, die Betonoberfläche nach abgeschlossener Rissbildung zeitnah mit einem rissüberbrückenden Oberflächenschutzsystem (OS) dauerhaft zu verschließen, auch wenn Chloride bereits kurzzeitig in die Risse eindringen konnten.

Um die Wirksamkeit dieser Maßnahme sowie den resultierenden Korrosionszustand der Bewehrung überprüfen zu können, wurde ein Korrosionsmonitoringsystem entwickelt, das nachträglich in bestehende Bauwerke integriert werden kann. In ersten Praxisuntersuchungen wurde das Monitoringsystem in zwei Parkhäusern im Münchner Raum installiert, deren befahrene Betonoberflächen einer Chloridbelastung ausgesetzt waren und anschließend mit einem OS beschichtet wurden.

Mit dem System können die wesentlichen elektrochemischen Parameter (Korrosionsströme, fr. Korrosionspotentiale, elektr. Widerstand des Betons und Polarisationswiderstände) erfasst werden, wodurch eine umfangreiche qualitative Beurteilung der Korrosionsaktivität der Bewehrung vor und nach der Beschichtungsmaßnahme möglich ist. Um die erfassten Parameter jedoch richtig einordnen zu können muss bei der Auswertung der Daten der Einfluss der variierenden Umgebungsbedingungen berücksichtigt werden. Das Prinzip des Monitoringsystems erweist sich als wirksames Instrument zur Korrosionsüberwachung und kann durch seine modulare Bauweise ebenfalls in anderen Bauwerken (z.B. Brücken) eingesetzt werden.

1. Motivation

Die Tausalzbelastung bei Parkbauwerken führt in Deutschland jährlich zu hohen Instandsetzungskosten. Durch in den Beton eingetragene Chloride wird der Bewehrungsstahl angegriffen, wodurch es zu Einschränkungen der Gebrauchstauglichkeit bis hin zum Tragfähigkeitsverlust infolge der auftretenden Korrosion kommen kann. Daher kommt der Dauerhaftigkeit von Stahlbetonbauwerken eine immer wichtigere Rolle zu.

Reichen Risse in der Betondeckung bis zur Bewehrungslage, können Chloride nahezu ungehindert bis zum Stahl vordringen und dort Korrosion auslösen. Da hieraus resultierende Querschnittsverluste am Stahl aus tragsicherheitsrelevanten Gründen gerade in diesen Bereichen nicht tolerierbar sind, sind Instandsetzungsmaßnahmen nötig. Durch diese soll die Korrosion wieder unterbunden bzw. auf ein unschädliches Maß reduziert werden.

2010 wurde vom Deutschen Beton- und Bautechnik Verein e.V. (DBV) das Merkblatt „Parkhäuser

und Tiefgaragen“ [1] herausgegeben, in dem verschiedene Entwurfsgrundsätze zur Erstellung dauerhafter Parkbauten vorgeschlagen werden.

Darin wird eine Variante des Instandsetzungsprinzips W-Cl nach [2] als Sanierungskonzept für den Rissbereich befahrener Betonoberflächen empfohlen, bei dem ein rissüberbrückendes OS aufgebracht wird. Angegeben wird, dass die Rissbildung vor Applikation der Beschichtung weitestgehend abgeschlossen sein sollte und die Maßnahme möglichst vor der ersten Winterperiode durchzuführen ist. Da jedoch die maßgebliche Rissbildungsphase zumeist erst nach einer Winterperiode abgeschlossen ist, wird ein kurzzeitiger Chlorideintrag von maximal einer Wintersaison geduldet. Dem liegt die Annahme zugrunde, dass bei kurzen Chlorideindringzeiten nicht mit standsicherheitsrelevanten Korrosionsschäden an der Bewehrung zu rechnen ist.

Um nähere Erkenntnisse darüber zu erlangen, ob der Eintrag von Tausalzen in nur einer Winterperiode akzeptiert werden kann und ob ein dadurch bereits begonnener Korrosionsprozess durch eine nachträglich aufgebrachte Beschichtung zum Erliegen kommen kann, wurde an der TU München (cbm) zunächst in umfangreichen Laboruntersuchungen grundsätzlichen Fragen zum „Korrosionsverhalten von Stahl in Beton bei Anwendung des Instandsetzungsprinzips W-Cl bei gerissenem chloridbelasteten Beton“ [3] nachgegangen. An Stahlbetonprobekörpern mit Biegerissen, die für eine kurze Zeit (vergleichbar mit einer typischen Winterperiode) für Chlorid offen zugänglich waren, wurde anfänglich Korrosion initiiert, die im weiteren Verlauf nach der Beschichtungsmaßnahme wieder deaktiviert wurde. Die festgestellten Querschnittsverluste blieben gering, die wenigen Lochfraßnarben wiesen nur niedrige Tiefen auf. [3]

Nach Auswertung der Untersuchungen wurde offensichtlich, dass unter den korrosionstechnisch äußerst ungünstigen Laborbedingungen hinsichtlich Luftfeuchte und Temperatur (20°C / 85% RH), die Zunahme des Elektrolytwiderstands jedoch nicht entscheidend für die Deaktivierung des Korrosionsprozesses verantwortlich war. Bei den Laborproben erwies sich der anodische Polarisationswiderstand stets als dominierender Systemwiderstand, der durch den mangelnden Nachschub an Chloriden, deren nachträgliche Umverteilung im Beton und/oder durch die bei aktiver Korrosion entstandene Deckschicht für das Erliegen der Korrosionsaktivität verantwortlich war. Eine nachträgliche Betonbeschichtung führt damit nicht zu einer signifikanten „Trockenlegung“ des Betons und wirkt damit nicht nach den Prinzipien des Instandsetzungsprinzips W-Cl [3].

Diese Grundlagenuntersuchungen wurden nun durch ein vom DAfStb gefördertes Forschungsvorhaben auf Bauwerksuntersuchungen unter baupraktischen Bedingungen erweitert. Hierfür wurde ein nachträglich installierbares Messsystem entwickelt, mit dem die relevanten Parameter der Bewehrungskorrosion wie im Labor erfasst werden können und damit der Korrosionszustand vor und nach der Beschichtung beurteilt werden kann.

2. Monitoring chloridinduzierter Korrosion in beschichteten Betonbauteilen

Dringen ausreichend Chloride über Risse im Beton zur Bewehrung vor kommt es zur Depassivierung des Stahls und infolgedessen zur Korrosion unter Bildung von Makroelementen. Der Korrosionskreislauf kann vereinfacht durch ein elektronisches Ersatzsystem mit einer Stromquelle (Elektronenfreisetzung) und verschiedenen Teilwiderständen (Polarisationswiderstände, Elektrolytwiderstand) dargestellt werden. Die Treibspannung des Systems resultiert aus der Differenz zwischen anodischem und kathodischem Ruhepotential. Die Polarisationswiderstände beschreiben die Hemmung der anodischen bzw. kathodischen Teilprozesse, z.B. infolge des Durchtrittswiderstands an der Phasengrenze Stahl/Elektrolyt. Der Elektrolytwiderstand ergibt sich aus dem Spannungsabfall im Elektrolyten Beton. Unter Berücksichtigung der wirksamen Flächenanteile der anodisch und kathodisch wirkenden Bereiche A_A und A_K , sowie der Zellkonstanten k_e , die sich aus der geometrischen Anordnung von Anode und Kathode ergibt, kann folgendes Korrosionsmodell [4] hergeleitet werden (Gleichung 1). Da bei chloridinduzierter Korrosion neben Makro- auch Mikrokorrosionselemente entstehen, besteht der gesamte Ladungsumsatz I_{korrr} in einem Korrosionssystem aus der Summe beider Korrosionsstromanteile.

$$I_{\text{makro}} + I_{\text{mikro}} = \frac{\Delta E}{R_{p,A} + R_{p,K} + R_e} + I_{\text{mikro}} \quad (1)$$

$I_{\text{kor}}:$	gesamter Korrosionsstrom	[A]
$I_{\text{makro}}:$	Makroelementstrom	[A]
$I_{\text{mikro}}:$	Mikroelementstrom	[A]
$\Delta E:$	Treibspannung	[V]
$R_{p,A}:$	anodischer Polarisationswiderstand	[Ω]
$R_{p,K}:$	kathodische Polarisationswiderstand	[Ω]
$R_e:$	elektr. Widerstand des Betons	[A]

Durch die Messung der genannten Korrosionskenngößen kann die Entwicklung der Bewehrungskorrosion in Rissbereichen von Bestandsbauwerken beurteilt werden [5]. Um diese Kenngößen am Betonstahl im Bauwerk erfassen zu können, ist es nötig, den korrodierenden Stahlbereich im Rissbereich von der passiven, kathodisch wirkenden Bewehrung elektrisch zu trennen, ohne das Korrosionssystem zu stark zu beeinflussen. Dafür müssen zunächst geeignete Positionen für das Monitoringsystem im Bauwerk unter Berücksichtigung verschiedener Randbedingungen ausgewählt werden.

Mittels Potentialfeldmessungen, Betondeckungsmessungen, Chloridgehaltsbestimmungen und Sondierungsöffnungen wurden Bereiche hoher Korrosionsgefährdung identifiziert. Ausschlaggebend für die genaue Festlegung der Installationspunkte waren zudem der Rissverlauf sowie die Anordnung der darunter verlaufenden Bewehrung. Nach Auswahl der Monitoringpositionen wurde der rissberührende, korrodierende Bereich der Bewehrung durch kleinformatige Kernbohrungen in den Kreuzungspunkten von der übrigen Bewehrung getrennt (vgl. Abbildung 1, links).

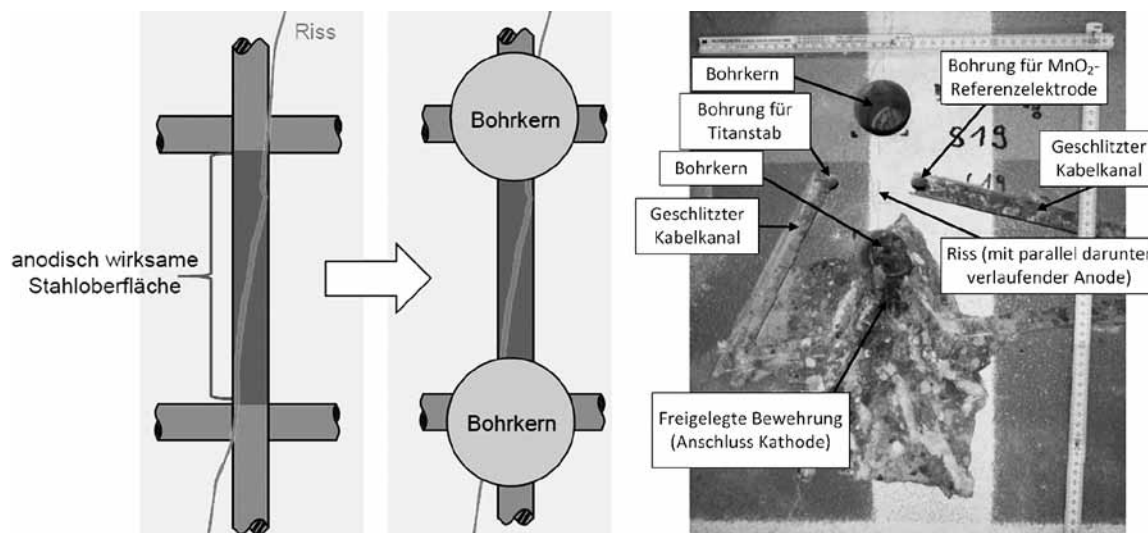


Abbildung 1: Schematischer Aufbau und Installation eines Korrosionssensors im Rissbereich [6]

Der durch die Bohrungen abgetrennte Bewehrungsabschnitt stellte für die elektrochemischen Messungen somit die Arbeitselektrode (Anode) dar, wohingegen die verbleibende Bewehrung als Kathode fungierte. Für die potentialgesteuerten Messungen wurde zusätzliche eine MnO_2 Referenzelektrode installiert. Ein Titanstab diente als Gegenelektrode für aktive Messverfahren (z.B. Polarisationswiderstandsmessungen). Die Anordnung der Elemente des Monitoringsystems ist in Abbildung 1 (rechts) dargestellt. Durch die herstellungsbedingten geometrischen Variationen zwischen den einzelnen Monitoringstellen ist ein qualitativer Vergleich der elektrochemischen Messwerte nicht möglich.

Nach Einbau des Monitoringsystems wurden regelmäßig die Daten zur Korrosionsaktivität und ihrer Randbedingungen aufgezeichnet. Erste Messungen wurden bereits vor Beginn der Instandsetzungsmaßnahme durchgeführt, um Ausgangswerte zur ursprünglichen Bauteilsituation zu erhalten und die gesamte Entwicklung des Korrosionszustands der Bauteile beobachten zu können. Die Messdatenerfassung erfolgte in nachfolgend beschriebener Reihenfolge, um eine gegenseitige Beeinflussung zu verhindern.

- Makroelementkorrosionsstrom (I_{makro}): Der Kurzschluss zwischen „Anode“ und „Kathode“ geschieht über ein niederohmiges Amperemeter, durch welches eine Aufzeichnung des Stroms zwischen den beiden Korrosionselementen ermöglicht wird. Anhand des Makrokorrosionsstroms ist eine zeitabhängige Beurteilung des Stoffumsatzes infolge der Makroelementkorrosion vor und nach der Beschichtung der gerissenen Betonoberfläche möglich. Er stellt somit den wichtigsten Parameter zur Beurteilung des Korrosionszustands dar.
- freie Korrosionspotentiale ($E_{0,A}$, $E_{0,K}$): Durch Aufhebung des Kurzschlusses und gleichzeitiger Messung des Halbzellenpotentials der Anode depolarisieren beide Elektroden. Nach abgeschlossener Depolarisation wurde das freie Korrosionspotential der Anode und der Kathode bestimmt. Die Differenz der freien Korrosionspotentiale gibt Aufschluss über die Treibspannung im Korrosionssystem. Dies stellt einen weiteren Parameter zur Beurteilung des Korrosionszustands der Bewehrung dar.
- Polarisationswiderstandsmessung ($R_{P,A}$, $R_{P,K}$): Durch Auslenkung des Ruhepotentials der Elektrode um -20 mV und anschließender Verschiebung des Potentials auf $+20$ mV (Scanrate $0,125$ mV) kann aus der daraus resultierenden Stromantwort der lineare Polarisationswiderstand bestimmt werden. Die zeitabhängige Erfassung des anodischen Polarisationswiderstands ermöglicht es, die Entwicklung des Korrosionszustands qualitativ über den Zeitraum der Beschichtungsmaßnahme zu verfolgen [7].
- Elektrolytwiderstand zwischen Anode und Kathode (R_e): Gegenüber einer Gleichstromwiderstandsmessung können in einer Zwei-Elektroden-Messung mit Wechselstrom die Einflüsse aus der Kapazität der Grenzschiicht Stahl/Beton vernachlässigt werden. Die Amplitude der Messbrücke wurde mit 50 mV so niedrig wie möglich angesetzt, um eine Polarisation des Systems weitgehend zu minimieren. Durch die kontinuierliche Aufzeichnung des Elektrolytwiderstands kann die Feuchteentwicklung qualitativ verfolgt werden. Dadurch ist es möglich, das Austrocknungsverhalten des Betonbauteils infolge der Beschichtung zu untersuchen und somit deren Wirksamkeit zu überprüfen.
- Lufttemperatur und -feuchtigkeit: Da die Systemwiderstände einer starken Temperaturbeeinflussung unterliegen, war es nötig, die Widerstände mit dem Arrheniusansatz zu kompensieren. Somit konnten einerseits die Gründe für Veränderungen der Widerstände näher eingegrenzt werden und andererseits deren tatsächliche Entwicklung, unabhängig von der aktuellen Temperatur, abgebildet werden. $R_{p,a}$ und R_e wiesen eine starke, $R_{p,k}$ nur eine geringere Temperaturabhängigkeit auf, was mit Erkenntnissen der Literatur übereinstimmt [8].

3. Ergebnisse aus einer Bauwerksuntersuchung

Die Zwischendecken des mehrstöckiges Parkhaus mit rd. 10.000 Parkplätzen sind als Durchlaufsystem mit teilweiser Vorspannung ausgeführt und hauptsächlich punktförmig auf Stützen gelagert. Daraus ergibt sich oberseitig eine planmäßige Rissbildung. Die Oberflächenbereiche, in denen die lastbedingten Risse erwartet wurden, wurden bereits zu Beginn mit einem rissüberbrückenden OS vor Chlorideintrag geschützt. Zur Sicherstellung der Lebensdauer in den ungeschützten Bereichen wurde eine Betonrezeptur mit erhöhtem Chlorideindringwiderstand verwendet und die Dauerhaftigkeit gegenüber chloridinduzierter Korrosion im Rahmen einer vollprobabilistischen Lebensdauerbemessung nachgewiesen [9].

An den Oberseiten der Zwischendecken im Bereich der Momentenumlagerung der Stützen wurden Risse mit $0,05$ mm bis $0,3$ mm Breite festgestellt, die über den beschichteten Bereich hinausgingen. In den Rissen wurden Chloridkonzentrationen über den üblichen Grenzwerten festgestellt, bei denen eine chloridinduzierte Bewehrungskorrosion nicht mehr ausgeschlossen werden kann (> 1 M. %/z).

Von einer herkömmlichen Instandsetzung mit Entfernen des chloridhaltigen Betons wurde abgesehen. Stattdessen wurden an 22 Stellen Korrosionssensoren installiert und anschließend die Parkdeckoberseite vollflächig mit einem rissüberbrückenden OS versehen. Die Messung erfolgte bisher über einen Zeitraum von rund 51 Monaten. Die Messungen zeigten bisher an den meisten Sensoren einen deutlichen Rückgang der Korrosionsaktivität. Nachfolgend werden deshalb nur die Ergebnisse eines dafür repräsentativen Sensors aus Bauwerk 1 knapp dargestellt. Eine ausführliche Darstellung der Messergebnisse beider Bauwerke erfolgt im Rahmen des Vortrags zum Kolloquium und kann zusätzlich [6] entnommen werden.

Der dargestellte Sensor zeigte zu Beginn der Aufzeichnung nur einen geringen Korrosionsstrom, vgl. Abbildung 2. Die Werte pendelten zu Beginn der Untersuchungen zwischen 1 und 5 μA . Der folgende starke Zuwachs deutete auf eine rasche Korrosionsinitiierung infolge eines Tausalzeintrags zur Anode hin. Im Winter stieg der Makroelementstrom stark an (32 μA) und pendelte sich bei Strömen von 6 bis 18 μA ein wodurch auch nach dem Winter noch von aktiver Korrosion ausgegangen werden muss. Da der letzte Anstieg vor der Beschichtungsmaßnahme im Sommermonat Juli geschah, ist nicht von einer Tausalzbelastung auszugehen, sondern vielmehr waren die steigenden Temperaturen dafür verantwortlich. Dies wurde durch den gleichzeitig absinkenden unbereinigten Polarisations- und Elektrolytwiderstand bestätigt (nicht dargestellt).

Nach der Beschichtungsmaßnahme war ein deutlicher Rückgang des Elementstroms festzustellen, welcher dem fortwährenden Anstieg beider unbereinigten Systemwiderstände $R_{p,A}$ und R_e zuzuordnen ist. Bereinigt man die Widerstandsdaten hinsichtlich der Temperatur, zeigt sich ein klarer Anstieg von $R_{p,A}$, wohingegen R_e nur sehr langsam anstieg. Daher kann im vorliegenden Fall von einer Korrosion unter anodischer Kontrolle ausgegangen werden.

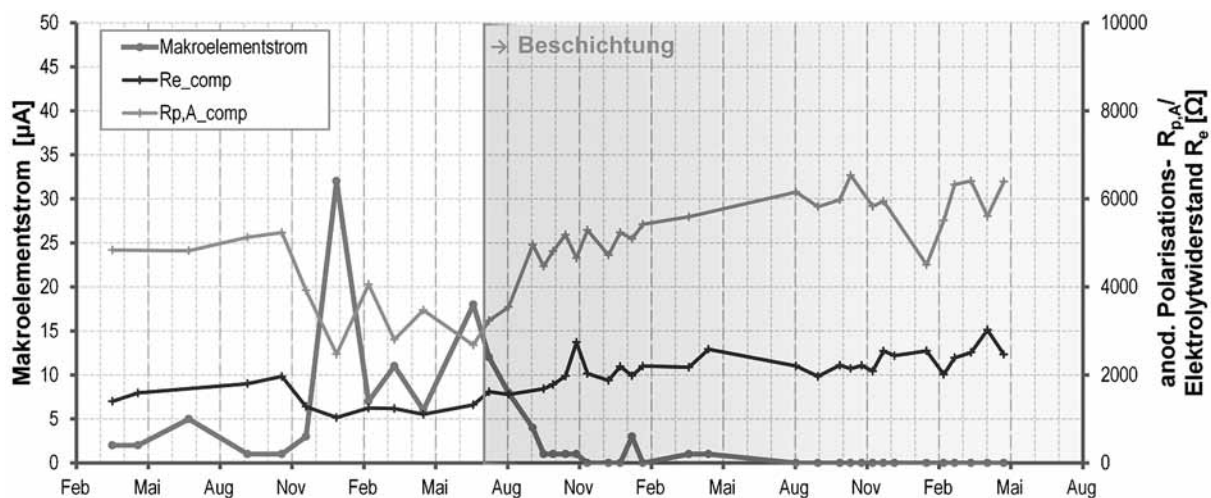


Abbildung 2: Temperaturbereinigter $R_{p,A}$ und R_e überlagert mit I_{makro} aus der Zwischendecke eines mehrstöckigen Parkhauses vor und nach der Beschichtungsmaßnahme (grau)

4. Diskussion der eingesetzten Messroutine und Ausblick

Die Erfassung einer großen Bandbreite elektrochemischer Messdaten und deren Randbedingungen ermöglichte eine umfangreiche und detaillierte Bewertung der Korrosionssituation nach Beschichtungsauftrag. Zudem konnte belegt werden, dass der beschriebene Messaufbau mittels Trennung des anodisch wirkenden Bereichs von der übrigen Bewehrung zielführend war und eine Bewertung des Korrosionszustands vergleichbar zu den bereits durchgeführten Laboruntersuchungen [3] ermöglichte. Durch die Möglichkeit das System nachträglich in Bestandsbauwerke einbauen zu können, kann die Wirksamkeit verschiedener Instandsetzungsmaßnahmen (z.B. Oberflächenschutzsystem) gezielt kontrolliert werden.

Bei der Auswertung der Daten muss allerdings beachtet werden, dass der zerstörende Eingriff bei der Trennung der Anode zur Beeinflussung des Korrosionssystems führen kann. Unter anderem muss davon ausgegangen werden, dass der gegenüber dem Altbeton wesentlich jüngere Mörtel einen kleineren Elektrolytwiderstand besaß. Der Stromfluss zwischen Anode und Kathode könnte somit zu Beginn des Monitorings begünstigt werden. Diese Gefahr könnte, z.B. durch Beschichten der Bohrlochwandung mit Epoxidharz verringert werden.

Die Erfassung der Korrosionsströme zusammen mit der aus den freien Korrosionspotentialen berechneten Treibspannung stellten grundlegende Parameter dar. Dies sind die wichtigsten Messdaten zur Bewertung der Korrosionsaktivität in einem Monitoring. Ströme und Potentiale befanden sich in derselben Größenordnung wie die Messwerte aus Laboruntersuchungen [3].

Im Hinblick auf die starke Temperaturabhängigkeit des Korrosionssystems ist die Messung der klimatischen Randbedingungen (Lufttemperatur, relative Luftfeuchte) unabdingbar, um bei der Auswertung die erfassten Parameter richtig einordnen zu können.

Die Veränderungen im Korrosionssystem konnten anhand der gemessenen Widerstände im Korrosionskreislauf bewertet werden. In den Bauwerken zeigte sich über den gesamten Zeitraum ein nahezu konstanter, sehr niedriger Verlauf des kathodischen Polarisationswiderstands. Sein Einfluss wurde daher in den vorliegenden Bauwerksituationen als vernachlässigbar eingeschätzt, da einerseits ein großflächiges Angebot an Kathodenfläche bestand, und andererseits von einer ausreichenden Sauerstoffversorgung dieser kathodischen Bereiche auszugehen war. Mit dem anodischen Polarisationswiderstand wurde ein wesentlicher Systemwiderstand gemessen, der als maßgebender korrosionsbeeinflussender Widerstand identifiziert wurde. Dies deckt sich mit den Ergebnissen aus [3]. Die Erfassung des Elektrolytwiderstands des Betons stellte einen wesentlichen Baustein des Korrosionsmonitorings dar, der Aufschluss über evtl. Feuchteveränderungen im Beton geben kann.

Insgesamt ist mit dem System nur eine qualitative Bewertung des Korrosionszustands der Bewehrung möglich. Korrosionsraten können aufgrund fehlender Informationen zur wirksamen Anodenfläche nicht berechnet werden. Ebenso kann durch die nicht konstante Aufzeichnung des Makroelementstroms der Querschnittsverlust am Stahl nicht quantifiziert werden.

Die Häufigkeit der Datenerfassung am Bauwerk muss individuell an die vorherrschenden Randbedingungen (Korrosionszustand der Bewehrung, allgemeiner Bauwerkszustand, ...) angepasst werden. Es ist empfehlenswert mind. 2 Messzyklen pro Jahr, je im Sommer und Winter, durchzuführen. Durch häufigere Messungen kann die Dateninterpretation jedoch detaillierter erfolgen und somit die Beurteilungsgrundlage weiter verbessert werden.

Bei dieser Form des Korrosionsmonitorings handelt es sich lediglich um eine punktuelle Zustandsüberwachung. Die Wahl der Anzahl und Lage der Messstellen ist daher von zentraler Bedeutung und erfordert ein hohes Maß an Sachkunde. Nur damit ist es möglich, eine Aussage zum gesamten Bauwerkszustand abzuleiten.

Weiterhin verlangt die Bewertung der erfassten Korrosionsparameter sowie deren Verknüpfung zur Absicherung des Korrosionszustandes eine vertiefte Kenntnis der elektrochemischen Vorgänge bei der Korrosion von Stahl in gerissenem, chloridbelastetem Beton. Die Randbedingungen (Feuchtezustand, Chloridgehalte, Rissart, usw.) müssen zusätzlich zur Beurteilung berücksichtigt und mit den Korrosionsparametern verknüpft werden. Eine Bewertung sollte daher nur durch einen sachkundigen Planer vorgenommen werden.

In den vorliegenden Fällen ist bis dato ein rückläufiger Makroelementstrom an allen untersuchten Sensoren feststellbar. Trotz dieser positiven Entwicklungen muss davon ausgegangen werden, dass ein Monitoring über mehrere Jahre durchgeführt werden muss.

Danksagung

Wir danken dem DAfStb für die Förderung des Forschungsvorhabens, das diese Untersuchungen ermöglichte.

Literatur

- [1] Deutscher Beton- und Bautechnik Verein e.V.: DBV-Merkblatt - „Parkhäuser und Tiefgaragen“. Berlin, 2010
- [2] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton e. V.: DAfStb Richtlinie – Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen (Instandsetzungsrichtlinie), Teil 1-4. Beuth Verlag, Berlin, Oktober 2001
- [3] Keßler, S., Hiemer, F., Gehlen, C.: Einfluss einer Betonbeschichtung auf die Mechanismen der Bewehrungskorrosion in gerissenem Stahlbeton, Beton- und Stahlbetonbau, Berlin, Ernst & Sohn Verlag, 2017
- [4] Schwenk, W.: Korrosionsgefährdung und Schutzmaßnahmen bei Elementbildung zwischen erdverlegten Rohren und Behältern aus unterschiedlichen Metallen. Gwf-gas/erdgas, 113, 11, 1972, 546-550
- [5] Deutsche Gesellschaft für Zerstörungsfreie Prüfung DGZfP: Merkblatt „Korrosionsmonitoring von Stahl- und Spannbetonbauwerken“, Berlin, 2018
- [6] Hiemer F., Wich F., Gehlen C., Keßler S., Mayer T. Monitoring von Bewehrungskorrosion in Rissbereichen von Stahlbetonbauwerken, Messtechnik im Bauwesen, Ernst & Sohn Verlag, 2018
- [7] Raupach, M.: Zur chloridinduzierten Makroelementkorrosion von Stahl in Beton. DAfStb-Heft 433, Berlin, Beuth Verlag, 1992
- [8] Osterminski, K.: Zur voll-probabilistischen Modellierung der Korrosion von Stahl in Beton- Ein Beitrag zur Dauerhaftigkeitsbemessung von Stahlbetonbauteilen. Dissertation, Technische Universität München, München, 2013
- [9] Gehlen, C., Mayer, T. F., Schießl-Pecka, A.: Monitoring und Instandhaltung instandgesetzter Bauwerke, Bauwerkserhaltung – Instandsetzung im Beton- und Stahlbetonbau, 12. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung, Karlsruher Institut für Technologie (KIT), 2016

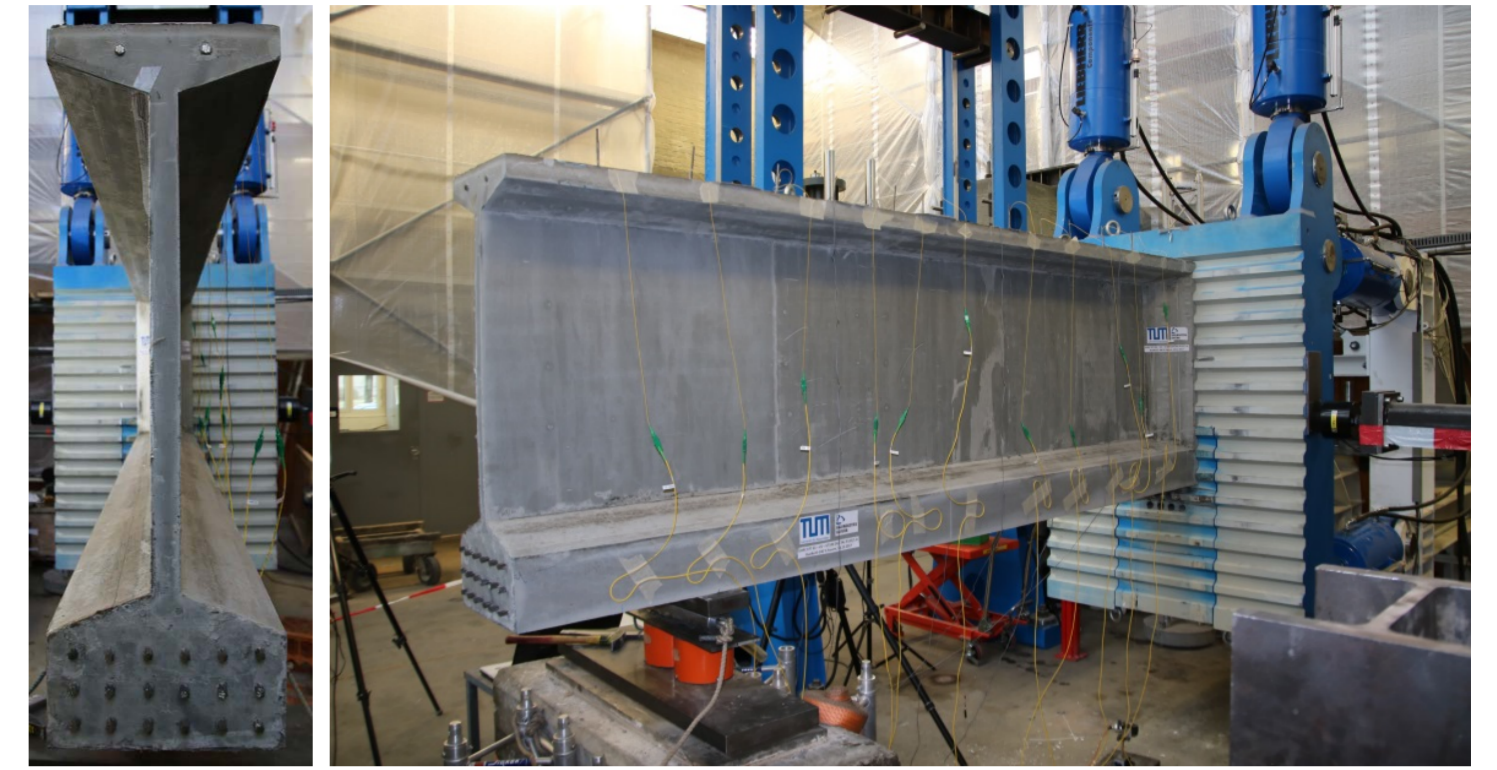
FERTIGTEILLÖSUNGEN FÜR BRÜCKEN MIT ULTRAHOCHLEISTUNGSBETON

Leistungsfähige Spannbeton-Fertigteilträger aus Ultrahochleistungsbeton (UHPFRC)

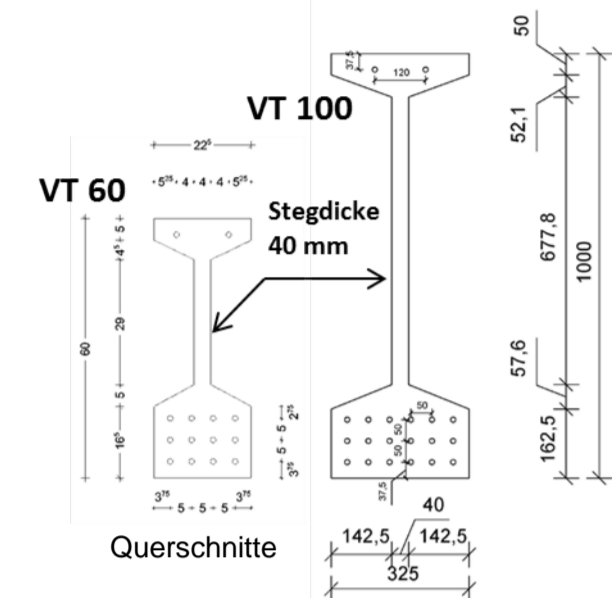
Allgemeines

Im Rahmen zweier Forschungsvorhaben am Lehrstuhl für Massivbau wurde das Tragverhalten von filigranen vorgespannten Tragelementen aus faserbewehrtem Ultrahochleistungsbeton (UHPFRC) untersucht. Bei dem FE-Vorhaben „Nachhaltiges Bauen mit vorgespannten Tragelementen aus ultrahochfestem Beton (UHPC); Anwendung für Parkhäuser“ des Bundesinstituts für Bau-, Stadt und Raumforschung (BBSR) wurde hierbei ein Parkdecksystem aus ultrahochfestem Beton entwickelt. Das Forschungsvorhaben „Leistungsfähige Fertigteil-Brückenträger aus UHPFRC für ein- und mehrfeldrige Brückenbauwerke mittlerer Spannweite“ des Bayerischen Bauindustrieverbandes untersuchte die Anwendung von UHPFRC für filigrane vorgespannte Fertigteil-Brückenträger.

Der Schwerpunkt der Forschungsarbeit lag bei beiden Projekten bei der Untersuchung des Querkrafttragverhaltens der Träger mit sehr dünnen Stegen hinsichtlich dem Bruchverhalten und der Vorankündigung des Versagens sowie von Maßstabeffekten. Die beiden Forschungsvorhaben zu UHPC wurden in einer Kooperation mit der SSF Ingenieure AG und der Hochschule München bearbeitet.



100 cm hohes UHPFRC-Trägerelement mit einer Stegdicke von lediglich 40 mm im Versuchsstand



Experimentelle Untersuchungen zum Querkrafttragverhalten der UHPFRC Spannbettträger mit dünnen Stegen

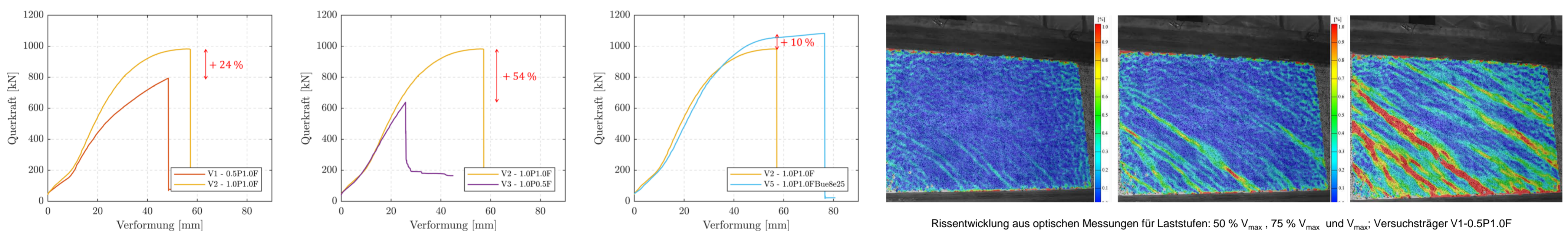
Die Versuche wurden in einem neuartigen Substruktur-Versuchsstand der TUM (siehe Poster „Innovative Querkraftversuche an Teilsystemen“) durchgeführt. Dieser ermöglicht es lediglich Trägerausschnitte zu untersuchen. Es wurden zwei Versuchsreihen mit Trägerhöhen von 60 und 100 cm unter Variation der Parameter Vorspannung, Fasergehalt und Bügelbewehrung durchgeführt. Die Trägerlängen betragen jeweils 3,2 m für die 100 cm hohen Träger und 2,0 m für die 60 cm hohen Träger. Darüber hinaus wurden vier Referenzversuche mit gleichen Querschnitten und Parametern an ganzen 4,0 m langen Trägern durchgeführt. Alle Träger wurden mit 0,5“ Litzen im Spannbett des MPA Bau der TUM hergestellt. Bis auf Versuchskörper VT60_V1, der aus der UHPC-Mischung B5Q hergestellt wurde, wurden alle Träger aus DUCTAL® hergestellt.

Name	Querschnittshöhe [mm]	Stahlfasergehalt [Vol.-%]	Gesamt-Vorspannkraft [kN]	Querkraftbewehrung	Auflagerüberstand [mm]	Schubslankheit a/d
VT100_V1	1000	2.11	1175	-	200	3.1
VT100_V2	1000	2.11	2350	-	300	3.0
VT100_V3	1000	1.05	2350	-	300	3.0
VT100_V4	1000	1.05	1175	-	300	3.0
VT100_V5	1000	2.11	2350	Ø8/25	500	2.8
VT60_V1	600	2.50	1862	-	200	3.5
VT60_V2	600	2.11	1862	-	200	3.5
VT60_V3	600	2.11	931	-	200	3.5
VT60_V4	600	2.11	1862	Ø8/25	200	3.5
VT60_V5	600	1.05	1862	-	200	3.5

Versuchsmatrix

Versuchsergebnisse

Trotz der Stegdicke von lediglich 40 mm, wiesen alle Träger eine sehr hohe Querkrafttragfähigkeit mit Querkraften zwischen 638 und 1083 kN auf. Grundsätzlich kam es jedoch zu einem recht spröden Stegzugversagen. Im Vergleich zu Normalbeton bildete sich kein diskreter kritischer Schubriss, sondern es zeigte sich vielmehr ein feines Rissbild mit vielen kleinen Schubrissen mit geringem Abstand (vgl. Abb. „Rissentwicklung aus optischen Messungen“). Dieser Effekt lässt sich auf die rissvernähende Wirkung der Stahlfasern zurückführen. Die Gegenüberstellung der Querkraft-Verformungs-Beziehungen zeigt den Einfluss von Vorspannung, Fasergehalt und Bügelbewehrung: für den Versuchsträger mit höherer Vorspannung zeigt sich ein späterer Übergang in den gerissenen Zustand und eine Erhöhung der Bruchquerkraft um 24 %. Für die Verdoppelung des (Mikro-)Stahlfasergehalts zeigt sich mit einer Erhöhung der maximalen Querkraft um 54 % der größte Einfluss. Die Stahlfasern liefern durch ihre rissvernähende Wirkung somit einen wesentlichen Beitrag zum Abtrag der Querkraften. Die Auswirkungen einer geringen einschnittigen Bügelbewehrung Ø8/25 cm auf die Querkrafttragfähigkeit zeigt hingegen weitaus geringere Ausmaße: durch die Schubbewehrung wird die Bruchquerkraft lediglich um 10 % erhöht. Die maximale Verformung nimmt für diesen Versuchsträger, durch das Fließen von Bügelbewehrung und Spannlitzen, jedoch deutlich zu.



Gegenüberstellung von Querkraft-Verformungs-Beziehungen zur Verdeutlichung des Einflusses von Vorspannung (links), Fasergehalt (mittig) und Bügelbewehrung (rechts)

Trogförmige Fertigteil-Plattenbrücke aus UHPFRC – Pilotbrücke „EÜ Dürnbach“

Baubeschreibung

Aufgrund des baulichen Zustandes musste die bestehende Brücke über den Dürnbach (Baujahr 1929) ersetzt werden. Dabei wurde mit Blick auf einen möglichst einfachen Bauablauf und einen größeren Durchflussquerschnitt für den überführten und regelmäßig Hochwasser führenden Bach angestrebt, ein möglichst schlankes Bauwerk mit im Vergleich zu einer konventionellen Lösung deutlich geringeren Konstruktionshöhe zu realisieren. So ließ sich mit UHPFRC ein neuer Brückenüberbau konzipieren, der, mit einem Gesamtgewicht von weniger als 22 t, als ein vergleichsweise leichtes Gesamtfertigteil im Rahmen einer kurzen Sperrpause der Strecke auf die bestehenden Widerlager gehoben werden konnte. Durch die Verwendung des Hochleistungsmaterials konnte die Stärke der als trogförmige vorgespannte Platte (Längsvorspannung im Spannbett, Quervorspannung in den Auflagerbereichen durch je drei 6-5 Spannglieder) realisierten Brücke mit nur 20 cm Konstruktionshöhe extrem gering gehalten werden. Zudem konnte aufgrund der hervorragenden Dauerhaftigkeitseigenschaften und der hohen Dichtigkeit und Widerstandsfähigkeit gegenüber mechanischer Beanspruchung u.a. auf eine gesonderte Abdichtung und den sonst erforderlichen Schutzbeton verzichtet werden. Zusammen mit neuartigen Beton-Flachschweller war im Vergleich zu einer konventionellen Betonlösung eine Reduktion der erforderlichen Gesamthöhe um insgesamt ca. 25 cm und damit auch die gewünschte Vergrößerung des Durchflussquerschnitts bei Hochwasser ohne jegliche Anpassung der Gleislage möglich. Durch die Verwendung von UHPFRC für die Erneuerung des Überbaus mit einer Stützweite von 5,25 m und einer Gesamtlänge von 6,50 m konnten die Widerlager der alten Brücke aufgrund des geringen Eigengewichts des neuen Brücken-Fertigteils beibehalten werden. Die Schotterhalterungen konnten dabei mit minimalen Dicken von lediglich 8 cm ausgeführt und tragend in das Bauwerk integriert werden. Für den Überbau wurde ein UHPFRC mit 2,5 Vol.% Mikrofasern verwendet. Konventionelle Stabstahlbewehrung wurde nur lokal bzw. für den Anschluss der nachträglich aufbetonierten Schotterhalterungen sowie – zur Steigerung der Robustheit – im mittleren Plattenbereich als untere Querbewehrung eingebaut.



Inbetriebnahme der neuen EÜ Dürnbach



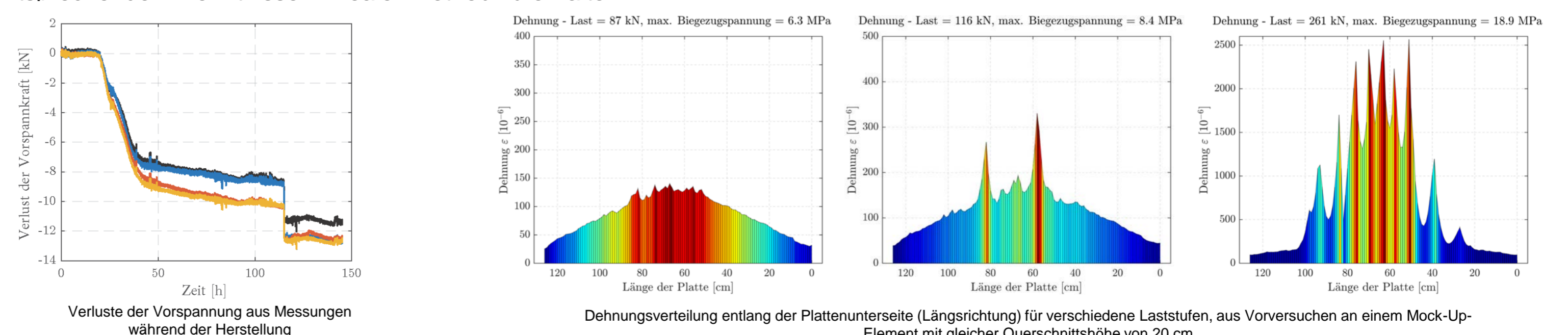
Einbau des Brückenfertigteils



Einheben des lediglich ca. 21 t schweren Brücken-Fertigteils

Messtechnische Überwachung

Um insbesondere auf die Verluste der Vorspannung infolge Kriechen und Schwinden sowie die Entwicklung der Hydratationswärme im realen Bauteil schließen zu können, wurde entsprechende Messtechnik in der Platte integriert und die Herstellung messtechnisch begleitet. Darüber hinaus erfolgt durch die Technische Universität München (TUM) auch eine messtechnische und wissenschaftliche Begleitung des Bahnbetriebs (einschließlich Probelastung mit definierten Achslasten), um zusätzlich zu den Laborerfahrungen auch entsprechende Erkenntnisse im realen Betrieb zu erhalten.



Projektbeteiligte

Die Konzeption der Lösung, die gutachterliche Stellungnahme zur Erwirkung der erforderlichen Zustimmung im Einzelfall, die Entwurfsplanung und bautechnische Prüfung erfolgte durch den Lehrstuhl Massivbau der TUM in Zusammenarbeit mit dem Ingenieurbüro Büchting+Streit AG, die Ausführungsplanung durch das Ingenieurbüro SSF Ingenieure AG. Die Herstellung des Fertigteils wurde an die Firma Max Bögl beauftragt. Dabei kam ein UHPC Compound (Effix plus) der Firma HeidelbergCement AG zum Einsatz. Besonderer Dank gilt der Tegersee-Bahn für die Bereitschaft zur Erstanwendung des neuen Werkstoffs sowie der Stiftung Bayerisches Baugewerbe für die finanzielle Unterstützung der Begleitung und messtechnischen Überwachung der Pilotbrücke.

TRAGFÄHIGKEIT VON TÜBBINGLÄNGSFUGEN

Hintergrund der Untersuchungen

Tunnel sind heute ein wichtiger Bestandteil der Infrastruktur, deren Bedeutung mit zunehmender Bevölkerungsdichte wächst. Längere Tunnel, besonders bei Eisenbahntrassen, werden häufig im maschinellen Tunnelvortrieb mit Tübbingausbau hergestellt. Dabei ist ein wichtiger Gesichtspunkt die Kraftübertragung zwischen den einzelnen Tübingelementen des Tübbingrings. Der Nachweis der Längsfuge hat eine hohe Bedeutung für die Machbarkeit und Wirtschaftlichkeit von Tunnelprojekten im maschinellen Ausbau, da der Nachweis an Querschlägen und Verbindungsbauwerken meist maßgebend für die Geometrie des Tübbings ist.

Allgemein sollen mit projektunabhängigen, experimentellen Untersuchungen in der Forschung die Effekte der Teilflächenpressung an der Tübbinglängsfuge besser erforscht werden und damit ein Beitrag für die allgemeine Weiterentwicklung der Bauweise geschaffen werden.

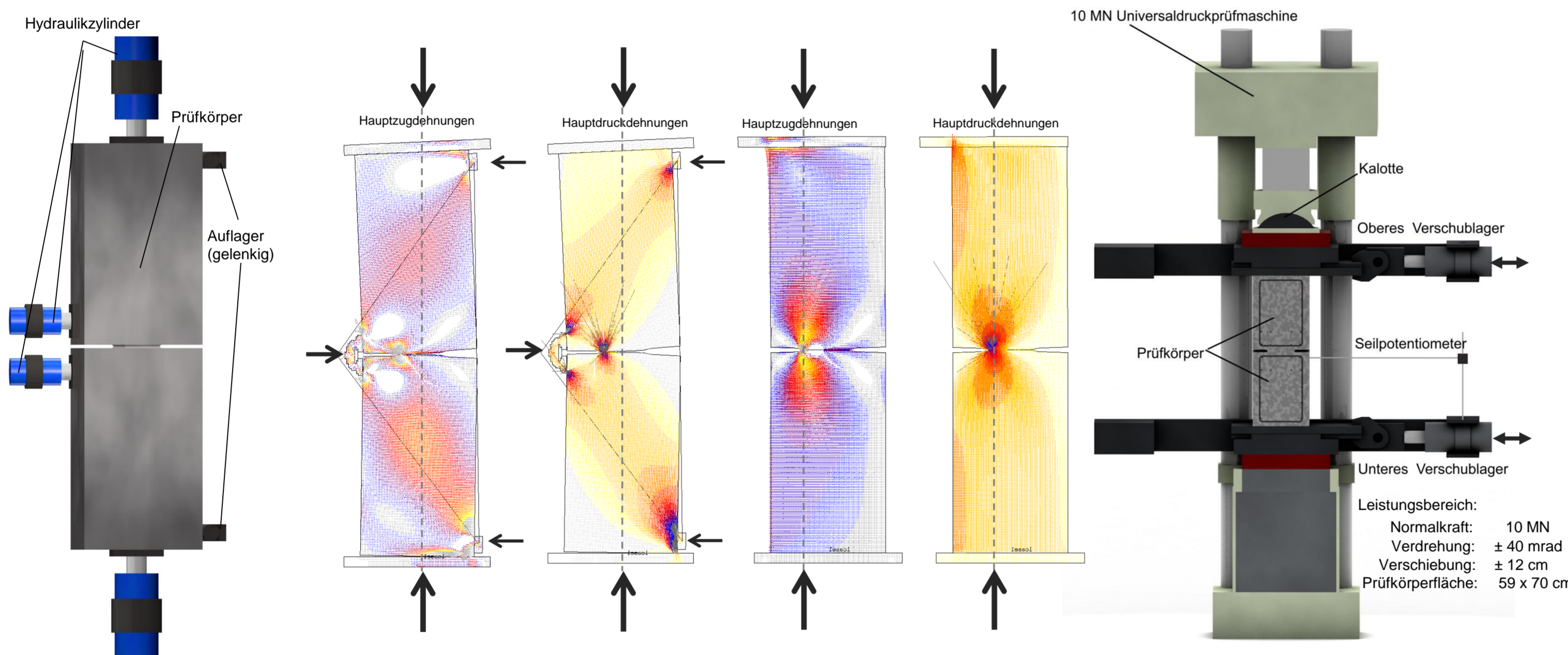
In aktuellen Tunnelprojekten konnten mit Versuchen im neukonzipierten Versuchsaufbau bereits Tragfähigkeitsreserven experimentell nachgewiesen und Unterstützung bei der konkreten Optimierung der Tübbinglängsfugenebewehrung gegeben werden.



links: Tübbing in der Produktion mit Blick auf die Tübbinglängsfuge; rechts: Tübbingtunnel im einschaligen Ausbau (Längsfugen blau nachgezeichnet)

Versuchsaufbau

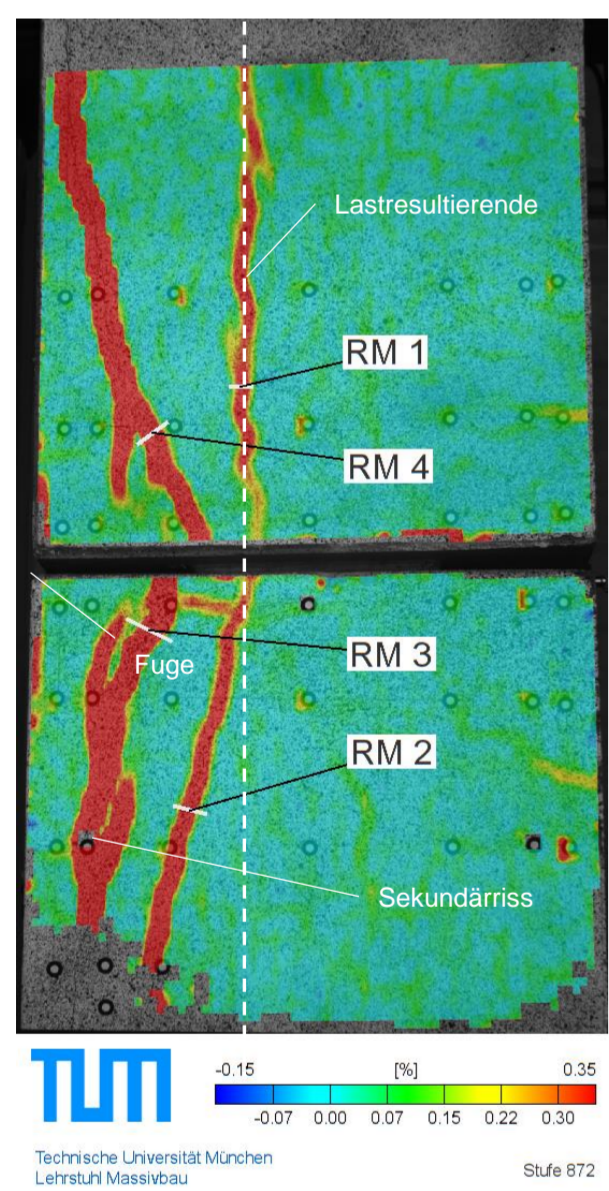
Im Gegensatz zu den bisher üblichen Versuchen wird im gewählten Versuchsaufbau der Verlauf der Zug- und Drucktrajektorien nicht durch seitliche Lasteinleitung im Fugenbereich gestört. Dadurch wird ein realitätsnäherer Kraftfluss im Versuchskörper abgebildet und Verformung bzw. Ablösungen der Betondeckung bleiben unbehindert. Die bestehende 10MN Universaldruckprüfmaschine wurde zu diesem Zweck mit neukonzipierten Verschlusslagern erweitert. Die Lagerung gekoppelt mit einer servohydraulischen Echtzeitsteuerung ermöglicht im Versuch die beliebige Veränderung der Exzentrizität am Prüfkörper unter Drucknormalkraft. Dadurch ist das Momenten - Normalkraft - Verhältnis im Leistungsbereich der Konstruktion variabel einstellbar.



links: Herkömmlicher Versuchsaufbau; mitte: Qualitativer FE-Vergleich zwischen herkömmlichen (links) und neuem Versuchsaufbau (rechts); rechts: Schnitt durch neuen Versuchsaufbau

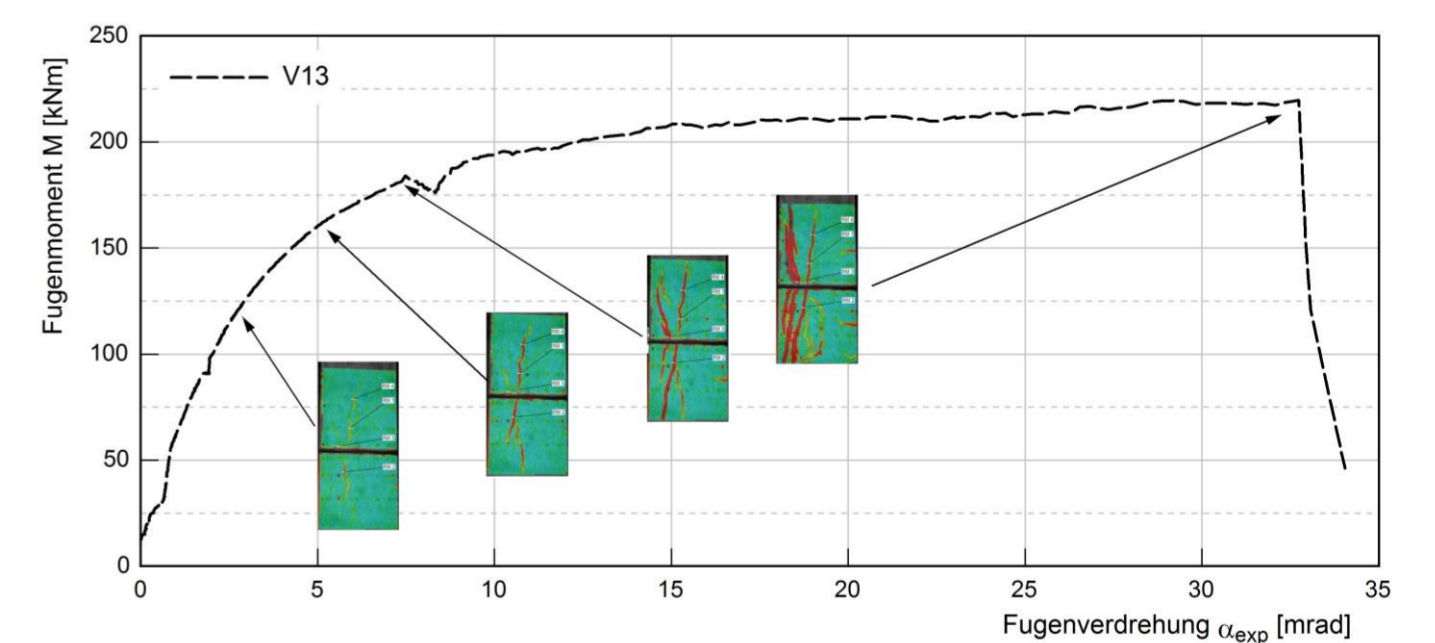
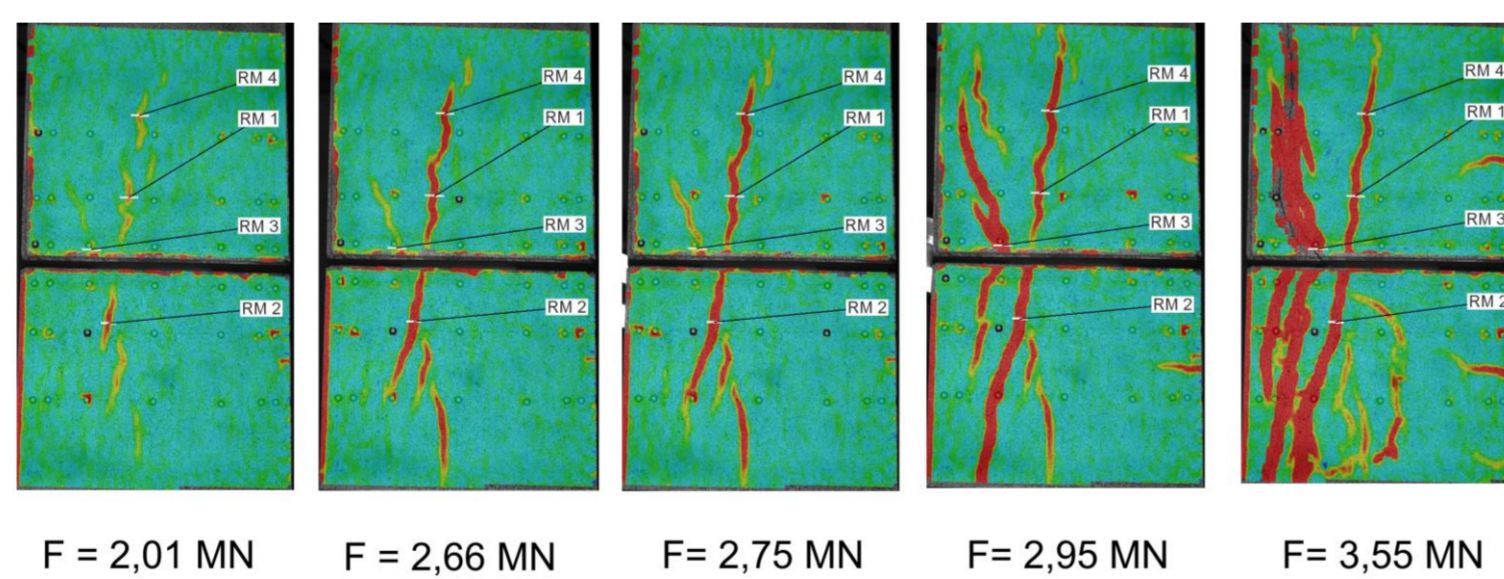


Vordergrund: Nahfeldphotogrammetriesystem; Hintergrund: Versuchsaufbau mit eingebautem Versuchskörper



Messtechnik

Bei den Versuchen werden verschiedene Messsysteme verwendet. Die konventionelle Messtechnik (Kraft-, Weg-, und Drucksensoren) wird im System der Echtzeitsteuerung aufgezeichnet. Die wichtigsten Messgrößen sind der Kolbenhub der Verschlusslager und der Prüfmaschine, die Kräfte der hydraulischen Zylinder, die Zwangsverformungen der Prüfmaschine, die horizontale Verschiebung der Fuge und die Rotation der Kalotte der Prüfmaschine. Neben der konventionellen Messtechnik können die Versuche auch mittels Nahfeldphotogrammetrie begleitet werden. Letztere wird u.a. genutzt, um die Fugenverdrehungen und die Längenänderungen an der Betonoberfläche zu messen und qualitative Rissbilder aufzunehmen. Quantitativ kann die Rissöffnung an ausgewählten Punkten mittels digitalen Rissmarken an der Oberfläche gemessen werden. Faseroptische Messungen sind ebenfalls möglich, diese erlauben eine quantitative Analyse der Dehnungsverteilung in der Spaltzugbewehrung und zusätzliche Erkenntnisse zur Optimierung der Bewehrungsverteilung.



Links: Hauptdehnungen Nahfeldphotogrammetrie (kurz vor Bruch); mitte: Qualitative Hauptdehnungen aus Nahfeldphotogrammetrie von Versuch aus AIF Projekt bei verschiedenen Kraftstufen; rechts: Moment-Verdrehungsdiagramm aus AIF Projekt mit Hauptdehnungen aus Nahfeldphotogrammetrie

AiF Forschungsvorhaben Untersuchung zu hochbelasteten Fugen im Tunnelbau - Tübbinglängsfugen

Gefördert durch:

 Bundesministerium für Wirtschaft und Energie
 aufgrund eines Beschlusses des Deutschen Bundestages

Untersucht wurden unterschiedliche Längsfugegeometrien mit veränderlichen Exzentrizitäten (M/N – Verhältnissen) unter Kurzzeitbelastung mit dem Ziel die Tragfähigkeit der Tübbinglängsfuge in Abhängigkeit von Fugegeometrie und Bewehrung experimentell zu bestimmen. Das Versuchsprogramm fokussierte auf große Exzentrizitäten bei mittlerer bis niedriger Normalkraft. Im Versuch konnte die Fugentragfähigkeit nach Eurocode 2 übertroffen werden. Zusätzlich wurden im Versuch auch die Verdrehsteifigkeiten der Versuchskörper bestimmt. Die Verdrehsteifigkeiten sind bei klaffender Fuge höher als die rechnerischen Verdrehsteifigkeiten nach Janßen. Prüfkörper mit hochfesten Betonen hatten bis Versuchsabbruch eine höhere gemessene als rechnerisch prognostizierte Verdrehsteifigkeit.



Ausblick

Die Ergebnisse des Forschungsvorhabens werden im Rahmen der Dissertation vertieft betrachtet und Erkenntnisse für die Fortschreibung der Regelwerke im Tunnelbau abgeleitet. Mit den weiteren Versuchseinrichtungen (z.B. Tübbingversuchsstand) stehen umfassende Möglichkeiten zur experimentellen Untersuchung von Tübbings zur Verfügung. Derzeit laufen mehrere Vorhaben zur Unterstützung bei komplexen Fragestellungen von laufenden Tunnelprojekten im In- und Ausland.

- [1] Schmidt-Thrö, G.: Modellierungs- und Bemessungsfragen der Tübbinglängsfuge im maschinellen Tunnelausbau, vsl. 2019.
- [2] Schmidt-Thrö, G.; Bassem, T.; Smarslik, M.; Scheufler, W.; Fischer, O.; Mark, P.: Experimente zur Teilflächenpressung mit vorwiegend ebener Lastausbreitung. Beton- und Stahlbetonbau 113 (2), 2018.
- [3] Schmidt-Thrö, G.; Scheufler, W.; Fischer, O.: Experimental tests of longitudinal joints on segmental linings. Proceedings of the World Tunnel Congress (WTC) 2017 – Surface challenges – Underground solutions, 2017.
- [4] Schmidt-Thrö, G.; Scheufler, W.; Fischer, O.: Theoretische und Experimentelle Untersuchungen zur Tragsicherheit und Gebrauchstauglichkeit von Tübbinglängs- und Rohrstoßfugen – Schlussbericht zum IGF-Forschungsvorhaben 17932N. Arbeitsgemeinschaft industrieller Forschungsvereinigungen (AiF), 2016.
- [5] Fischer, O.; Schmidt-Thrö, G.: Nachweisformate und experimentelle Untersuchungen zur Lastübertragung in Tübbinglängsfugen. Tagungsunterlagen Felsmechanik-Tag 2015 (felsmechanische Fragestellungen beim Bahnprojekt Stuttgart-Ulm), 2015, S.164-177.
- [6] Fischer, O.; Schmidt-Thrö, G.: Bemessung und Konstruktion von Längsfugen beim Tübbingausbau. In: Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. DGGT (Hrsg.): Taschenbuch für den Tunnelbau 2016. Ernst & Sohn, 2015.

ZUR BETRACHTUNG VON DIFFUSIONSPOTENTIALEN ALS STÖRGRÖÖE BEI DER POTENTIALMESSUNG IM STAHLBETONBAU

Stahlbeton ist ein viel verwendeter Baustoff zur Errichtung von Bauwerken weltweit. Bei der Bemessung von Bauwerken müssen neben den Anforderungen an die Tragfähigkeit auch die Anforderungen an die Dauerhaftigkeit erfüllt sein. Andernfalls kann dies zur Korrosion des Betons oder des Bewehrungsstahls führen (vgl. Abbildung 1). Die Korrosion des Bewehrungsstahls tritt beispielsweise aufgrund der Senkung des pH-Werts des umgebenden Betons als Folge von Carbonatisierung oder Auslaugung auf. Bei der Carbonatisierung reagiert das eindringende CO_2 aus der Luft mit dem Calciumhydroxid in der Porenlösung und führt schließlich zu einem verringerten pH-Wert. Weiterhin besteht die Möglichkeit einer chloridinduzierten Korrosion, sobald der kritische korrosionsauslösende Chloridgehalt an der Stahlbewehrung erreicht wird. Hierbei steht das Eindringen von Chloriden beispielsweise durch Tausalz- oder Meerwasserexposition im Vordergrund. Dies geschieht im Gegensatz zur carbonatisierungsinduzierten Korrosion nicht flächig, sondern ist lokal begrenzt.



Abbildung 1: Eingangstreppe aus Stahlbeton, korrodierend

Um den Zustand der Stahlbewehrung im Beton hinsichtlich Korrosion zu untersuchen, kommt oftmals die Methode der Potentialmessung zum Einsatz. Die Potentialfeldmessung ist ein etabliertes Verfahren, um den Zustand der Stahlbewehrung hinsichtlich chloridinduzierter Korrosion zu einem frühen Zeitpunkt zerstörungsfrei zu detektieren. Hierzu existieren Richtlinien wie das „Merkblatt B 03 – Merkblatt für Elektrochemische Potentialmessungen zur Detektion von Bewehrungsstahlkorrosion“ von der Deutschen Gesellschaft für zerstörungsfreie Prüfung (DGfZfP) [DGfZfP2014]. Danach wird die Potentialdifferenz zwischen dem Bewehrungsstahl und einer Referenzelektrode gemessen, was in einem Raster erfolgt. Dazu wird die Stahlbewehrung an einer Stelle freigelegt, um daran eine mobile Referenzelektrode mit einem zwischengeschalteten hochohmigen Voltmeter anzuschließen. Die Referenzelektrode befindet sich auf der Betonoberfläche, wobei ein Koppelmittel zur Gewährleistung des elektrischen Kontakts bei der Ankopplung erforderlich ist. Hierbei sind u. a. Silber/Silberchlorid-Elektroden (im Labor) oder Kupfer/Kupfersulfat-Elektroden (am Bauwerk) üblich. Als weitere Anwendung ist in diesem Zusammenhang die Überwachung des Potentials der Stahlbewehrung beim Kathodischen Korrosionsschutz (KKS) zu nennen. Die Messung von Potentialen mit der Kelvinsonde beruht auf dem Prinzip eines Plattenkondensators (vgl. [Sagüés2012]). Dabei wird die Potentialdifferenz zwischen der Betonoberfläche und einem Referenzmetall, welches sich in einem bestimmten Abstand über dieser befindet, gemessen. Dazu ist ebenfalls eine Freilegung der Stahlbewehrung an einer Stelle erforderlich. Des Weiteren erfolgt eine Messung von Potentialen beim Einsatz von Ionenselektiven Elektroden. Diese werden eingesetzt, um die Senkung des pH-Werts oder das Eindringen von Chloriden in der Betondeckung am Bewehrungsstahl zu überwachen. Dabei wird das Potential im Zusammenhang mit einer Referenzelektrode, welche sich auf der Betonoberfläche befindet oder im Beton eingebettet ist, aufgezeichnet. Die zugehörigen Systemzeichnungen sind in Abbildung 2 dargestellt.

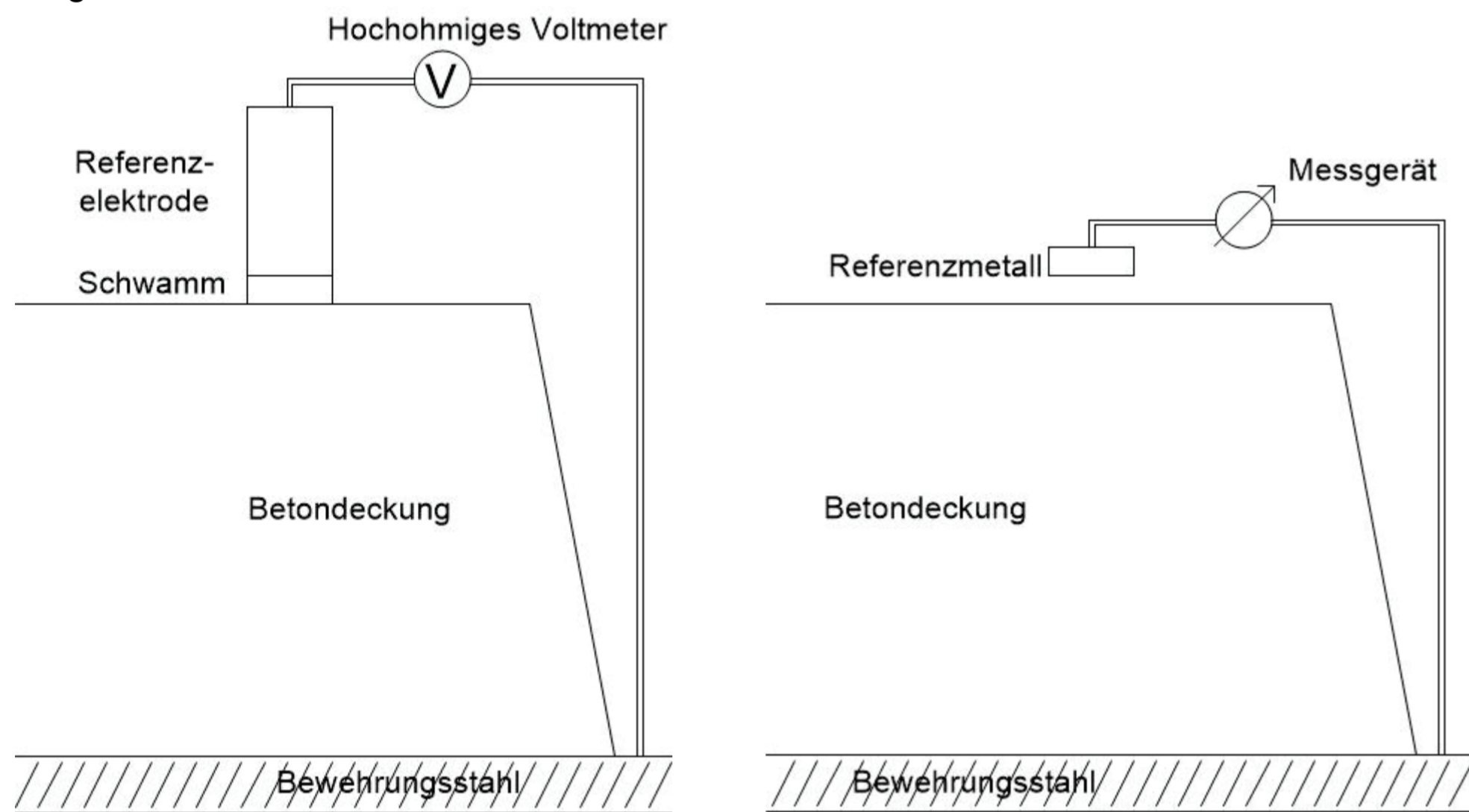


Abbildung 2: Systemzeichnungen von (a) Potentialfeldmessung, (b) Potentialmessung mittels Kelvinsonde, (c) Potentialmessung bei Ionenselektiver Elektrode (hier mit eingebetteter RE)

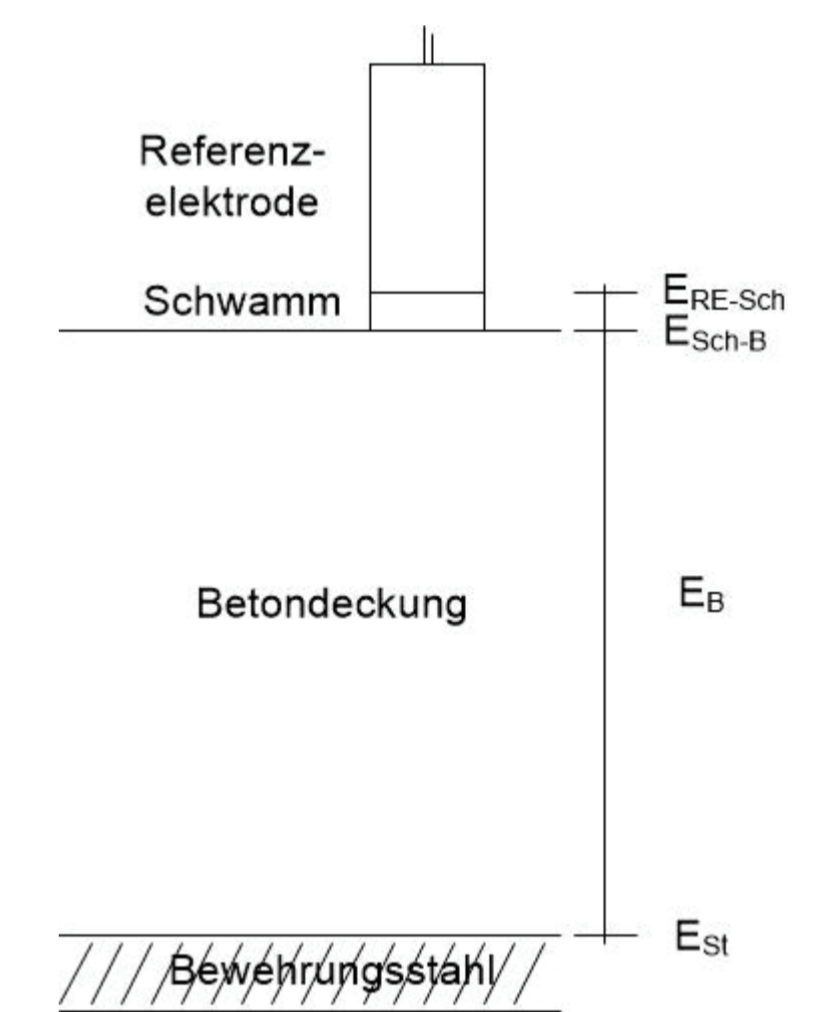


Abbildung 3: Diffusionspotentiale bei der Potentialmessung

Die Messung von Potentialen wird u. a. von Diffusionspotentialen beeinflusst. Diese entstehen infolge von Mobilitätsunterschieden bei der Diffusion von Ionen. Infolge großer Mobilitätsunterschiede, wie dies beispielsweise bei Hydroxid und dem begleitenden Kation der Fall ist, ist mit hohen Diffusionspotentialen von ca. 30 mV bei einer Differenz im pH-Wert von einer Einheit zu rechnen [Myrdal1996]. Wie in Abbildung 4 zu sehen ist, sind im Zementstein mit selektiver Permeabilität höhere Diffusionspotentiale zu erwarten [Angst2009-2].

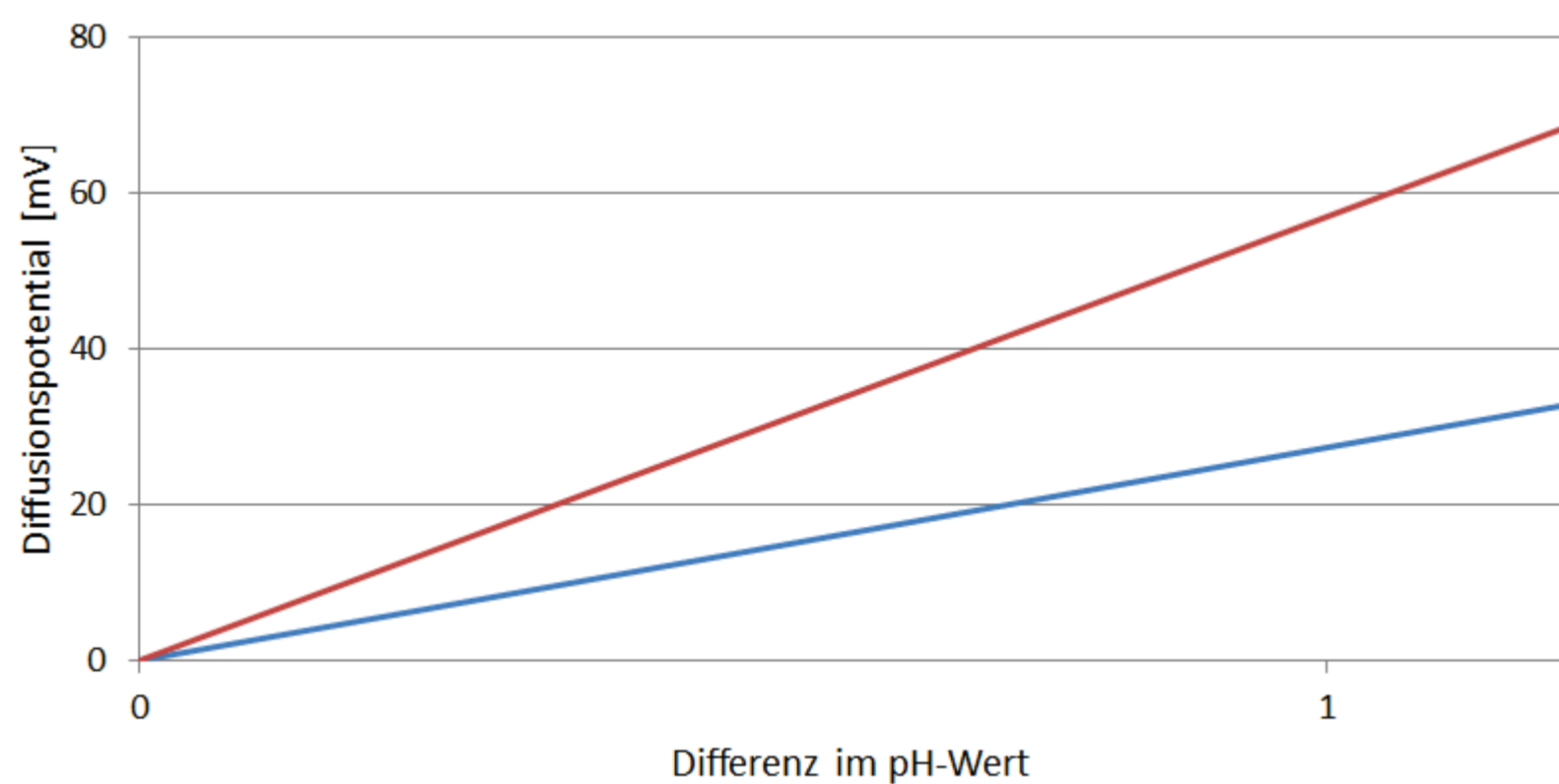


Abbildung 4: Mit der Henderson-Gleichung berechnete Diffusionspotentiale am Beispiel von KOH in Lösung (blaue Linie) bzw. im Zementstein mit selektiver Permeabilität (rote Linie) (auf Basis der aus [Myrdal1996], [Angst2009-2] entnommenen Daten)

In der Literatur werden Diffusionspotentiale z. B. in [Elsener2003] als vernachlässigbar betrachtet, allerdings gibt es auch Literatur, worin dies als gravierende Fehlerquelle angesehen wird (z. B. in [Angst2009-1]). Hierbei eignet sich die Gleichung von Henderson für eine Abschätzung von Diffusionspotentialen – zumindest bei Lösungen [Myrdal1996]. Allerdings ist eine ausreichende Quantifizierung von Diffusionspotentialen im Zementstein mit permselektivem Verhalten bisher noch nicht erfolgt, so dass hierzu weiteres Wissen erforderlich ist [Angst2010].

In einem aktuellen Forschungsvorhaben ist das Ziel, die Diffusionspotentiale im Zementstein zu quantifizieren. Dazu werden zunächst Versuche mit Materialien ohne permselektivem Verhalten und schließlich am Zementstein mit selektiver Permeabilität durchgeführt. Der Versuchsaufbau ist in Abbildung 5 dargestellt. Es kommen Lösungen mit NaCl, NaOH, Na_2SO_4 zum Einsatz. Die Konzentration der Ionen soll mittels Aufschluss sowie mit der LA-ICP-MS bestimmt werden. Die Laserablation in Verbindung mit der Massenspektrometrie mit induktiv gekoppeltem Plasma (LA-ICP-MS) erlaubt eine Ortsauflösung unterschiedlicher Ionen von wenigen Mikrometern. Zudem erfolgen eine Validierung der Henderson-Gleichung sowie die Modellierung von Diffusionspotentialen im Zementstein mit selektiver Permeabilität.

Bei den oben aufgeführten Methoden wird die Potentialmessung durch Diffusionspotentiale, welche infolge der Ankopplung der Referenzelektrode an die Betonoberfläche entstehen und möglicherweise bereits in der Betondeckung vorhanden sind, beeinflusst. Dies ist in Abbildung 3 zu sehen. Zur Ankopplung der Referenzelektrode wird beispielsweise ein mit Leitungswasser befeuchteter Schwamm, welcher eine vom inneren Elektrolyt der Referenzelektrode als auch von der Porenlösung im Zementstein verschiedene Zusammensetzung besitzt, verwendet. Auch in der Betondeckung können Konzentrationsgradienten z. B. infolge von Carbonatisierung oder dem Eindringen von Chloriden vorhanden sein.

Da bei der Potentialfeldmessung die Potentiale relativ zum Potential der Stahlbewehrung gemessen werden, würden sich zwar hierbei Diffusionspotentiale mit flächig gleicher Höhe auf die Auswertung nicht auswirken, allerdings trifft dies beispielsweise im Fall von eindringenden Chloriden örtlich nicht zu [Angst2009-1]. Bei der Kelvinsonde entfällt zwar die Ankopplung mit einer Referenzelektrode und die damit zusammenhängenden Diffusionspotentiale treten nicht auf. Allerdings wird die Potentialmessung auch hierbei durch in der Betondeckung vorhandene Diffusionspotentiale beeinflusst (vgl. [Sagüés2012]). Bei der Messung von Ionenaktivitäten mittels Ionenselektiver Elektroden wird das Potential der Ionenselektiven Elektrode für die Bestimmung der Aktivitäten herangezogen. Somit hat ein fehlerhaftes Potential mit Abweichungen von wenigen Millivolt bereits großen Einfluss auf die Genauigkeit auf die Messung [Angst2009-2, Angst2010]. Diesbezüglich empfiehlt sich die Verwendung einer eingebetteten Referenzelektrode, welche sich auf Höhe der Ionenselektiven Elektrode im Beton befindet [Angst2009-2].

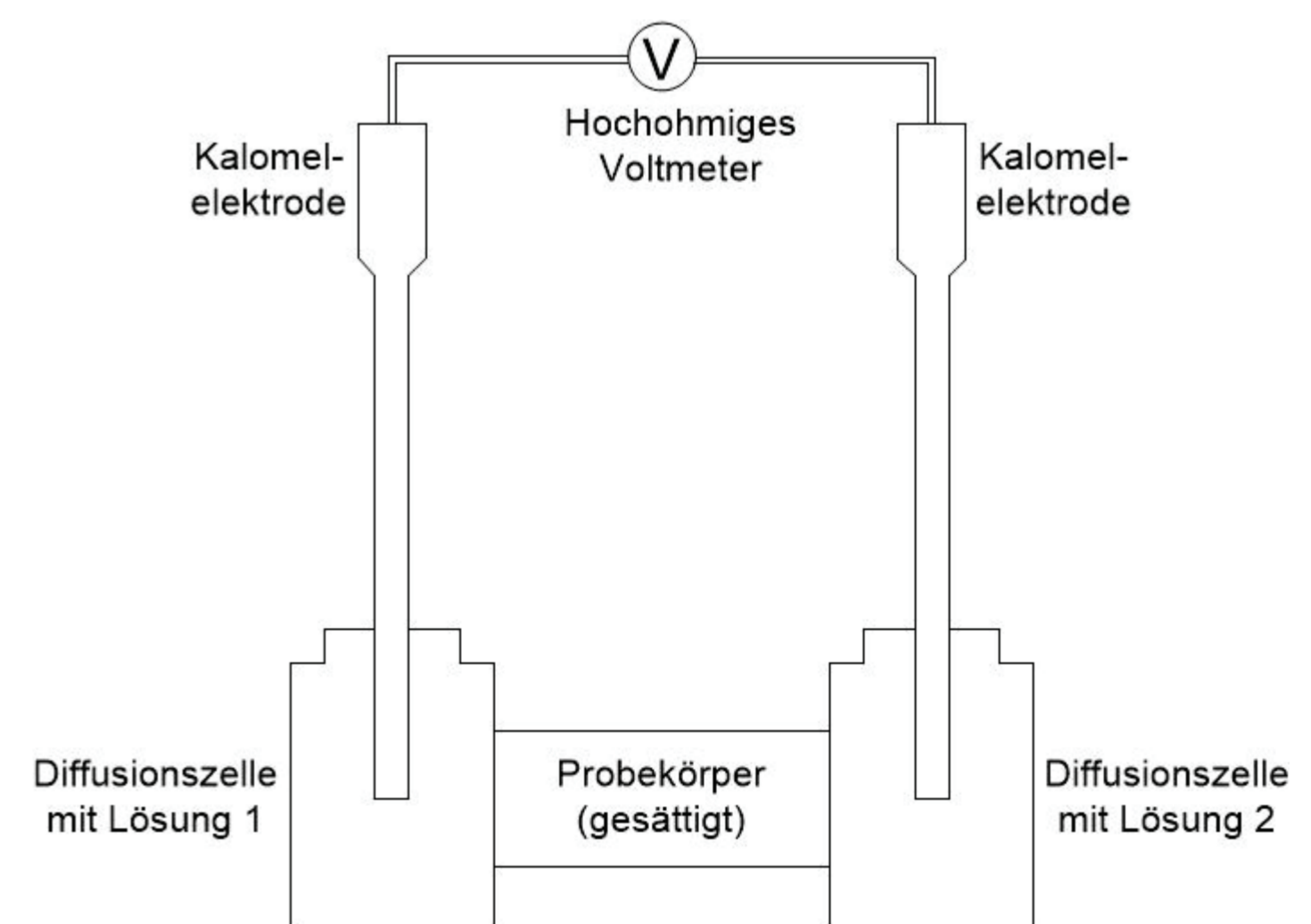


Abbildung 5: Experimentelles Setup

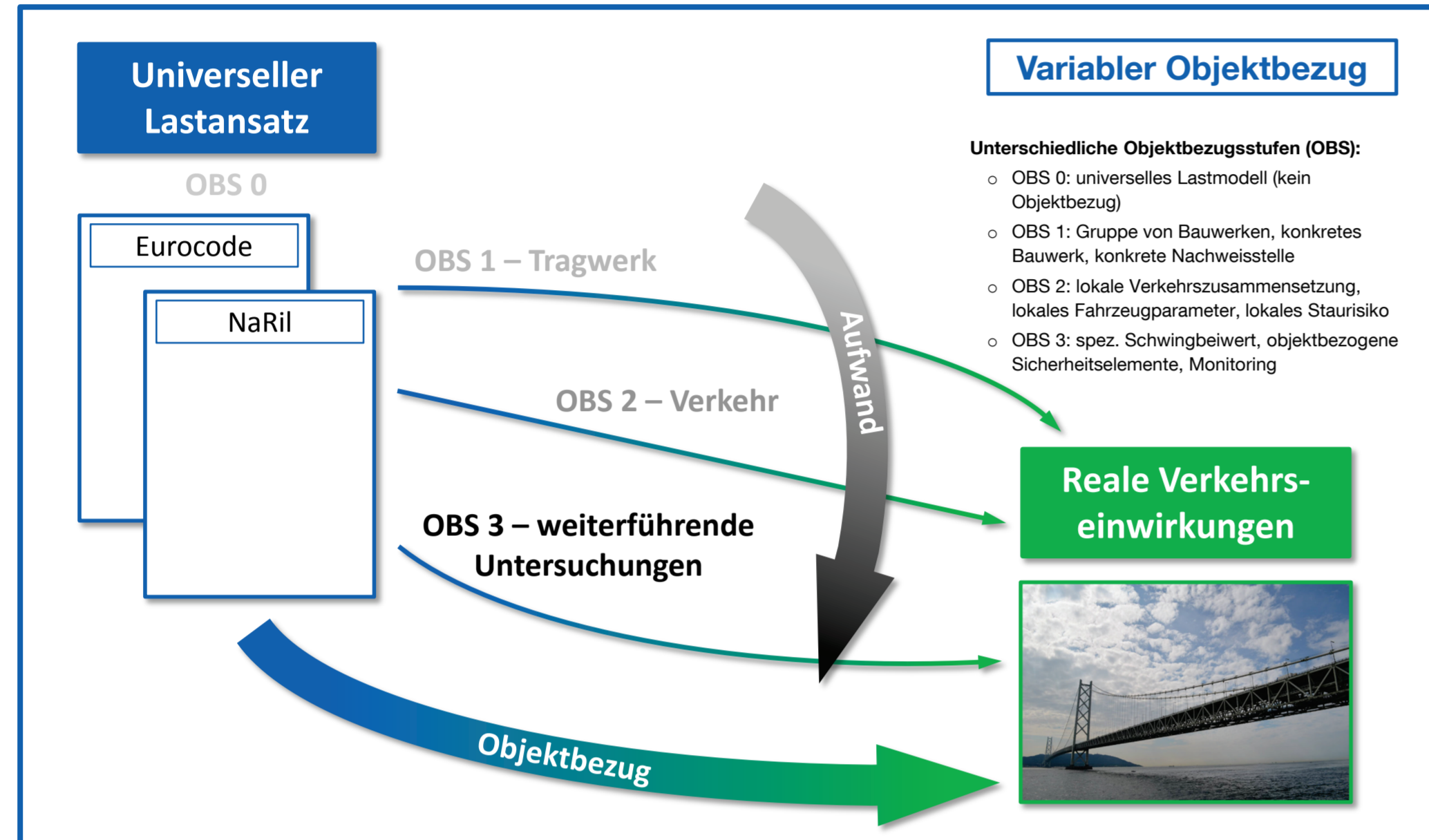
Referenzen:

- [Angst2009-1] Angst, U.; Vennesland, Ø.; Myrdal, R.: Diffusion potentials as source of error in electrochemical measurements in concrete. In: Materials and Structures 42, S. 365 - 375, 2009. [Angst2009-2] Angst, U.; Vennesland, Ø.: Detecting critical chloride content in concrete using embedded ion selective electrodes – effect of liquid junction and membrane potentials. In: Materials and Corrosion 60/8, S. 638 - 643, 2009. [Angst2010] Angst, U.; Elsener, B.; Myrdal, R.; Vennesland, Ø.: Diffusion potentials in porous mortar in a moisture state below saturation. In: Electrochimica Acta 55, S. 8545 - 8555, 2010. [DGfZfP2014] Deutsche Gesellschaft für Zerstörungsfreie Prüfung e.V.: Merkblatt B 03 – Merkblatt für Elektrochemische Potentialmessungen zur Detektion von Bewehrungsstahlkorrosion, 2014. [Elsener2003] Elsener, B.; Andrade, C.; Gulikers, J.; Polder, R.; Raupach, M.: Half-cell potential measurements – Potential mapping on reinforced concrete structures. In: Materials and Structures 36, S. 461 - 471, 2003. [Myrdal1996] Myrdal, R.: Phenomena that disturb the measurement of potentials in concrete. In: Corrosion 339, S. 1 - 19, 1996. [Sagüés2012] Sagüés, A.; Walsh, M.: Kelvin Probe electrode for contactless potential measurement on concrete – Properties and corrosion profiling application. In: Corrosion Science 56, S. 26 - 35, 2012.

WIRKLICHKEITSNAHE VERKEHRSLASTMODELLE FÜR STRASSENBRÜCKEN

Hintergrund

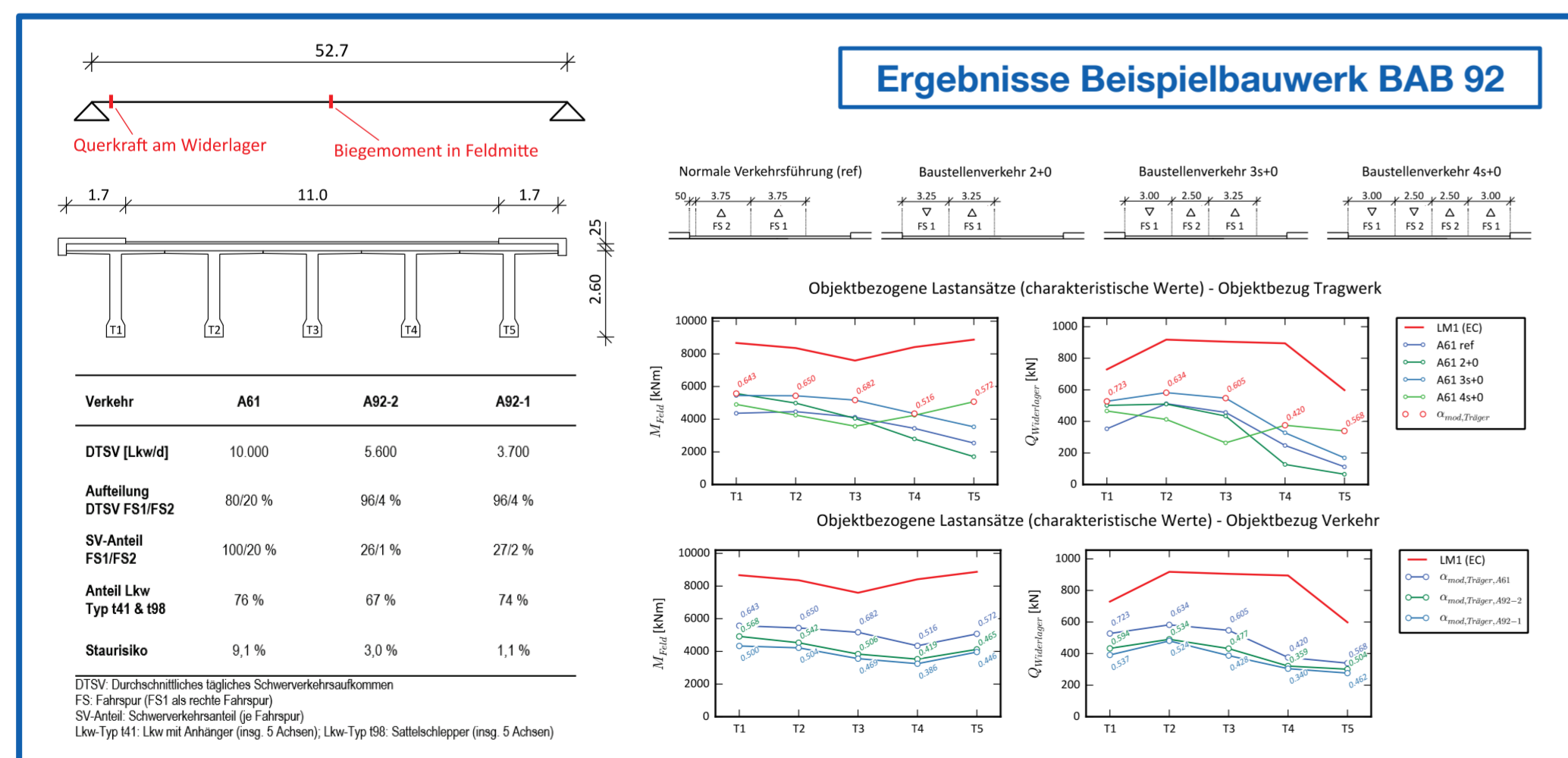
Die Nachrechnung bestehender Straßenbrücken gemäß der aktuellen Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie) hat in den letzten Jahren für zahlreiche Bauwerke teilweise erhebliche rechnerische Defizite für maßgebende Nachweise aufgedeckt. Um die hierdurch erforderlichen Instandsetzungs- und Verstärkungsmaßnahmen, und den damit verbundenen hohen Einsatz an Finanzmitteln und Ressourcen, zu reduzieren und den vorhandenen Verkehr möglichst lange und störungsfrei auf den bestehenden Bauwerken zu belassen, werden genauere Untersuchungsmethoden erforderlich. Solche Methoden sollen vorhandene Potentiale bei der Beurteilung der Tragwerke besser ausnutzen können, durch eine realitätsnähere Abbildung von Lasteinwirkungen und Tragwiderständen, um ohne Absenkung der geforderten Zuverlässigkeit für eine vorgesehene Restnutzungsdauer die volle Funktionalität und Tragsicherheit nachweisen zu können.



Untersuchungen BAB 92

Im Rahmen eines gemeinsam mit der Autobahndirektion Südbayern initiierten und am Lehrstuhl für Massivbau der Technischen Universität München durchgeführten Forschungsvorhabens zur Nachrechnung und Beurteilung von Brückenbauwerken im Zuge eines gesamten Streckenzugs (hier: der Bundesautobahn 92 zwischen München und Deggendorf) wurden u.a. die Auswirkungen eines zunehmenden Objektbezugs auf die resultierenden Lastansätze untersucht. Hierfür wurde der Bauwerksbestand der BAB 92 durch neun repräsentative Bauwerke abgebildet, an denen die Untersuchungen durchgeführt wurden. Zur Abbildung der lokalen Verkehrscharakteristik wurden bereits vorhandene Messdaten von Achslastmess- und Dauerzählstellen analysiert, und hieraus entsprechende Parametermodelle abgeleitet, welche als Eingangsgrößen für die Verkehrssimulationen dienen.

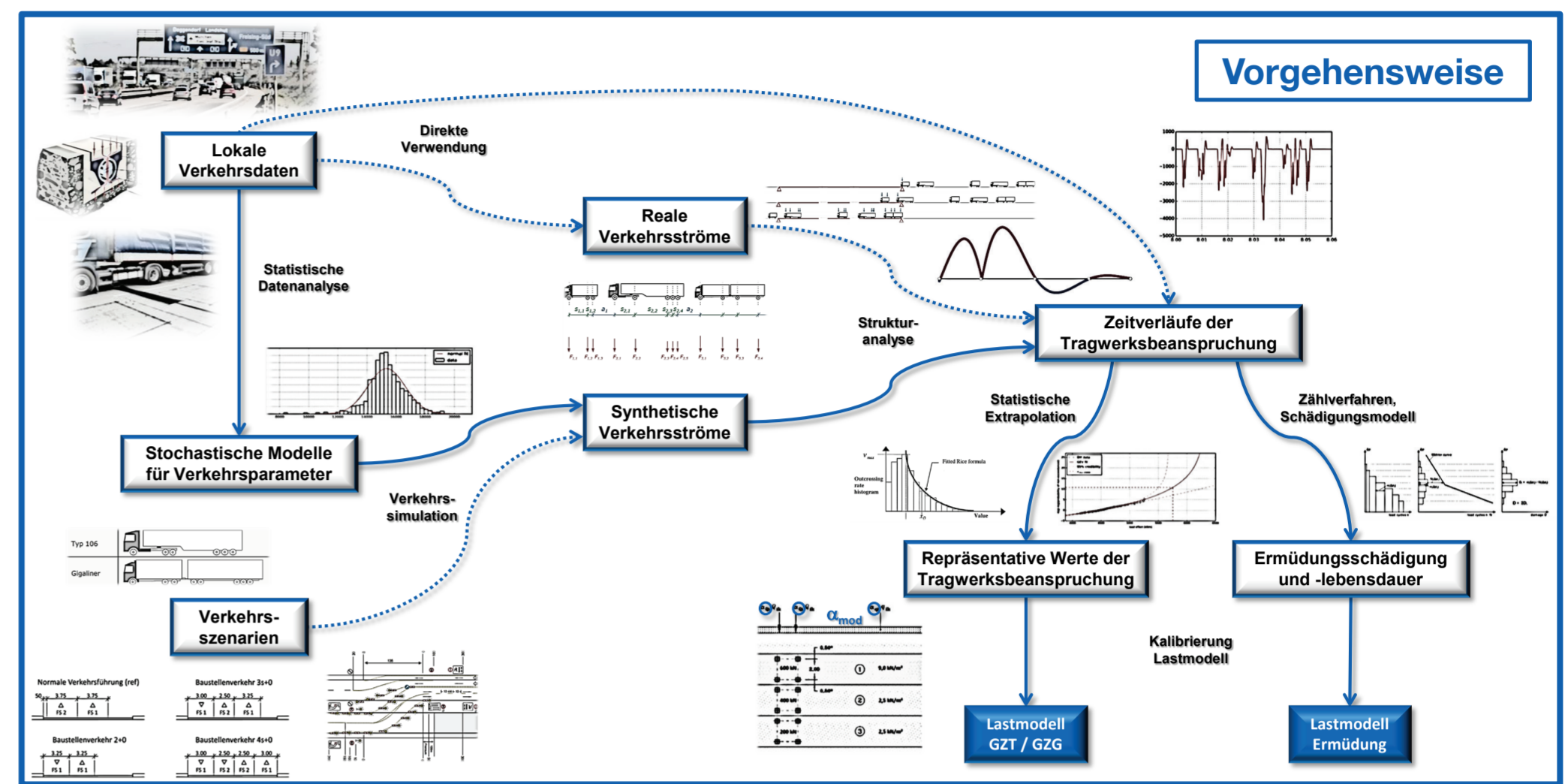
Für die Kalibrierung des Lastansatzes wurden je Bauwerk maßgebliche Strukturantwortparameter identifiziert, und bezüglich der resultierenden Verkehrsbeanspruchung untersucht und ausgewertet. Referenz für die Vergleiche sind die Beanspruchungen infolge des Grundmodells LM1 des Eurocodes ($\alpha_{Qi} = \alpha_{qi} = 1,0$), als universelles Lastmodell ohne jeglichen Objektbezug bezüglich Tragwerk oder Verkehr. Ausgehend hiervon wurden für die Kalibrierung der verschiedenen objektbezogenen Lastansätze (hier: charakteristischer Wert mit einer Wiederkehrperiode von 1.000 Jahren) pauschale – für TS und UDL einheitliche – Anpassungsfaktoren α_{mod} ($\alpha_{Qi} = \alpha_{qi} = \alpha_{mod}$) ermittelt, die einen anschaulichen und einfachen Vergleich der resultierenden Lastniveaus erlauben.



Ausblick

Im Rahmen weiterführender Untersuchungen sollen vor allem die Potentiale bezüglich des Objektbezugs Tragwerk tiefergehend analysiert und ggf. in Form modifizierter Regelungen für die Nachrechnungsrichtlinie aufbereitet werden (Anpassungsfaktor α_{mod} in Abhängigkeit von statischen System, Querschnittstyp, Spannweite).

Weitere Ziele zukünftiger Untersuchungen liegen in der Untersuchung der Auswirkungen reduzierter Restnutzungsdauern, der Erarbeitung von Vorschlägen zu modifizierten Teilsicherheitsbeiwerten, sowie der Einbindung wirklichkeitsnaher Verkehrslastmodelle in ganzheitlichen, systemorientierten Betrachtungsweise der Tragwerkszuverlässigkeit.



Wirklichkeitsnahe Lastmodelle durch konkreten Objektbezug

Auf der Lasteinwirkungsseite lassen sich ausgehend von universellen Lastansätzen, wie sie von Normen und anderen Regelwerken für den allgemeinen Gebrauch in der Ingenieurspraxis angegeben werden und für die Anwendung beim Neubau von Brücken auch sinnvoll sind, für die Brückennachrechnung durch konkreten Objektbezug bezüglich Tragwerk und Verkehr zusätzliche Potentiale über eine realitätsnahe Abbildung der Verkehrseinwirkungen aktivieren. Durch eine geschlossene Vorgehensweise können somit objektspezifische Verkehrslastansätze entwickelt werden. Dabei sind umfangreiche numerische Verkehrssimulationen zur Untersuchung verschiedenster möglicher Verkehrsszenarien durchzuführen (Robustheit der Lastansätze). Idealerweise erfolgt eine anfängliche Kalibrierung an realen Messdaten am betrachteten Bauwerk. Für die Anwendung in der Praxis wird ein differenziertes Vorgehen in mehreren Stufen vorgeschlagen, um in Abhängigkeit von gewünschtem Aufwand und erhofftem Nutzen Verkehrslastansätze mit variablem Grad an Objektbezug entwickeln zu können.

Untersuchungen Gänstorbrücke Ulm

Die Gänstorbrücke in Ulm ist eine Spannbetonbrücke aus der Pionierzeit dieser Bauweise in den 1950er Jahren. Sie überspannt mit einer Stützweite von 82 m die Donau und stellt eine der Hauptverbindungen zwischen den Städten Ulm und Neu-Ulm dar. Im Rahmen umfangreicher Maßnahmen zur Nachrechnung und Bewertung des bestehenden Brückenbauwerks soll auf Grundlage von Verkehrsmessungen vor Ort die tatsächliche Verkehrsbeanspruchung des Bauwerks beurteilt, und ein für die Brückennachrechnung sinnvoller und realistischer Lastansatz entwickelt werden.

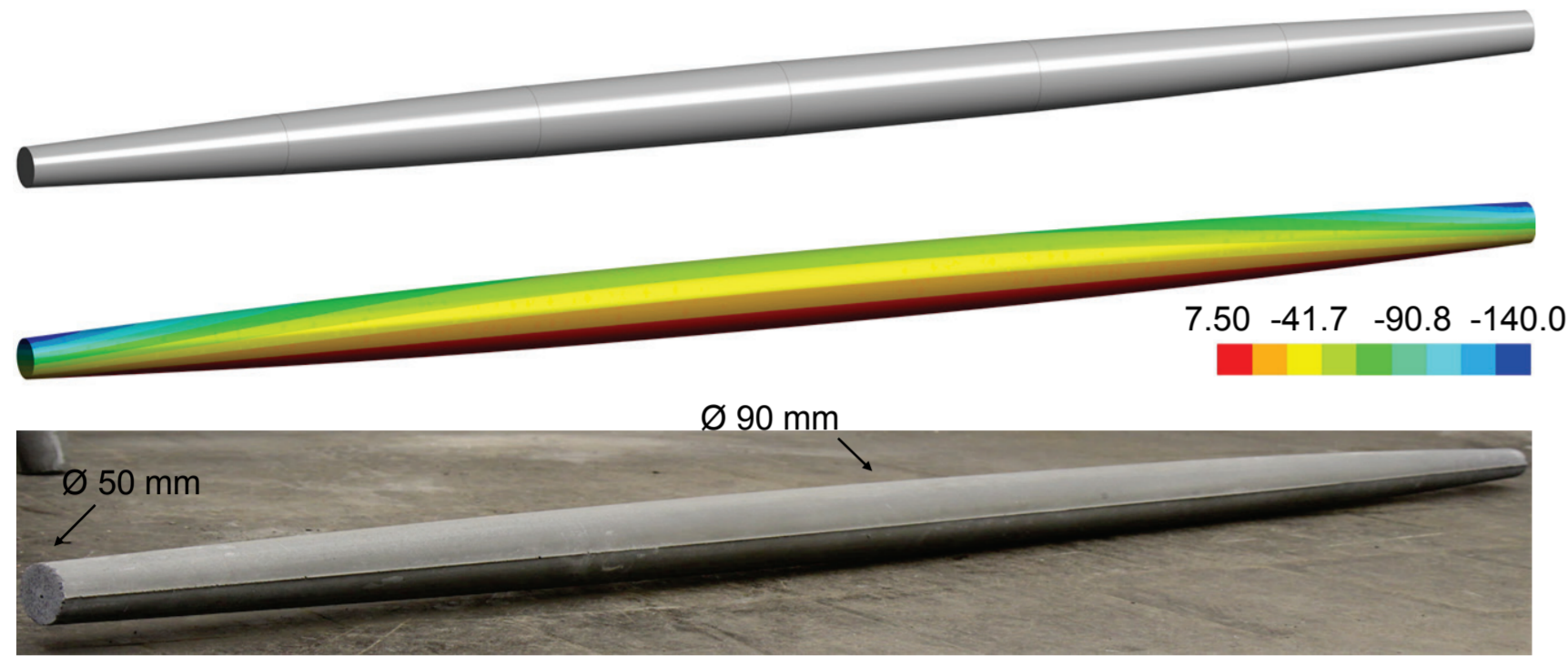
Aktuell erfolgt eine Verkehrserfassung durch eine Messeinheit bestehend aus einem Laser-Scanner sowie einer Videokamera. Die Messeinheit ist an einem Laternenmast am südlichen Ende der Brücke in ca. 8 m Höhe installiert, und erfasst den passierenden Verkehr für beide Fahrtrichtung getrennt je Fahrstreifen. Auf Grundlage der vom Scanner je passierendem Fahrzeug erfassten Silhouette erfolgt eine Klassifizierung mit bis zu 30 verschiedenen Fahrzeugtypen. Zusammen mit dem Bildmaterial der Videokamera können somit Rückschlüsse auf verschiedene Parameter des Verkehrsaufkommens, der Verkehrszusammensetzung und des Verkehrsflusses gezogen werden. Zu einem späteren Zeitpunkt sind zudem zusätzliche Messungen Tragwerk vorgesehen, um Rückschlüsse auf Fahrzeuggewichte und resultierende Tragwerksbeanspruchungen ziehen zu können. Die aus den Messdaten gewonnenen Informationen zu den verschiedenen Parametern erlauben einen stärkeren Objektbezug und somit eine realitätsnähere Abbildung der Verkehrsbeanspruchungen des Bauwerks.



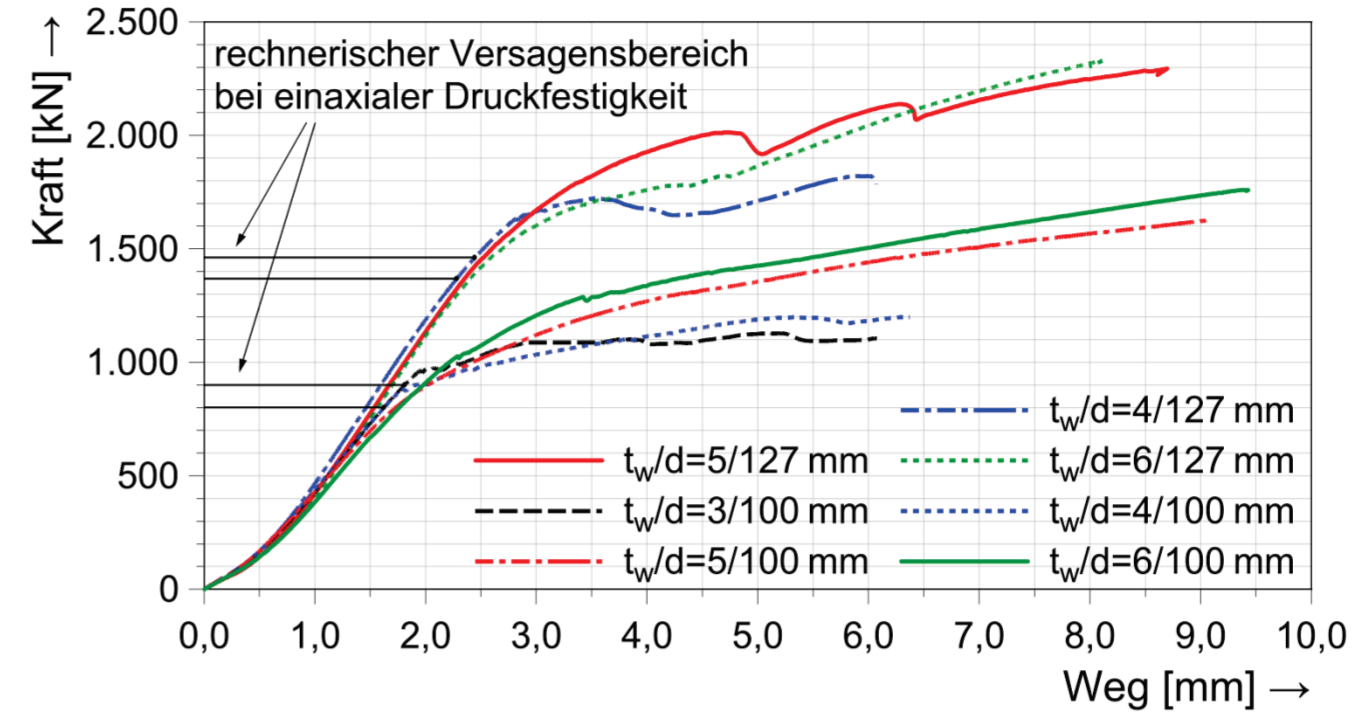
Filigrane Stäbe aus Ultrahochleistungsbeton

Zielsetzung

Im Rahmen des DFG-Schwerpunktprogramms 1542 „Leicht Bauen mit Beton – Grundlagen für das Bauen der Zukunft mit bionischen und mathematischen Entwurfsprinzipien“ wurden im Teilprojekt „Formoptimierte filigrane Stäbe aus UHPC und korrosionsfreier CFK-Bewehrung für variable räumliche Stabtragwerke“ an der Tragwirkung orientierte, formoptimierte Druckstäbe und vorgespannte Zugstäbe entwickelt. Sowohl im Hinblick auf die Tragfähigkeitseigenschaften als auch auf die Dauerhaftigkeit wurden die Stäbe aus stahlfaserverstärktem Ultrahochleistungsbeton (UHPFRC) hergestellt sowie ausschließlich mit nichtmetallischen Elementen aus faserverstärkten Kunststoffen (FVK) bewehrt bzw. vorgespannt. Durch theoretische und experimentelle Untersuchungen an den Stäben wurden Grundlagen für die zukünftige Realisierung von schlanken stabförmigen Tragstrukturen aus Beton in modularer Bauweise geschaffen.



Optimierte Stabform aus den Formoptimierungsberechnungen für den Lagerungsfall beidseitig gelenkig bei exzentrischer Belastung (oben), zugehöriger Normalspannungsverlauf (Mitte) und zugehöriger betonierter formoptimierter Stab (unten)

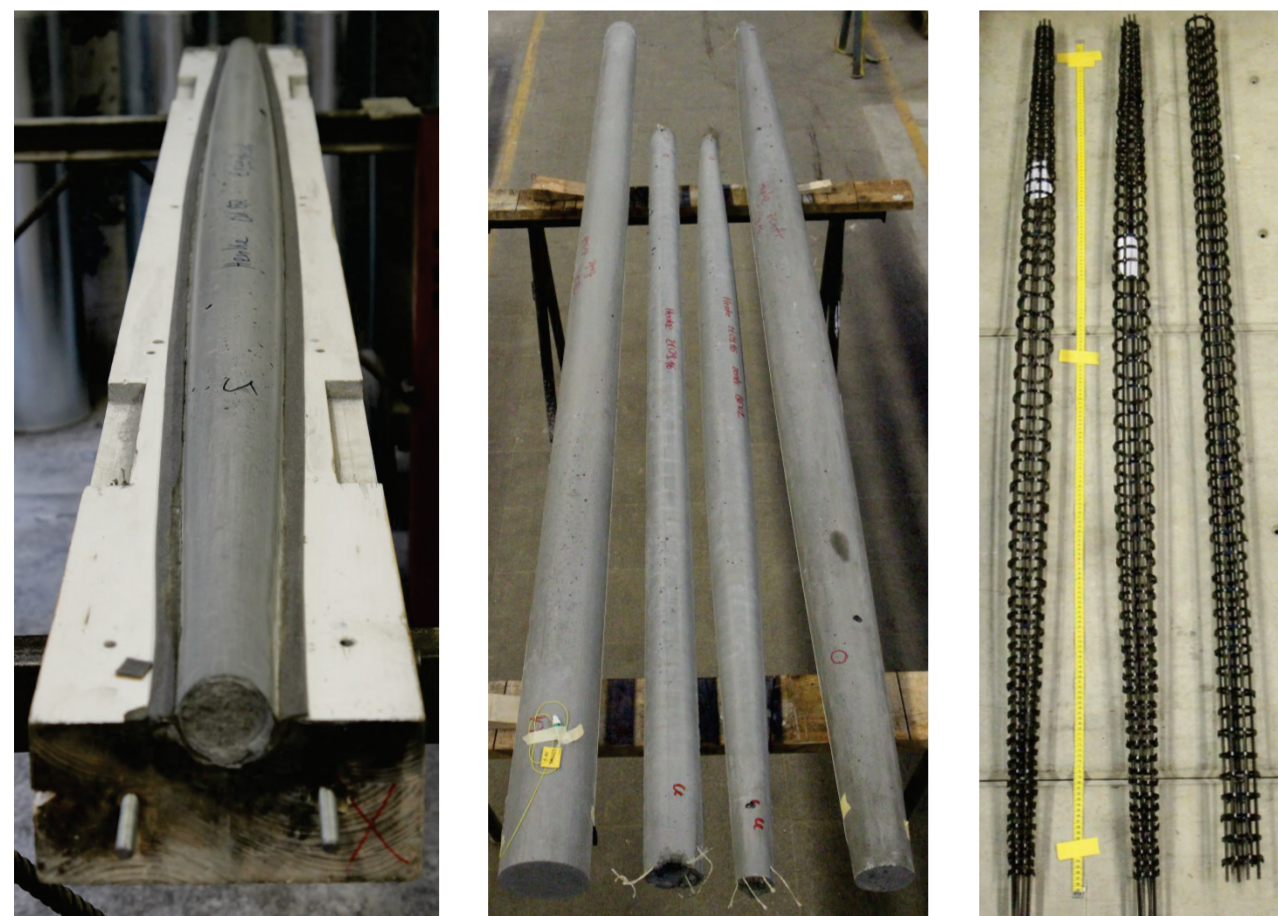


Repräsentative Last-Weg-Verläufe aus den statischen Kurzzeitdruckversuchen für unterschiedliche Umschnürungsdicken t_w und Prüfkörperdurchmesser d (Mitte) und exemplarische Versuchskörper unmittelbar nach dem Ende des Versuches (links und rechts)

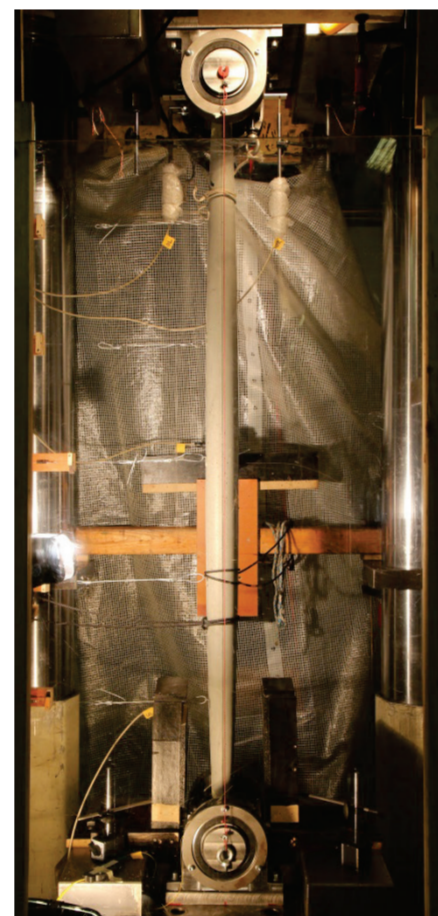
Druckstab

Um möglichst schlanke Einzelkomponenten zu erhalten, lag der Forschungsschwerpunkt bei der Entwicklung der Druckstäbe auf der Formoptimierung des Gesamtstabes in Längsrichtung. Da mit zunehmender Schlankheit jedoch auch die Stabilitätsgefährdung wächst, musste beim Entwerfen einer optimalen Form gemäß dem Prinzip „form follows force“ neben einem Spannungsversagen gegebenenfalls auch ein Stabilitätsversagen berücksichtigt werden. Das Bestreben, das Lastniveau dieser beiden Versagensszenarien möglichst anzunähern, war eine wesentliche Zielsetzung der Optimierungsstrategie, da so eine optimale Materialverteilung in Längsrichtung erzielt werden kann. Ein weiterer Aspekt, der im Rahmen der Druckstabentwicklung untersucht wurde, ist die Erhöhung der Querschnittskapazität in hochbeanspruchten Bereichen durch eine einbetonierte CFK-Umschnürungsbewehrung. Der erzeugte mehraxiale Spannungszustand könnte eine schlankere Ausführung dieser Bereiche ermöglichen. Auf der Grundlage dieser Überlegungen wurden folgende theoretische und experimentelle Untersuchungen zum Druckstab durchgeführt:

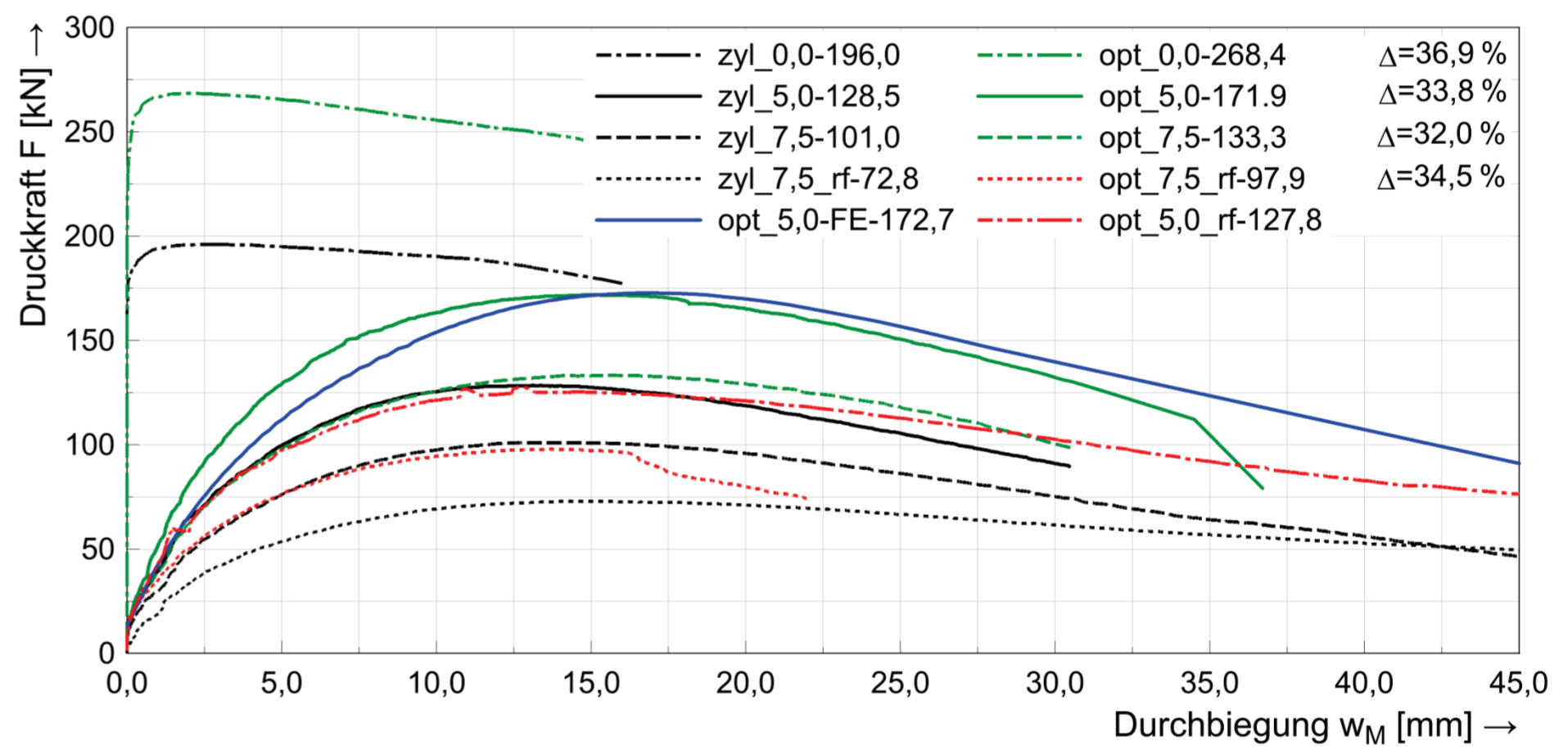
- umfangreiche **Formoptimierungsberechnungen** für unterschiedliche Druckkräfte, Lagerungsfälle, Stablängen und planmäßige Lastausmitten e_0
- **statische Kurzzeitdruckversuche** an zylindrischen UHPFRC-Körpern ($d=100$ bzw. 127 mm) mit einbetonierte CFK-Umschnürungsbewehrung unter Variation der Umschnürungsdicke t_w
- **Schwind- und Kriechversuche** an zylindrischen UHPFRC-Körpern mit und ohne einbetonierte CFK-Umschnürungsbewehrung unter Variation des Belastungsniveaus
- **Bauteilversuche** an formoptimierten Druckstäben für den Lagerungsfall beidseitig gelenkig unter Variation der Stablänge, der Bewehrung und der planmäßigen Lastausmitte e_0
- **materiell nichtlineare FE-Berechnungen** für unterschiedliche optimierte Stabformen unter Berücksichtigung der erhaltenen Versuchsergebnisse
- Entwicklung **allgemeiner Entwurfsprinzipien und Ingenieurmodelle** für formoptimierte Druckstäbe aus UHPFRC



Formoptimierter 2 m-Stab in der zugehörigen gefrästen Holzschalung (links), Vergleich von formoptimierten und zylindrischen 2 und 3 m-Stäben (Mitte) und Bewehrungskörbe aus Basaltstäben (BFK) und CFK-Ringen für 2 m-Stäbe (rechts)



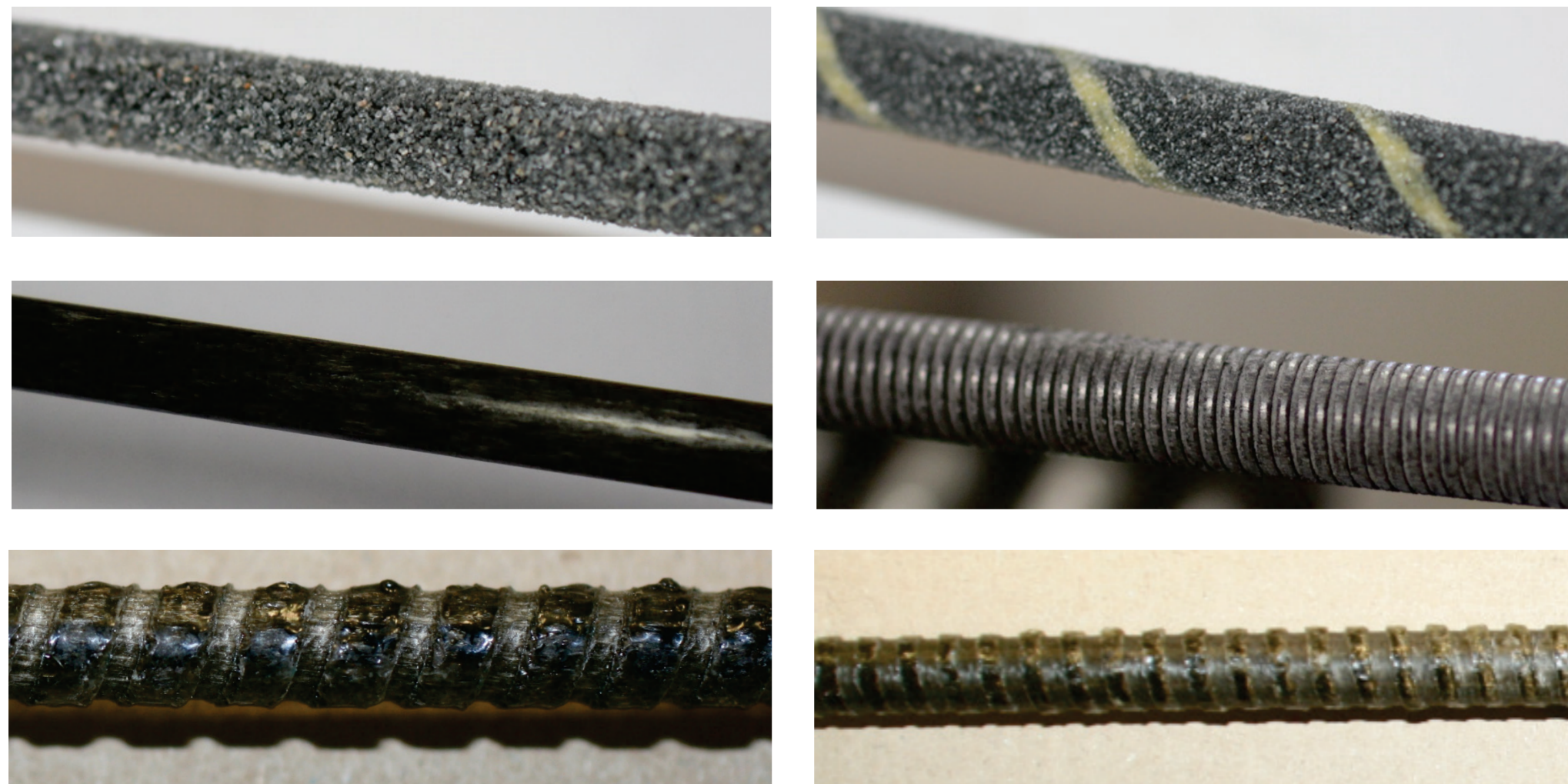
Versuchsaufbau für Bauteilversuch an formoptimiertem 2 m-Stab (links), Vergleich von Last-Durchbiegungs-Verläufen von unbewehrten und bewehrten (rf) formoptimierten und volumengleichen zylindrischen Stäben mit 2,0m Länge bei unterschiedlichen planmäßigen Lastausmitten e_0 mit Angabe der Traglast F_{max} und der erzielten prozentualen Traglaststeigerung durch die Formoptimierung und Vergleich mit einer numerischen Versuchsnachrechnung (FE) (Mitte) sowie unbewehrter optimierter Stab nach Versuchsende (rechts)



Zugstab

Das Ziel der Forschung im Hinblick auf die Zugstäbe war die Entwicklung von möglichst schlanken Stäben, die unter Gebrauchslasten ungerissen bleiben, um große Verformungen des Gesamttragwerks zu vermeiden. Aus diesem Grund wurden die Zugstäbe planmäßig mit CFK-Stäben im sofortigen Verbund vorgespannt. Ein Hauptaugenmerk der Forschung zum Zugstab lag im Hinblick auf eine möglichst geringe räumliche Ausdehnung der Stabwerksknotenenelemente daher auf der Minimierung der Spannkrafteinleitungslänge. Auf der Grundlage dieser Überlegungen wurden folgende theoretische und experimentelle Untersuchungen zum Zugstab durchgeführt:

- **Ausziehversuche** unter Variation der Parameter Stabdurchmesser d_{eff} , Oberflächenbeschaffenheit der Stäbe, Verbundlänge, Betonalter, Betonfestigkeit f_{cm} und Betondeckung zur Beurteilung der Verbundeigenschaften unterschiedlicher CFK-Stäbe bzw. BFK-Stäbe und ihrer Eignung zum Vorspannen im sofortigen Verbund bzw. als schlaife Längsbewehrung in den Druckstäben
- Entwicklung einer geeigneten **Verankerungsvorrichtung** zum Vorspannen der CFK-Stäbe unter Berücksichtigung der Querdruckempfindlichkeit des CFKs
- **Spannkrafteinleitungsversuche** unter Variation des Stabdurchmessers d_{eff} , der Betondeckung und des Abstandes zwischen den einzelnen CFK-Spanngliedern



CFK-Stab mit Quarzsandbeschichtung, mit zusätzlichem spiralförmig angebrachten Kunststoffband, glatt und mit aufgeschnittenem Gewinde sowie BFK-Stäbe mit Rippen (links) und Versuchsergebnisse der Ausziehversuche (jeweils mindestens drei Versuche) mit den CFK- und BFK-Stäben (rechts)



Spannkrafteinleitungsversuch mit CFK-Stab: Detail der linken Endverankerung mit CFK-Stabende, Klemmverankerung, Kraftmessdose und Zylinder (links), Betonkörper mit Messmarken (Mitte) und Detail der Klemmverankerung am rechten Stabende (rechts)

FVK	Stab	Stab-durchmesser d_{eff}	Stab-oberfläche	Beton-festigkeit f_{cm}	bezogene Verbundlänge $l_b = l_v/d_{eff}$	bezogene Betondeckung $c = c/d_{eff}$	mittlere Verbundspannung T_{bm}
[-]	[-]	[mm]	[-]	[N/mm ²]	[-]	[-]	[N/mm ²]
CFK	Carbopree® HS 5,5	5,5	Spirale	115,2	3 / 8	~ 10	32,57 / 25,67
				88,1	3	2 / 3	27,85 / 28,49
				121,9	3 / 6	2	31,59 / 28,24
	Carbopree® HS 7,5	7,5	Spirale	115,2	3 / 8	~ 9,5	24,00 / 20,38
				88,1	3	2 / 3	24,24 / 24,53
				121,9	3 / 6	2	26,86 / 23,24
Carbopree® HS 7,5s	7,5	Sand	115,2	3 / 8	~ 9,5	27,82 / 23,48	
			88,1	3	2 / 3	29,83 / 29,49	
			121,9	3 / 6	2	30,34 / 27,08	
CarboDur® BC8	8,0	glatt	91,3	3	2	1,31	
			91,3	3	2	16,03	
			91,3	3	2	16,03	
BFK	REBAR Ø6-B	5,2	Rippen	154,2	3	2 / 3	26,57 / 29,59
				154,2	6	2 / 3	24,17 / 26,95
				161,3	3	2 / 3	17,94 / 18,50

VERTIEFUNGSRICHTUNG MASSIVBAU

1. BIS 3. MASTERSEMESTER

MASSIVBAU (12 ECTS)

Spannbetonbau (1. Semester)

- Anwendungsgebiete, Spannverfahren und Spannliedführung
- Schnittgrößen bei statisch bestimmten und unbestimmten Systemen
- Spannkraftverluste, Kriechen von statisch unbestimmten Tragwerken
- Nachweise im Grenzzustand der Tragsicherheit und Gebrauchstauglichkeit
- Verbundlose Vorspannung (extern und intern)
- Bauwerke im Bestand

Massivbrücken (2. Semester)

- Begriffe, Regelwerke und Vorschriften
- Tragsysteme in Längs- und Querrichtung
- Einwirkungen, Modellbildung und Bemessung
- Bauverfahren
- Entwurf und Gestaltung von Massivbrücken
- Ermüdung

Betonkonstruktionen im Hochbau (3. Semester)

- Lastabtrag, Aussteifung und Idealisierung von Stahlbetonbauwerken des Hochbaus
- Nichtlineare Tragwerksberechnung
- Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (Rissbreitenberechnung, Durchbiegungsberechnung)
- Bemessung für Zwangsbeanspruchung, Mindestbewehrung
- Bemessung für den Lastfall Brand
- Bemessung für Sonderlastfälle (Erdbeben, Anprall und Explosion)
- Fertigteilkonstruktionen

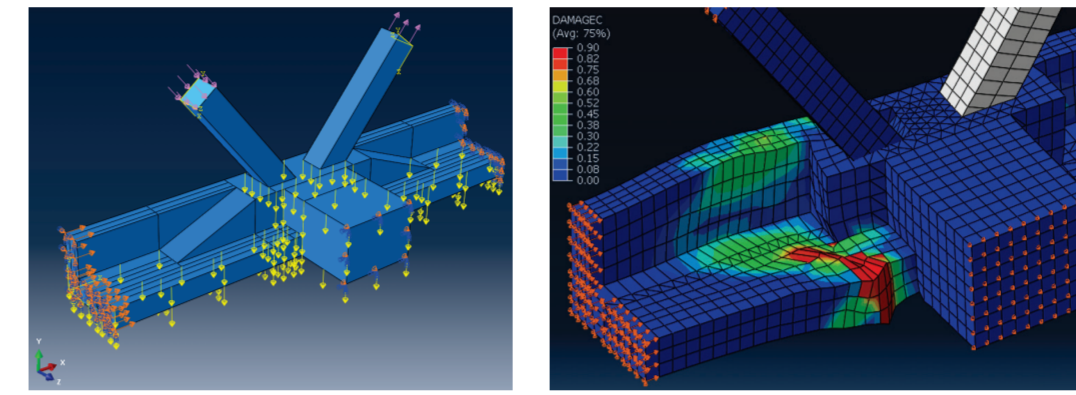
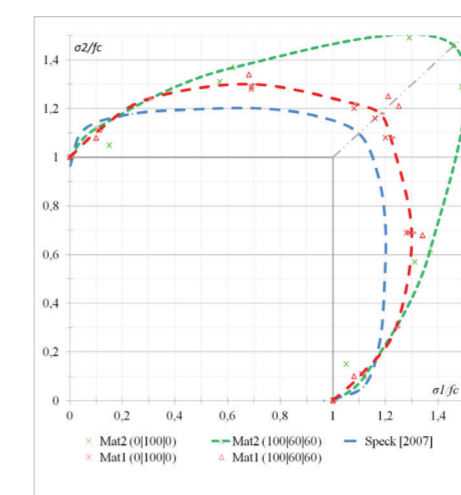


4. MASTERSEMESTER

MASTER'S THESIS (30 ECTS)

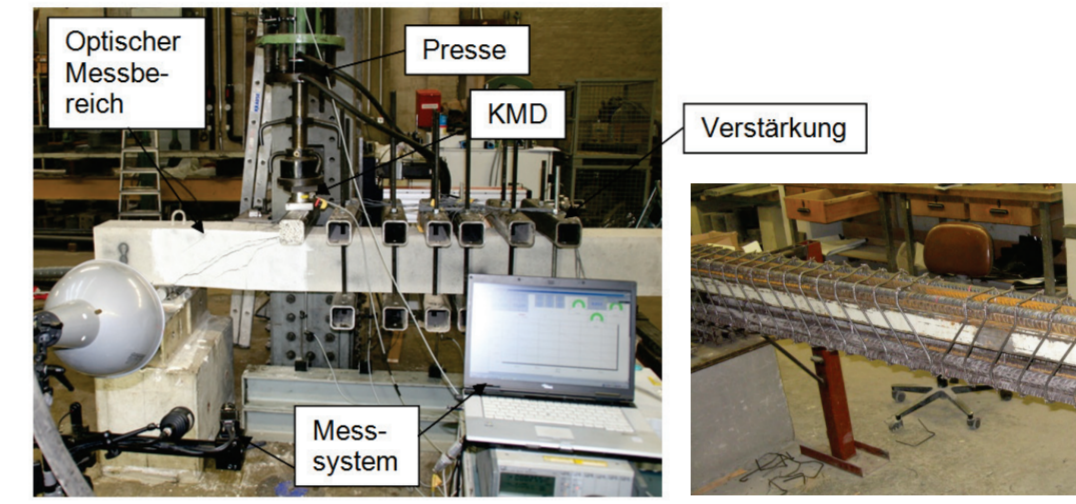
Theoretisch

- Grundlagenstudien
- FEM-Modellierung, Auswertung und Analyse von
 - Materialparametern
 - ausgewählten Problemstellungen



Praktisch

- Durchführung von Versuchen
 - Versuchsplanung & Aufbau
 - Durchführung & Analyse



MÜNCHENER MASSIVBAU-PREIS

Der vom Förderverein Massivbau der TU München e.V. ausgelobte Preis wird vergeben für besondere Leistungen im Vertiefungsstudium „Massivbau“ mit nach Credits gewichteter Wertung der Masterarbeit, der Note in der Pflichtprüfung Massivbau und der mit Prüfung abgeschlossenen Wahlmodule der Massivbau-Vertiefung. Diese gewichtete „Gesamtnote“ kann durch einen von der Jury festzulegenden Bonus um bis zu maximal 0,20 verbessert werden (der Bonus bewertet weitere besondere Leistungen, auch außerhalb des Massivbaus und neben dem Studium, z.B. Noten anderer Prüfungsfächer, Auslandsaufenthalt, Mitarbeit in Ingenieurbüro / Baufirma, sonstiges persönliches Engagement).

PREISGELD: 2.500,- €



PFLICHTMODUL

1. MASTERSEMESTER

BETONKONSTRUKTIONEN IM TUNNELBAU (6 ECTS)

Betonkonstruktionen im Tunnelbau I

- Grundlagen der Berechnung und Bemessung von Sicherungen und Tunnelauskleidungen aus Beton unter Berücksichtigung des Sicherheitskonzepts
- Spritzbeton
- Tunnelinnenschalen aus Ort beton
- Stahlfaserbeton

2. MASTERSEMESTER

Betonkonstruktionen im Tunnelbau II

- Tübbingfertigteile
- Rohrvortriebe
- Besondere Detailpunkte
- Brandschutz im Tunnelbau



AUS FORSCHUNG UND PRAXIS (2 ECTS)

- Referenten aus Bauverwaltung, Ingenieurbüros, Baufirmen und Forschung
- Besondere statisch-konstruktive Fragestellungen, aktuelle Entwicklungen

PRAXISPROJEKT BESTANDSBAUWERKE (4 ECTS)

- Allgemeine Einführung in die Bauwerksprüfung und die Bestandsanalyse
- Berechnung und Bewertung des Bauwerkszustands

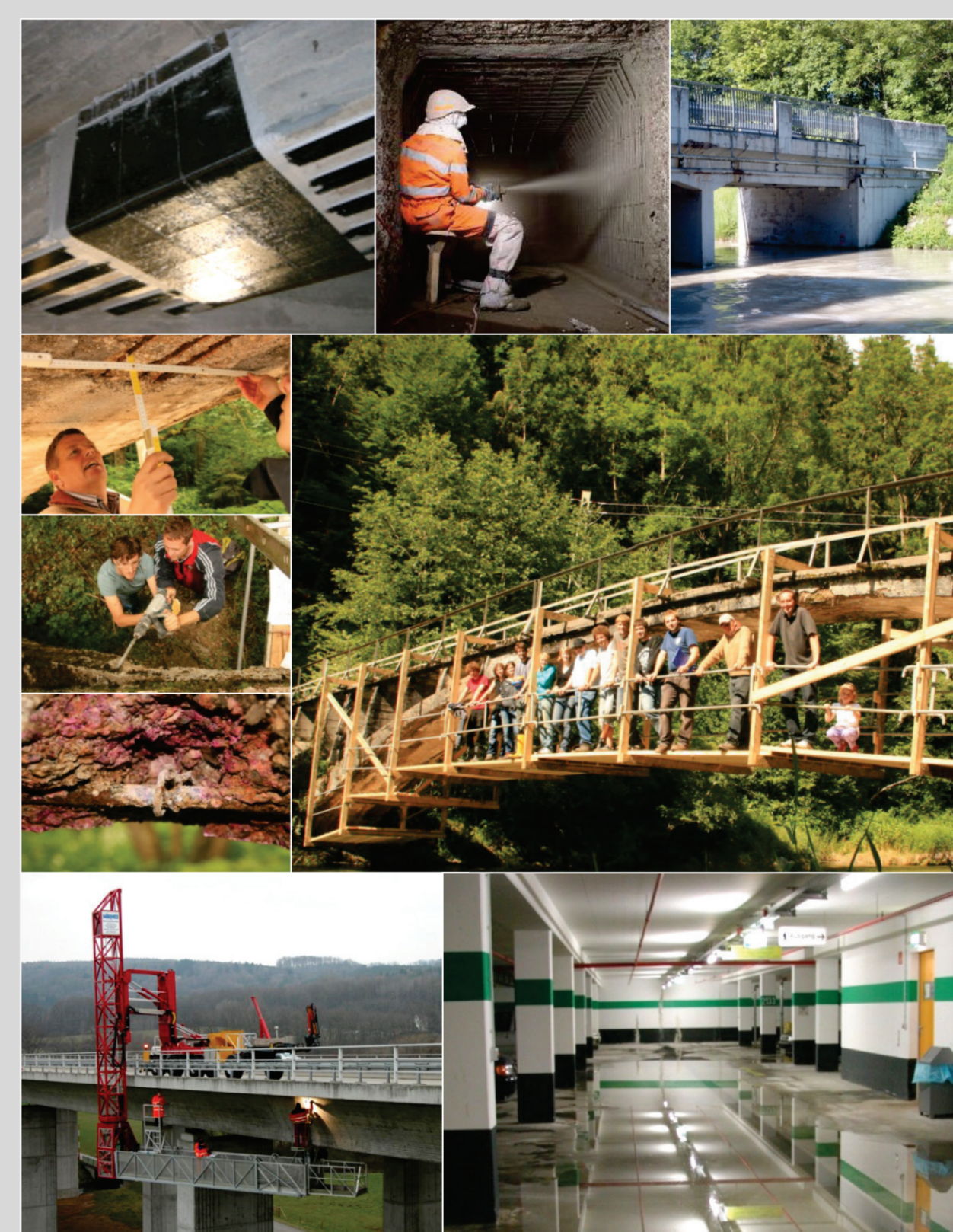
3. MASTERSEMESTER

LEBENSZYKLUS VON BRÜCKEN (2 ECTS)

- Brückenentwurf
- Ausschreibung und Vergabe
- Bauabwicklung und Erhaltung

PRAXISPROJEKT PLANEN IM BESTAND (4 ECTS)

- Bearbeitung des Bauwerks aus dem Wahlfach Praxisprojekt „Bestandsbauwerke“
- Nachrechnung des Bauwerks mit den zum jeweiligen Erbauungszeitpunkt gültigen Normen
- Ermittlung der Resttragfähigkeit
- Sanierungskonzept unter Berücksichtigung neuer technischer Verfahren (z.B. textile Bewehrung, Klebarmierung)



ALLGEMEINES

Exkursionen

Exkursionen zu international interessanten Bauvorhaben im Bereich



Lehrstuhl für Massivbau



Prof. Dr.-Ing. Dipl.-Wirt. Ing. **Oliver Fischer**

Leitende Mitarbeiter:

Dr.-Ing. **Klaus Ebert**
Betriebsleitung LKI/MPA BAU (Abteilung Massivbau)

Priv. Doz. Dr.-Ing. habil. **Roland Niedermeier**
Betriebsleitung LKI/MPA BAU (Abteilung Massivbau)

Dipl.-Ing. (Univ.) **Wolfgang Scheufler**
Verwaltungsdirektion

Wissenschaftliche Mitarbeiter:

- Christopher Bert**, M.Sc.
- Sebastian Carl**, M.Eng.
- Michael Fleischhauer**, M.Sc.
- Sebastian Gehrlein**, M.Sc.
- Michael Henke**, M.Sc.
- Josef Landler**, M.Sc.
- Philipp Lauff**, M.Eng.
- Dipl.-Ing. **Robert Möller**
- Dipl.-Ing. (FH) **Marcel Nowak**, M.Sc.
- Thomas Oberndorfer**, M.Sc.
- Dipl.-Ing. (FH) **Sebastian Schmidt**, M.Sc.
- Dipl.-Ing. (Univ.) **Gerald Schmidt-Thrö**
- Nicholas Schramm**, M.Sc.
- Sebastian Thoma**, M.Sc.
- Johanna Ziegler**, M.Sc.

WAHLMODULE

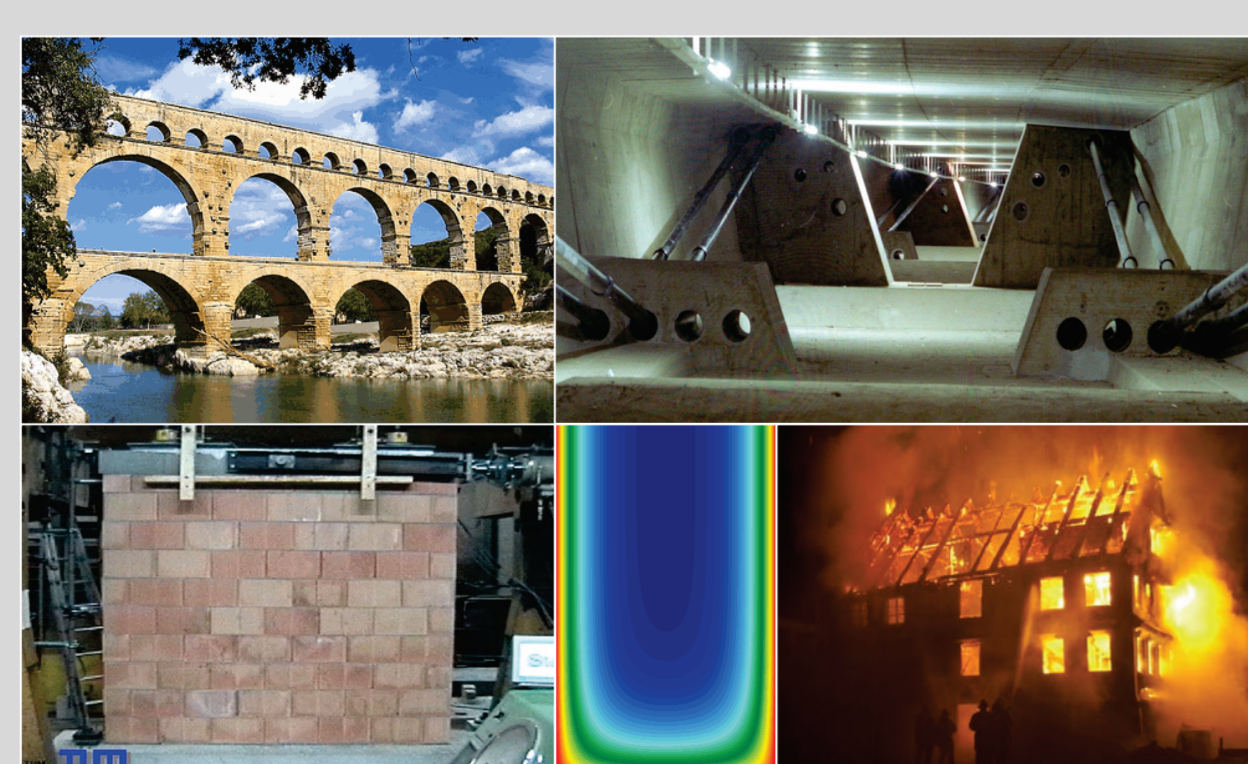
MAUERWERKSBAU (3 ECTS)

Mauerwerk

- Entwerfen und Berechnen von Ingenieurmauerwerk
- Bewehrtes Mauerwerk, Mauertafeln, Gewölbe
- Tragmechanismen, Nachrechnen historischer Bauten
- Verhalten bei Sonderlastfällen (Erdbeben, Explosion)

CONSERVATION OF HISTORICAL STRUCTURES (3 ECTS)

- Introduction to heritage conservation
- Inspection methodology, investigation and monitoring techniques



MASSIVBAUKONSTRUKTIONEN UNTER AUßERGEWÖHNLICHEN EINWIRKUNGEN (3 ECTS)

- Grundlegende Konzepte und Besonderheiten bei der Bemessung von Massivbauwerken unter außergewöhnlichen Einwirkungen
- Brand, Erdbeben und Anprall

NACHHALTIGE MASSIVBAUWERKE (3 ECTS)

- Statisch-konstruktive Gesichtspunkte zum dauerhaften Erhalt der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit
- Grundsätze des nachhaltigen Bauens mit Beton

GRUNDLAGEN DER NACHRECHNUNG UND VERSTÄRKUNG VON MASSIVBAUKONSTRUKTIONEN (4 ECTS)

Nachrechnen und Beurteilen von Massivbaukonstruktionen

- Historische Baustoffe, Entwicklung der Normen
- Sicherheitskonzept beim Planen im Bestand
- Beurteilung von Tragsicherheit, Gebrauchstauglichkeit, Dauerhaftigkeit und der Restlebensdauer

Verstärken von Massivbaukonstruktionen

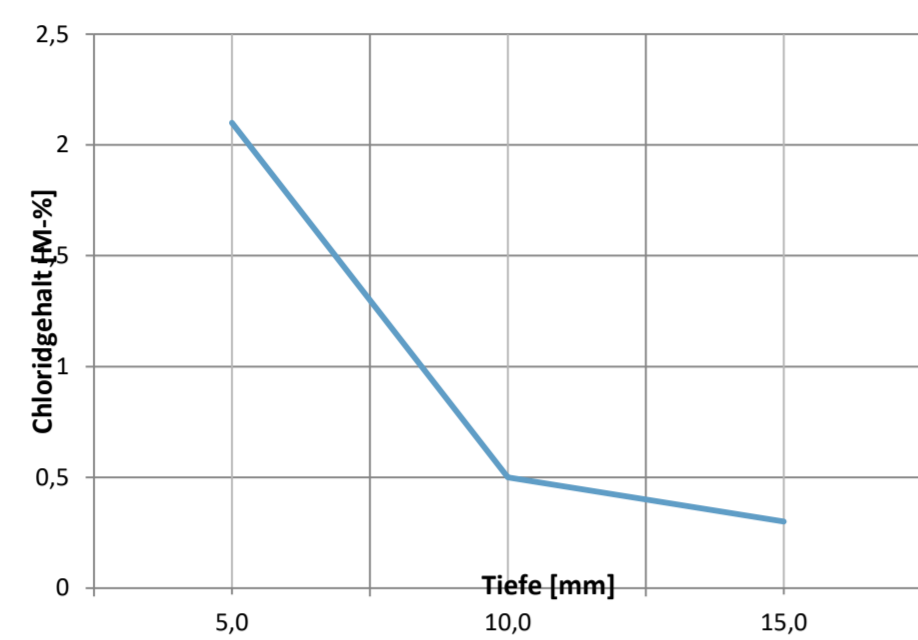
- Grundlagen, Bemessungsansätze, Anwendungsregeln
- Spritzbetonverstärkung
- Verfahren mit geklebter Bewehrung (u.a. CFK)

LA-ICP-MS on Concrete Structures – How Material Parameters Control the Signal

Motivation and current research state

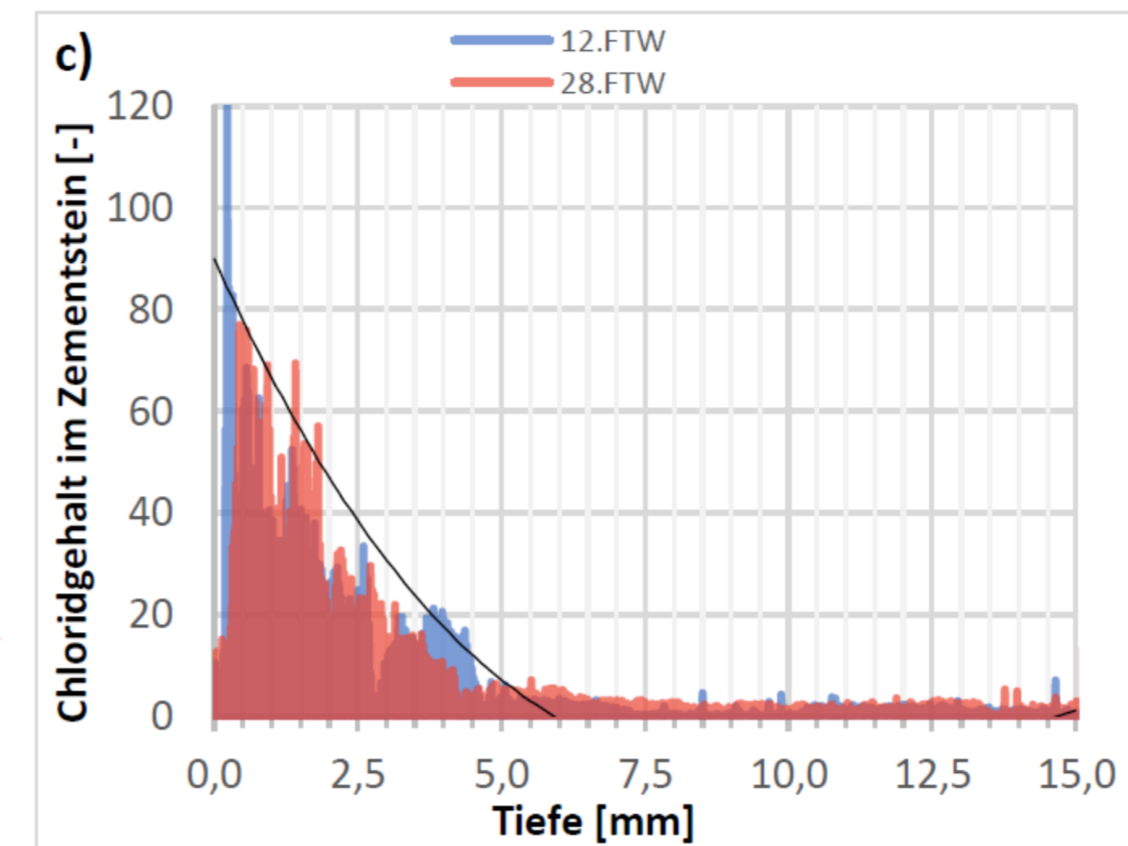
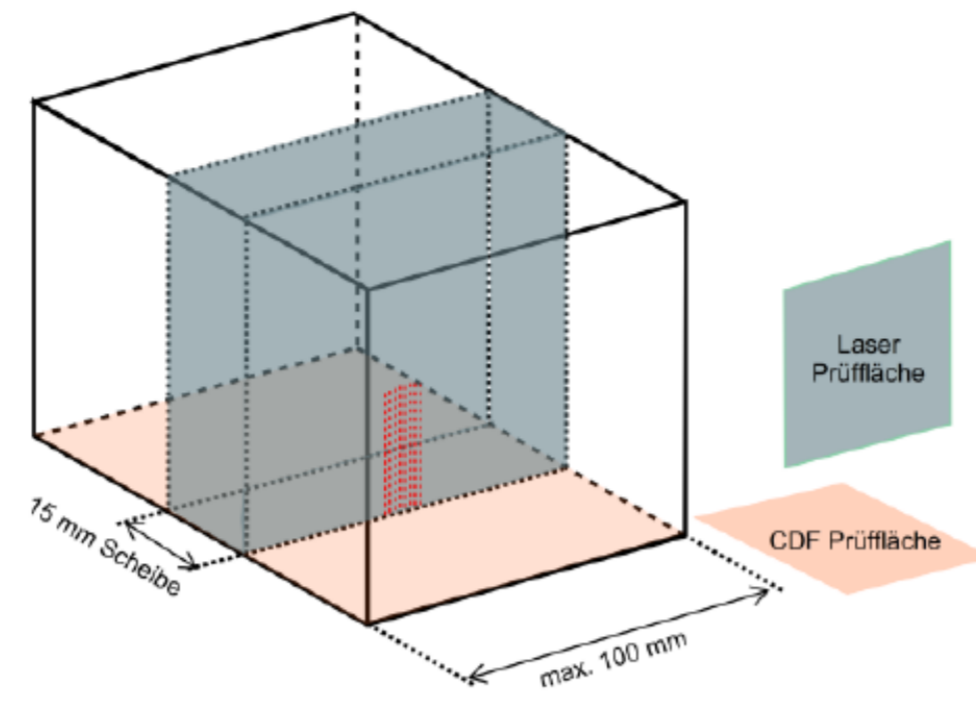
Old method:

Core sample drilling: depth resolution 5000 μm



New method:

LA-ICP-MS: depth resolution down to 5 μm

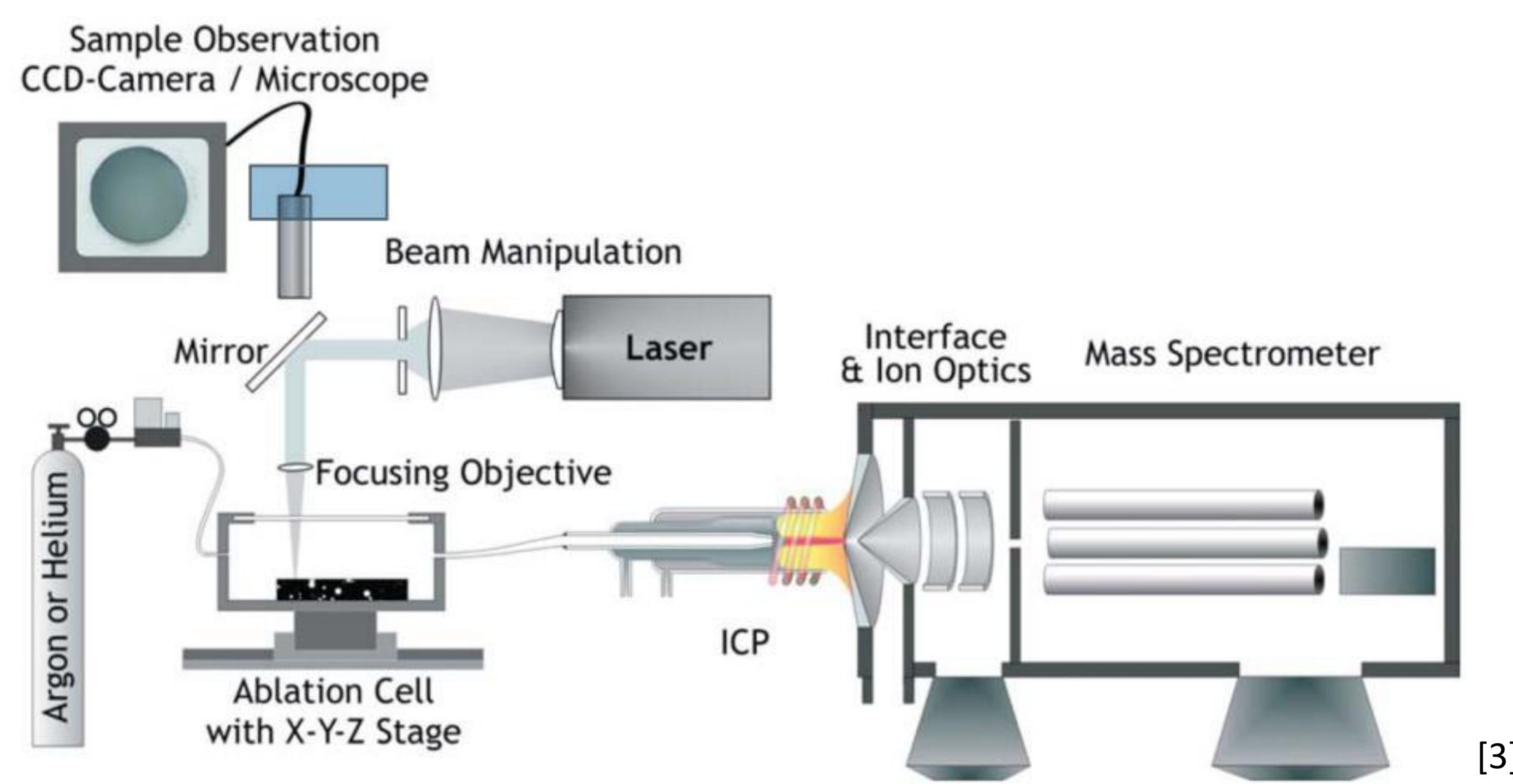


Our motivation:

- Transport reactions (de-icing agents, sewage water, other pollutants) damage concrete structures and cost billion of \$ each year [1]
- More details about transport reactions and kinetics by spatially resolved LA-ICP-MS analysis
- What is the ideal reference material for analysis of concrete. Bonta [2] used pressed pellets enriched with chloride as the element of interest.
- How do material parameters such as hardness and pore volume affect LA-ICP-MS signal

LA-ICP-MS :

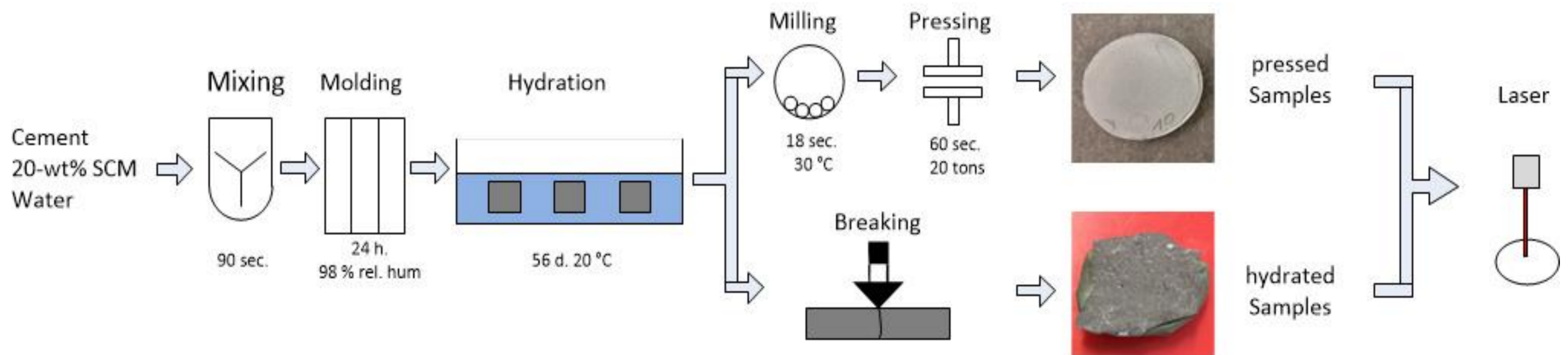
- Laser evaporates small amount of sample
- Aerosol is transported to ICP where it is atomized and ionized
- Filtered by mass and detected
- Advantages:
 - Quasi non destructive
 - High spatial resolution
 - Multi element analysis
 - Nearly no sample preparation
 - Sensitivity over many orders of magnitude



LA-ICP-MS Measurement Conditions	
Laser	ESI NWR 213 (ESI New Wave Research, USA)
Wavelength	Nd:YAG
Frequency	213 nm
Fluence	20 Hz
Diameter	1.7 J/cm ²
Scan Velocity	100 μm
Line length	30 $\mu\text{m/s}$
ICP-MS	4000 μm
Dwell Time	NexION 300D Perkin Elmer, USA
Carrier Gas [l/min]	10 ms
Torch RF power	0.7 L min ⁻¹ He 0.76 L min ⁻¹ Ar
Measured Isotopes	1200 W
Liq-Solution	¹³ C, ²³ Na, ²⁵ Mg, ²⁷ Al, ²⁹ Si, ³² S, ³⁵ Cl, ³⁹ K, ⁴³ Ca, ⁵⁴ Fe, ⁸⁸ Sr
	10 ppb in 1 % HNO ₃

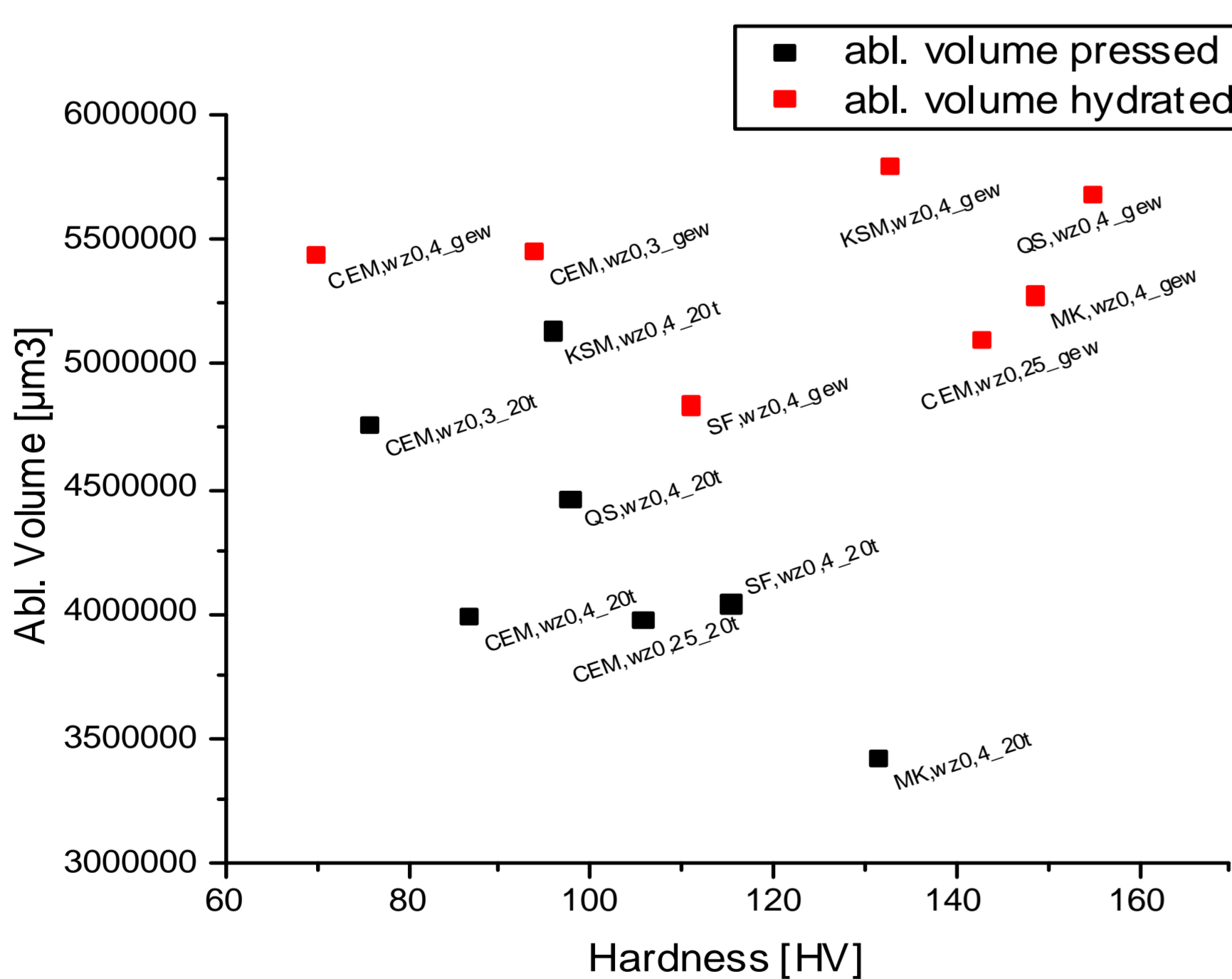
Experimental:

SCM: Limestone powder (KSM), Metakaoline (MK), Silica Fume (SF), Quartz Sand (QS) or no SCM (CEM)
w/c: 0,4 for all and others (0,3 and 0,25) for CEM

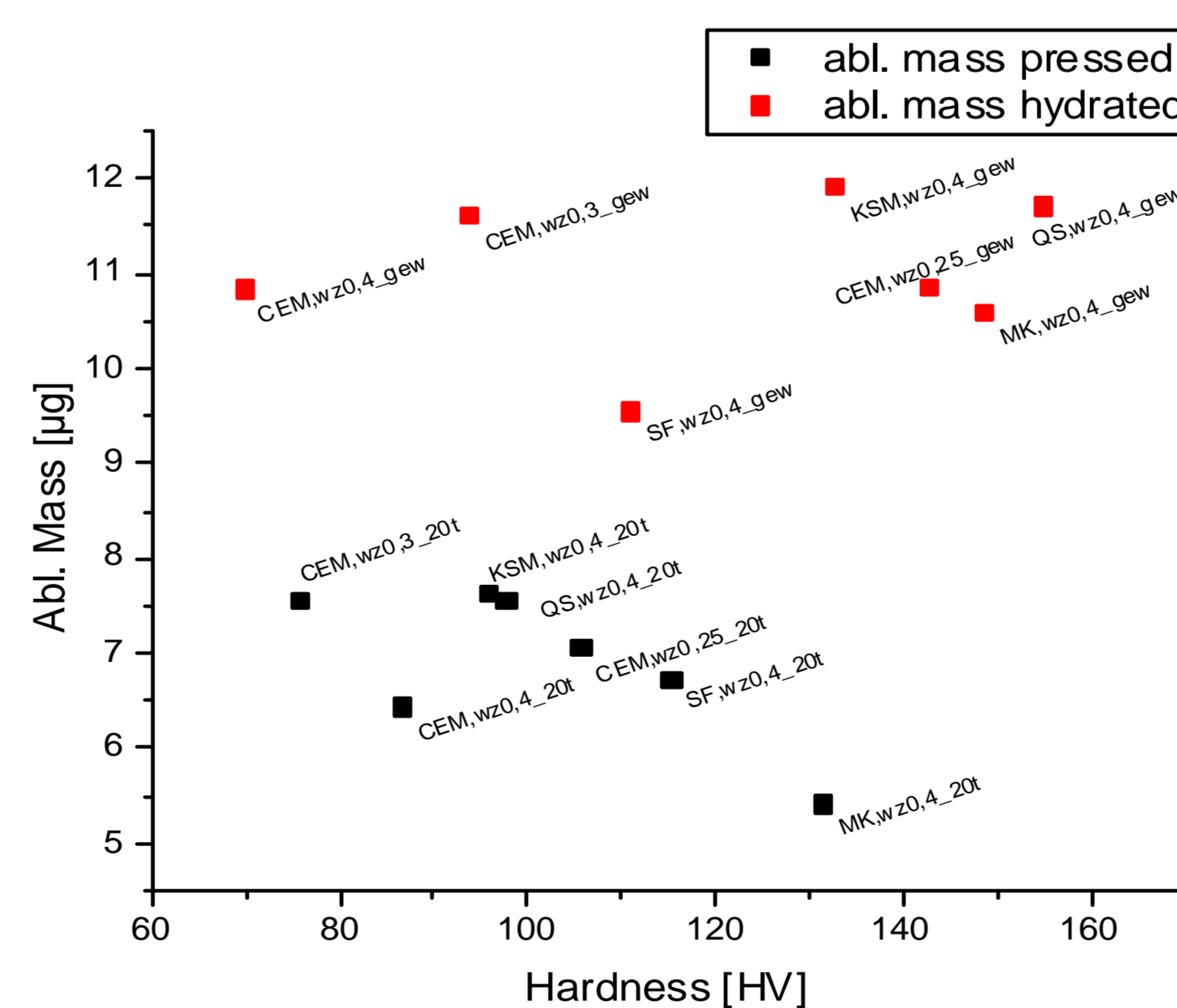


Results and Discussion:

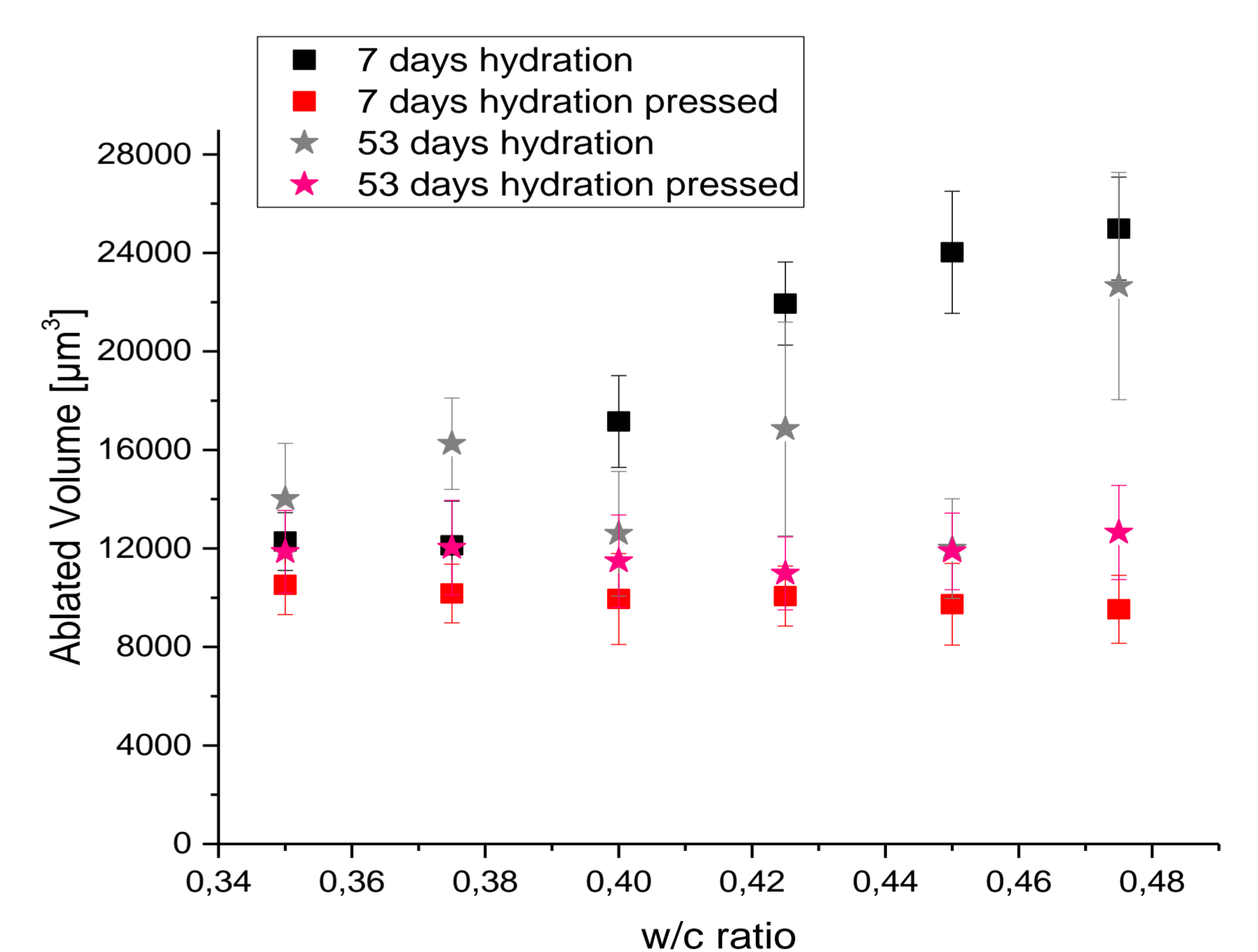
hardness vs. ablated volume



hardness vs. ablated mass



w/c ratio (influences porosity) vs. ablated volume



Hardness does not influence ablated volume, which is higher for hydrated samples

Compared to abl. volume the difference of hydrated and pressed samples is even higher for abl. mass

Porosity and time of hydration have drastic influence on ablation → pressed ≠ hydrated

- ✓ Versatile tool for transport reactions, while calibration is challenging.
- ✓ Hardness has no influence on ablation process

- ✓ Significant difference between abl. mass of hydrated and pressed samples
- ✓ Porosity has significant impact on ablation process

UNTERSUCHUNGEN ZUR DAUERHAFTIGKEIT GEGRINDETER FAHRBAHNOBERFLÄCHEN

Hintergrund der Untersuchungen

Die Griffigkeit ist eine der maßgeblichen Gebrauchseigenschaften von Verkehrsoberflächen. Unter Griffigkeit versteht man die Wirkung der Rauheit der Fahrbahnoberfläche auf die Interaktion zwischen Reifen und Fahrbahn. Sie beeinflusst daher maßgeblich den Bremsweg der Fahrzeuge und somit die Verkehrssicherheit, insbesondere bei Nässe.

Mit dem Grindingverfahren kann die Oberflächenrauheit von Fahrbahnen gezielt beeinflusst werden. Hierbei wird durch eine mit Schleifscheiben mit zwischenliegenden Distanzscheiben versehene Welle eine Struktur aus Rillen und Stegen in die Fahrbahnoberfläche eingepägt. Bisher wurde dieses Verfahren in Deutschland vorwiegend als Instandsetzungsmaßnahme zur Wiederherstellung der Griffigkeit oder Schaffung der Ebenheit der Fahrbahnoberfläche verwendet. Die griffigkeitsverbessernde Wirkung konnte bereits in vielen Vorhaben nachgewiesen werden, Daten zur Dauerhaftigkeit von Grindingtexturen liegen bislang jedoch nur begrenzt vor.



Besetzte Grindingwelle (oben) mit den zugehörigen Schleif- und Distanzscheiben (unten)

Gesteinseigenschaften				
	GK B	GK G	GK K	GK L
Gesteinsart	Basalt	Granit	Kies	Granitoid/Lamprophyr
Polierwert	50	52	-	50
Schlagzertrümmerung	12,0	18,5	18,9	14,8

Betonzusammensetzung		
Zement	-art	Cem II B-S 42,5
	-gehalt [kg/m³]	400
w/z-Wert [-]		0,4
Gesteinskörnung	0/4	Natursand
	4/22	variiert
Luftporengehalt [%]		5,0 ± 1,0

Material

Um die Dauerhaftigkeit der Griffigkeit zu bewerten, wurden vier Betone mit gleicher Mörtelzusammensetzung bei petrographisch unterschiedlichen Gesteinskörnungen verwendet, deren Eigenschaften obenstehender Tabelle entnommen werden können. Die Zusammensetzung entspricht der österreichischen Richtlinie für Straßenbetone [1] und kann der nebenstehenden Tabelle entnommen werden. Als Gesteinskörnung wurden drei gebrochene sowie eine natürlich gerundete Gesteinskörnung aus der ASFINAG Positivliste verwendet. Ab 14 Tagen nach der Herstellung der Platten wurde diese mit einer Grindingtextur mit einer Stegbreite von 3,2 mm und einer Rillenbreite von 2,2 mm versehen.



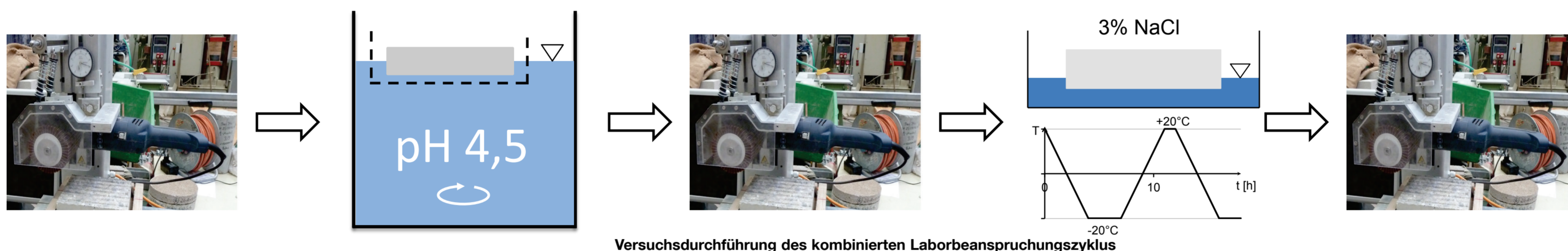
SRT-Pendel

Versuchsdurchführung

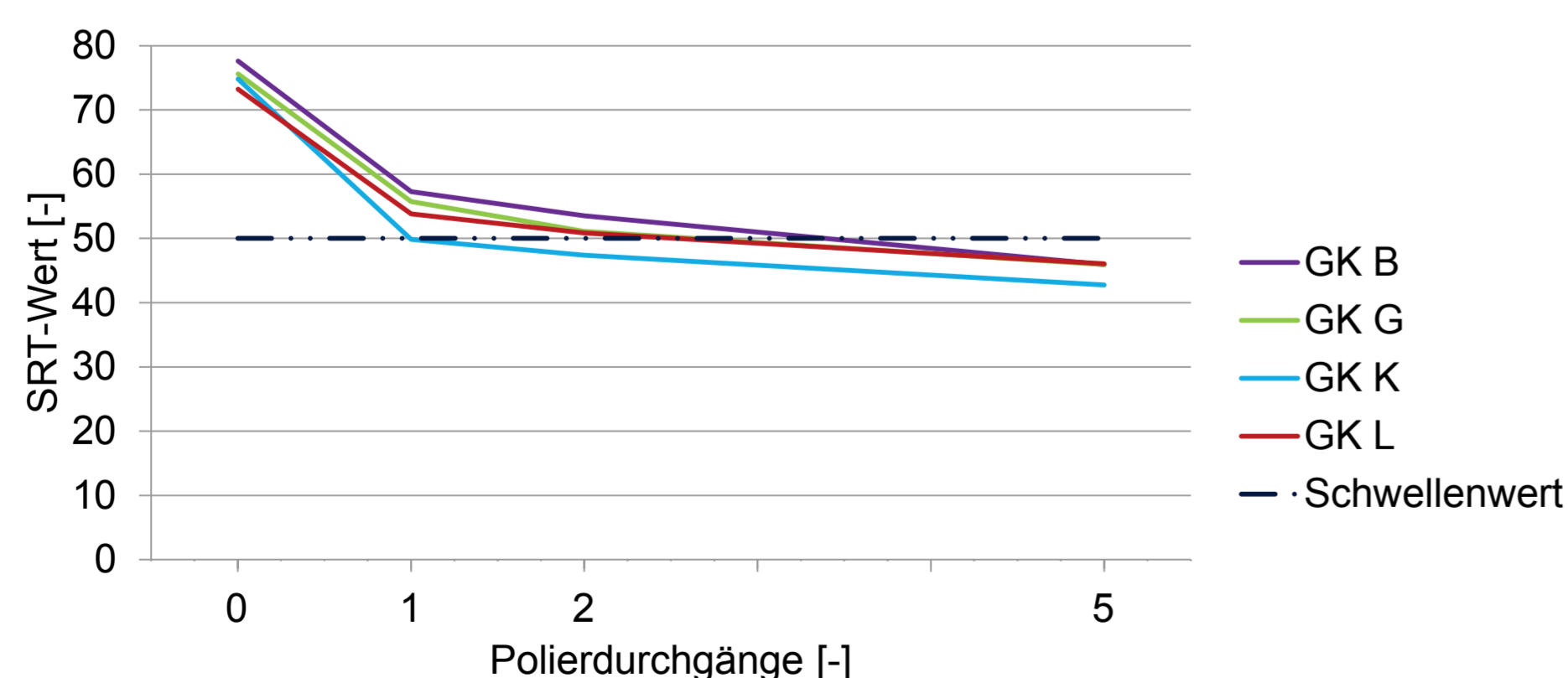
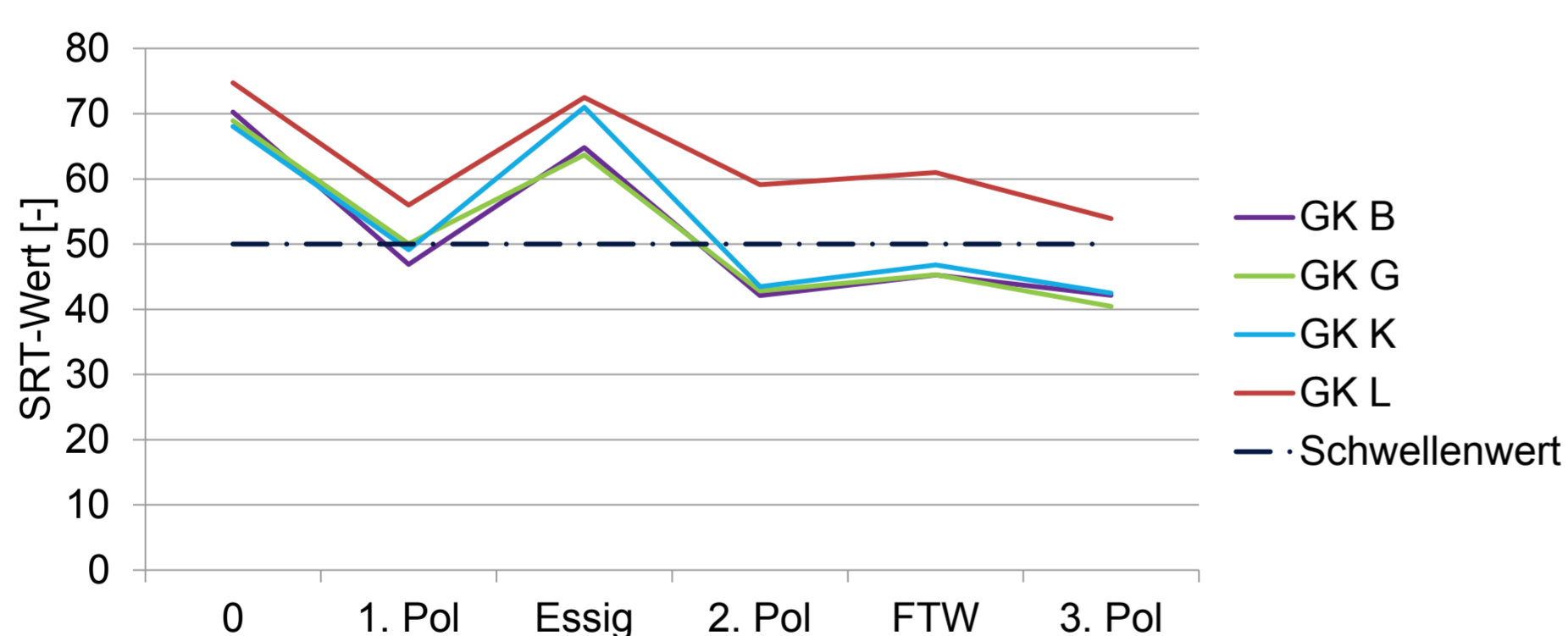
Um die Dauerhaftigkeit der Griffigkeit zu bewerten, wurden zwei unterschiedliche Prüfdurchläufe durchgeführt. Zum einen wurde ein kombinierter Belastungszyklus (in Anlehnung an [2]) durchgeführt. Dabei werden die Proben neben der mechanischen Belastung (Verkehr), auch einer simulierten Umweltbelastung (saurer Regen / Frost) ausgesetzt und somit eine ganzheitlichere Betrachtung erreicht. Eine feine Auflösung erlaubt dieses Procedere jedoch nur bedingt, wodurch lediglich die unterschiedliche Performance der Rezepturen, nicht aber die Größenordnung des Endwerts betrachtet werden kann. Zum anderen wurde eine stufenweise, rein mechanische Belastung aufgebracht, um den Verlauf der Griffigkeitsabnahme über die Belastungsdauer und damit die übertragene Anzahl an Fahrzeugüberrollungen abzubilden. Die Bewertung der Griffigkeit erfolgte mit dem SRT-Pendel (Skid Resistance Tester, Bild links).



Beispielprobe GK L



Versuchsdurchführung des kombinierten Laborbeanspruchungszyklus



Messergebnisse der Zyklusbelastung (oben) und der reinen mechanischen Belastung (unten)

Ergebnisse und Fazit

Die Ergebnisse der zyklischen Belastung sind im Bild links oben zu finden, es zeigt sich eine deutliche Abnahme des Griffigkeitsniveaus bei allen vier Probenarten. Die Anstiege der Griffigkeit durch die beiden Umweltbelastungen lassen sich hauptsächlich auf eine Aufrauhung der Gesteinskörnung, insbesondere bei Säurebelastung, sowie Abwitterung von Zementsteinmatrix und somit der Freilegung mechanisch unbelasteter Bereiche zurückführen. Eine ursprünglich erwartete verstärkte Griffigkeitsabnahme durch Schwächung der Zementsteinmatrix aufgrund der Umweltbelastungen konnte nicht nachgewiesen werden. Im Gegenteil baute sich bei Gestein L eine Rauheit auf, die durch einfache mechanische Belastung nicht abgetragen werden konnte. Drei der untersuchten Gesteine wiesen nach dem Beanspruchungszyklus eine Griffigkeit unterhalb des nach Richtlinie [3] erlaubten Schwellenwerts von 50 SRT-Einheiten auf. Inwieweit die Größenordnung der Belastung für eine Praxisstrecke relevant und somit als Prognose für einen definierten Zeitpunkt in der Lebensdauer der Strecke angewendet werden kann, gilt es in weiteren Untersuchungen zu klären.

Bei einer rein mechanischen Belastung (Diagramm links unten) weisen alle vier untersuchten Betone ein nahezu gleichwertiges Verhalten auf. Durch die drei Messpunkte, Nullmessung ausgeschlossen, lässt sich mit einer logarithmischen Regression, beispielhaft für GK G dargestellt, das weitere Verhalten der Grindingtextur abschätzen. Auch hier fehlt es bisher an einer Korrelation zu Verkehrsdaten die in weiteren Untersuchungen zu bewerten ist.

Anhand beider Untersuchungstypen ließ sich feststellen, dass auch ein ungebrochenes Gestein ein zu zugelassenen gebrochenen Gesteinskörnungen gleichwertiges Griffigkeitsniveau liefert. Die Eignung von Kies für Grinding-Neubaustrecken sollte somit weiter untersucht werden.

Danksagung

Die vorliegenden Untersuchungen wurden von der FFG/ASFINAG im Rahmen des Forschungsprojekts „Optimierung von Grinding & Grooving von Betonfahrbahndecken“, Projektnummer 854580 gefördert. Das Projekt wird in Zusammenarbeit mit der Austrian Institute of Technology GmbH (Leitung) und der PMS-CONSULT Ingenieurbüro für Verkehrswesen und Infrastrukturplanung GmbH bearbeitet.

[1] RVS 08.17.02; Technische Vertragsbedingungen Betondecken - Deckenherstellung

[2] Wenzl, P. (2008): Dauerhaftigkeit der Oberflächeneigenschaften von texturierten Verkehrsflächen aus Beton

[3] FGSV (2003): Merkblatt zur Bewertung der Straßengriffigkeit bei Nässe

FOCUS OF RESEARCH

The research of Prof. Große and the members of the working group 6 at the centre for building materials in Munich-Pasing and Garching-Hochbrück is focussed on the application oriented development of non-destructive testing methods for the investigation of construction materials, building structures and state-of-the-art materials utilized in mechanical engineering (e.g. fiber reinforced composites). The Chair of Non-destructive Testing is therefore interdisciplinary positioned at the Faculties of Civil, Geo and Environmental Engineering and Mechanical Engineering at the Technical University of Munich.

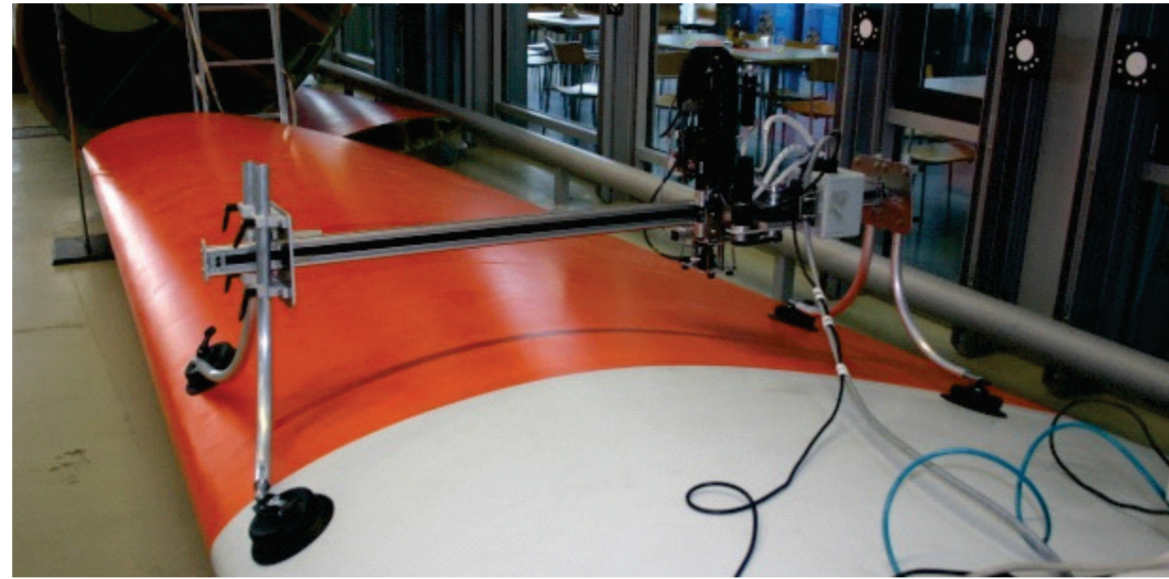
RANGE OF METHODS

Ultrasonics

- ultrasound through-transmission mode, e.g. for the determination of elastic properties (elastic moduli, porosity, crack density, etc.)
- ultrasound reflection mode (phased array)
- detection of faults (cracks, voids, etc.)

Acoustic Emission Analysis

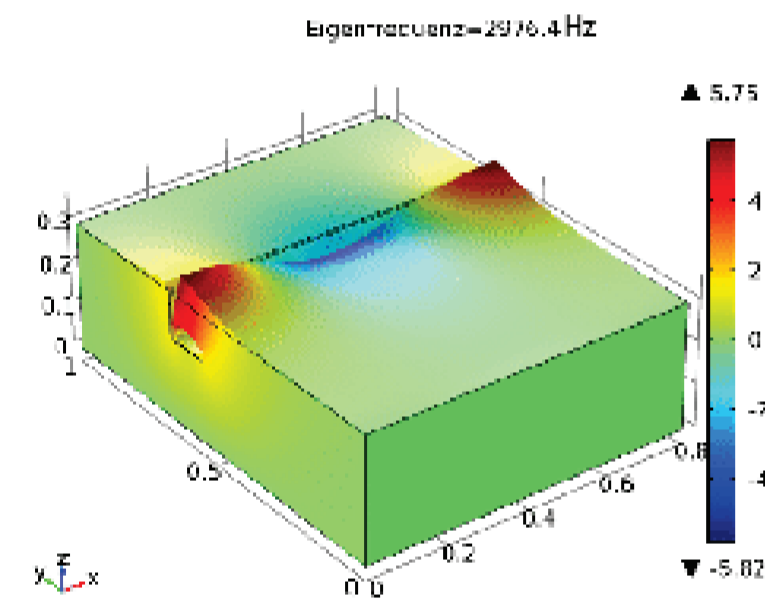
- detection of damage (microcracks)
- representation of spatiotemporal damage development
- localization (1D, 2D, 3D)
- analysis of damage parameters



Ultrasound Inspection and Acoustic Emission Analysis

Modal and vibration analysis

- determination of modal parameters
- determination of elastic properties
- detection of damage



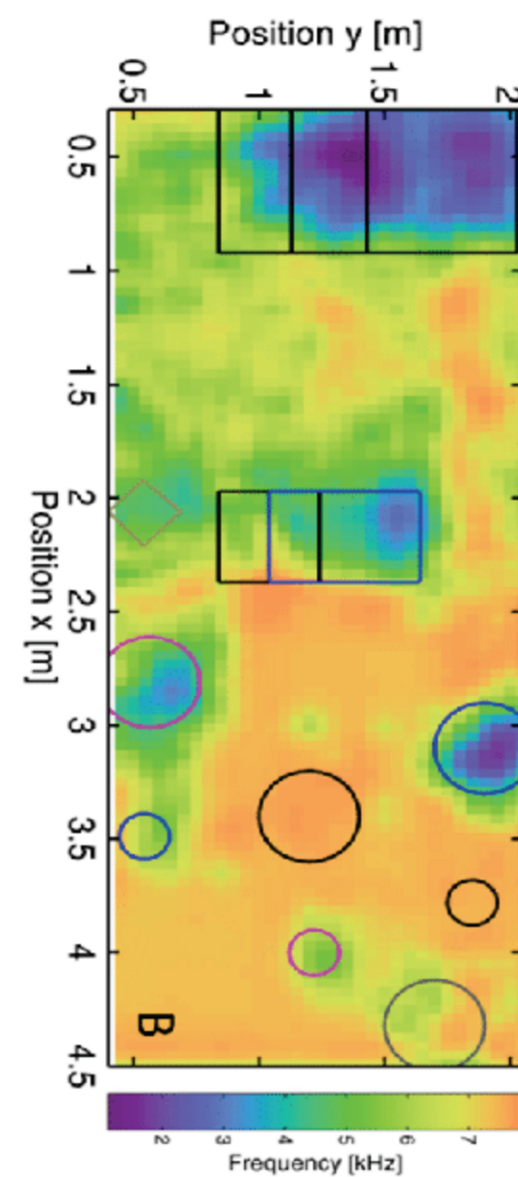
Modal Analysis

Ground-penetrating radar

- detection and localization of reinforcements, ducts and pre-stressed elements
- localization of defects or moisture
- analysis of layered components

Further methods

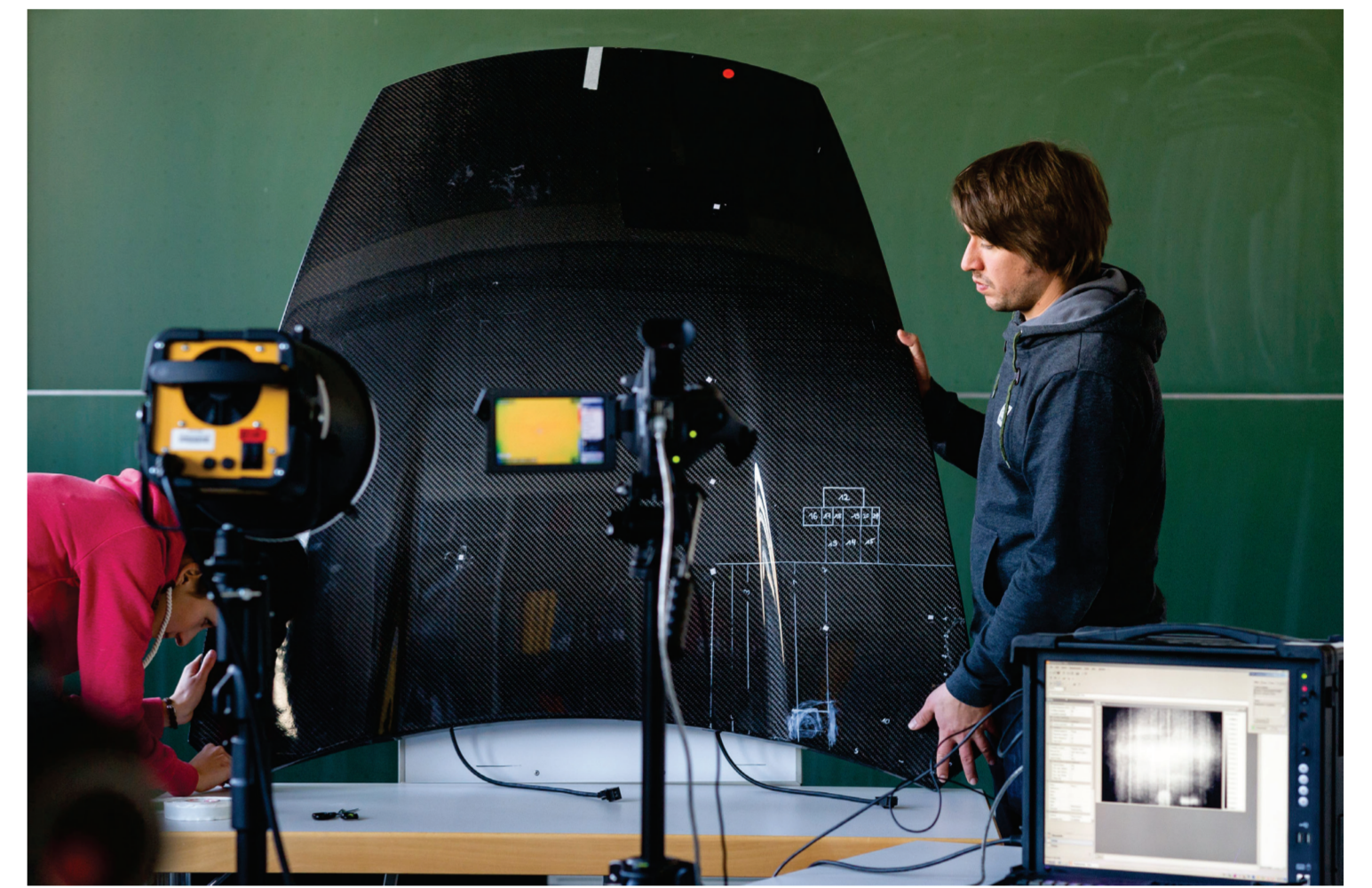
- laser vibrometry
- impact-Echo
- monitoring (wireless sensor techniques)
- delamination testing (Bondmaster)
- radiographic testing
- endoscopy



Ultrasound Inspection



Group of Prof. Große, PhD students and technicians, as well as his assistant



Optical Lock-In Thermography

Infrared-thermography (active, passive)

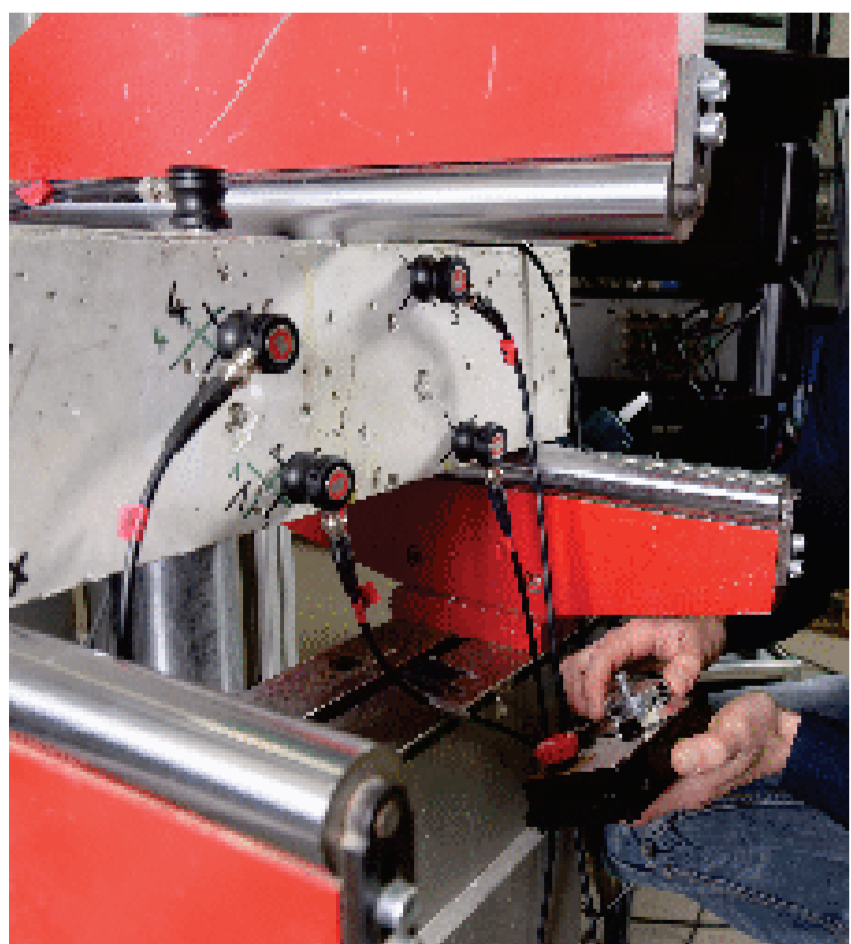
- detection of surface damage
- localization of moisture and areas with increased heat flow (energy analysis, thermal bridges)

RECENT PROJECTS

HEALCON

Self-healing concrete to create durable and sustainable concrete structures

- liquid tightness of concrete structures
- enhancement of durability



MISTRALWIND

Estimating the remaining service life of wind turbine support structures

- structural health monitoring
- manufacturing faults
- load assessment
- load related damage



Acoustic Pavement Scanner

Development of an NDT device for concrete pavements in Cooperation with the BAST

- no NDT method available for fast assessment of delamination damage in concrete pavements
- our solution: Air coupled impact echo



MAI-ZfP

Within the MAI Carbon excellence cluster

- improvement of reliability of NDT-methods
- combined application of individual methods (economical aspects)

HEAD AND CONTACT

Prof. Dr.-Ing. habil. Christian U. Große

Chair of Non-destructive Testing,
Centre for Building Materials,
Technical University of Munich,
Baumbachstr. 7; D-81245 Munich
Tel.: +49-89-289-27221,
E-Mail: grosse@tum.de
www.zfp.tum.de

PARTNERS

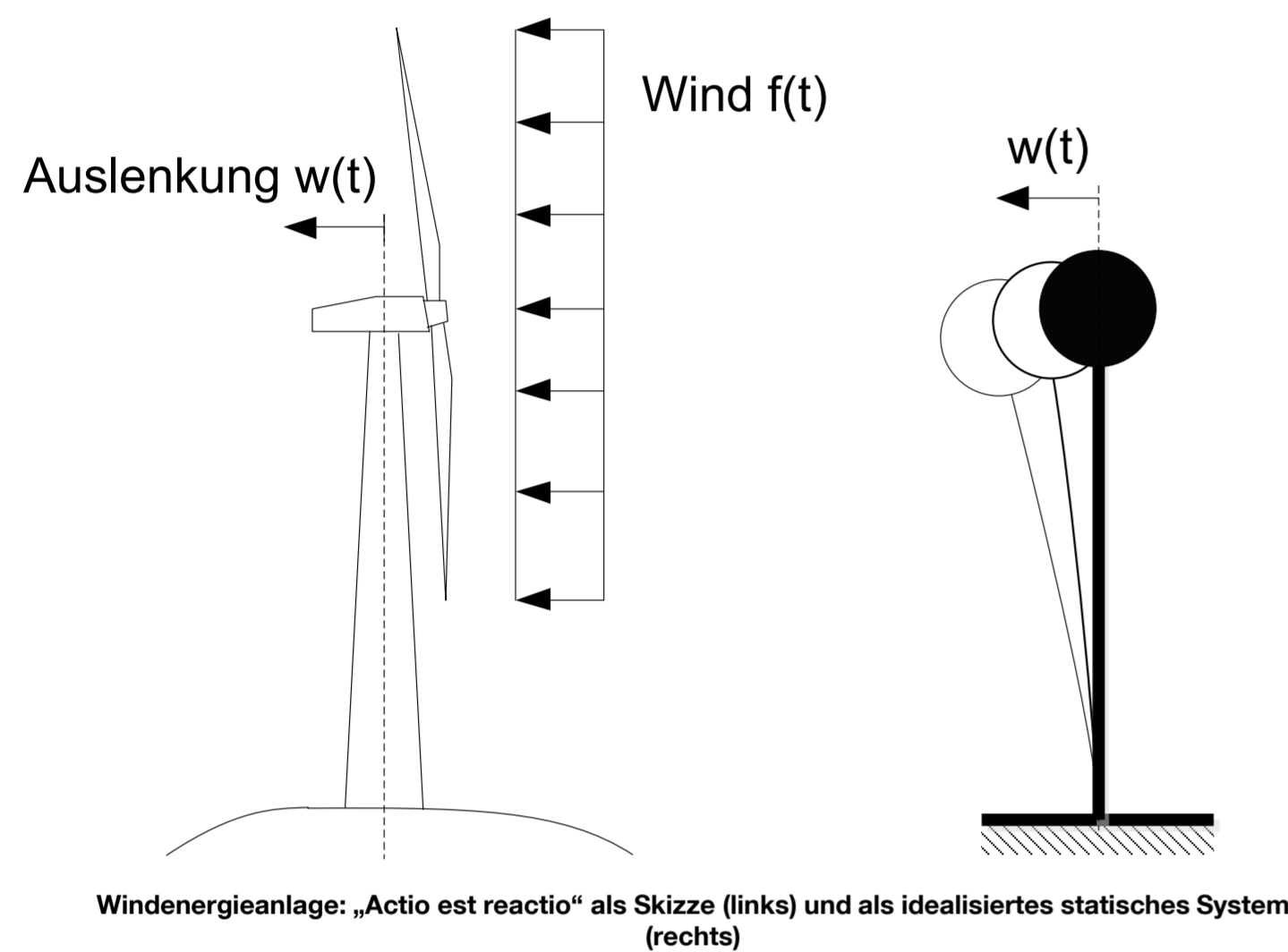
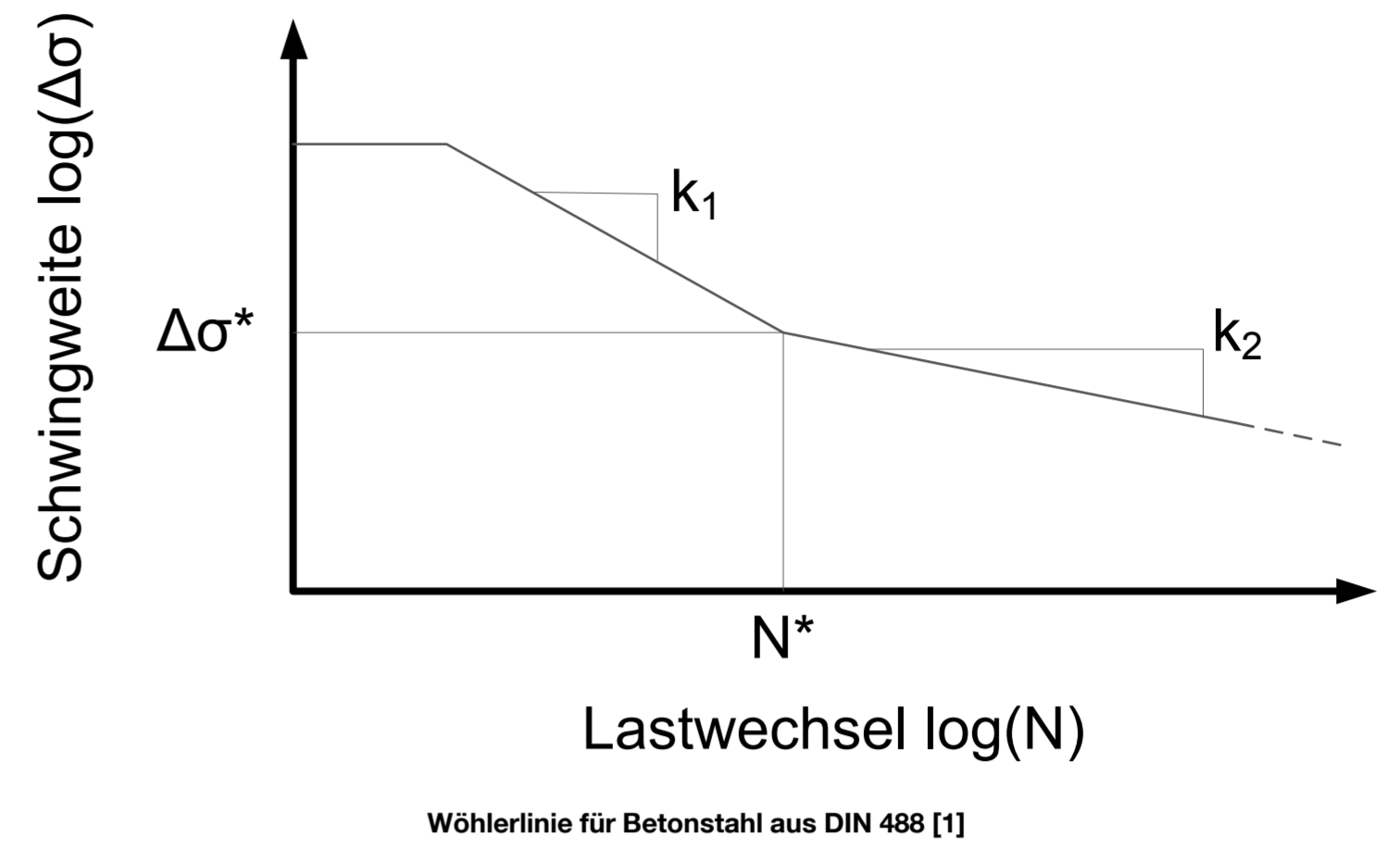


ERMÜDUNGSVERHALTEN VON BETONSTÄHLEN AKTUELLE ERGEBNISSE AUS DER FORSCHUNG

Hintergrund

Betonstahl muss nach DIN 488 [1] den Anforderungen an Oberflächengestalt, chemische Zusammensetzung sowie statische und dynamische Widerstandsfähigkeit genügen. Die dynamische Widerstandsfähigkeit wird für Betonstahl durch eine im doppelt-logarithmischen Diagramm bi-lineare Wöhlerlinie definiert (vgl. Bild rechts). Das dynamische Verhalten, auch Ermüdungsverhalten von Betonstahl wird in uniaxialen Dauerschwingversuchen quantifiziert. Das Ergebnis wird dabei von den nachfolgenden Einflussgrößen bestimmt:

- Prüfbedingungen: Lastregime (Oberspannung, Schwingweite, Prüffrequenz), Temperatur
- Produktionsbedingungen: Walzenzustand, Herstellverfahren (kaltgewalzt, warmgewalzt und aus der Walzhitze angelassen, gereckt)
- Materialeigenschaften: Chemische Zusammensetzung, Gefügestruktur und -zusammensetzung, mechanische Eigenschaften, Oberflächendesign



Problemstellung

Die Tragstrukturen von Windenergieanlagen im On- und Offshore-Bereich sind stark variierenden Belastungen ausgesetzt. Derartige Tragstrukturen können als mehr oder minder steif eingespannte statisch bestimmte Einmassenschwinger angesehen werden (vgl. Bild links). Folglich dürfte es sich über die gesamte Lebensdauer einer Windenergieanlage um mehrere zig Millionen von Lastwechseln handeln, die diese erträgt. Die eingesetzten Materialien müssen daher ein entsprechendes Ermüdungsverhalten aufweisen. In der Praxis wurden Fälle von strukturellem Versagen bei Türmen aus Spannbeton festgestellt. Hierbei waren es zumeist der Beton bzw. der Verbund von Betonstahl in Beton, die ermüdeten. Ein Fall der Ermüdung von Betonstahl ist nicht bekannt. Die Erfahrungen aus Untersuchungen von Betonstahl zeigen jedoch, dass eine Ermüdung eigentlich zu erwarten ist. Betonstahl kann nach der geforderten Wöhlerlinie im Bereich von kleinen Schwingweiten ($\Delta\sigma < 175 \text{ N/mm}^2$) eine sehr hohe Anzahl von Lastwechseln N ertragen (Very-High-Cycle Fatigue Bereich). Allerdings liegen in diesem VHCF-Bereich nur sehr wenige Erkenntnisse vor. Die Gründe hierfür liegen maßgeblich in der Wirtschaftlichkeit, die beim Prüfen des Ermüdungsverhaltens von Betonstählen im Fokus liegt. In der Materialprüfung werden zumeist Untersuchungen bis 2 Mio. Lastwechsel durchgeführt und beim Erreichen als Durchläufer/bestanden bezeichnet.

Lösungsstrategie - WinConFat

Vor dem Hintergrund, dass Betonstahl im VHCF-Bereich signifikante Wissenslücken aufweist, beschäftigt sich das Arbeitspaket 3 des BMWi-Verbundforschungsvorhabens „WinConFat“ ausschließlich mit der Ermüdung von Betonstahl. Dabei werden drei verschiedene Themenbereiche untersucht:

- Lastregime:
- Betonstahl im VHCF-Bereich:
- Dynamische Kapazität von Betonstahl:

Hier wird erarbeitet, welchen Einfluss die Einstellungen des Lastregimes auf das Ergebnis das Ermüdungsverhalten von Betonstahl haben. Das Ermüdungsverhalten von Betonstahl wird hier gezielt bei geringen Schwingweiten für mindestens $N = 10^7$ Lastwechsel untersucht. Unter der Annahme, dass Betonstähle in Windenergieanlagen auch Wechselbelastungen ausgesetzt sein können, werden Untersuchungen im Zugschwell- und Wechselbereich durchgeführt (mit und ohne Korrosion).

Gefördert durch:



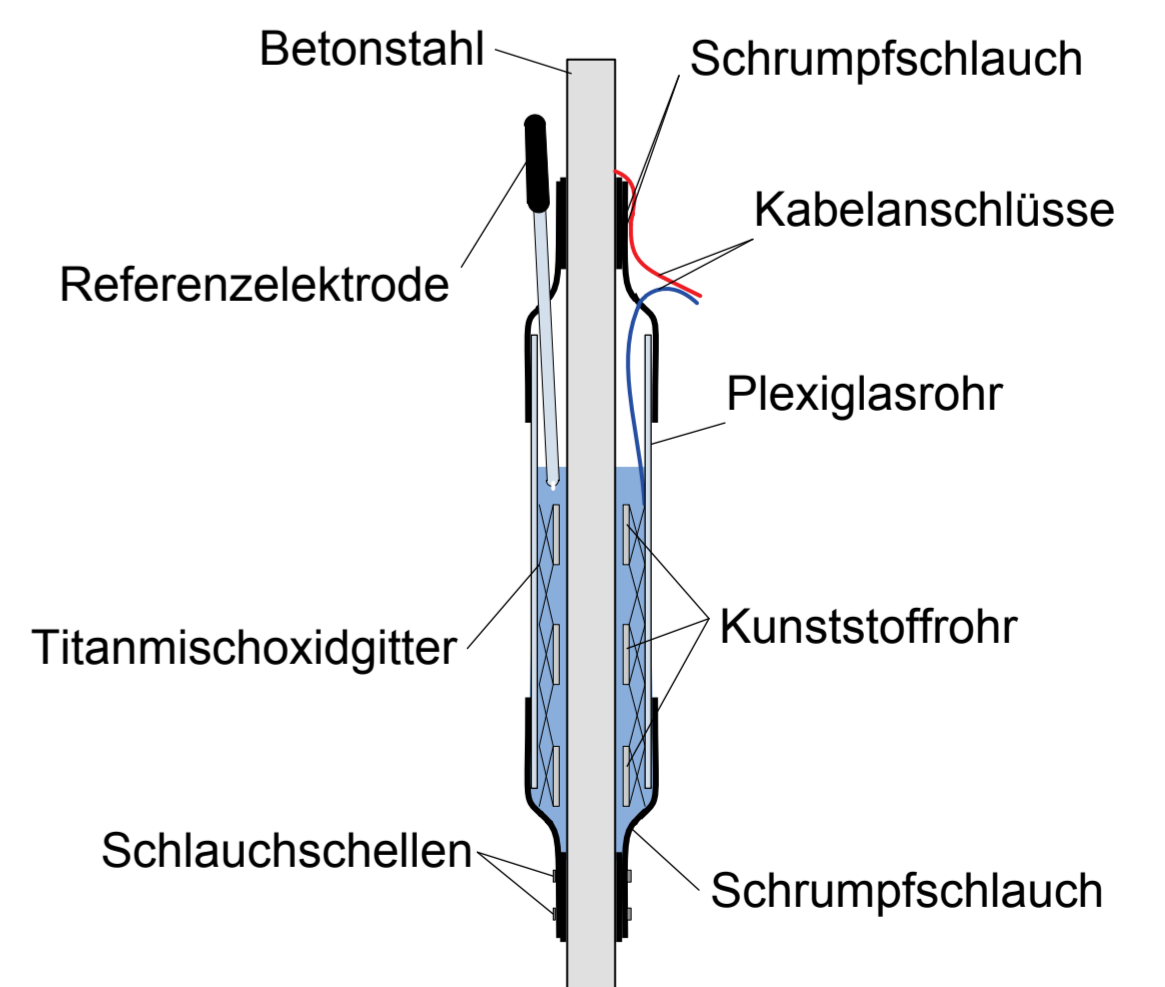
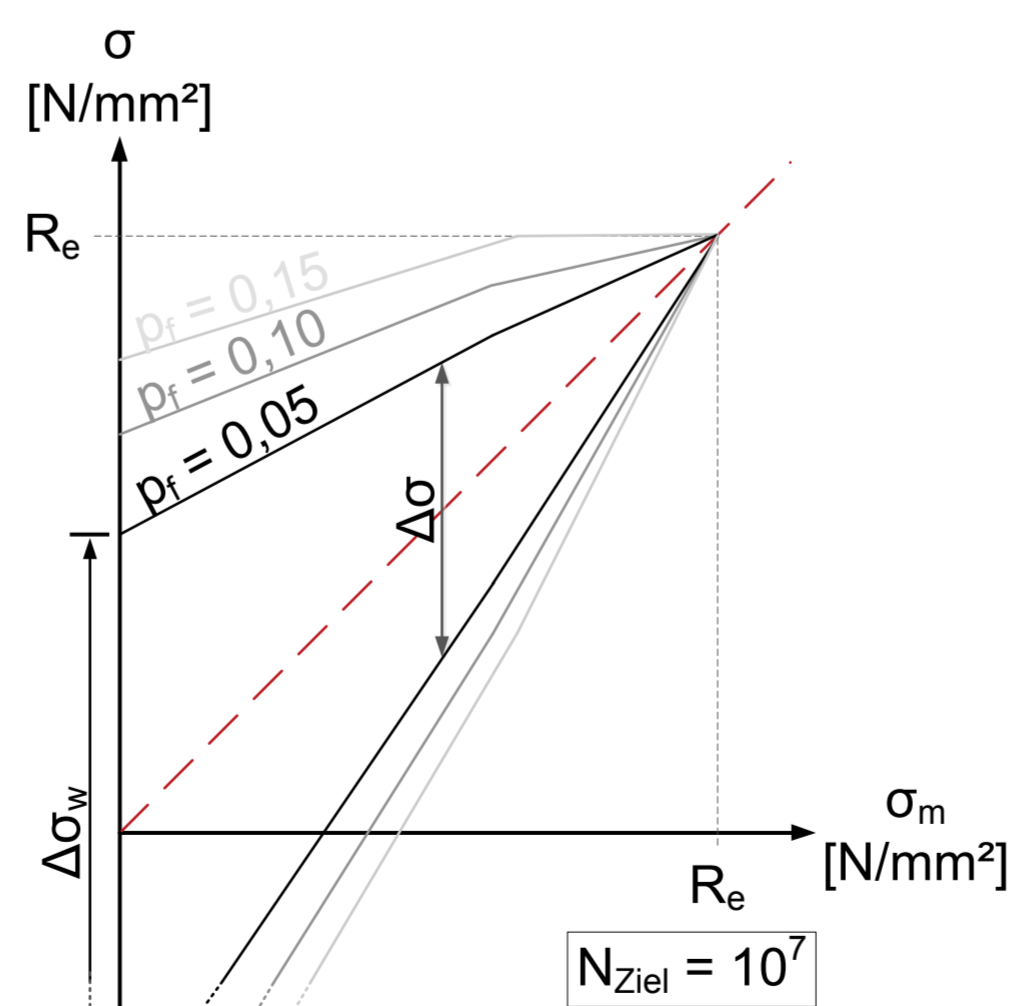
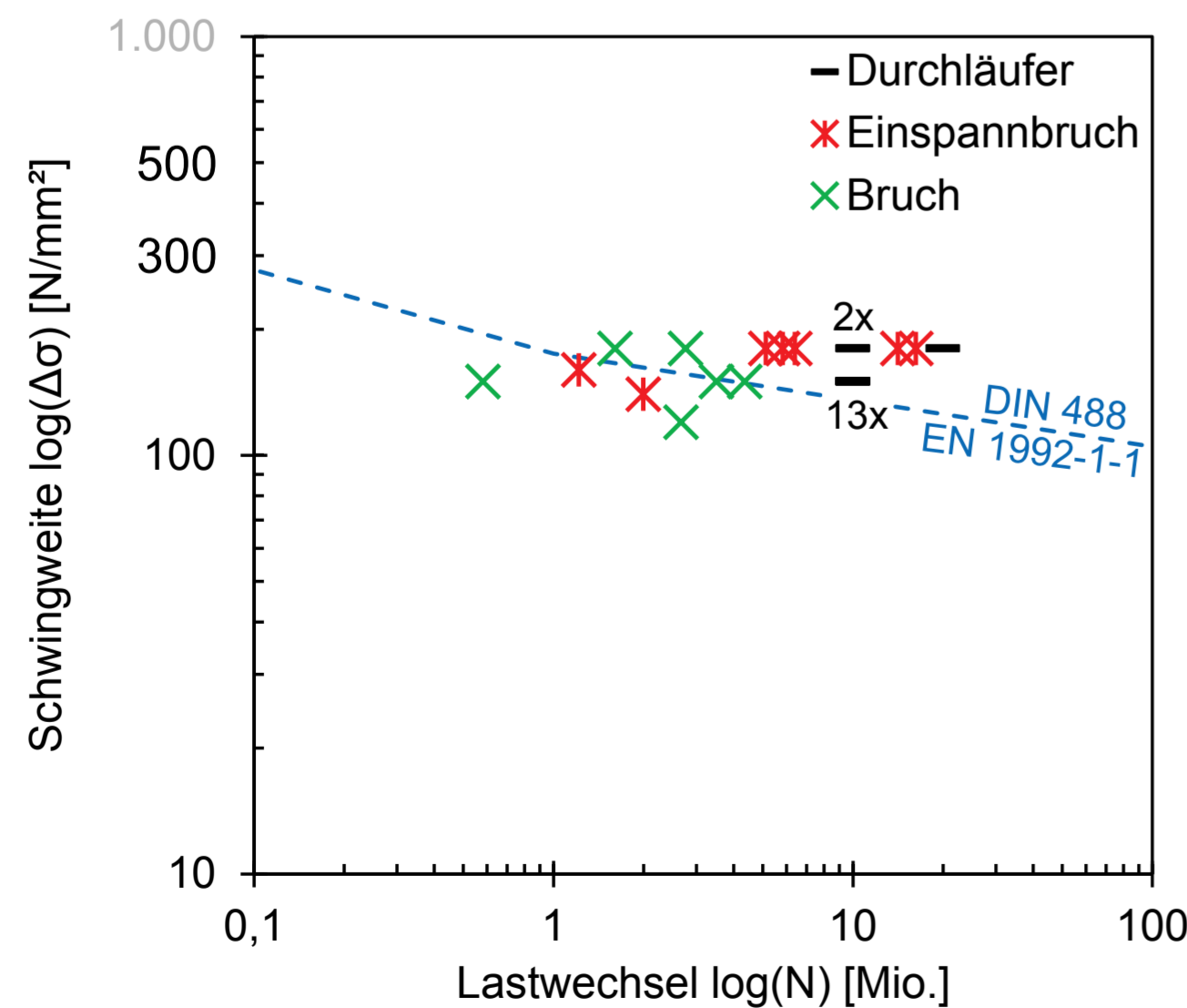
aufgrund eines Beschlusses des Deutschen Bundestages

Erste Ergebnisse

Über Ergebnisse zum Thema Lastregime wird in der Präsentation *Dauerschwingfestigkeit (Very-High-Cycle Fatigue) von Betonstahl* von F. Hiemer berichtet.

Erste Ergebnisse zum Thema VHCF-Bereich sind im Bild (unten/links) dargestellt. Die große Streuung bei den Ergebnissen von Dauerschwingversuchen ist darin klar ersichtlich. Die Untersuchungen wurden bis zu einer Lastwechselzahl von $N=10^7$ durchgeführt. Bis auf wenige Ausnahmen wurden die Versuche mit Erreichen von 10^7 Lastwechseln abgebrochen. Ein Großteil der Versuche liegt im Erwartungsbereich (rechts der Wöhlerlinie der DIN 488[1]). Nach Abschluss der Untersuchungen werden die Ergebnisse statistisch ausgewertet, um das Ermüdungsverhalten im VHCF-Bereich nach den Sicherheitsvorgaben der Normung und im Hinblick auf Windenergieanlagen zu bewerten.

Für die Untersuchungen zur dynamischen Kapazität wird die Wechselschwingfestigkeit $\Delta\sigma_w$ (bei $\sigma_m=0 \text{ N/mm}^2$) bestimmt. Dabei wird die Versagenswahrscheinlichkeit p_f für eine angestrebte Lastwechselzahl von $N_{Ziel}=10^7$ ermittelt. Mit der Wechselschwingfestigkeit, der Zugfestigkeit R_m und der Streckgrenze R_e kann das sogenannte Smith-Diagramm erzeugt werden (Bild unten/Mitte). Das Smith-Diagramm zeigt, dass die Schwingweite $\Delta\sigma$ mit ansteigender Mittelspannung σ_m abnimmt. Die umhüllende Linie formt eine zigarrenförmige Fläche, die die gesamte dynamische Kapazität darstellt. Mit einer höheren Toleranz bzgl. der Versagenswahrscheinlichkeit (z.B. $p_f=0,15$) vergrößert sich die Fläche - die dynamische Kapazität wird folglich erhöht. Diese Versuche werden sowohl für an der Luft geschwungene als auch an gleichzeitig korrodierenden Proben ermittelt. Der hierfür entwickelte Versuchsaufbau kann Bild unten/rechts entnommen werden. Da diese Untersuchungen derzeit noch laufen, können Ergebnisse erst zu einem späteren Zeitpunkt veröffentlicht werden.



Ergebnisse der Ermüdungsuntersuchungen an an Luft geschwungenen Betonstählen Durchmesser 16 mm in Anlehnung an DIN 488[1] und DIN EN ISO 15630[2] mit Schwingweiten $\Delta\sigma \leq 175 \text{ N/mm}^2$

Zusammenhänge zwischen Mittelspannung, maximal ertragbarer Spannung und Versagenswahrscheinlichkeit in Form eines Smith-Diagramms

Auf den Korrosionsermüdungsprobekörper von Weirich [3] aufbauende Weiterentwicklung für die Bestimmung der dynamischen Kapazität unter kombinierter Einwirkung von Korrosion

Fazit

Das Ermüdungsverhalten von Werkstoffen des Massivbaus ist von hoher Bedeutung für die Lebensdauer von Windenergieanlagen aus Spannbeton. Das Poster präsentiert das Arbeitspaket 3 des Verbundforschungsvorhabens WinConFat, welches sich auf die Ermüdung von Betonstahl im VHCF-Bereich konzentriert. Neben erwartungsgemäß hohen Streuungen deuten die ersten Ergebnisse im VHCF Bereich eine Konformität der in der Normung geforderten Wöhlerlinie. Des Weiteren wurde das Vorgehen und der Probekörperaufbau im Thema dynamische Kapazität erläutert. Die endgültige Bewertung wird nach Abschluss der Laborarbeiten der Fachöffentlichkeit präsentiert.

[1] DIN 488-1:2009-08. Betonstahl - Teil 1: Stahlsorten, Eigenschaften, Kennzeichnung. Beuth Verlag, Berlin, 2009.

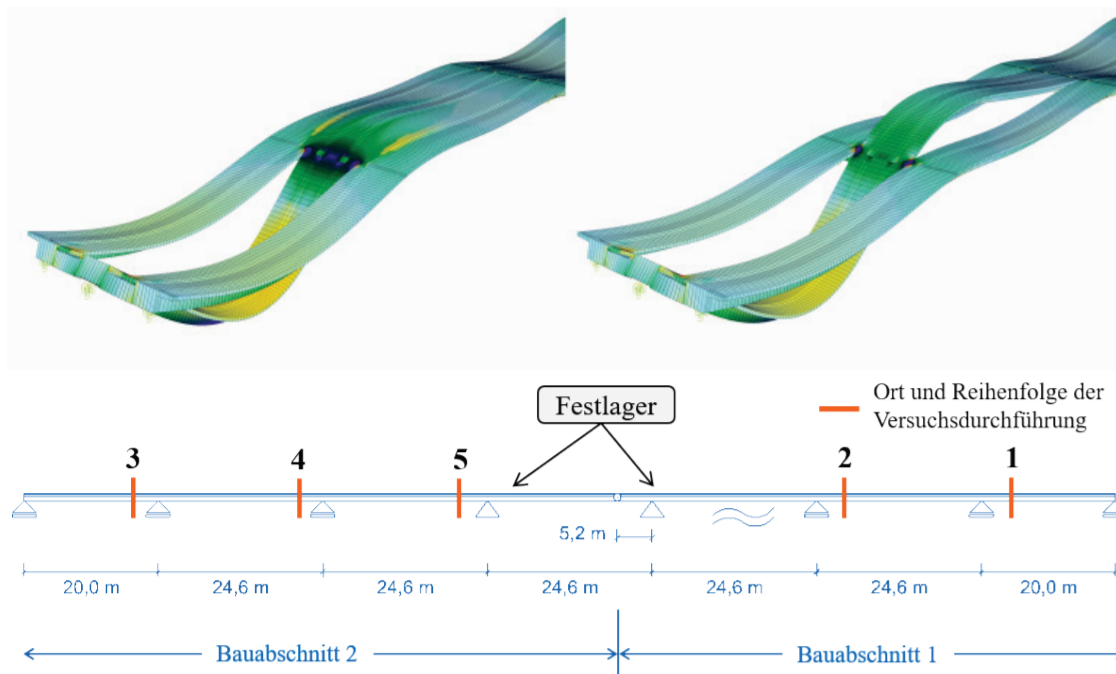
[2] DIN EN ISO 15630-1:2011-02. Stähle für die Bewehrung und das Vorspannen von Beton - Prüfverfahren - Teil 1: Bewehrungsstäbe, -walzdraht und -draht (ISO 15630-1:2010); Deutsche Fassung EN ISO 15630-1:2010. Beuth Verlag, Berlin, 2011.

[3] Weirich, T.: Ermüdungsverhalten des Betonstahls unter Berücksichtigung möglicher Korrosionseinflüsse. Dissertation, Universität Stuttgart, 2013. <http://dx.doi.org/10.18419/opus-522>

GROßVERSUCHE ZUR QUERKRAFTTRAGFÄHIGKEIT BESTEHENDER SPANNBETONBRÜCKEN AN DER SAALEBRÜCKE HAMMELBURG

HINTERGRUND DER UNTERSUCHUNGEN

Aufgrund des zunehmenden Alters des Brückenbestandes, steigender Verkehrslasten und veränderter normativer Grundlagen und Bemessungsvorschriften ist die Querkrafttragfähigkeit bestehender Spannbetonbrücken mit geringer Querkraftbewehrung seit längerem Gegenstand verschiedener Forschungen. Der Lehrstuhl für Massivbau der Technischen Universität München (TUM) konnte im Rahmen eines vom Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (BMVI) geförderten Forschungsvorhabens im Jahr 2017 einzigartige in-situ Querkraftversuche an der 1955 erbauten Saalebrücke Hammelburg durchführen. Speziell bei den vor 1966 erbauten Betonbrücken treten bei systematischen Nachrechnungen hinsichtlich der Querkrafttragfähigkeit in Längsrichtung meist massive rechnerische Defizite auf, die oftmals am realen Bauwerk nicht bestätigt werden können. Ziel dieser zerstörenden Untersuchungen an der zum Rückbau vorgesehenen Brücke war es deshalb, das Verhalten von realen Spannbetonbrücken unter Querkraftbeanspruchungen zu untersuchen, um einen Beitrag zu einer wirklichkeitsnäheren Bemessung von älteren Bestandsbrücken zu liefern.



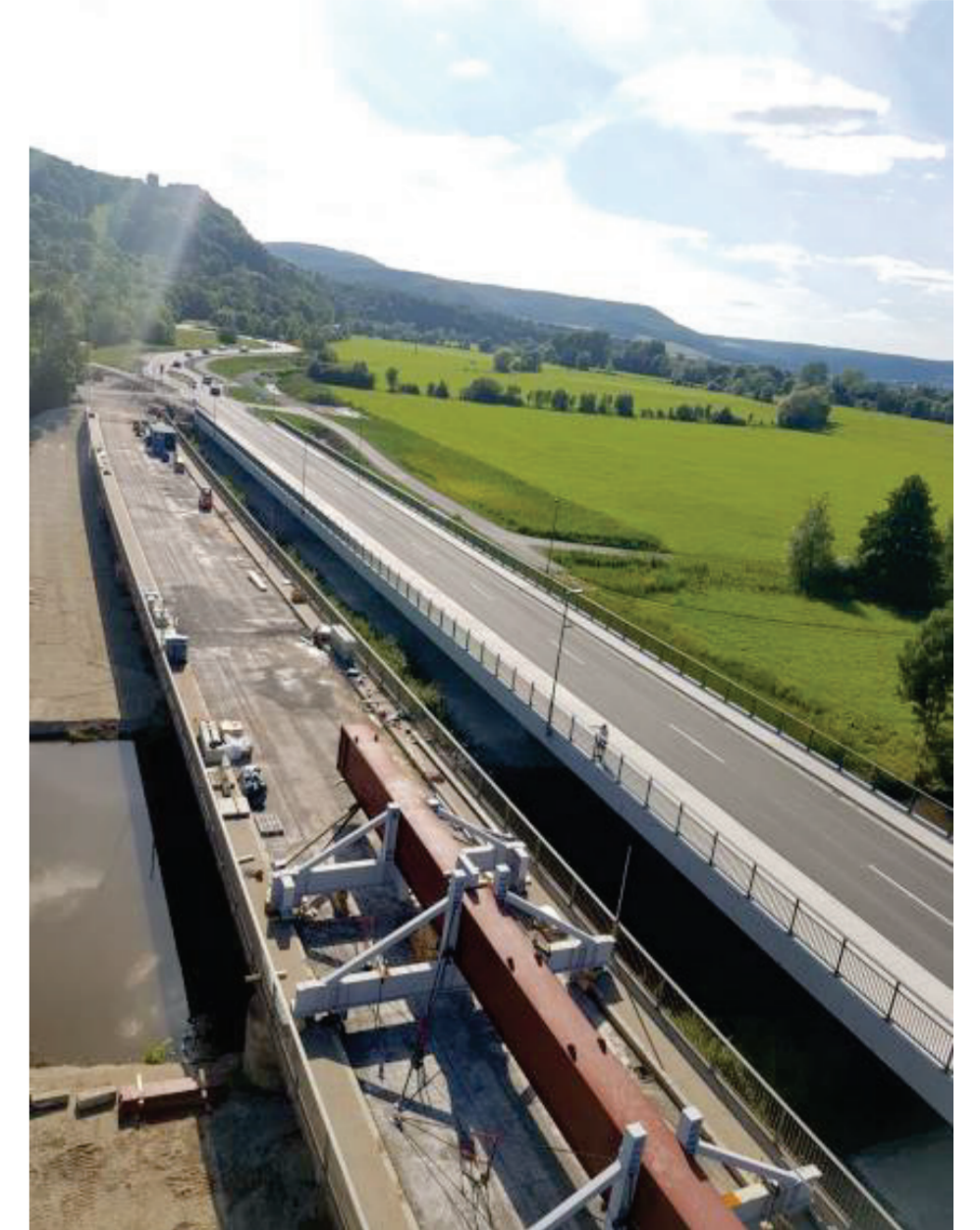
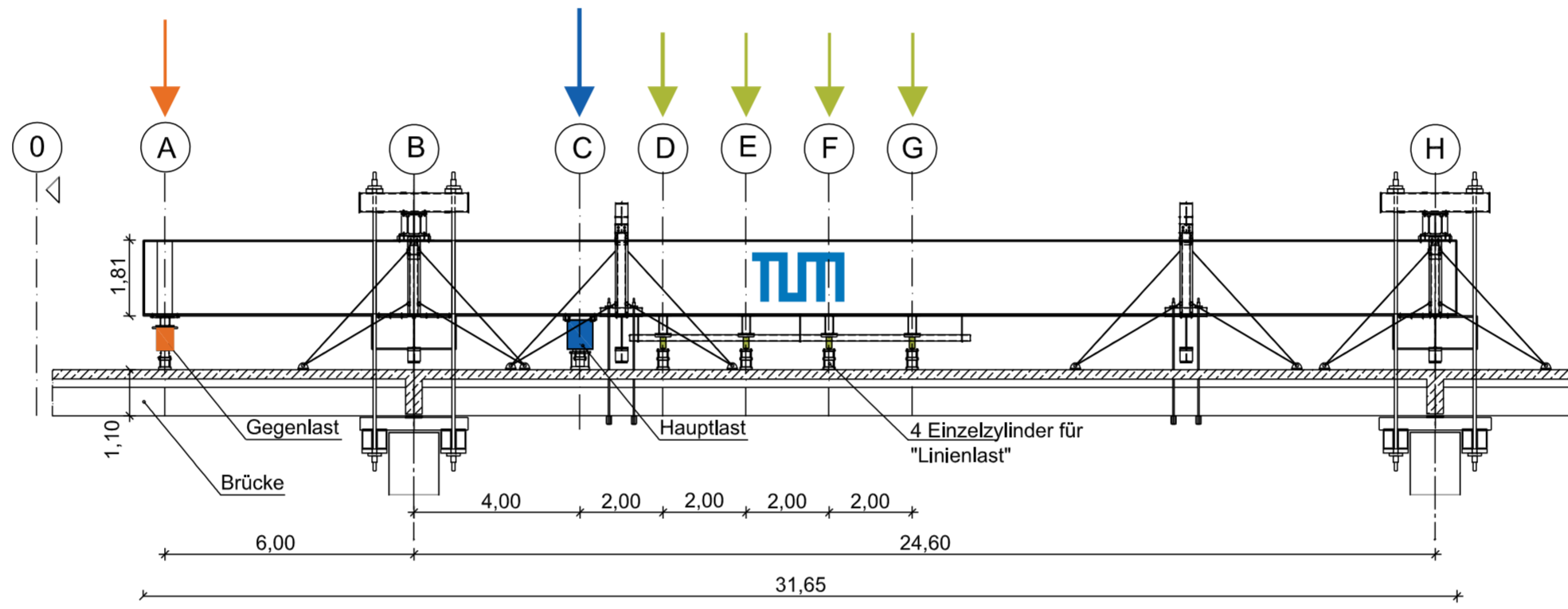
Variantenstudie zur Verformung des Überbaus (oben) und statisches System der untersuchten Brücke mit Ort und Reihenfolge der Belastungsversuche (unten)



Versuchsaufbau an der „alten Saalebrücke“ Hammelburg im Prüfzustand mit 31,65 m langen Hauptbelastungsträger, vertikaler Abspannung (Achse B und H), seitlicher Kippsicherung und hydraulischen Belastungszylindern (links und Mitte) sowie Messtechnik vor Versuchsbeginn mit Kameraschiene für die optische Messung, faseroptischen Sensoren und Seilzugpotentiometern (rechts)

KONZEPTIONELLE VORÜBERLEGUNGEN UND VERSUCHSAUFBAU

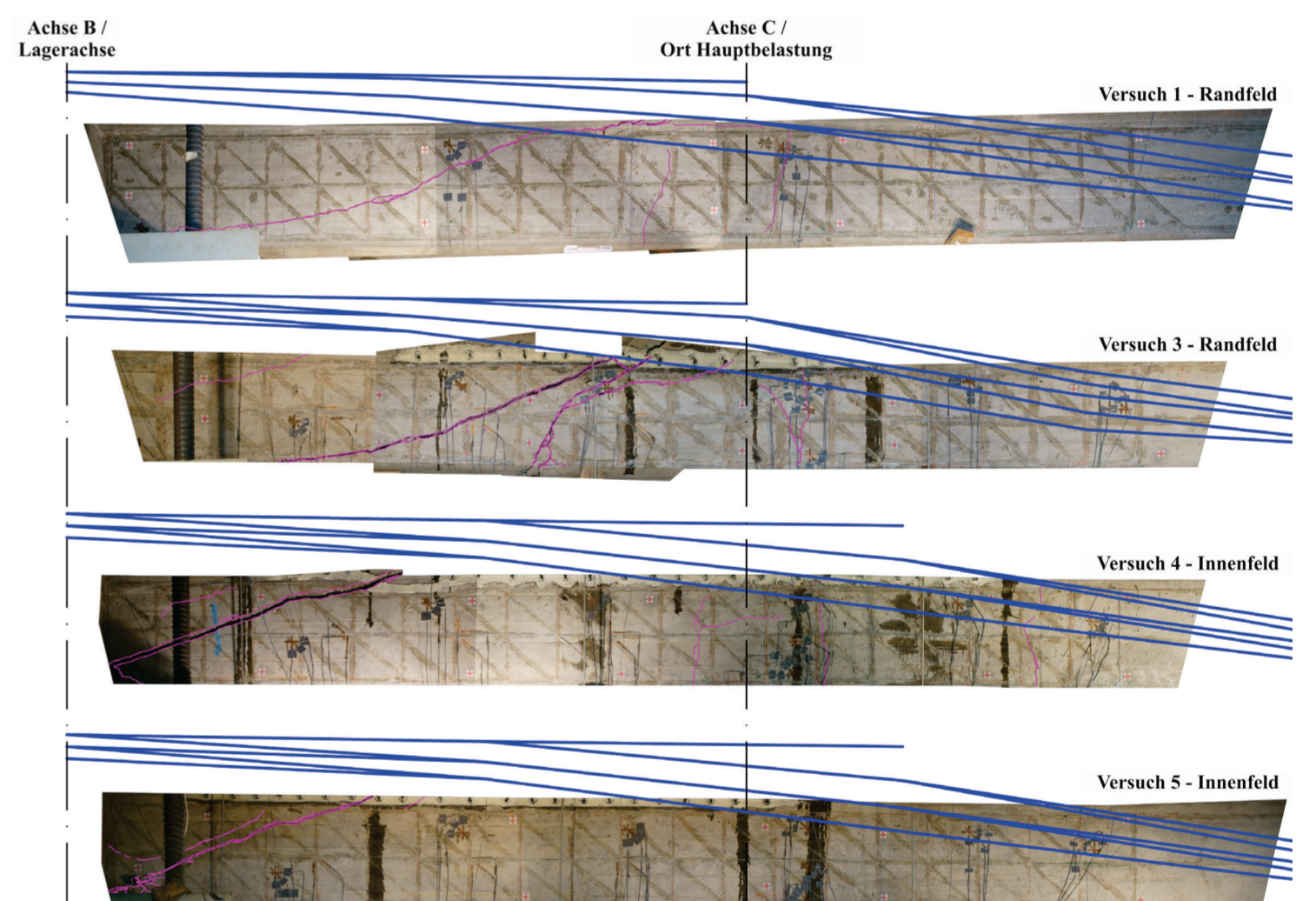
Mithilfe eines aufwendigen Versuchsaufbaus wurden fünf der insgesamt sieben Brückenfelder im Bereich der Innenstützen bis zum Bruch belastet. In der Planungsphase wurde dazu die optimale Stellung und Anordnung der Lasten in Brückenlängsrichtung, vor allem in Bezug auf die Ausnutzung der Biegetragfähigkeit des Querschnitts, mittels zahlreicher Parameterstudien untersucht und festgelegt. Die fünf Versuche fanden in etwa im Wochentakt und nach Verschiebung der kompletten Versuchseinrichtung in das jeweilige Brückenfeld statt, insgesamt erstreckten sich die Arbeiten vor Ort – beginnend vom Aufbau der Belastungseinrichtung über die Durchführung der Versuche bis zum anschließenden Rückbau der Versuchs- und Messtechnik – über einen Zeitraum von vier Monaten. Bei der untersuchten Brücke handelte es sich um eine zwischen 1953 und 1955 erbaute Spannbetonbrücke mit einer Gesamtlänge von 163,0 m. Aufgrund der guten Zugänglichkeit des Brückenbauwerks für die Untersuchungen, des einfachen Abbruchkonzepts für die Bestandsbrücke, des parallelen, bereits 2016 fertiggestellten Ersatzneubaus und vor allem dem für diese Konstruktionszeit typischen, geringen Querkraftbewehrungsgehaltes, erwies sich die Saalebrücke bei Hammelburg als für die geplanten Versuche ideal geeignet.



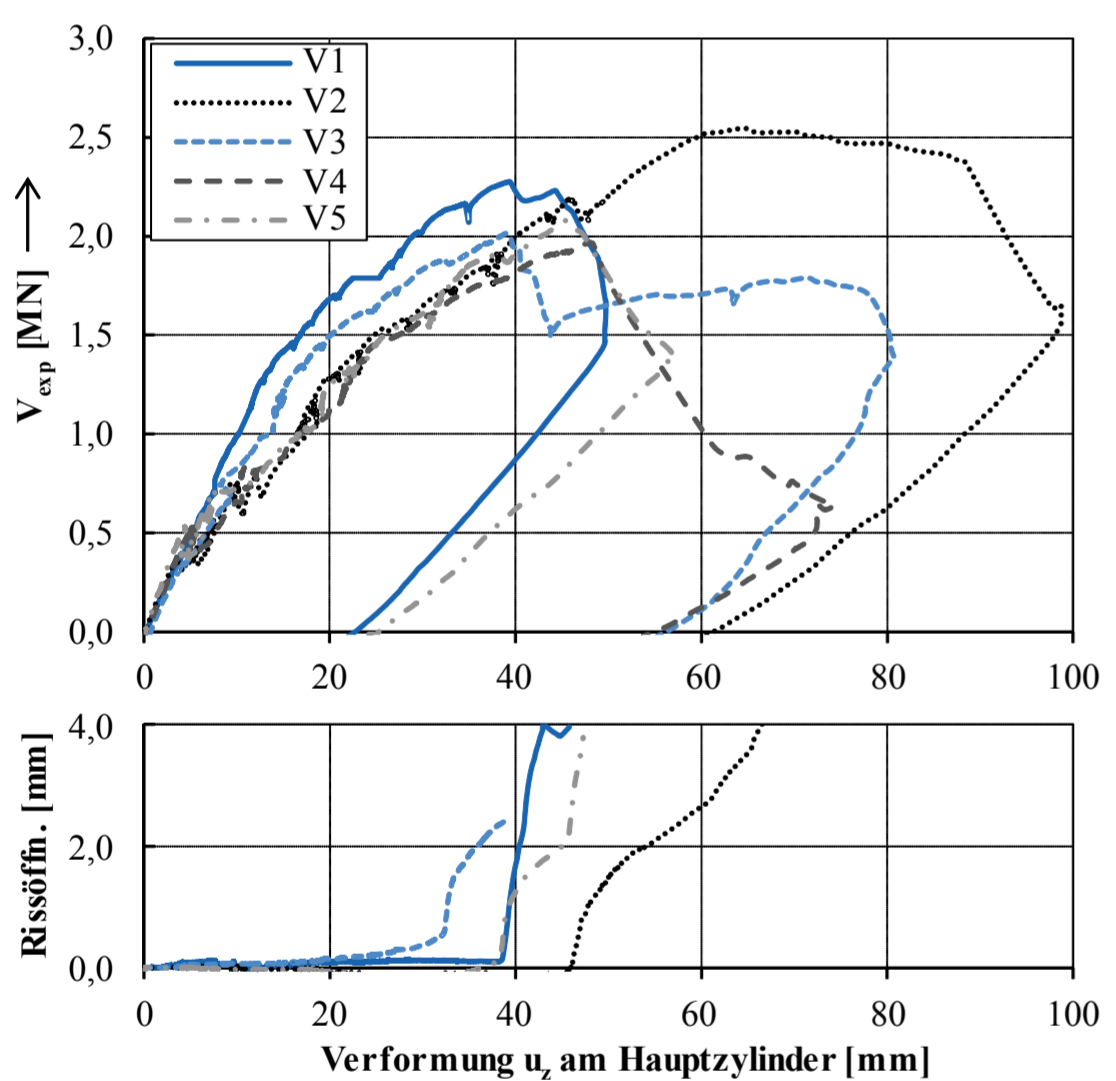
Bestandsbauwerk „alte Saalebrücke“ Hammelburg mit Belastungseinrichtung (links) und Ersatzneubau (rechts)

MESSTECHNIK UND VERSUCHSDURCHFÜHRUNG

Neben konventionellen Wegaufnehmern (induktive Wegsensoren und Seilzugpotentiometer) zur Messung der Verformungen und der Dickenänderung des Brückenlängsträgers, kamen eine große Zahl an Kraftmessdosen und Dehnmessstreifen zum Einsatz. Die Betondehnungen wurden zudem auch mit der Hilfe der innovativen, quasi-kontinuierlichen Messung aufgetragen. Dazu wurden insgesamt etwa 750 m Glasfasersensoren an den Stegen der untersuchten Brückenlängsträger sowie auf der Oberseite der Fahrbahnplatte appliziert. Bei jedem Versuch waren je drei Fasern in jeweils horizontaler, vertikaler und diagonaler Richtung als Raster an den beiden Seitenflächen des untersuchten Mittelsteiges angebracht. Eine weitere, siebte Faser nahm die Betondehnungen an der Oberseite der Fahrbahnplatte auf. Zusätzlich dazu wurden in Zusammenarbeit mit dem Lehrstuhl für Geodäsie der TUM die auftretenden Risse sowie die Rissentwicklung mit einem kamerabasierten, optischen Messsystem aufgenommen und vermessen. Die zum Erreichen des Bruchzustandes notwendigen Lasten wurden über sechs Zylinder aufgebracht. Die Hauptlast wurde mit einer Geschwindigkeit von etwa 0,5 kN/s bis zum Bruch kontinuierlich gesteigert, die restlichen Lasten wurden während des Versuchsablaufs auf einem konstanten Niveau gehalten.



Aufgetretene Risse bei Erreichen der maximalen Querkrafttragfähigkeit bei Versuch 1 und 3 (Randfelder) sowie 4 und 5 (Innenfelder) einschließlich des schematischen Verlaufs der Spannglieder im Träger (blaue Linien)



Experimentell ermittelte Querkrafttragfähigkeit sowie Rissöffnung (Höhenänderung) im Bereich des Steges in Abhängigkeit zur vertikalen Verformung des Mittelträgers am Ort des Hauptbelastungszylinders

ERGEBNISSE

Wie die Verformungen des Mittelträgers am Ort der Hauptlast (Achse C) belegen, weisen die Versuche in den Innen- und Randfeldern jeweils ein sehr ähnliches Verformungsverhalten auf. Die gemessenen Verformungen zum Zeitpunkt der maximalen Belastung betragen bei den Versuchen in den Randfeldern 38,0 (V1) bzw. 38,9 mm (V3), bei den Versuchen in den Innenfeldern traten mit 45,5 (V2), 47,9 (V4) und 45,9 mm (V5) deutlich größere vertikale Verformungen der Mittelträger auf. Die geringe Abweichung zwischen den vertikalen Verformungen am Ort der Hauptlast zwischen den jeweiligen Versuchen in den Rand- bzw. Innenfeldern (0,88 mm bzw. 2,34 mm) zeigt, dass das Tragverhalten der untersuchten Felder in Bauabschnitt 1 und 2 trotz der etwas höheren maximalen Versuchslasten in BA 1 (die auf Unterschiede in der Bewehrungsgeometrie zwischen Bauabschnitt 1 und 2 zurückzuführen sind) sehr gut vergleichbar ist.

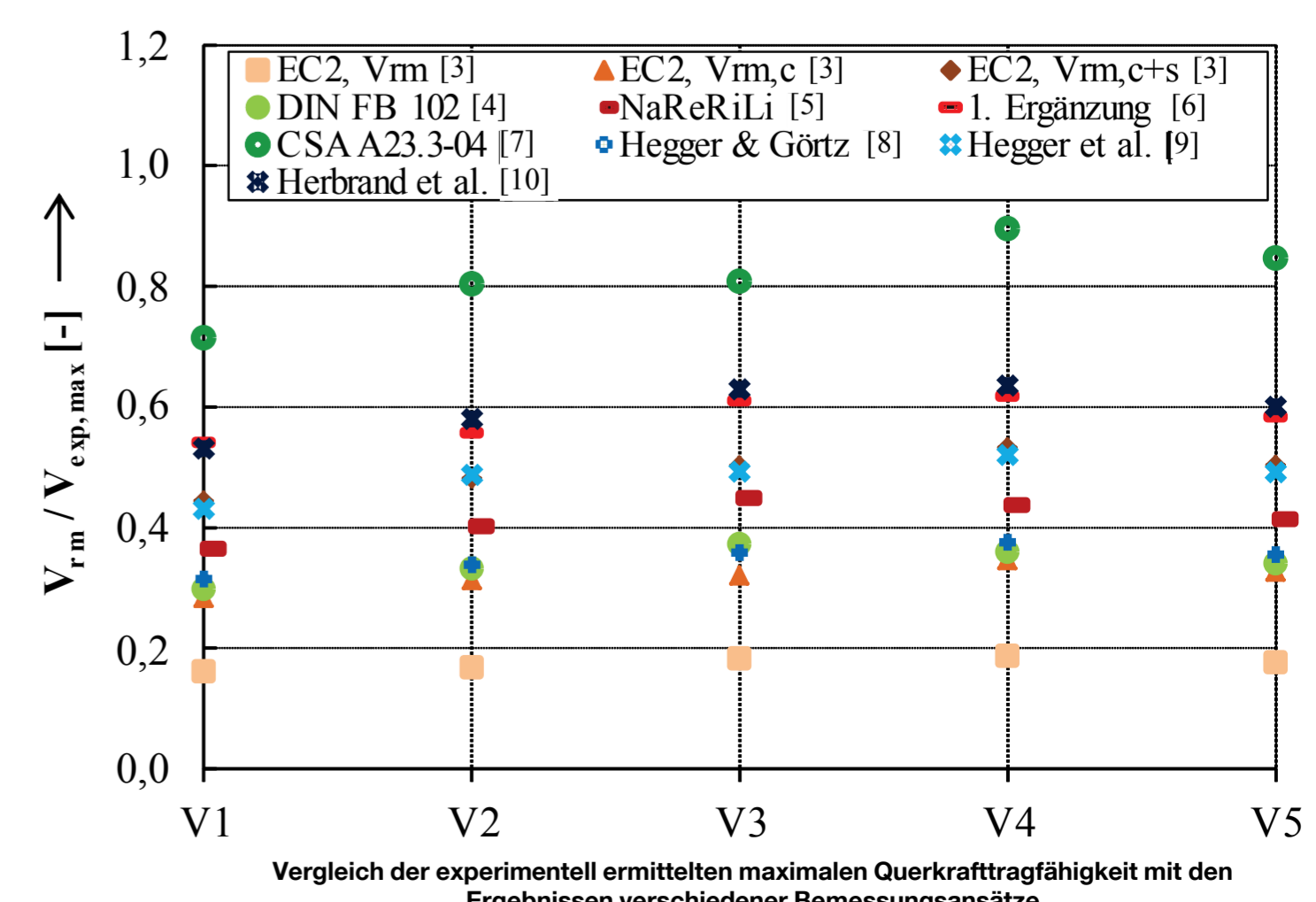
Zusammenfassend können die folgenden Ergebnisse festgehalten werden:

- Die Querkrafttragfähigkeit von durchlaufenden Spannbetonbrücken wird in der aktuellen gültigen Normung generell unterschätzt
- Das Versagen der Versuchsträger trat ohne nennenswerte Vorankündigung auf
- Das Trag- und speziell das Nachbruchverhalten der Versuchsträger ist von der Durchbiegung und damit von der Feldlänge abhängig
- Das Versuchsziel Querkraftversagen konnte bei allen fünf durchgeführten Versuchen uneingeschränkt erreicht werden

DANKSAGUNG

Unser besonderer Dank gilt dem Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (BMVI) sowie dem Bayerischen Staatsministerium für Wohnen, Bau und Verkehr (StMB) für die Ermöglichung der Großbelastungsversuche an der alten Saalebrücke Hammelburg. Darüber hinaus bedanken wir uns vor allem auch beim Staatlichen Bauamt Schweinfurt für die hervorragende und stets konstruktive Zusammenarbeit, ohne die die Realisierung der Versuche in dieser Art nicht möglich gewesen wäre.

- [1] GEHRLIN, S., LANDLER, J., OBERNDORFER, T., FISCHER, O.: Großversuche zur Querkrafttragfähigkeit bestehender Spannbetonbrücken an der Saalebrücke Hammelburg. Teil 1: Konzeption, Beurteilung des Bestands und Durchführung der Versuche. BETON- UND STAHLBE-TONBAU 113, HEFT 9, ERNST & SOHN, S.667-675, 2018
- [2] GEHRLIN, S., FISCHER, O.: Großversuche zur Querkrafttragfähigkeit bestehender Spannbetonbrücken an der Saalebrücke Hammelburg. Teil 2: Messprogramm, Versuchsergebnisse, Vergleich mit verschiedenen Berechnungsansätzen. BETON- UND STAHLBE-TONBAU 113, HEFT 10, ERNST & SOHN, 2018
- [3] DIN EN 1992-2: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 2: Betonbrücken - Bemessungs- und Konstruktionsregeln. Deutsche Fassung EN 1992-2:2005 + AC:2008, Deutsches Institut für Normung (DIN), Berlin, 2010
- [4] DIN-FACHBERICHT 102: Betonbrücken. Beuth Verlag GmbH Berlin/Wien/Zürich, Ausgabe März 2003
- [5] BUNDESMINISTERIUM FÜR VERKEHR, BAU UND STADT-ENTWICKLUNG (BMVBS): Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie). Berlin, 05/2011
- [6] BUNDESMINISTERIUM FÜR VERKEHR UND DIGITALE INFRASTRUKTUR (BMVI): 1. Ergänzung zur Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie). Berlin, 04/2015
- [7] CSA STANDARD A23.3-04: Design of Concrete Structures. Mississauga, Ontario: Canadian Standards Association, Dezember 2004
- [8] HEGGER, J., GÖRTZ, S.: Querkraftmodell für Bauteile aus Normalbeton und Hochleistungsbeton. Beton- und Stahlbetonbau 101, Heft 9, S.695-705, 2006
- [9] HEGGER, J., MAURER, R., ZILCH, K. ET AL.: Beurteilung der Querkraft- und Torsionstragfähigkeit von Brücken im Bestand - Kurzfristige Lösungsansätze. Schlussbericht des Instituts für Massivbau der RWTH Aachen, 2014
- [10] HERBRAND M., KUERES D., CLAßEN M., HEGGER J.: Einheitliches Querkraftmodell zur Bemessung von Stahl- und Spannbetonbrücken im Bestand. Beton- und Stahlbetonbau 111, Heft 2, Ernst und Sohn, Berlin, S. 58-67, 2016



Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonbalken unter Torsionsbeanspruchung

Grundlage:

Bei der statischen Berechnung von Tragsystemen des Massivbaus werden zur Schnittgrößenermittlung und zur Verformungsprognose zunehmend numerische Gesamtmodelle verwendet. Bei solchen Modellen kommt vor allem bei komplexeren Strukturen aufgrund der statisch oft hochgradigen Unbestimmtheit einer möglichst wirklichkeitsnahen Abbildung der Steifigkeitsverhältnisse besondere Bedeutung zu. Das gilt aufgrund des großen Steifigkeitsabfalls beim Übergang in den Zustand II insbesondere auch dann, wenn sich torsionsbeanspruchte Stahlbetonbalken maßgeblich am Lastabtrag beteiligen oder/und deren Steifigkeit einen entsprechenden Einfluss auf die Schnittgrößenverteilung im System besitzt. Die zu erwartende reduzierte Torsionssteifigkeit kann dabei gemäß DAfStb Heft 240 für die Schnittgrößenermittlung mit etwa 30% abgeschätzt werden, während Heft 239 [1] im gerissenen Zustand II einen Wert von 10% der Steifigkeit der ungerissenen Querschnitte (Zustand I) vorschlägt [2].

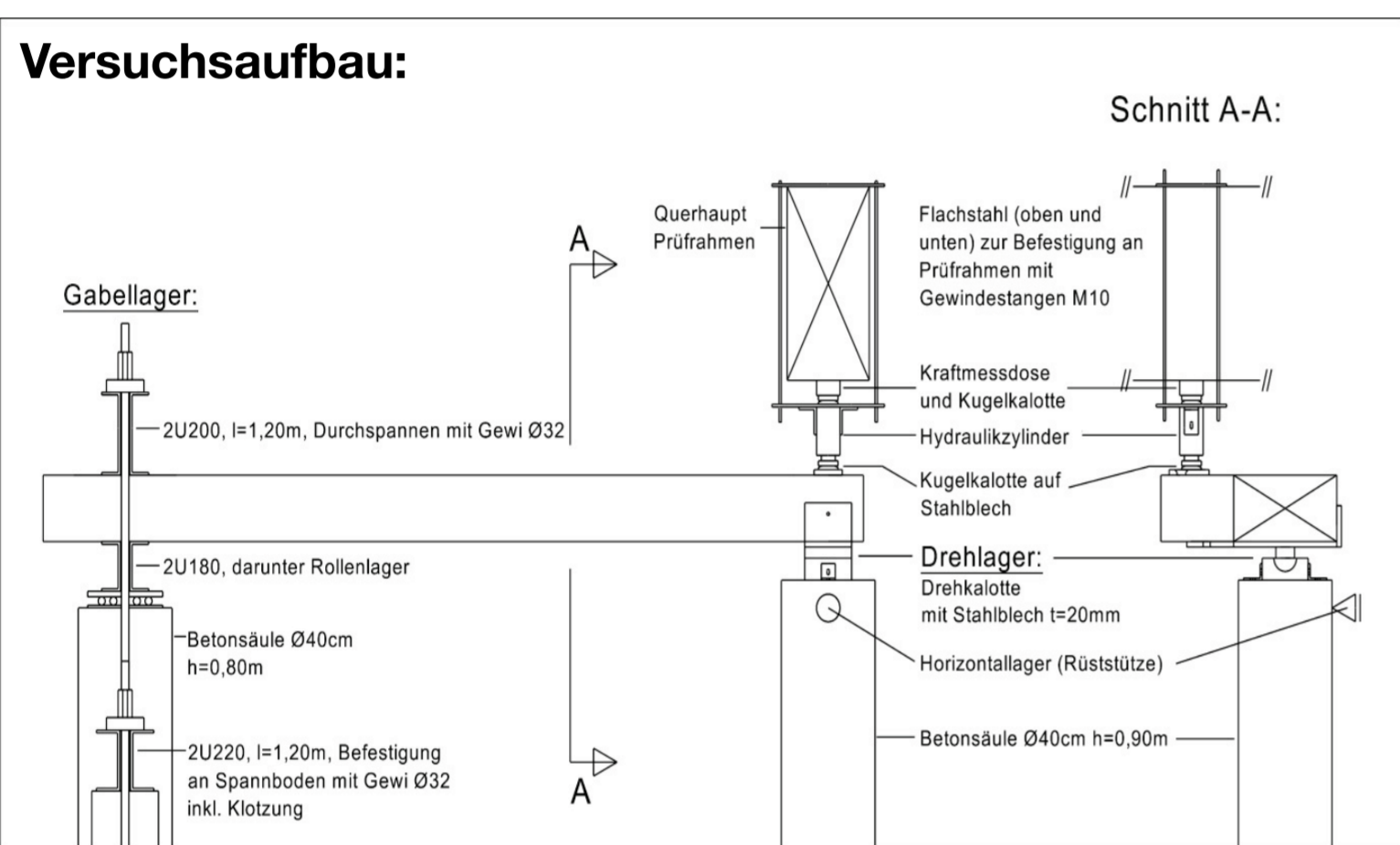
Darüber hinaus wurde eine wechselnde Torsionsdrehrichtung untersucht. Die üblichen Tragelemente wie Stützen, Balken, Scheiben und Platten werden überwiegend in eine Belastungsrichtung beansprucht. Meist variieren die Beträge der Lasten. Infolge Windlasten oder variierender Nutzlastanordnung bei Deckenfelder sowie Brückenbauwerken kann eine Vorzeichenumkehr beim Torsionsmomentenvektor vorhanden sein. Daher wurden in einem weiteren Untersuchungsschwerpunkt die Balken nach der Erstprüfung nochmals mit einer Umkehrbelastung geprüft.

Forschungsziele:

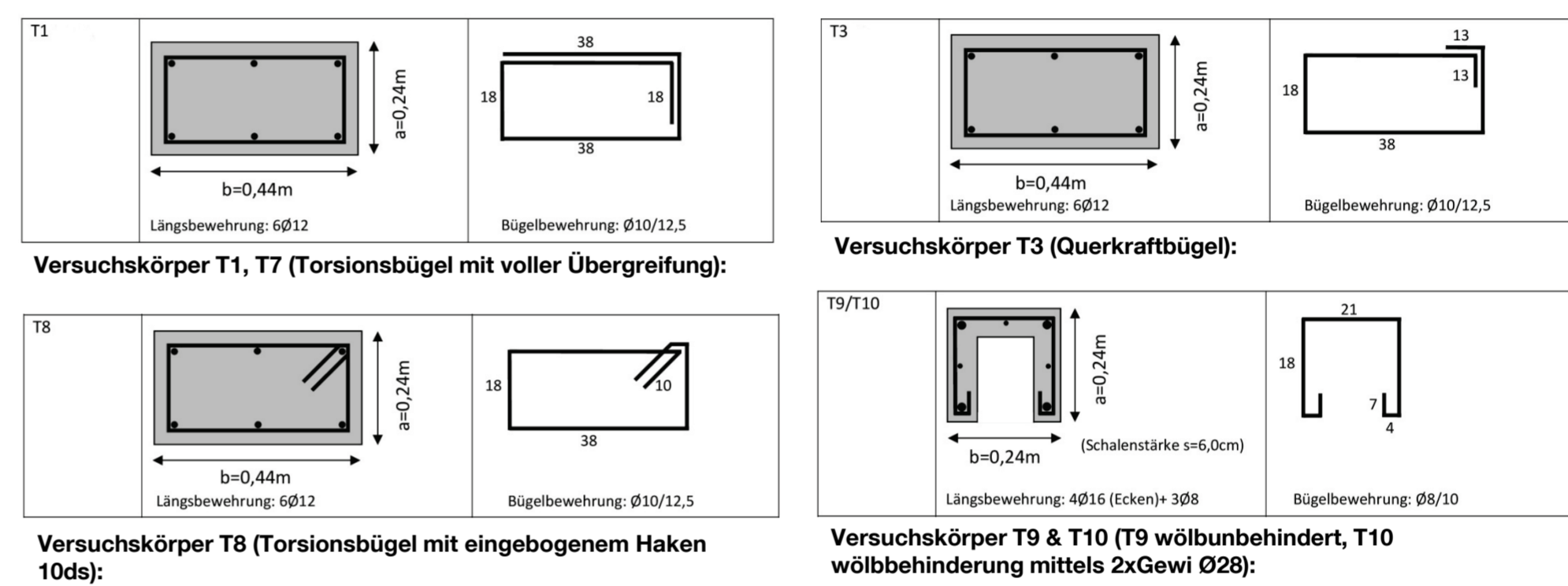
Die Einflüsse auf das Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonträger unter Torsionseinwirkung sind vielfältig. Daher wurden am Lehrstuhl für Massivbau der TUM im angegliederten Laboratorium für Konstruktiven Ingenieurbau eigene Torsionsversuche durchgeführt. Folgende Untersuchungsschwerpunkte wurden gewählt, um das Tragverhalten näher zu untersuchen:

Untersuchung der Einflussfaktoren auf das Torsionstragverhaltens hinsichtlich:

- Ausbildung der Bügelform
- Lagerung in Stablängsachse (eingebauter Zustand)
- Wechselnde Torsionsdrehrichtung



Abmessungen und Bewehrungsführung ausgewählter Versuchskörper:



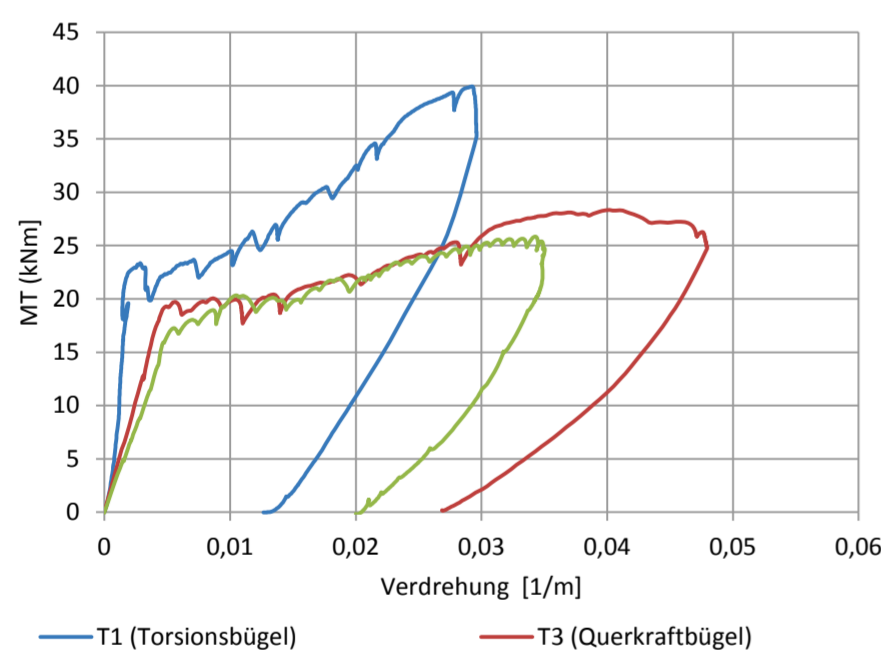
Versuchskörper T10 (wölbehindert) vor der Prüfung



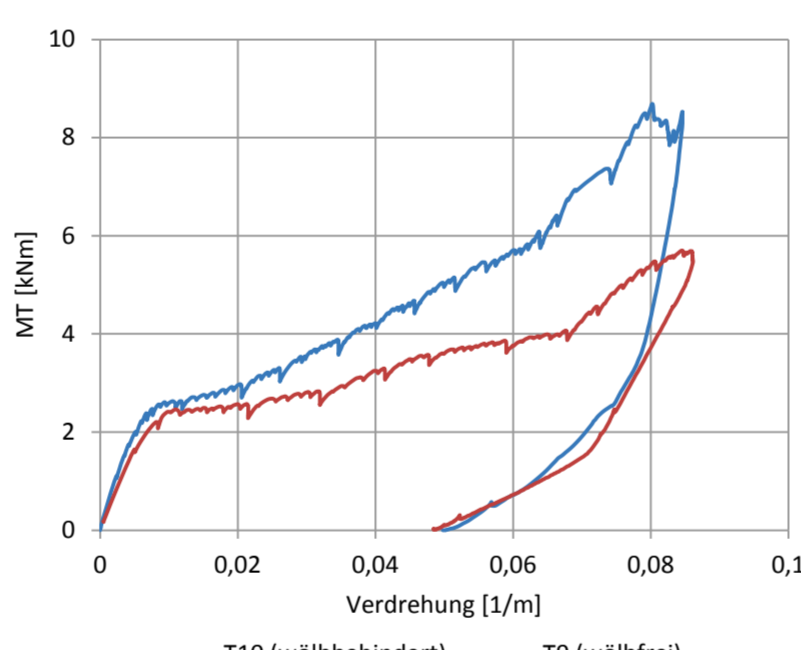
Versuchskörper T1 (Torsionsbügel) während der Prüfung

Messtechnik:

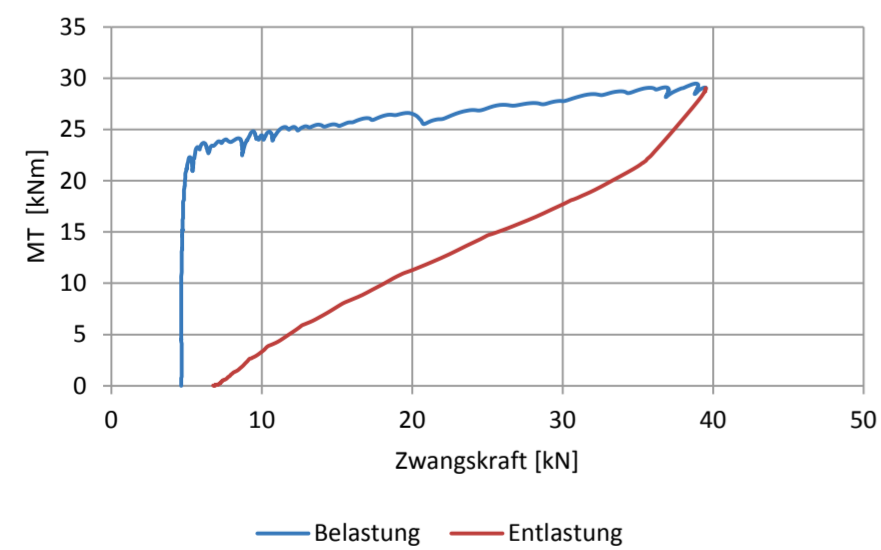
Für die Dokumentation und Auswertung der Ergebnisse wurden einerseits die aufgetragenen Belastungen durch eine Kraftmessdose kontrolliert und die Trägerverformungen über mehrere entlang des Trägers angeordnete induktive Wegaufnehmer erfasst. Andererseits wurden zur Messung der Stahldehnungen Dehnmessstreifen auf die Längs- und die Bügelbewehrung appliziert und zusätzlich auf die Längsbewehrung eine optische Messfaser aufgebracht, um nicht nur lokal sondern kontinuierlich entlang der Bewehrungsstäbe eine durchgängige Dehnungsmessung zu ermöglichen.



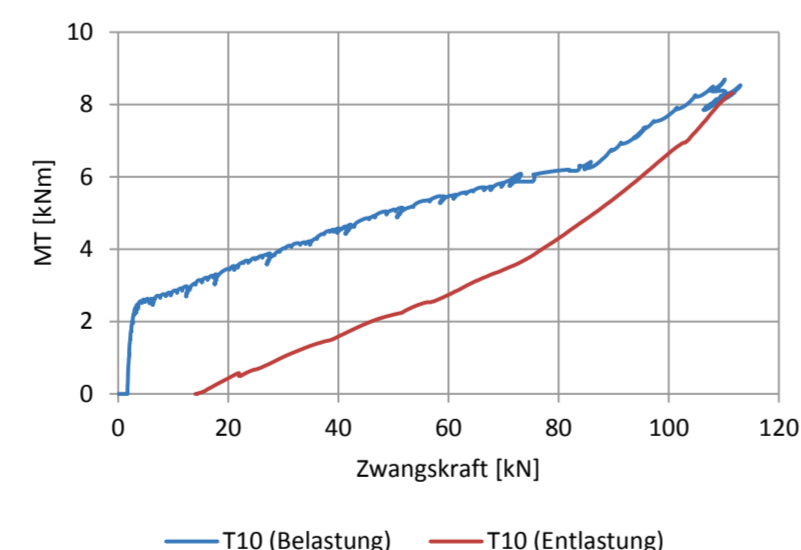
Einflüsse aus der Bügelform auf die Torsionssteifigkeit



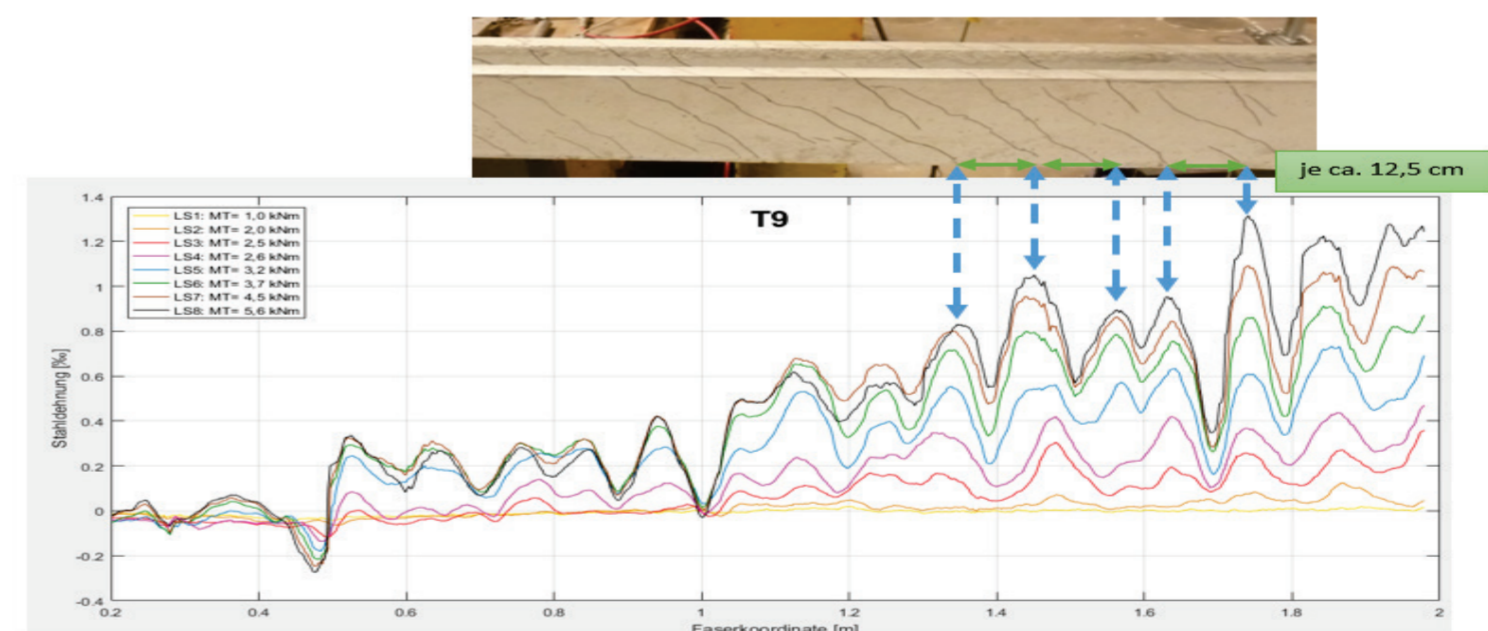
Einflüsse aus der Wöblagerung auf die Torsionssteifigkeit



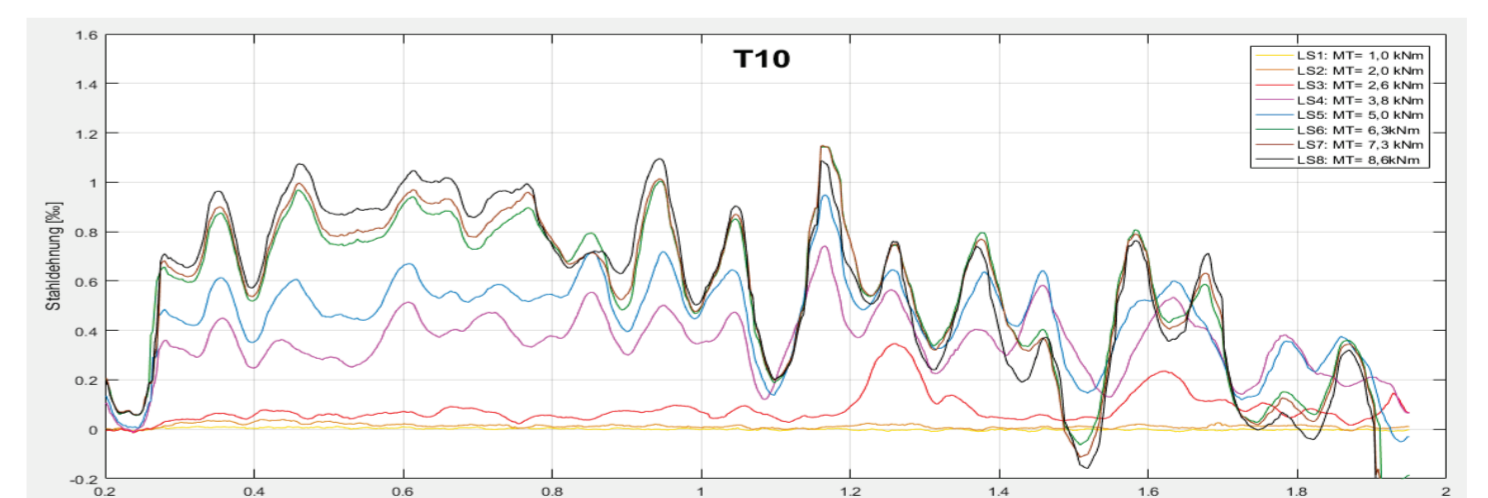
Zwangsnormalkräfte infolge Wöblagerung bei einem Kompaktquerschnitt. (Versuchskörper T7; Abbruch der Prüfung bei 75% von $M_{r,max}$)



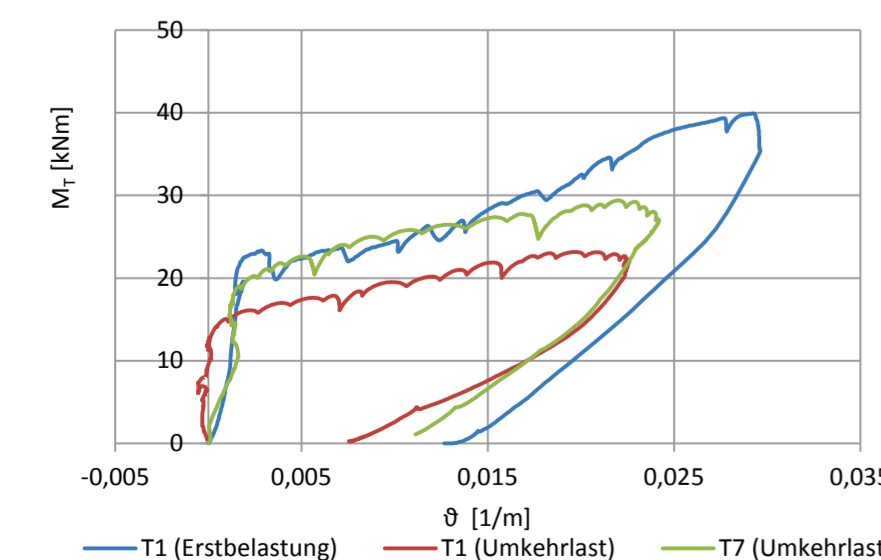
Zwangsnormalkräfte infolge Wöblagerung bei einem U-Querschnitt (Versuchskörper T10)



Stahldehnungen der Längsbewehrung (Eckstab) bei Versuchskörper T9. Belastung der Längsbewehrung gegen Trägerende aufgrund der Rückhängung der Horizontalkomponente.



Stahldehnungen der Längsbewehrung (Eckstab) bei Versuchskörper T10. Entlastung der Längsbewehrung gegen Trägerende aufgrund der Wöblagerung.



Einfluss aus wechselnder Torsionsdrehrichtung mit 100% Vorschädigung (T1, Erstbelastung bis zum Bruchmoment) und 75% Vorschädigung (T7, Erstbelastung bis 75% von $M_{r,max}$ eines identischen Versuchsträgers)

Ergebnisse:

- Die Bügelform beeinflusst das Tragverhalten maßgeblich. Die Versuchskörper mit Torsionsbügel (T1, volle Übergreifung) verhalten sich deutlich steifer. Versuchskörper T8 mit Torsionsbügel und eingebogenen Haken (10ds) verhalten sich ähnlich wie der Versuchskörper T3 mit Querkraftbügel.
- Zwangsnormalkräfte werden schon bei einer geringen steirnseitigen bzw. Wöblagerung (2xGewi Ø28) geweckt. Die Zwangskräfte werden bei offenen Querschnitten (U-Querschnitte; , Versuchskörper T10) erheblich groß.
- Bei einer wechselnden Torsionsdrehrichtung werden sowohl das Riss- auch als das Bruchmoment durch eine Vorschädigung herabgesetzt. Zur weiteren Absicherung der Ergebnisse sollten bei weiteren experimentellen Untersuchungen die Vorschädigung weiter variiert werden.

[1] Grasser, E.; Thielen, G.: Hilfsmittel zur Berechnung der Schnittgrößen und Formveränderungen von Stahlbetontragwerken nach DIN 1045. Heft 240 des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Ausgabe Juli 1988, Berlin: Beuth, 1991.
 [2] Leonhardt, F; Schelling, G.: Torsionsversuche an Stahlbetonbalken. Heft 239 des Deutschen Ausschuss für Stahlbeton, Berlin: Verlag Wilhelm Ernst und Sohn, 1974.

VERBUNDTRÄGER AUS ULTRAHOCHFESTEM BETON

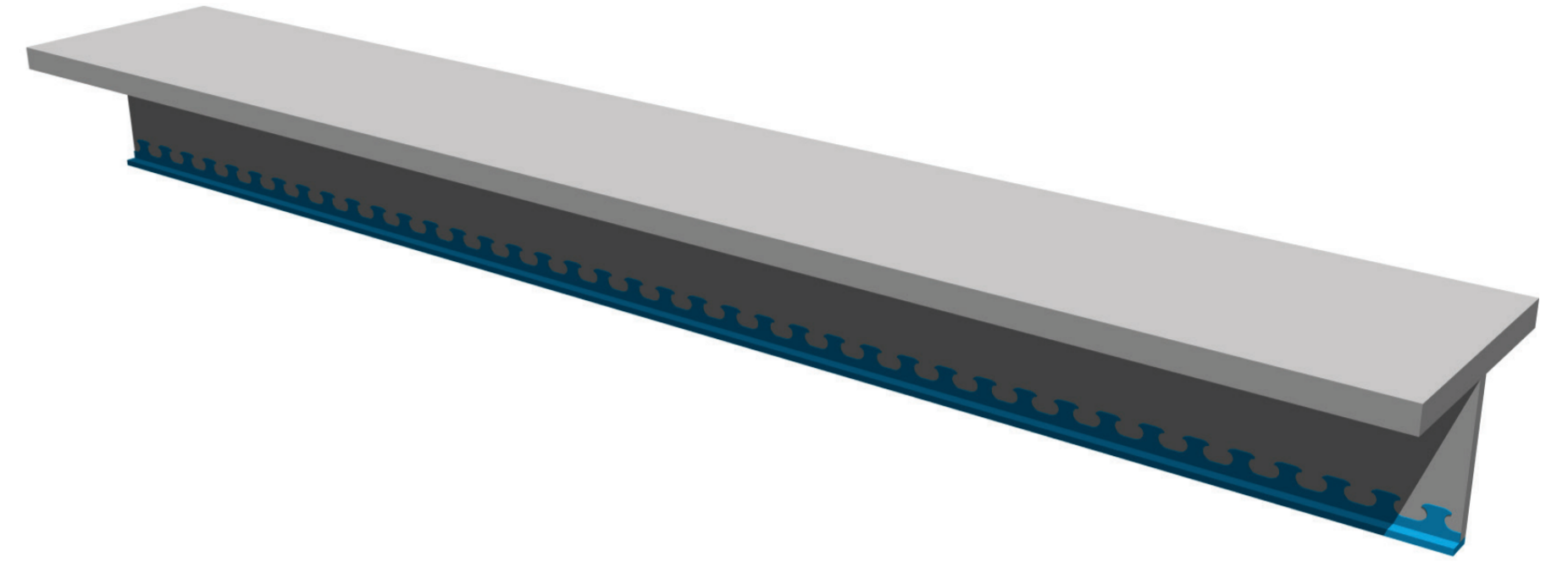
EINLEITUNG

Eine Alternative zu den klassischen Verbundträgern stellen die Verbundträger mit einer sogenannten externen Bewehrung dar. Bei diesen wird der Beton nicht mehr nur im Druckbereich angeordnet, sondern übernimmt durch einen Betonsteg auch den Querkraftabtrag. Der Baustahl wirkt dann wie eine extern liegende Bewehrung, die über Verbundmittel schubfest mit dem Beton verbunden ist. Die Verwendung von UHPC führt bei solchen Querschnitten zu einer deutlichen Reduktion des Eigengewichts sowie zu einer verbesserten Dauerhaftigkeit. Hierbei binden die Verbunddübeln in extrem dünne UHPC Stege ein (vgl. Bild). Auf diese Weise ergeben sich filigrane, hochtragfähige Verbundträger, für die bisher jedoch keine Anwendungsregeln vorlagen. Im Zuge zweier Forschungsvorhaben wurden die Konstruktionsprinzipien und Bemessungsregeln zur Anwendung der Verbunddübeln in schlanken Verbundträgern aus ultrahochfestem Beton entwickelt.

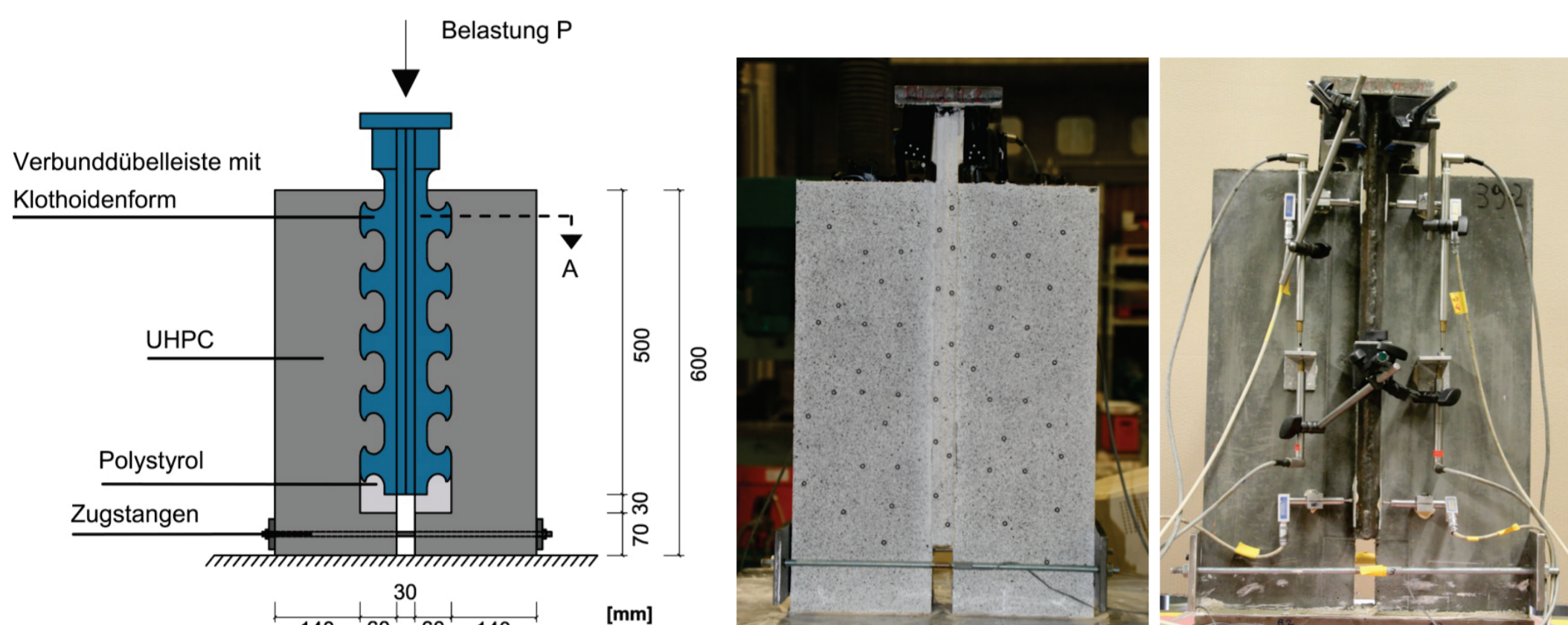
EXPERIMENTELLE PUSH-OUT VERSUCHE

Um das grundlegende Trag- und Verformungsverhalten der Verbunddübeln in dünnem UHPC mit geringer seitlicher Betondeckung bei variierenden Randbedingungen überprüfen zu können, wurde eine große Anzahl von experimentellen Push Out Versuchen durchgeführt. Die in [1] ausführlich beschriebenen Ergebnisse der insgesamt 101 Push Out Versuche (97 mit UHPC, 4 mit HPC) bildeten die Ausgangsbasis für die nachfolgenden numerischen und theoretischen Untersuchungen.

Die Versuchsergebnisse konnten zeigen, dass bei Einbindung der Verbunddübeln in dünnem UHPC drei unterschiedliche Versagensmechanismen auftreten können. Neben dem erwarteten duktilen Stahlversagen und dem deutlich spröderen Spalten des Betons kam es bei sehr dünnen Scheiben mit verhältnismäßig dicken Verbunddübeln zu einem Abscheren des Betons entlang der Dübelumrissfläche. Dieses erfolgte quasi ohne Vorankündigung. Als maßgebende Parameter auf die Tragfähigkeit und Duktilität wurden in den Auswertungen die Streckgrenze und die Dicke der Verbunddübeln sowie die Betondicke identifiziert.



Dreidimensionale Darstellung eines Plattenbalkens mit externer Bewehrung und mittig geschnittenem Steg [1]



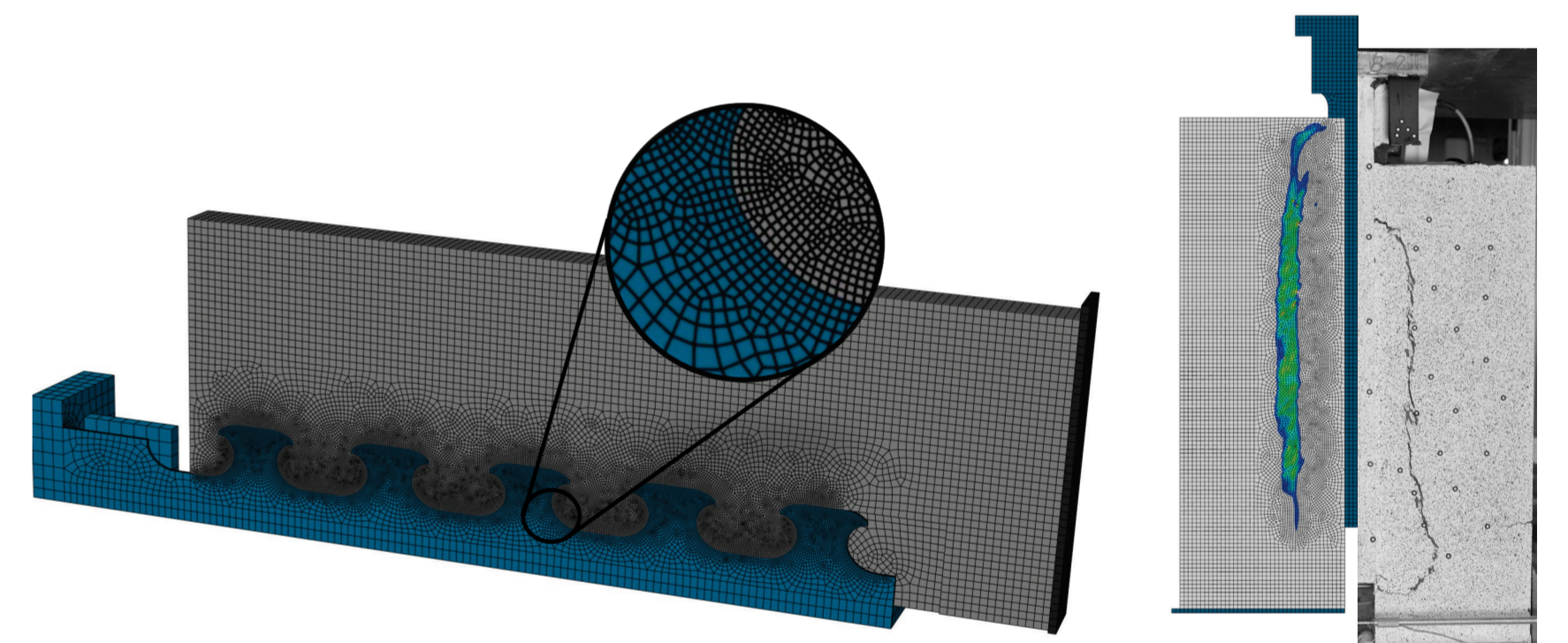
Push-Out Versuchskörper: Schematische Darstellung mit Abmessungen und Erläuterungen (links), Vorbereitungen für die optische Messung auf der Vorderseite (Mitte) und gleichzeitig installierte konventionelle Messtechnik auf der Rückseite (rechts) [1]

NUMERISCHE SIMULATIONEN

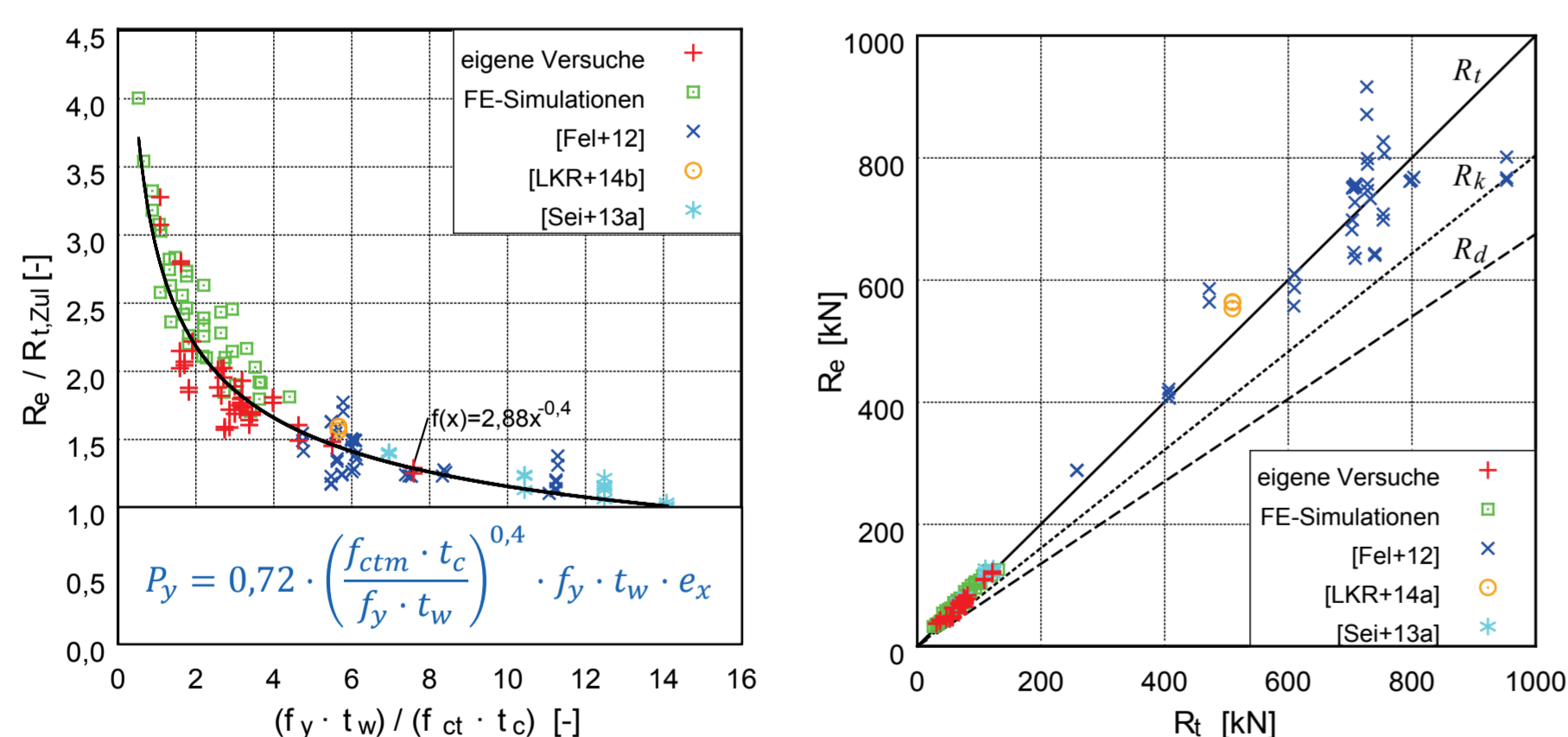
Mit Hilfe von nichtlinearen FE Simulationen wurden im nächsten Schritt ergänzende Untersuchungen zum Tragverhalten der Verbunddübeln in dünnem UHPC durchgeführt. Nach einer Kalibrierung und Validierung des in der Abbildung unten dargestellten numerischen Modells wurde dieses verwendet, um die unterschiedlichen Versagensarten detaillierter zu untersuchen. Hierdurch konnten sowohl der genaue Schädigungsmechanismus als auch die Beanspruchungen in den Beton- und Stahldübeln analysiert werden. Die Auswertung der Zugspannungstrajektorien im UHPC ermöglichte darüber hinaus die Definition von Grenzwerten für die Betondicke, die den Übergang vom Spalten zum Abscheren des Betons entlang der Dübelumrissfläche kennzeichnen. Abschließend erfolgte eine numerische Parameterstudie, mit der die Datenbasis der experimentellen Ergebnisse erweitert und verdichtet wurde. Es wurde festgestellt, dass neben den Eigenschaften der Stahldübel die Zugfestigkeit und die Betondicke des UHPC den größten Einfluss auf die Tragfähigkeit der Push Out Körper besitzen.

ENTWICKLUNG VON BEMESSUNGSMODELLEN

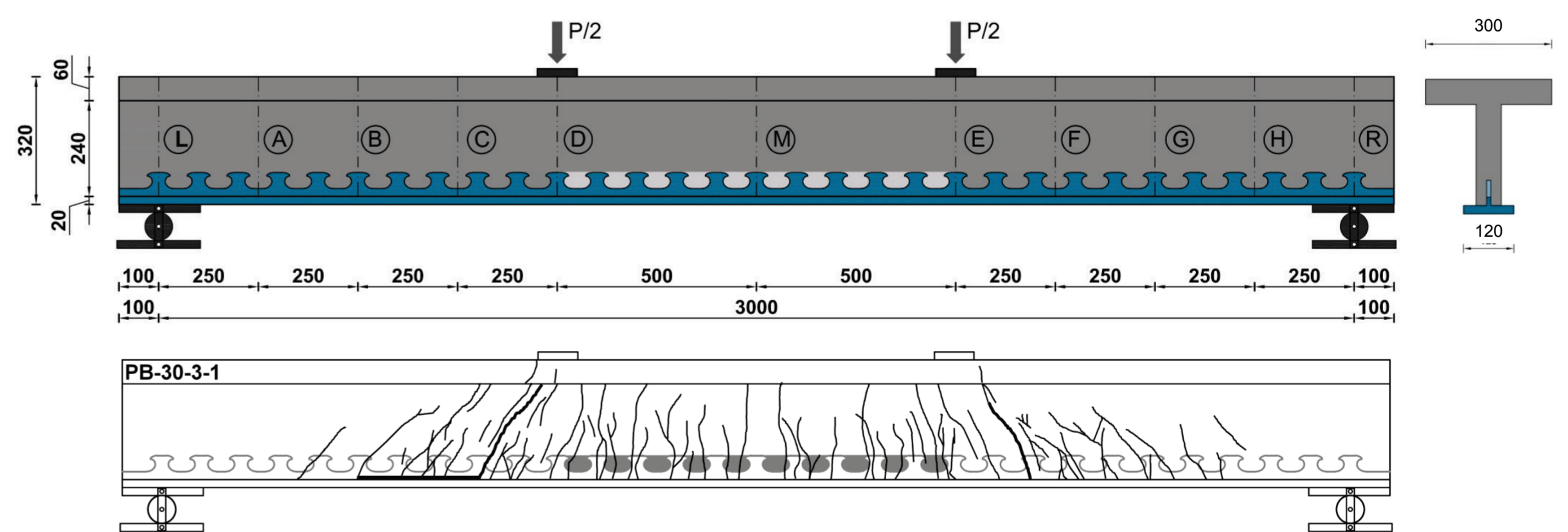
Zur Entwicklung von Bemessungsmodellen erfolgte im Anschluss eine detaillierte Analyse der experimentellen und numerischen Ergebnisse der Push Out Versuche. Für das Abscheren des UHPC entlang der Dübelumrissfläche, dass im Zuge der eigenen Untersuchungen erstmalig beobachtet wurde, wurden Anwendungsgrenzen definiert, um diese Versagensart ausschließen zu können. Für die Tragfähigkeit der Betondübel bei Spaltzugbeanspruchung wurde hingegen ein mechanisches Ingenieurmodell entwickelt, demzufolge die maximale Traglast der Verbunddübeln erreicht wird, sobald die auftretenden Spaltzugkräfte die Zugfestigkeit des UHPC in der wirksamen Betondübelnfläche überschreiten. Die in den eigenen Push-Out Versuchen erzielten Traglasten bei Stahlversagen werden durch die vorhandenen Ingenieurmodelle teilweise deutlich unterschätzt, wie die untere Abbildung (links) zeigt. Die Abweichungen sind dabei umso größer je dünner der Stahldübel und je dicker der UHPC war. Durch die Erweiterung der eigenen Datenbasis um die Ergebnisse von Push Out Versuchen mit normal- und hochfestem Beton wurde schließlich ein für alle Anwendungsfälle gültiges Ingenieurmodell der Stahltragfähigkeit entwickelt (Abbildung links). Das Sicherheitsniveau des daraus mittels einer statistischen Auswertung nach Anhang D des Eurocode 0 abgeleiteten Bemessungsmodells kann der rechten unteren Abbildung entnommen werden.



FE-Modell des Push-Out Körpers (links) sowie Vergleich der Rissbildung beim Abscheren entlang der Dübelumrissfläche im FE-Modell und Versuch (rechts)



Einfluss der Steifigkeiten und Festigkeiten auf die Stahltragfähigkeit nach der Zulassung sowie eigenes Ingenieurmodell (links) und Sicherheitsniveau des eigenen Bemessungsmodells für die Stahltragfähigkeit (rechts)

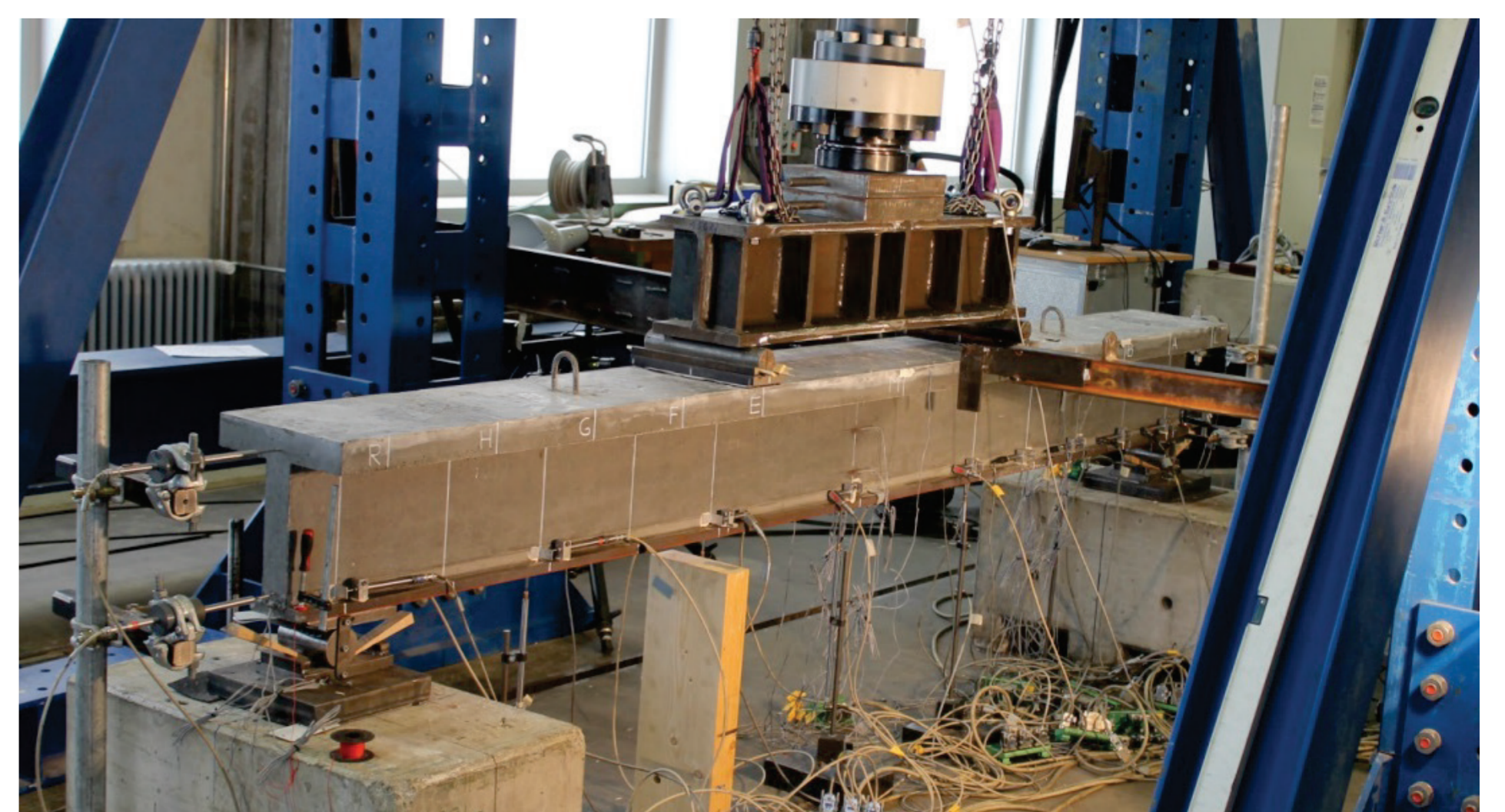


Geometrie und Belastung eines Versuchsträgers inkl. Querschnitt (oben) und typisches Rissbild nach Versuchsende (unten)

BEMESSUNG VON VERBUNDTRÄGERN AUS ULTRAHOCHFESTEM BETON

Abschließend wurden experimentelle und numerische Untersuchungen an den schlanken Verbundträgern aus UHPC durchgeführt (vgl. Abbildungen rechts). Es konnte gezeigt werden, dass es bei Verbundträgern mit voller Verdübelung entweder zum Biegeversagen oder zum Querkraftversagen des UHPC-Steges kommt. Für beide Versagensarten wurden vorhandene Modelle zur Ermittlung der Tragfähigkeit so modifiziert, dass diese auf Verbundträger mit externer Bewehrung angewendet werden können. Bei teilweiser Verdübelung kommt es zu einem Versagen der Verbundfuge, das dem Verankerungsversagen der Längsbewehrung im Stahlbetonbau entspricht.

Da die externe Bewehrung in den betrachteten Konfigurationen mit UHPC praktisch keine eigene Momenten Tragfähigkeit aufweist, kann diese bei Teilverdübelung nicht ausgenutzt werden. Aus dem gleichen Grund muss die Momentendeckung bei den Verbundträgern mit externer Bewehrung immer über die gesamte Trägerlänge explizit nachgewiesen werden. Demzufolge wird die Tragfähigkeit der Verbunddübeln an keiner Stelle des Trägers überschritten und es kommt lediglich zu elastischen Deformationen der Verbundmittel, weshalb nur verhältnismäßig geringe Anforderungen an die Duktilität bestehen.

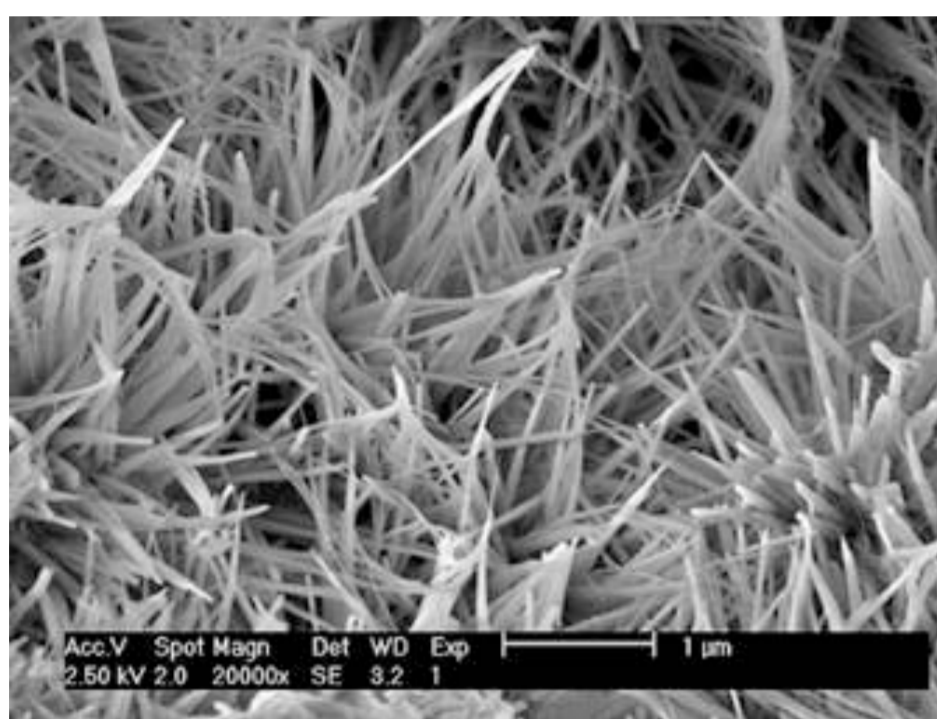
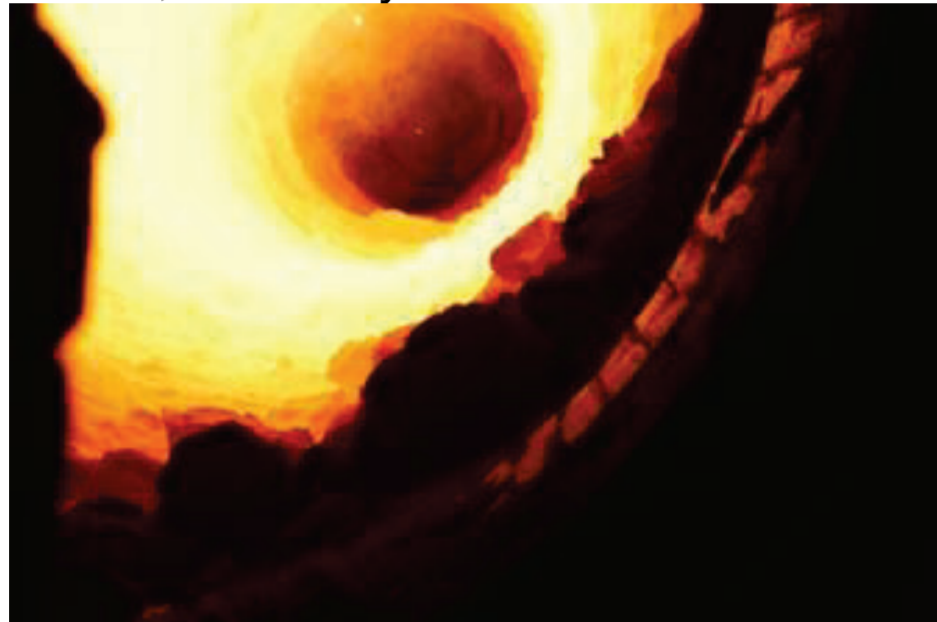


Verbundträger aus UHPC mit Verbunddübeln im Versuchstand

[1] Lechner, T.: Zur Anwendung von Verbunddübeln in schlanken Verbundträgern aus ultrahochfestem Beton, Dissertation am Lehrstuhl für Massivbau der Technischen Universität München, 2018

CHAIR OF MINERAL ENGINEERING

The chair of Mineral Engineering is active in teaching, research and material testing in the field of technology and material science of mineral building materials. The research interests of the chair are focused on cements and the other constituents of concrete as the most important building material. Beside the technical properties and their application-oriented enhancement, the aspects of sustainability of concrete are addressed. Especially the increase of the eco-efficiency due to the use of secondary raw materials and extended lifespans of structures by the design and application of durable materials are important goals. The institution is well known for special expertise in cement chemistry and the resistance of concrete against specific forms of chemical attack. For this reason the working group is an appreciated partner for the industry, the administration and the standardisation bodies. The knowledge and the research are basis of the education of especially graduate students in different study programs. The main topics of teaching are technology and material science of mineral building materials, durability of materials and ecology in building.



EFFECT OF ALKALI INGRESS AND BINDER COMPOSITION ON DAMAGING ASR

Recent observation of ASR damage to concrete structures exposed to large quantities of deicing salt has reopened the discussion on ASR in Germany (Figure 1). The present investigations focus on the effect of cement replacement by fly ash in concretes produced with greywacke as reactive aggregate on ASR due to external alkalis. The specimens were subjected to a cyclic storage scheme which included exposure to a NaCl solution. Exposure to salt resulted in a high degree of expansion and damage. Cement replacement by fly ash as well as lower alkali contents reduce expansion (Figure 2). The increase in damage produced by external alkalis is due to an increase in solubility of SiO₂ in the presence of dissolved NaCl and changes in ASR gel composition. Investigations of pore structure, phase and pore solution composition indicate that, besides the densification of the pore structure owing to fly ash, ASR due to external alkalis is affected by the alkali and the aluminium content of the binder.



Figure 1: ASR damage due to deicing salt and procedure of diagnosis

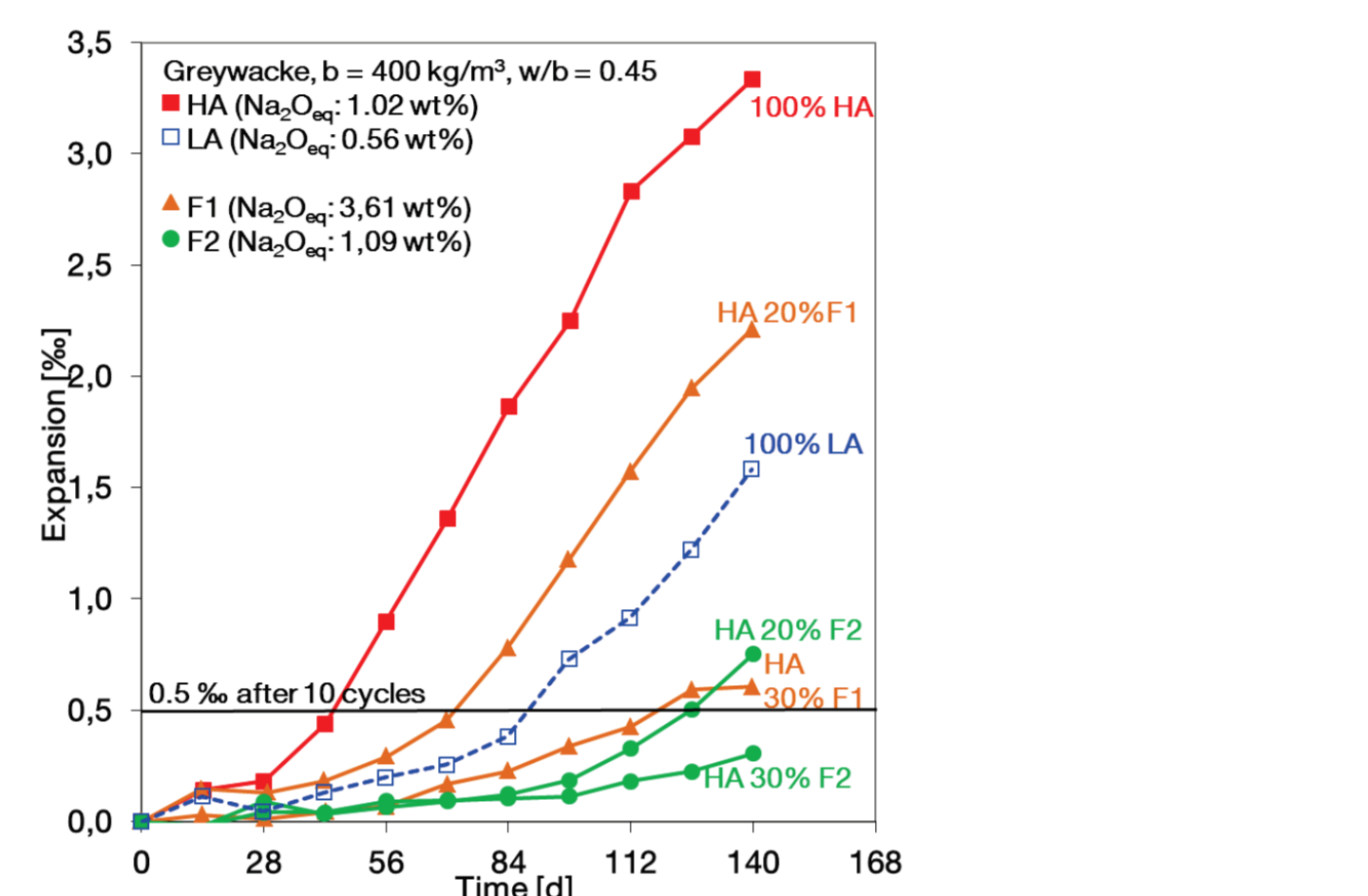


Figure 2: Expansion of concretes made with different binder compositions with high and low alkali contents (HA and LA = Portland cement, F1 and F2 = hard coal fly ash); cyclic storage with exposure to 10 wt.% NaCl solution

RESISTANCE TESTING AND MODELING OF SULFATE ATTACK ON CONCRETE

Sulfate attack describes the damaging reaction between penetrating sulfate ions and the concrete binder which occurs when concrete structures are exposed to moisture and sulfates. The aim of the research is to investigate reliable performance criteria for accelerated sulfate resistance testing procedures with a focus on additives that contain aluminum. Storage experiments in sulfate solution are used to study the expansion of flat prisms and thin hollow cylinder samples in stress cells with different levels of constraint. Mercury intrusion porosimetry and X-ray diffraction is used at certain stages of the experiments to observe changes of the amounts of critical porosity and crystalline phases. Thin sections are prepared for optical microscopy as well as SEM/EDS studies and are later used to obtain precise sulfur intrusion profiles as a function of the samples depth. The experimental results are used to find a reasonable set of parameters for finite element models of the different sample geometries under external sulfate attack. Therefore, the project should deliver quantitative knowledge about testing criteria that are proven to be directly linked with structural damage due to expansion stress.

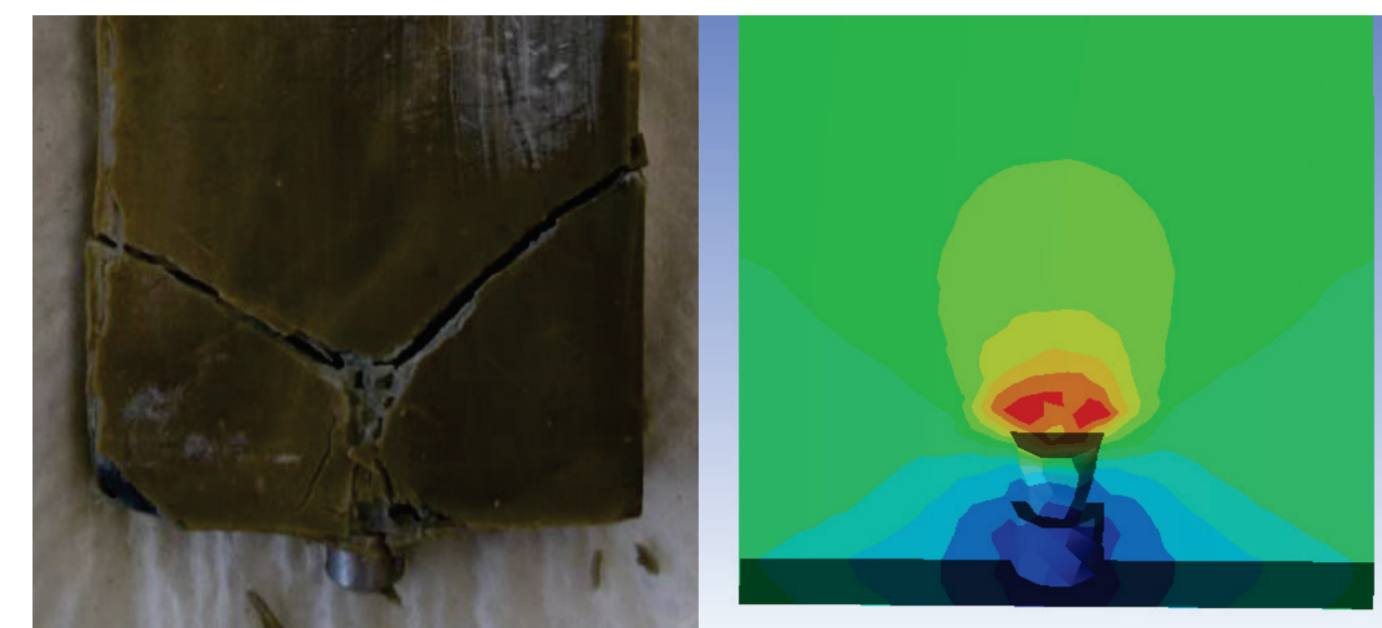


Fig. 1: Comparison of the formation of cracks near the measurement pins of a hardened cement paste flat prism sample exposed to external sulfate attack between experiment (left) and finite element model (right). The sample was stored according to the German SVA testing procedure in sodium sulfate solution (Sulfate = 30 g/L). The binder (w/b = 0.5) consists of 64 wt.% CEM I 42.5 R and 36 wt.% GGBS.

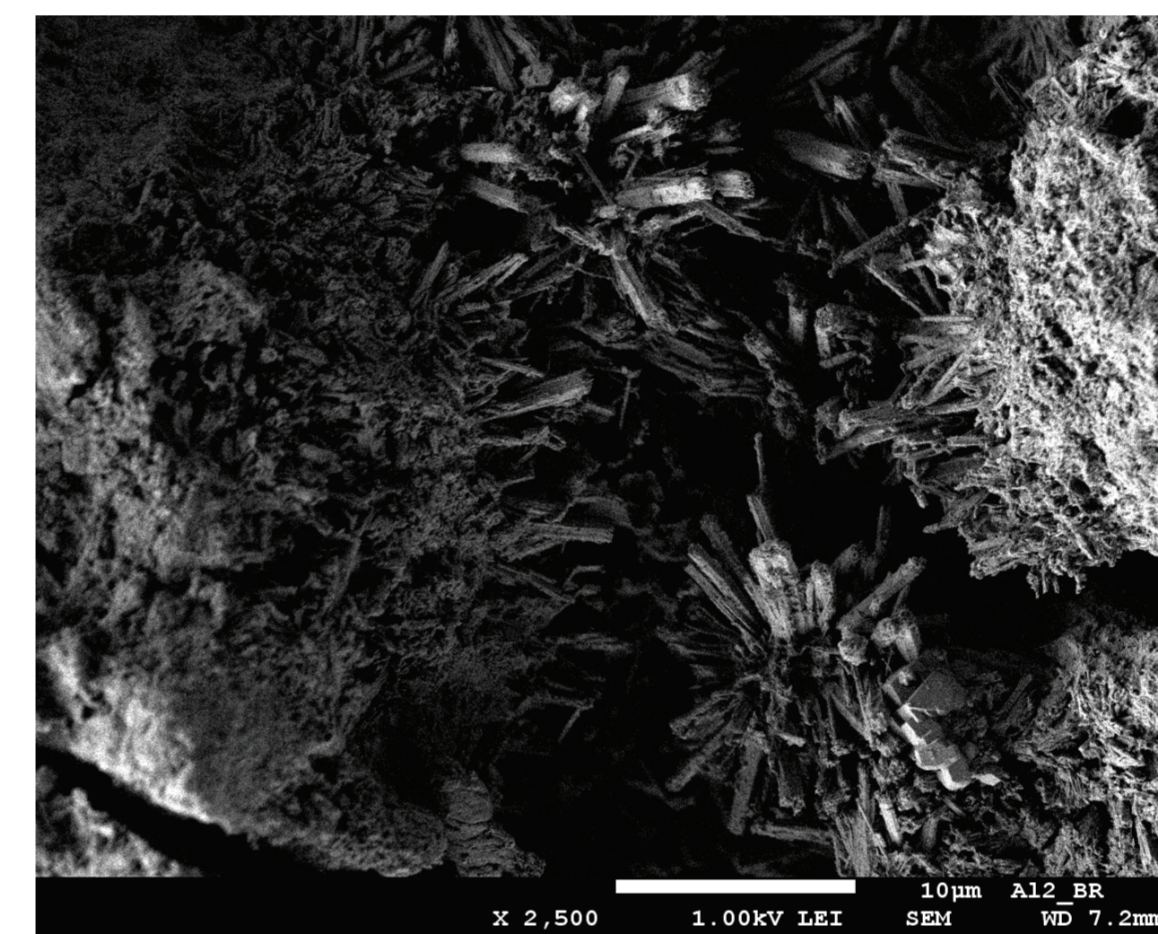


Fig. 2: SEM image (SE) of ettringite formation within the outer ettringite/gypsum layer of a hardened cement paste sample after storage in sodium sulfate solution. The surface of the sample located to the right of the image.

MODIFICATION OF CEMENTITIOUS BUILDING MATERIALS THROUGH CARBONATION

It is well-known that the strength of cementitious building materials is increased by carbonation. This process can be accelerated using CO₂ under increased pressure or in the supercritical state, e.g. at 50 °C and 150 bar pressure. The strength increase obtained by treating hardened cement paste or mortar with CO₂ is given by the degree of carbonation of the materials. This depends on cement and mix composition, especially the alkali content, the moisture content of the hardened sample as well as the conditions of treatment. The degradation of hydrates and residual clinker minerals to form CaCO₃, i.e. calcite, aragonite and vaterite, results in a denser microstructure (Figure 1) and an increase in compressive strength up to 250% (Figure 2). Larger gains in strength and absolute strengths are obtained with low-alkali cements. In view of the current discussions and considerations on climate protection, the controlled carbonation of cementitious building materials is an innovative method to bond part of the carbon dioxide released during material production.

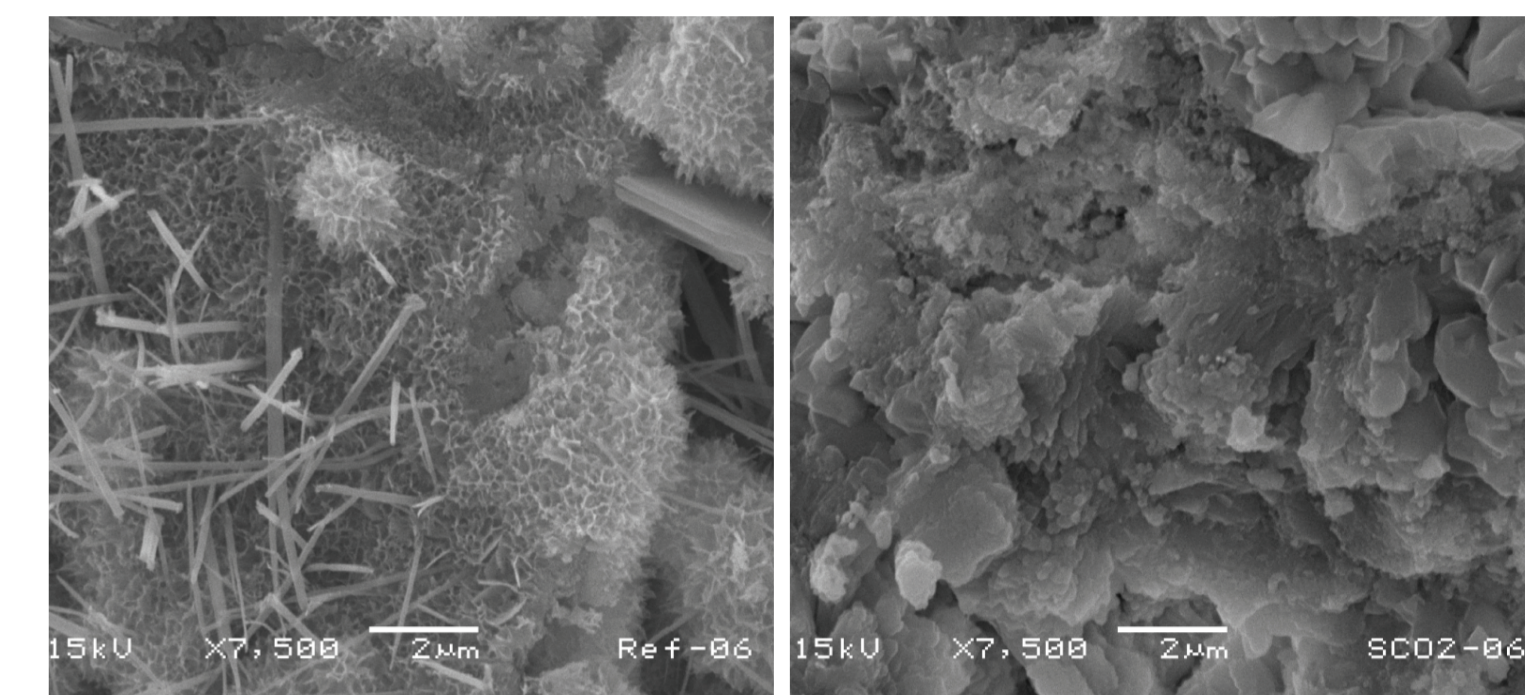


Fig. 1: Scanning electron micrographs of hardened cement paste specimens before (left) and after (right) carbonation in sCO₂.

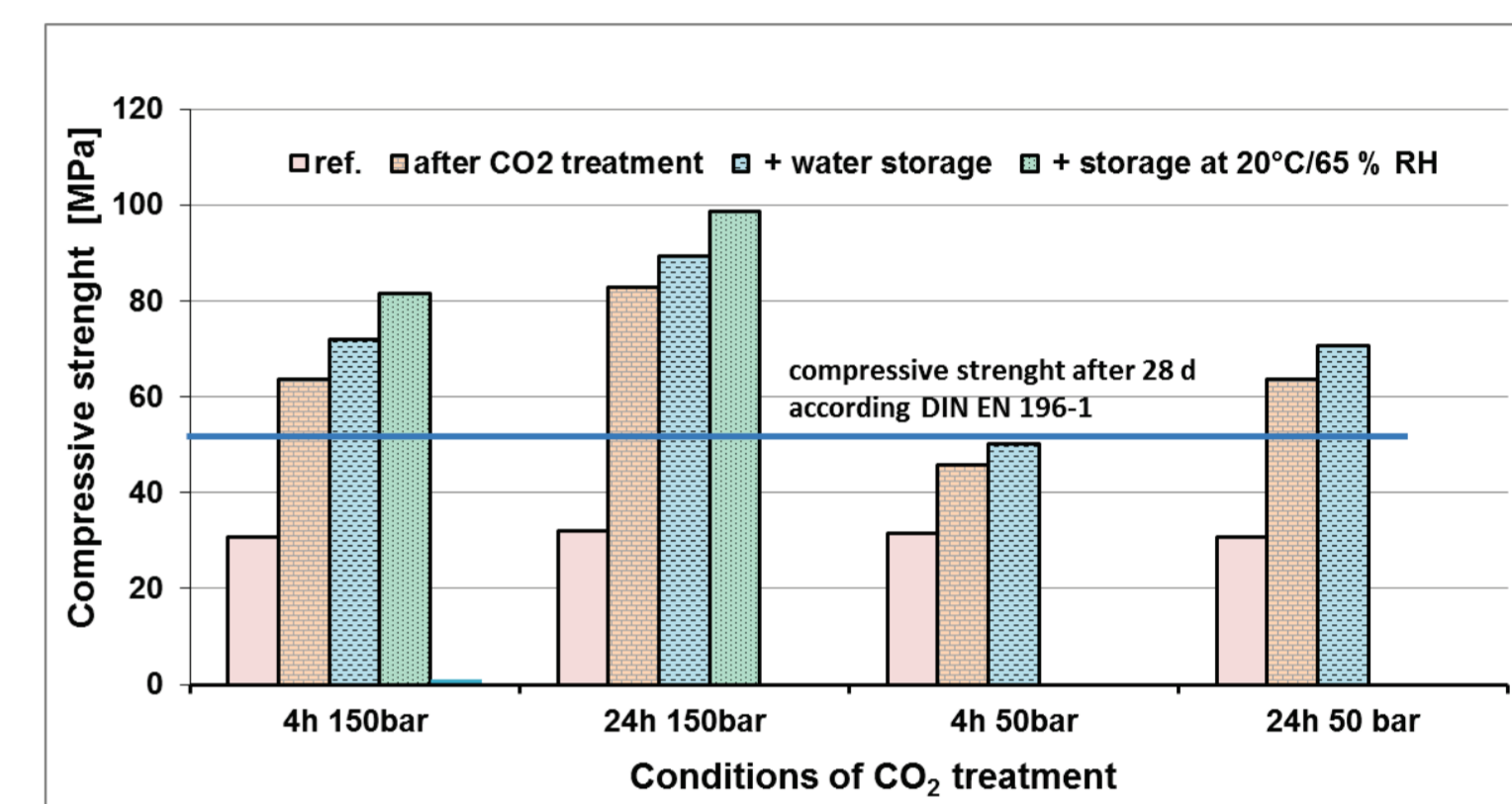
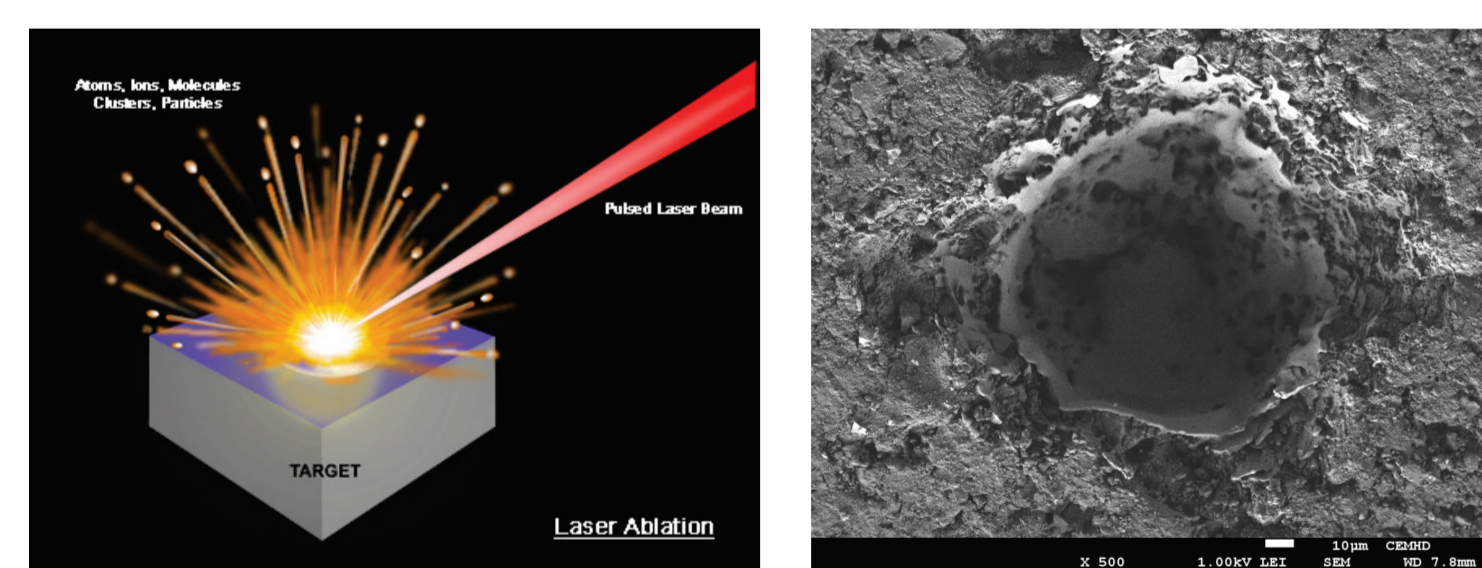


Fig. 2: Compressive strength of mortar samples with CEM I 32,5 R after treatment under different conditions

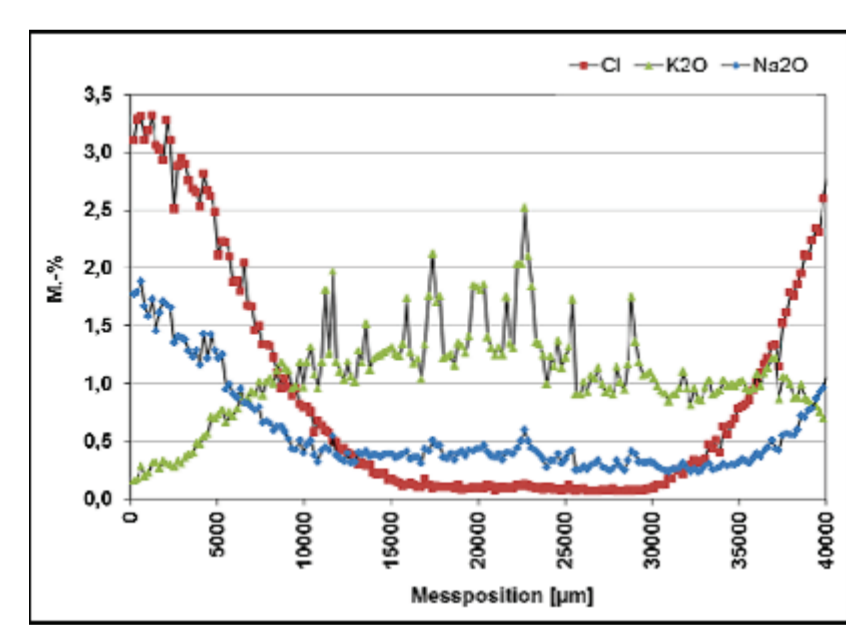
SURFACE ANALYSIS USING LASER ABLATION ICP MS

Laser ablation coupled with mass spectrometry ICP-ICP-MS has emerged as a powerful technique for the analysis of elements on surfaces with high spatial resolution. The method can be used to investigate the penetration of reactive substances in concrete (e.g. Na and Cl in deicing salt) which affect durability. It is also possible to analyse specimens in their depth. The figure shows the removal of material from the specimen surface during LA-ICP-MS analysis along a line.



Laserscanning micrograph of hardened cement paste surface after LA-ICP-MS analysis

In a pilot project, cement paste bars were stored 28 d in a 10% NaCl solution and then sectioned by sawing. The figure shows the distributions of K, Na and Cl measured along a line (resolution 50 μm) over the width of a specimen.

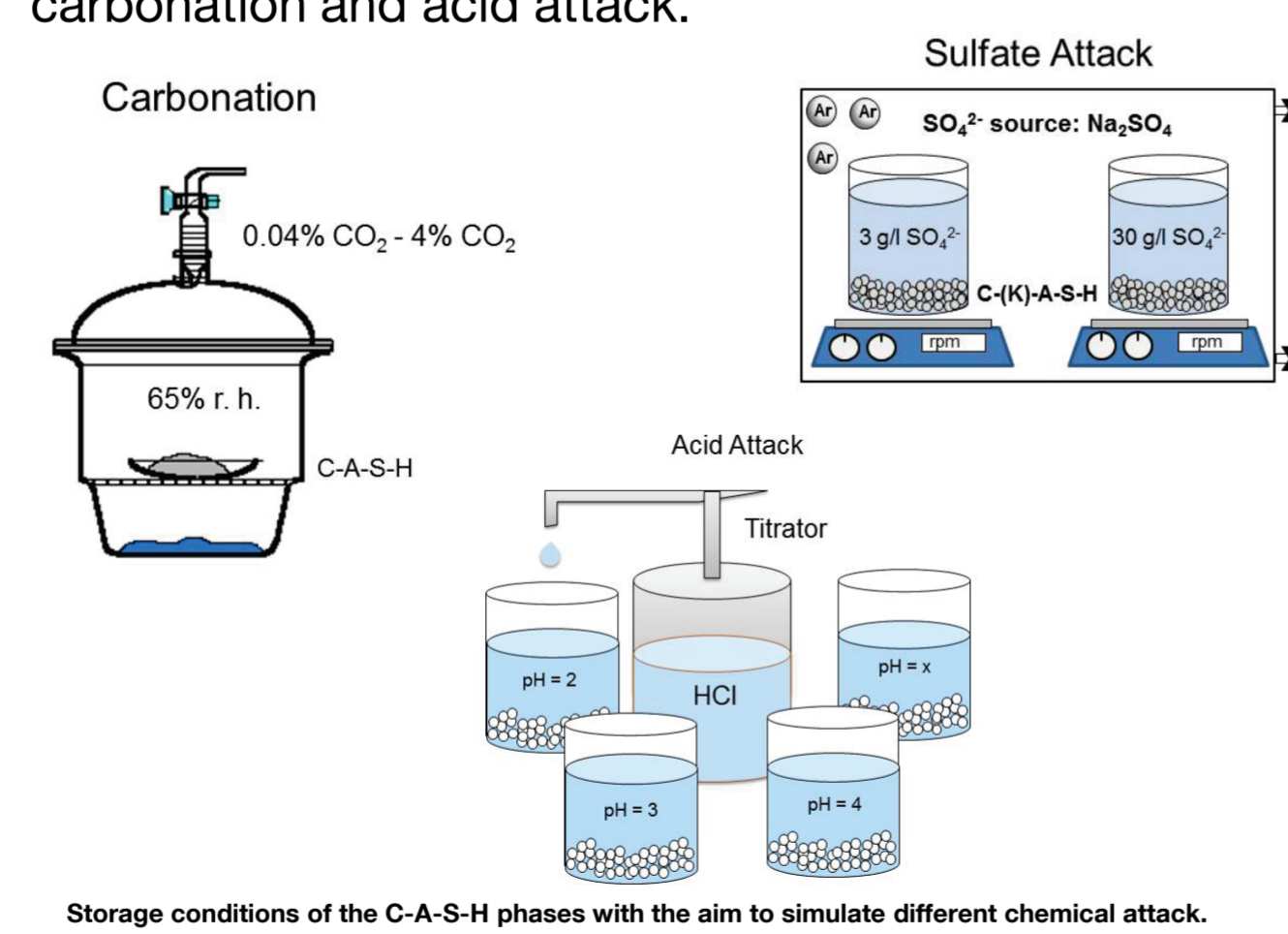


Distributions of K, Na and Cl in hardened cement paste after 28 d in a 10% NaCl solution

The chloride ions penetrated 5 mm deeper in the specimen than the sodium ions. This indicates that chloride penetration is accelerated by pore surface diffusion. The chloride content of the surface region is higher than that of sodium. This is attributed to the bonding of chloride ion, for example, Friedel's salt. This example demonstrates how the LA-ICP-MS technique provides information on properties decisive for the durability of concrete structures.

THE ROLE OF ALUMINIUM IN C-A-S-H DURING CHEMICAL ATTACK ON CONCRETE

Concrete structural components are exposed to attack by solutes such as sulphates, alkalis, acids, chlorides or atmospheric CO₂. This reduces the service life of exposed concrete resulting in high costs for restoration or replacement. Dissolution and precipitation processes lead to changes in the phase composition of the hardened binder material and ultimately deterioration in the strength and stability of the components. The properties of the strength-giving C-S-H phases are of primary importance regarding concrete durability. The incorporation of aluminium from supplementary cementitious materials into C-S-H, as well as its dissolution out of C-A-S-H, plays a significant role in the resistance of concrete to chemical attack. The study focuses on the synthesis and characterization of C-A-S-H phases using various techniques. In the second part of the research project, storage tests with Na₂SO₄, NaCl and HCl solutions provide new findings on changes in the C-A-S-H nanostructure during chemical attack. Particular attention is paid to the availability and stability of aluminium and alkalis during sulphate attack, damaging alkali-silica reaction, carbonation and acid attack.

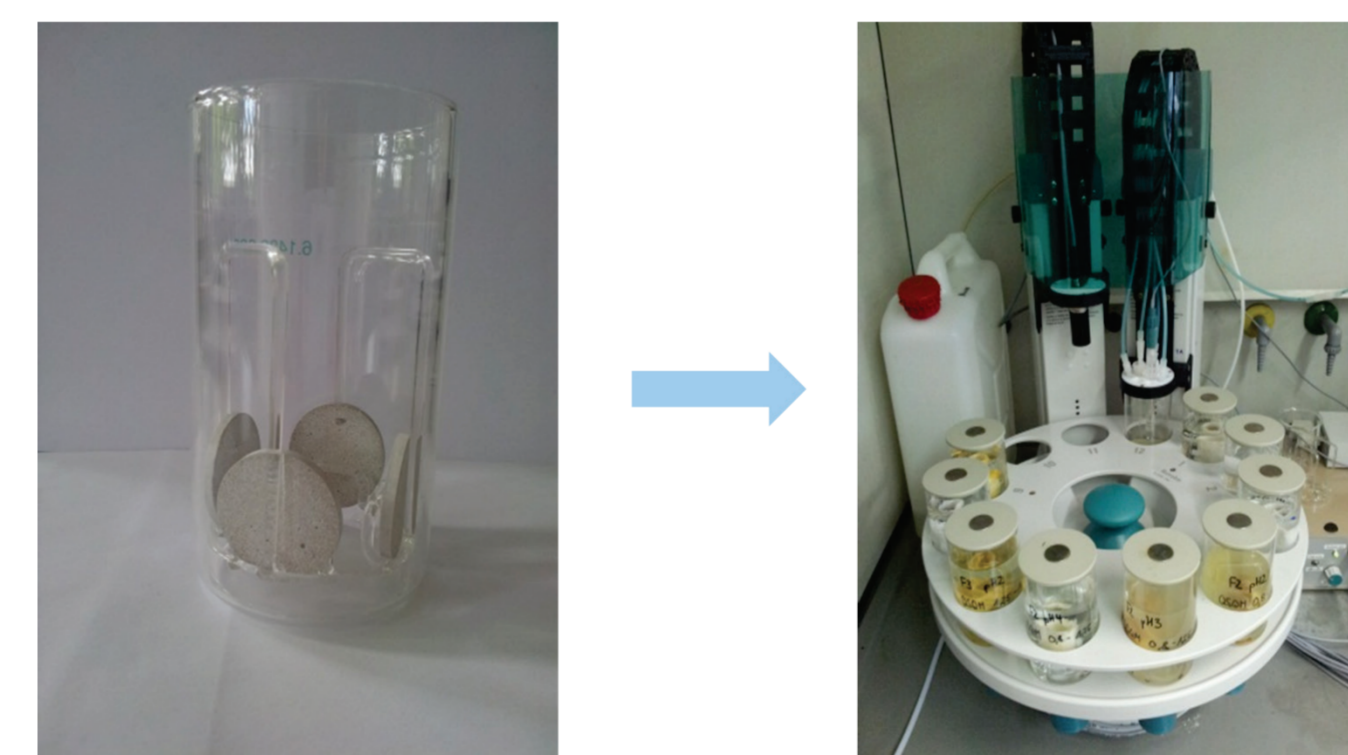


Storage conditions of the C-A-S-H phases with the aim to simulate different chemical attack.

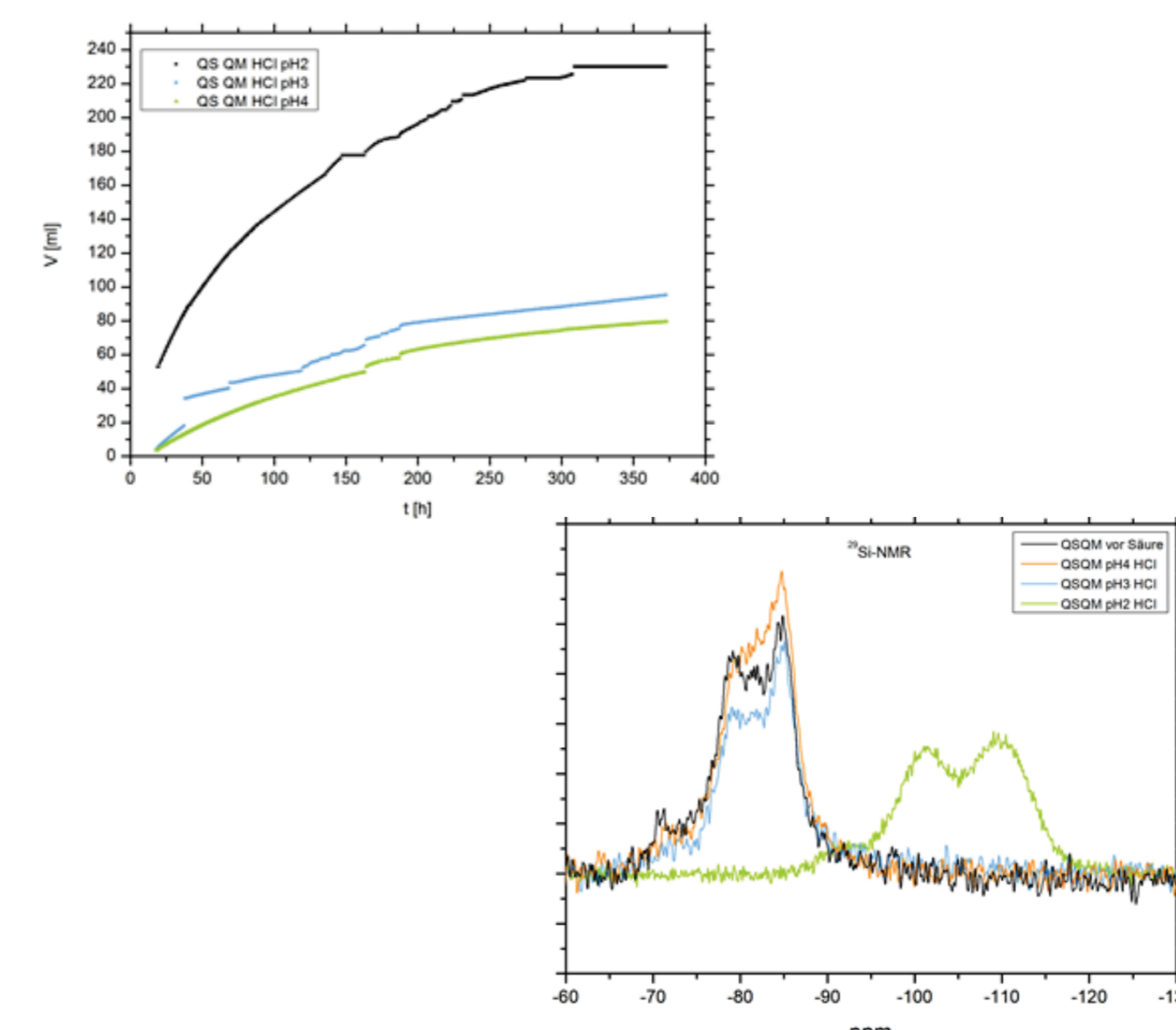
XRD diffractograms of the samples stored in Na₂SO₄ solutions without (Series 1) and with portlandite saturation (Series 2, C: C-(K)-A-S-H; E: ettringite; P: portlandite; G: gypsum, Cc: calcite.

ACID ATTACK ON CONCRETE – INVESTIGATION OF THE CORRODED LAYER

With the aim of improving the service life of structural components exposed to acidic media, concrete is currently produced with increasingly less Portland cement clinker and higher contents of mineral additions such as blast-furnace slag, silica fume or fly ash. The permeability and strength of the corroded concrete, and therefore acid resistance, depend on porosity and molecular crosslinking / polymerization of the residual silicates which are affected by the additions. To understand the action of the additions better, corroded specimens made using different binder compositions are investigated. Changes in crystalline components and chemical composition (Si, Ca, Al, Fe) are detected by X-ray diffraction and chemical analysis. Nuclear magnetic resonance (²⁹Si and ²⁷Al NMR) is employed to determine the structure of the corroded binder (crosslinking, polymerization, Si, Al incorporation). The research aims to provide a scientific basis for concrete with optimized acid resistance.



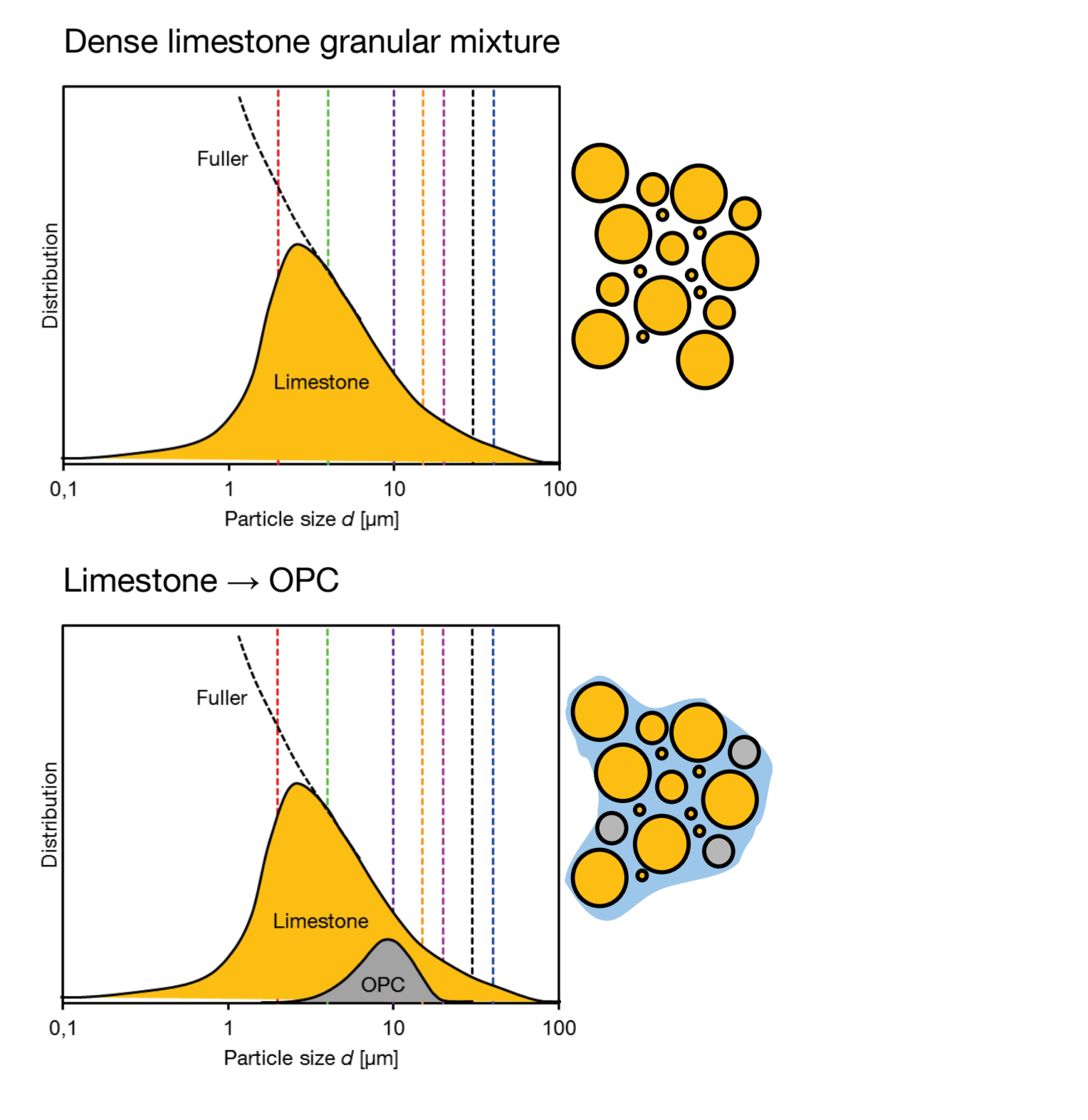
Mortar slices were treated with acids in an automatic titrator under controlled conditions



Acid consume during the storage and resulting phase changes of the silicate phases investigated using ²⁹Si solid state NMR

MICROSTRUCTURE DEVELOPMENT IN CEMENTS WITH HIGH LIMESTONE CONTENT

One possible solution to improve the environmental footprint of cement production is to develop high performance cements with reduced clinker content. This can be achieved by replacing clinker with locally available additions such as limestone powder. The aim of the present research is to investigate the physical and chemical mechanisms during hydration that govern the formation of the microstructure in densely packed binders with a high limestone content based on Portland cement clinker. This knowledge is necessary for production of binders with less than 50 % clinker. Firstly, experiments are carried out with mixtures comprising different proportions of limestone size fractions to obtain the maximum possible packing density of the limestone particles. Secondly, selected limestone size fractions are replaced with equivalent clinker particles while keeping the packing density of the mixture as high as possible. Binder pastes are then produced. The hydration heat development, the chemical and mineralogical composition of the hydration products as well as pore solution composition are analysed along with the mechanical performance and durability properties of the hardened material. The results yield information on the contribution of C-S-H nucleation and distribution processes, chemical reactions and the kinetics to the strength of densely packed OPC/limestone binder systems.



Substitution of limestone with OPC size fractions (schematically) and water addition

EFFIZIENTE SIMULATION GROßER MAUERWERKSSCHEIBEN UNTER EXZENTRISCHER UND/ODER ZYKLISCH BIAxiaLER BEANSPRUCHUNG AUF DER GRUNDLAGE WIRKLICHKEITSNAHER KLEINKÖRPERVERSUCHE

Motivation

Der Mauerwerksbau ist europaweit als bewährte Bauweise weit verbreitet. In Deutschland wurde die Herstellung von Mauerwerk im vergangenen Jahrhundert mit Einführung der Reichs- und Normalformate auf kleinformatige Steine mit klassischer Fugenausbildung weitestgehend vereinheitlicht. Da erst in den letzten etwa 25 Jahren vor allem aufgrund energetischer Anforderungen zunehmend neuartige, großformatige Steine mit Dünnbettmörtel verbaut werden, besteht derzeit noch ein ganz erheblicher Anteil des gesamten Gebäudebestandes in Deutschland, insbesondere aber auch in europäischen Starkbebengebieten, aus kleinformatigem Mauerwerk. Parallel zur Entwicklung großformatiger Mauersteine stiegen auch die Sicherheitsanforderungen bei Neubauten an. Dabei ist vor allem durch das erhöhte Schadenspotential eine wirklichkeitsnahe Beschreibung des Tragverhaltens unter Erdbeneinwirkung für die Sicherheit eines Mauerwerksgebäudes von großer Bedeutung. In den letzten Jahren wurden deshalb verstärkt numerische und experimentelle Verfahren entwickelt, um die seismische Beanspruchung wirklichkeitsnah zu beschreiben. Häufiger Ausgangspunkt ist dabei das idealisierte Spannungsverteilungsmodell von Mann/Müller gemäß Abb. 1. Hierbei standen vor allem Wandscheiben aus modernen großformatigen Steinen mit Dünnbettmörtel, die aktuell bei Neubauten verwendet werden, im Mittelpunkt der Forschungsarbeiten.

Der große Anteil des Bauwerksbestandes aus kleinformatigem Mauerwerk mit klassischer Lager- und Stoßfugenvermörtelung wurde in bisherigen Untersuchungen jedoch nahezu vollständig ausgeblendet. Dabei ist eine numerische Simulation dieser Gebäude mit bereits erforschten Verfahren nicht möglich, da sich diese sowohl hinsichtlich der Struktur als auch in Bezug auf das Trag- und Schädigungsverhalten erheblich von modernen Mauerwerkstragwerken unterscheiden. Es fehlt damit eine geeignete und leistungsfähige Methode, die kleinformatiges Mauerwerk mit klassischer Fugenausbildung unter seismischer Beanspruchung zutreffend und numerisch effizient abbilden kann.

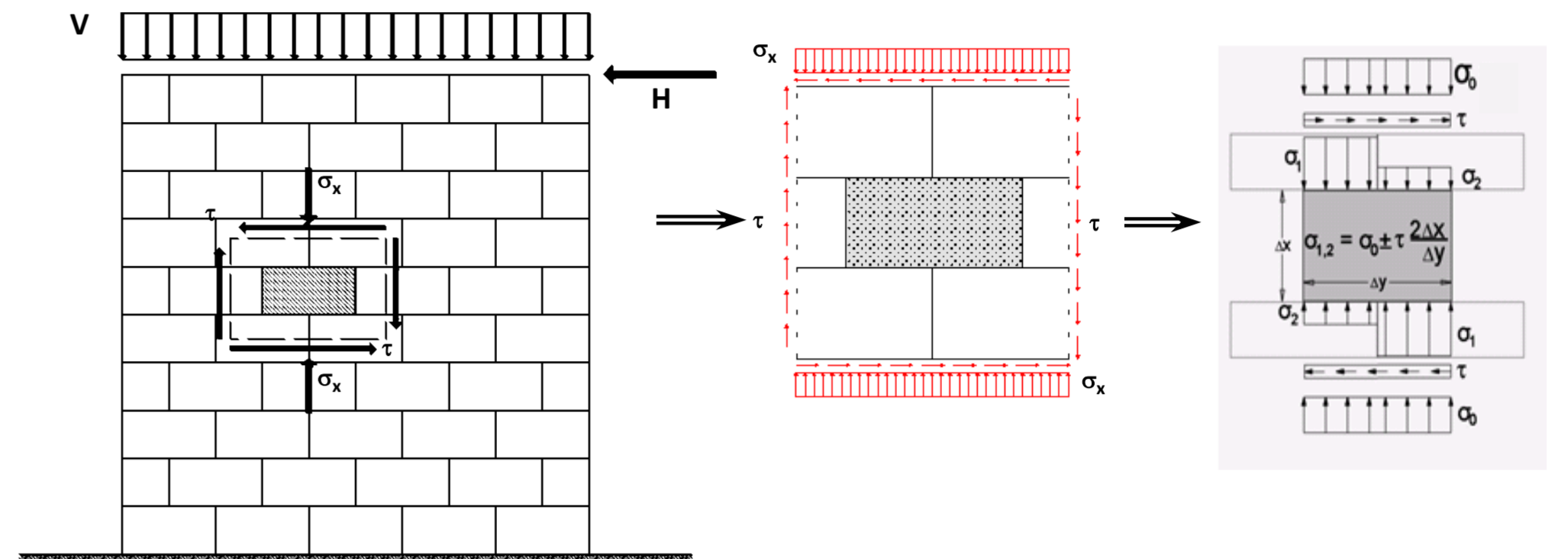


Abb. 1: Idealisierte Normal- und Schubspannungsverteilung am Einzelstein unter kombinierter Beanspruchung nach der Theorie von Mann/Müller

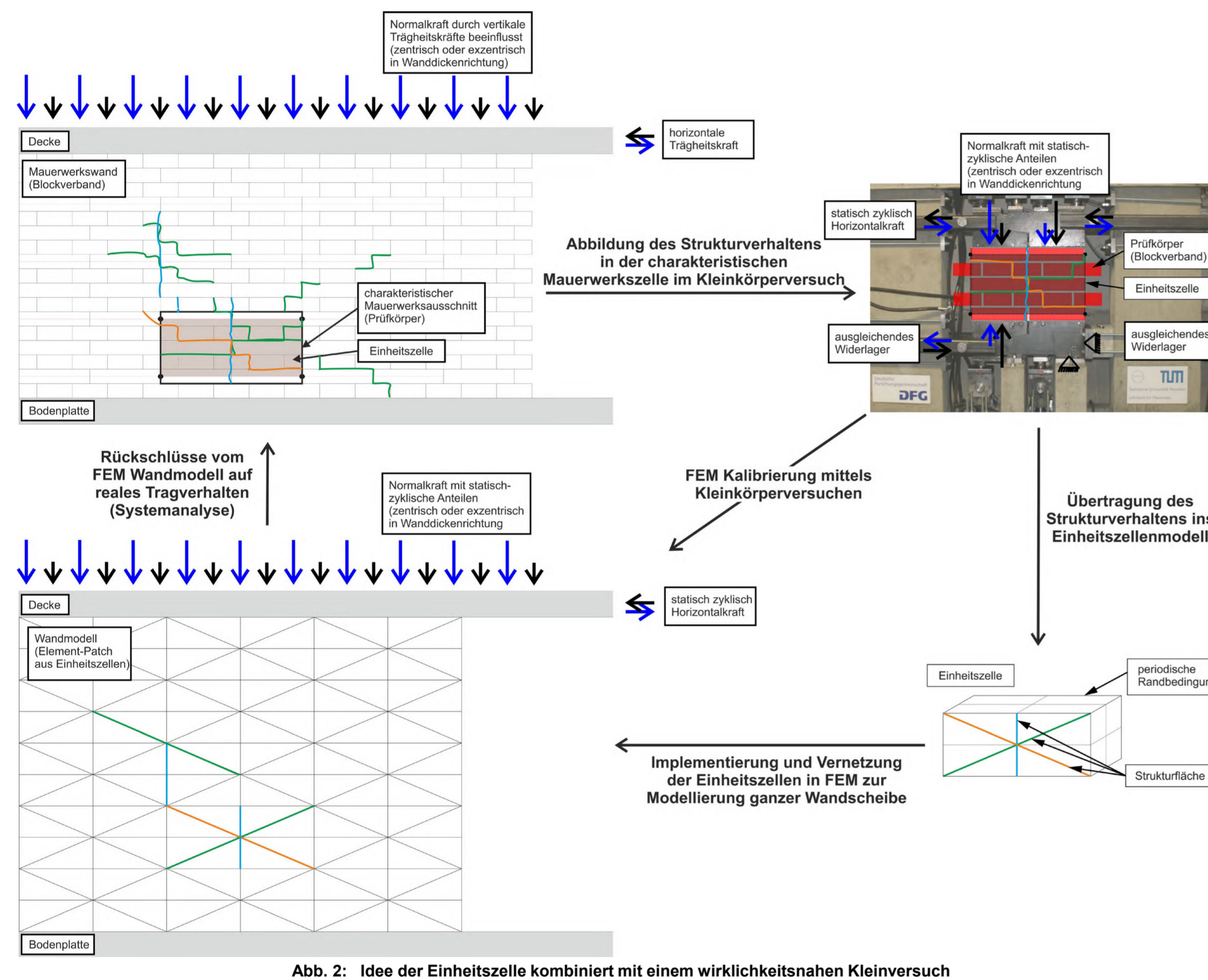


Abb. 2: Idee der Einheitszelle kombiniert mit einem wirklichkeitsnahen Kleinversuch

Ziel

In dem laufenden Forschungsvorhaben soll eine optimierte Methode zur effizienten numerischen Simulation großer tragender Mauerwerksstrukturen entwickelt werden. Aufbauend auf den Erkenntnissen der Lehrstühle für Massivbau und Statik der Technischen Universität München, die in einer gemeinschaftlichen DFG-Forschung [1, 2] zu kombiniert (zentrische Druck- und Schubkräfte in Wandlängsrichtung) beanspruchtem Mauerwerk gewonnen wurden, soll dabei ein Verfahren entwickelt werden, das nun auch erdbebentypische exzentrische und/oder zyklisch biaxiale Lastzustände als gute Näherung zu tatsächlichen Erdbewirkungen in einem Strukturmodell numerisch abbilden kann. Es werden hierfür die nicht-linearen Materialgesetze der einzelnen Baustoffe durch diskrete Strukturgesetze für eine fest definierte Geometrie (Einheitszelle) ersetzt. Die Ableitung der Strukturbeziehungen und die Kalibrierung der entwickelten Einheitszelle sollen anhand von Ergebnissen aus geeigneten Kleinversuchen mit entsprechender Belastung erfolgen (vgl. Abb. 2). Dazu wird eine bereits vorhandene Versuchseinrichtung für monodirektionale kombinierte Schub-Druck-Belastung, siehe unten sowie [2] und [3], auf exzentrische und statisch-zyklisch zweiachsig Schub-Druck-Belastung erweitert. Die zu entwickelnde Methode baut dabei auf der Methode der finiten Elemente auf. Das Verfahren soll robust, effizient und für die numerische Simulation der zahlreichen, mehrstöckigen Bestandsgebäude aus klassischem Mauerwerk (kleinformatige Steine mit traditioneller Stoß- und Lagerfugenausbildung) unter niederzyklischen Belastungen mit großen Deformationen (Erdbeben) geeignet sein. Dabei werden in erster Linie die realen dynamischen Erdbewirkungen über den gängigen Ansatz von Tomažević [4] durch erdbebentypische, statisch-zyklische Einwirkungen angenähert. Aufgrund der großen Anzahl von in Erdbebengebieten vorhandenen Bestandsgebäuden mit kleinformatigen Mauersteinen ergibt sich mit erfolgreicher Bearbeitung des vorliegenden Forschungsvorhabens ein großes Anwendungspotential, insbesondere auch durch die wirklichkeitsnahe Abbildung des tatsächlichen Verformungsverhaltens bei gleichzeitig großer Effizienz des numerischen Simulationsverfahrens (Einheitszelle).

Versuchsaufbau

Zum besseren Verständnis der Versagensmoden von kombiniert Schub-Druck-beanspruchtem Mauerwerk und zur Kalibrierung eines Materialmodells wurde im Zuge von [2] ein neuer Versuchsaufbau entwickelt.

Der Versuchsaufbau basiert auf einem kleinen Prüfkörper aus Mauersteinen, die mit Mörtel im Verband vermauert werden (Maßstab 1:1, Abb. 3). Um eine Einteilung der Schub- bzw. Druckkräfte mit möglichst geringen Einflüssen aus der unvermeidlichen Querdehnungsbehinderung durch die Lastenleitungsstruktur zu erhalten, setzt sich der Prüfkörper aus mehreren Mauersteinen zusammen. Die außen angeordneten Mauersteine dienen in erster Linie zur Simulation der Lastenleitung und Lastverteilung im realen Bauteil und der Reduktion der Querdehnungsbehinderung. Gleichzeitig ergibt sich durch die Anordnung der Stoß- und Lagerfugen ein dem Bauteilversuch angenäherter Zustand:

- > Diskontinuität der Spannungsverteilung infolge des Fugensbildes,
- > die Aufbringung und Aushärtung des Mörtels erfolgt unter dem saugenden Einfluss des Mauersteins,
- > alle Belastungen für den innersten Mauerstein werden durch die Mörtelfugen übertragen.

Der Spannungszustand im Prüfkörper wird durch insgesamt neun servohydraulisch unabhängig voneinander regelbare Prüfzylinder aufgebracht. Die vertikalen Hydraulikzylinder erzeugen die vertikale Normalspannung, die Schubbeanspruchung wird durch die horizontalen Zylinder eingeleitet. Die Lastenleitung der Schubkräfte erfolgt durch profilierte Stahlleistenleitungsplatten, die auf den Prüfkörper gemörtelt werden. Der Versuch erfolgt nach dem Aushärten des Mörtels unter einer vorgegebenen Kombination von vertikaler Auflast, vorgegebener Ausmitte dieser Auflast und Schubkraft (vgl. Testszenarien 1 bis 4 in Abb. 4). Die spezielle räumliche Anordnung der neun Prüfzylinder, die simultan interaktiv geregelt sind, erlaubt es nahezu alle relevanten Last-Kombinationen am Prüfkörper zu erzeugen und deren Auswirkungen detailliert zu untersuchen.

Im Zuge von [2] wurden Versuche an verschiedenen Mauerwerkstypen (Kalziumsilikat, Ton, Ziegel unterschiedlicher Größe) durchgeführt. Der Vergleich mit den Versagensmoden (Rissmuster) von realen Wandscheiben zeigte eine hervorragende Übereinstimmung bei allen geprüften Steinen. Der Versuchsaufbau ist in der Lage, die verschiedenen Versagensmechanismen und die damit verbundenen Scherkräfte genau zu identifizieren und ermöglicht es, die Schubfestigkeit in Abhängigkeit von der aufgetragenen Normalspannung direkt zu ermitteln (vgl. Abb. 5).

Literatur

- [1] Bletzinger, K.-U.; Jordan, J.: Numerische Modellierung von Mauerwerk mit diskreten Elementen auf Basis experimenteller Methoden. Ergebnisbericht zum DFG-Forschungsvorhaben BL 306/16-1 bis BL 306/16-3, Lehrstuhl für Statik, Technische Universität München, 2011.
- [2] Zilch, K.; Scheuffer, W.: Numerische Modellierung von Mauerwerk mit diskreten Elementen auf Basis experimenteller Methoden. Ergebnisbericht zum DFG-Forschungsvorhaben Zi 134/25-1 und Zi 134/25-2, Lehrstuhl für Massivbau, Technische Universität München, 2011.
- [3] Scheuffer, W.; Zilch, K.: Mauerwerk unter kombinierter Druck-Schub-Belastung; mehraxiale experimentelle Bestimmung der Schubfestigkeit. In: Bauingenieur, 87, S. 176-181, Springer-Verlag, 2012.
- [4] Tomažević, M.; Lutman, M.; Petković, L.: Seismic behavior of masonry walls: experimental simulation. In: Journal of Structural Engineering, 122, S. 1040-1047, 1996.

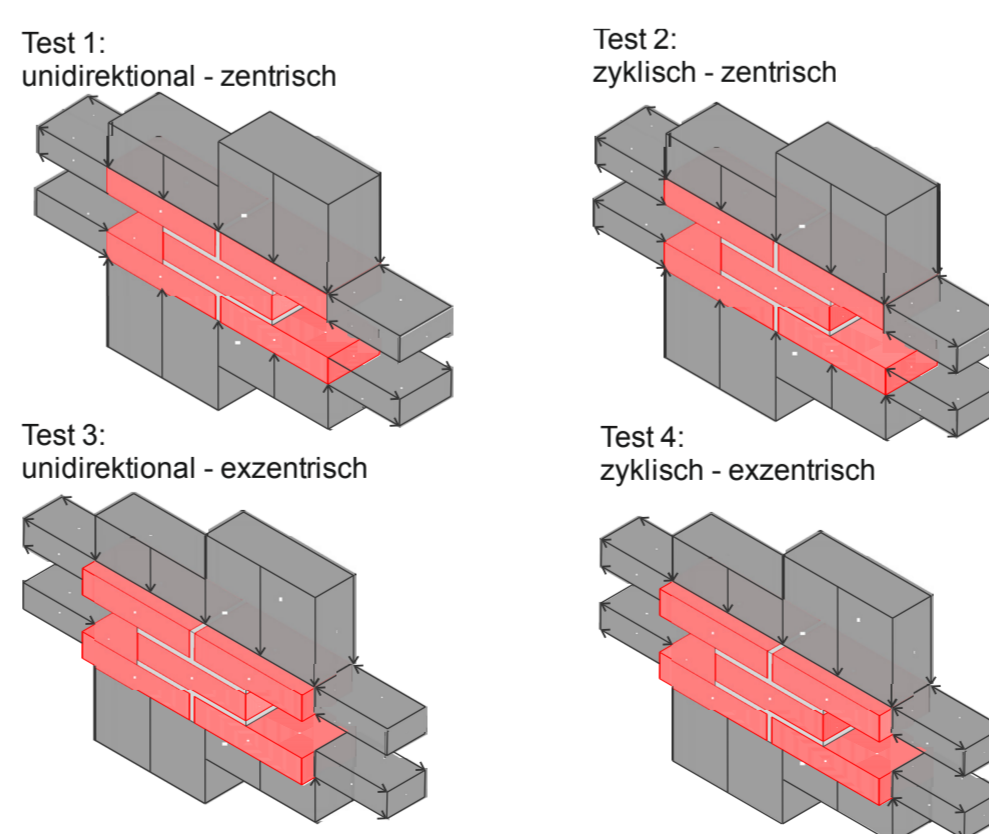


Abb. 4: Schematische Darstellung der Belastungsszenarien

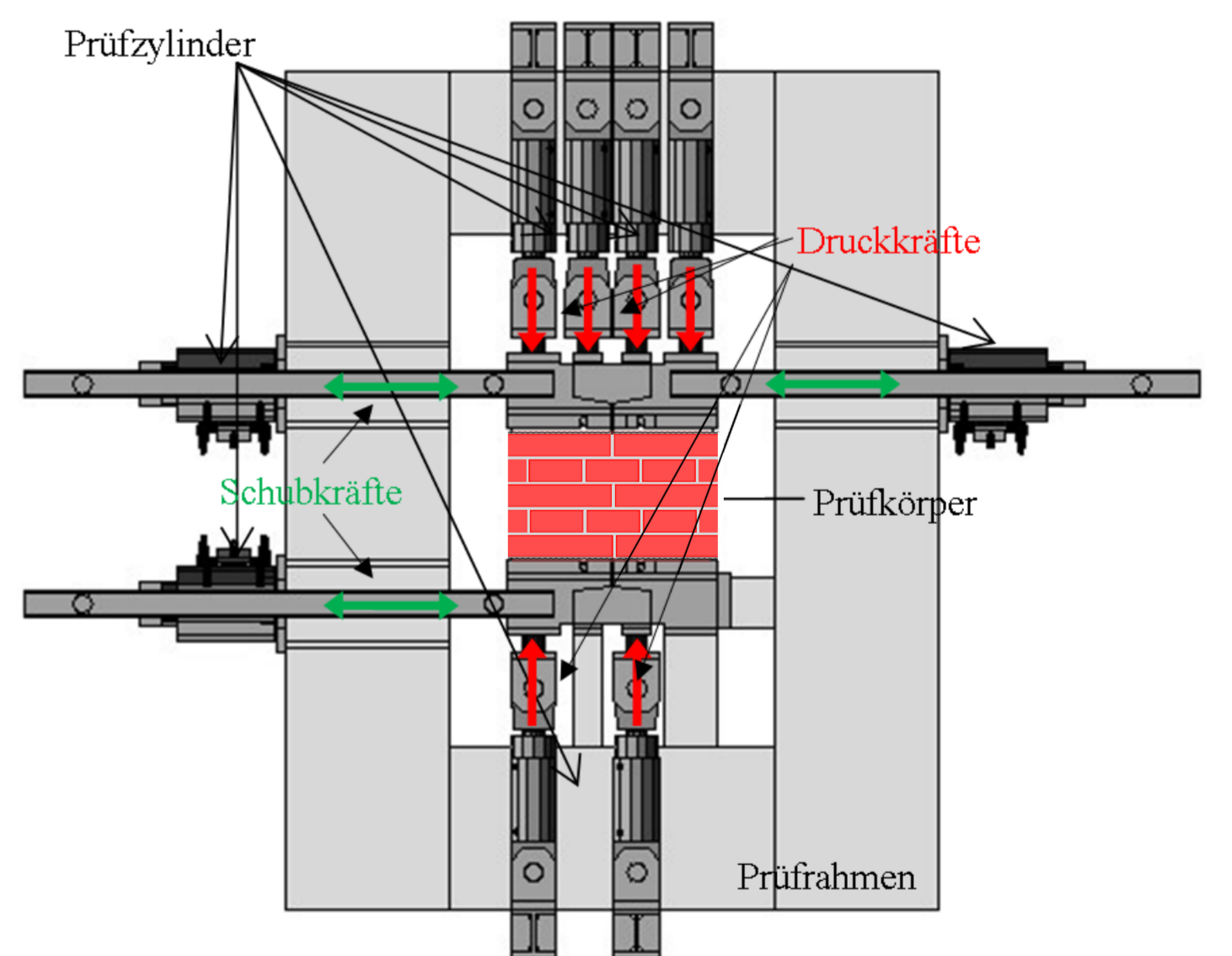


Abb. 3: Schematische Darstellung der Versuchseinrichtung

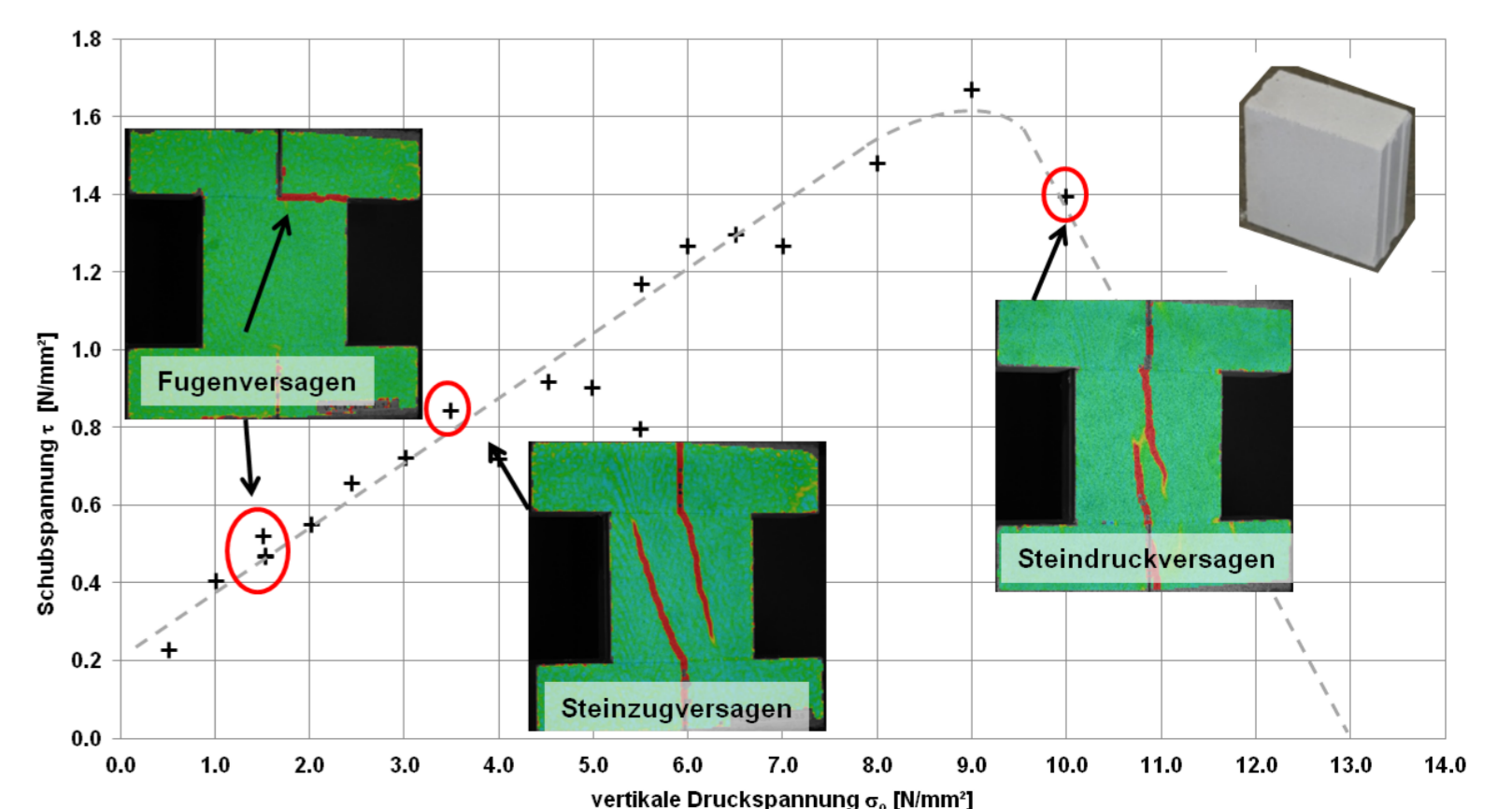
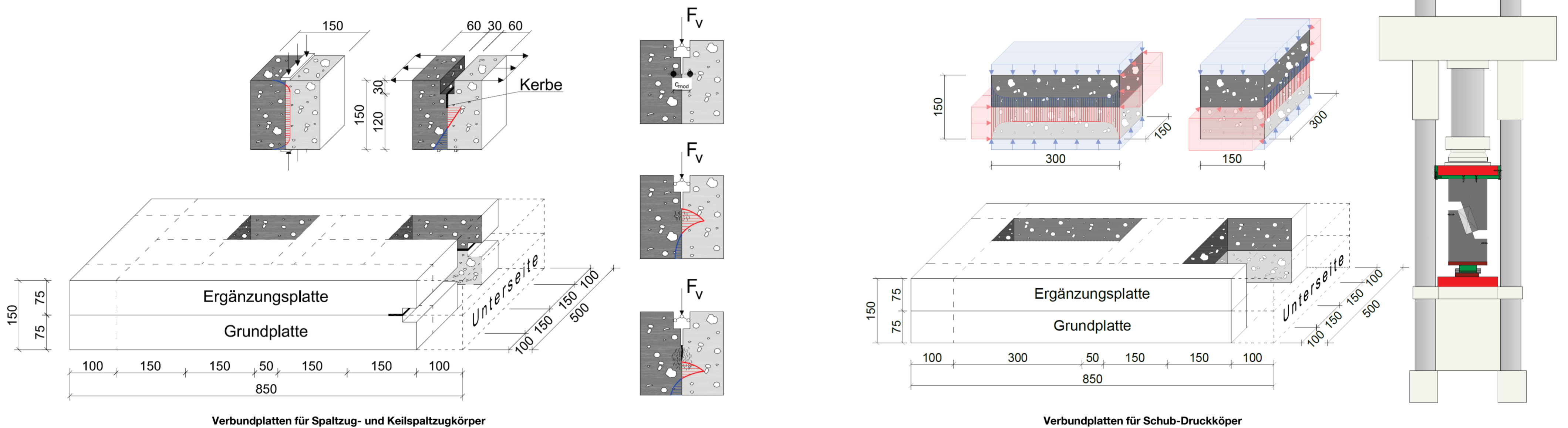


Abb. 5: Im Versuch [2] gemessene Schubfestigkeit in Abhängigkeit von der Normalspannung

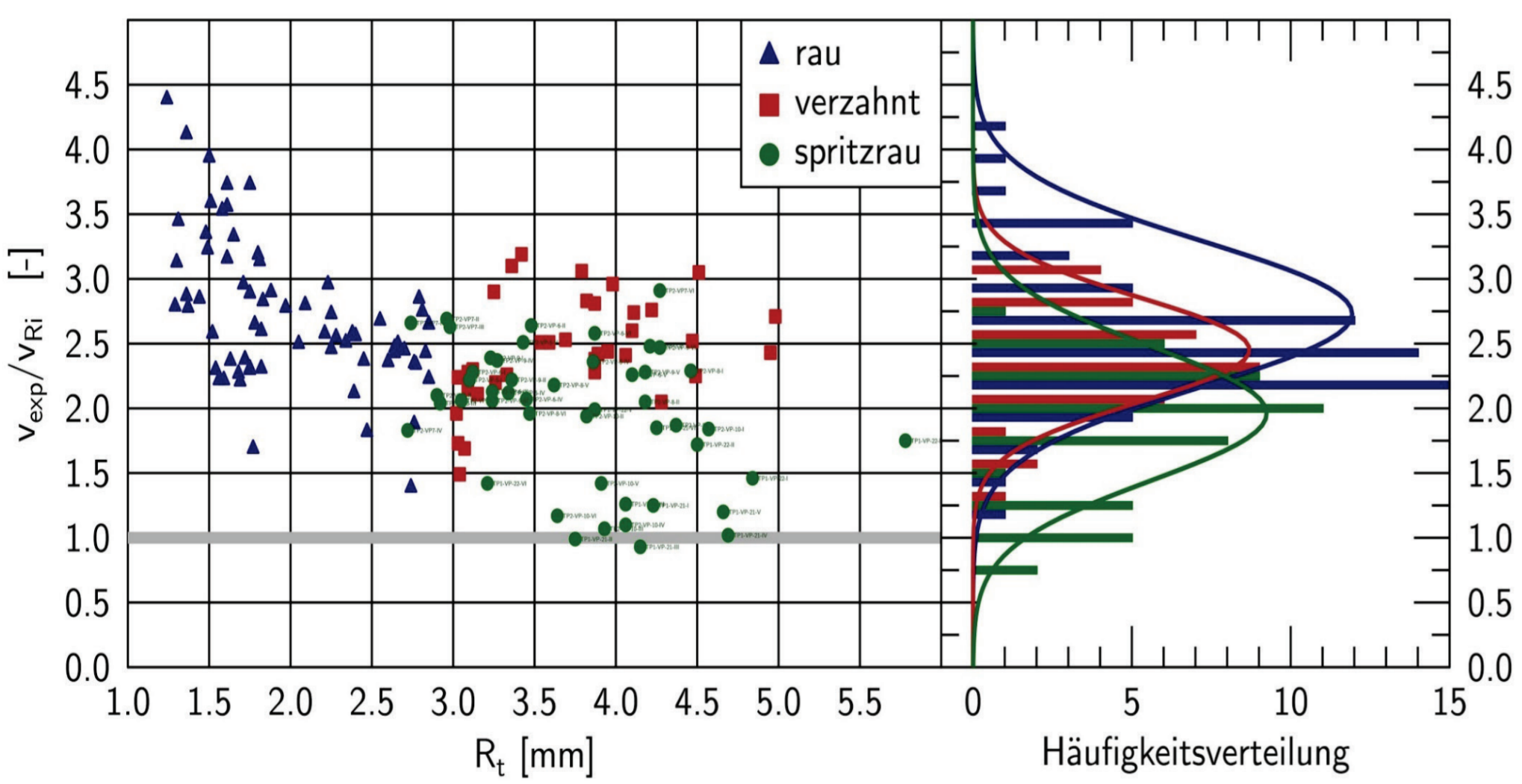
Verbundfestigkeit von Spritzbetonergänzungen

Durch die europäischen Normen EN 14487 und EN 14488 ist die Anwendung und Prüfung von Spritzbeton bzw. stahlfaserverstärktem Spritzbeton, der unter anderem zur Instandsetzung auf Spritzbeton oder auf Bauteile aus Beton aufgebracht wird, umfangreich geregelt. Das nationale Anwendungsdokument DIN 18551:2014-08 hingegen enthält Festlegungen welche die Anwendung von EN 14487-1 und EN14487-2 in Deutschland ermöglichen. Zur Ermittlung der über die Verbundfuge übertragbaren Schubkraft bei Spritzbetonergänzungen gelten in Deutschland die Nachweisformate der Bemessungsnorm für Stahlbeton. Hinsichtlich der Verbundfugenbemessung von Spritzbetonergänzungen wird somit auf DIN EN 1992-1-1 verwiesen. Während die Bemessung von Spritzbeton durch den Verweis der DIN 18551:2014-08 auf den EC-2 geregelt ist, ist Stahlfaserspritzbeton durch dessen Ausschluss aus der DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ und der gleichzeitigen Rücknahme des DBV-Merkblattes „Stahlfaserbeton“ gänzlich unregelt. In die Bemessungsansätze des EC-2 für unbewehrte Betonfugen gehen mit der Rauheit und der Betonzugfestigkeit nur zwei Parameter direkt ein. Andere Einflüsse, wie zum Beispiel Verschmutzungsgrad und Feuchtegehalt, werden nur indirekt durch die Regelung der Oberflächenvorbereitung des Altbetons berücksichtigt. Verfahrensspezifische Parameter der Spritzbetonapplikation werden durch den unmittelbaren Verweis der Spritzbetonnorm auf den EC-2 gänzlich vernachlässigt. Die direkte Anwendung der Stahlbetonnorm zur Ermittlung der maximal übertragbaren Schubkraft für Spritzbetonergänzungen wird durch den erfahrungsbedingten besseren Verbund als bei Ortbetonergänzungen begründet. Es wird angenommen, dass durch die energiereiche pneumatische Förderung der Ausgangsmischung, und die daraus resultierenden Aufprallgeschwindigkeiten des Spritzgemisches auf dem Untergrund, weniger Verdichtungs-poren in der Verbundzone entstehen als bei nachträglicher, druckloser Aufbetonergänzung mit herkömmlichen Verdichtungsverfahren. Zudem besteht die Modellvorstellung einer Zementanreicherung in der Verbundzone, welche durch den Rückprall der großen Zuschlagskörner zu Beginn des Spritzbetonauftrags entsteht, die den notwendigen Verbund zwischen altem und neuem Beton zusätzlich verbessert. Experimentelle Untersuchungen zur Verbundtragfähigkeit von Spritzbetonergänzungen, welche die aktuell geforderten Oberflächenbehandlungsmethoden sowie derzeit praxisübliche Spritzbetonmischungen berücksichtigen, sind jedoch kaum vorhanden.

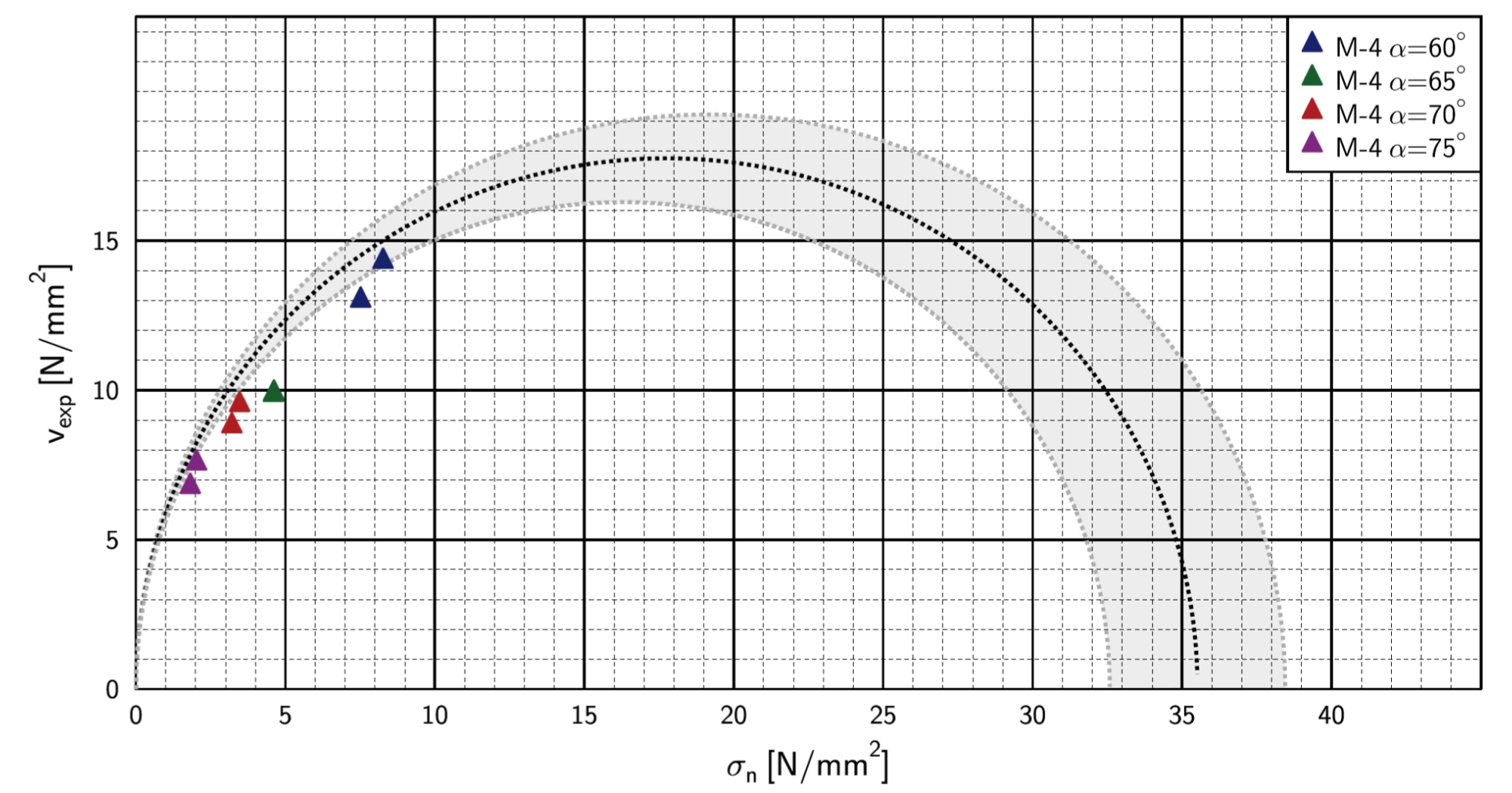
Ziel dieses Forschungsvorhabens ist es, den Einfluss der Vorbereitung des Untergrundes, die Art des Untergrundes (Normalbeton, Spritzbeton), verfahrensspezifischer Parameter der Spritzbetonapplikation sowie den Einfluss des Stahlfasergehaltes auf die Verbundfestigkeit zwischen Grund- und Ergänzungs-beton und die Vergleichbarkeit mit Ortbeton bzw. unbewehrten Spritzbetonergänzungen zu untersuchen. Die Verbundfestigkeiten werden durch Spaltzugversuche, Keilspaltzugversuche sowie Schub-Druckversuche quantifiziert. Zusätzlich wird das Schwindverhalten von Spritzbeton experimentell ermittelt. Zur Beurteilung der aus den Versuchen erhaltenen Materialkennwerte werden ergänzende numerische Berechnungen durchgeführt. Mit den Erkenntnissen aus den Traglastprüfungen soll die Prüfung der Anwendbarkeit des für Normalbeton formulierten Verbundfugennachweises für herkömmlichen Spritzbeton sowie stahlfaserverstärkten Spritzbeton erfolgen bzw. mit Vergleichsberechnungen einfache Rechenmodelle erarbeitet werden, die in einer Ergänzung der Nachweisformate der DIN 18551:2014-08 münden, so dass der Nachweis der Verbundfuge künftig für alle in EN 14487 genormten Baustoffe und Bauarten möglich ist.



Die bisherige Annahme eines verfahrensbedingten besseren Verbundes von Betonergänzungen, die pneumatisch aufgetragen werden, im Vergleich zu herkömmlich hergestellten Aufbetonergänzungen konnte durch die durchgeführten Versuche bestätigt werden. Dabei erreichten die im Spaltzugversuch ermittelten Verbundbruchspannungen der Versuchskörper, die im Spritzverfahren aufgebracht wurden, bei in etwa gleicher Oberflächenbeschaffenheit, höhere Werte als Verbundkörper die mit der gleichen werkgemischten Trockenspritzbetonmischung mittels herkömmlicher Betonage hergestellt wurden. Wegen der verfahrensbedingt großen Streuungen in der Betonzusammensetzung, die sich, auch in den Ergebnissen der Kleinkörperversuche einstellte, wird eine statistische Auswertung repräsentativer Versuche durchgeführt.

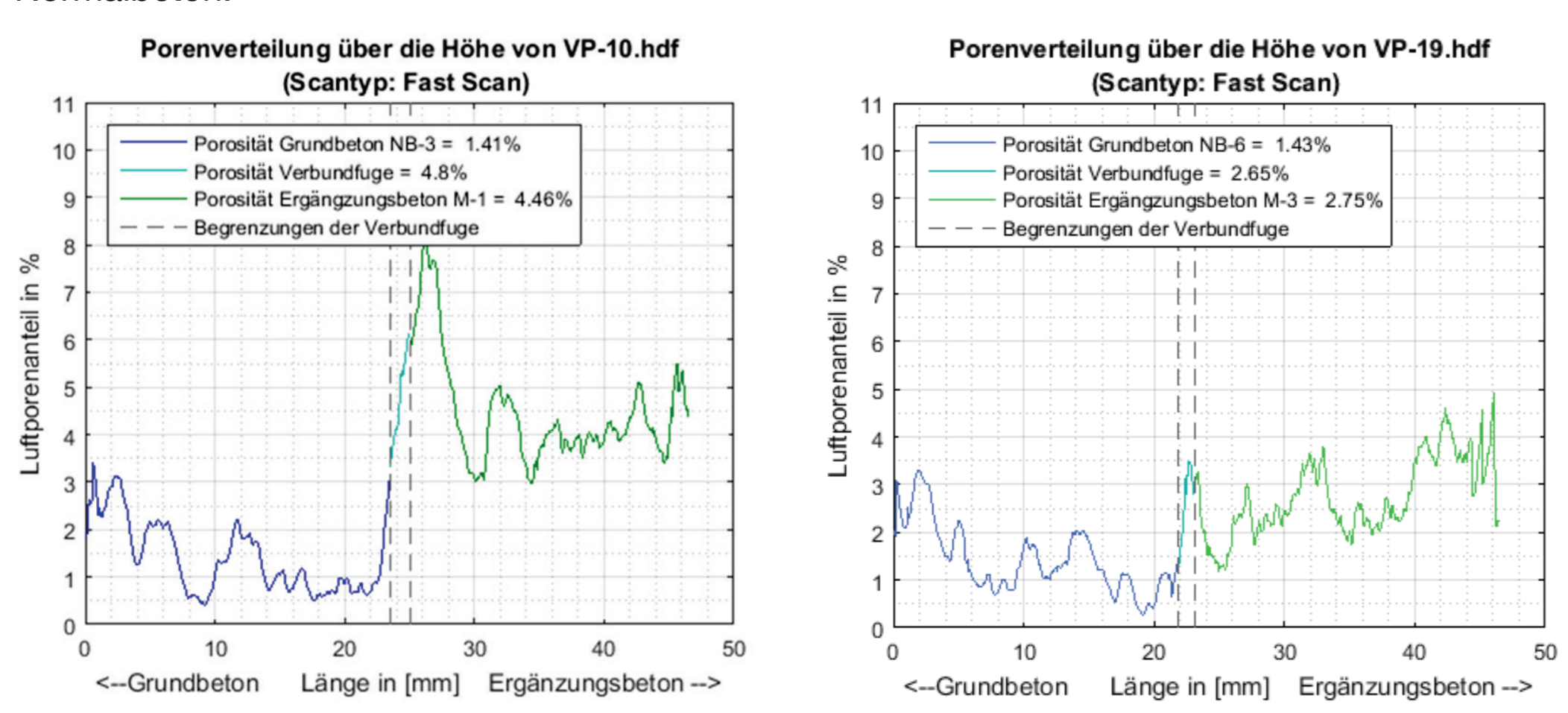


Vergleich von experimentellen Festigkeiten mit den um c bereinigten Bemessungswerten

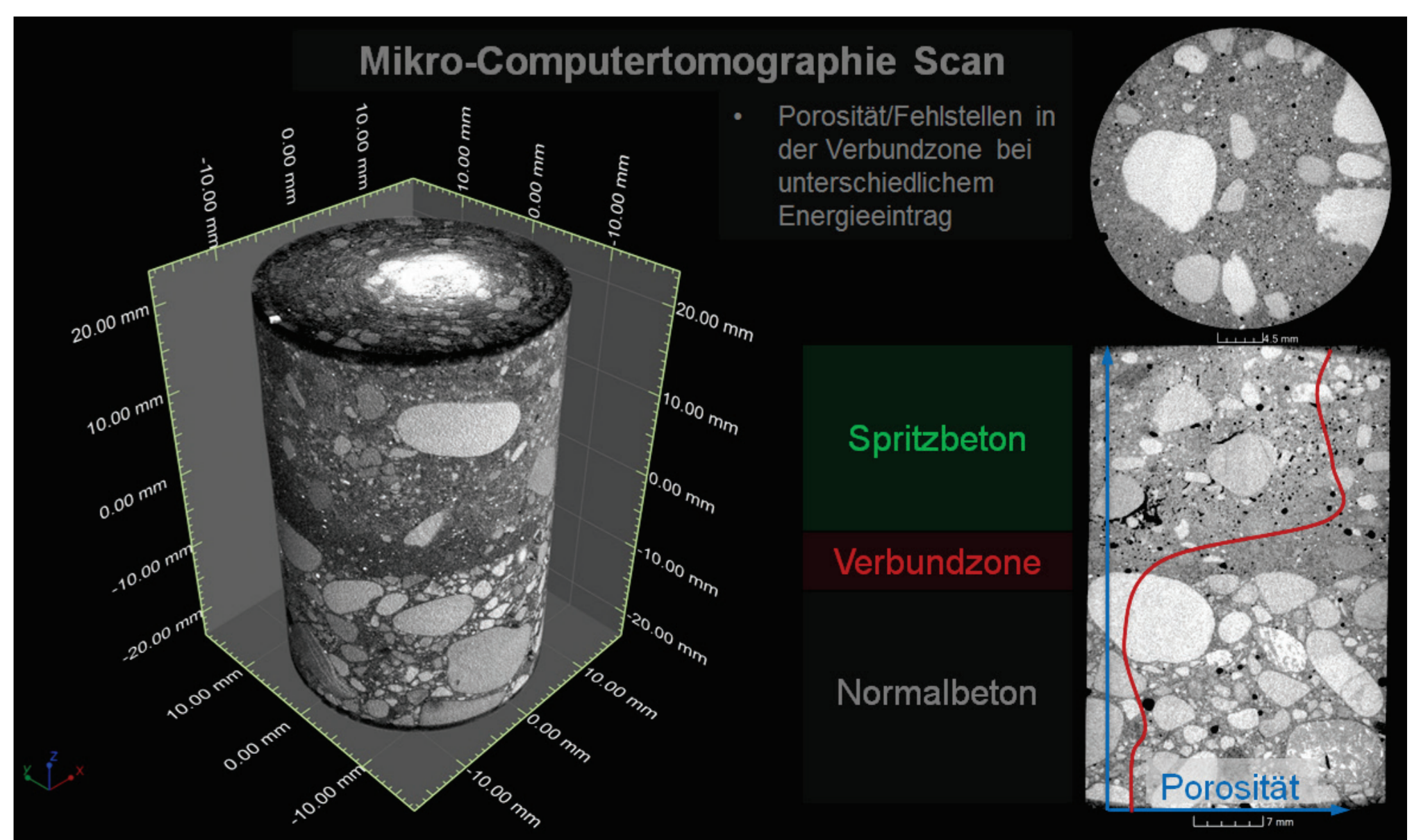


Ergebnisse der Schub-Druckversuche von Mischung M-4

Zusätzlich durchgeführte Analysen anhand von computertomographischen Aufnahmen zeigen, dass die Gesamtporosität in der Verbundfuge zunimmt. Zudem sind die im Spritzbeton vorhandenen Poren zwar kleiner, jedoch ist die Gesamtporosität von Spritzbeton höher als bei Normalbeton.



Porenverteilung entlang der Verbundkörper



dreidimensionales Voxelbild der Verbundkörper vor der Segmentierung der Luftporen

