

Omid Moghaddam, Marcel Wichert, Martin Empelmann

**Neuartige, mit nicht-metallischer
Basaltbewehrung (BFRP) vorge-
spannte Rohrprofile aus Ultra-
Hochleistungsbeton (UHPC) für außer-
ordentlich dauerhafte, material-
sparende Betontragkonstruktionen
unter klimatisch und chemisch
extremen Beanspruchungen**

F 3071

Bei dieser Veröffentlichung handelt es sich um die Kopie des Abschlussberichtes einer vom Bundesinstitut für Bau-, Stadt- und Raumforschung (BBSR) im Bundesamt für Bauwesen und Raumordnung (BBR) im Rahmen der Forschungsinitiative »Zukunft Bau« geförderten Forschungsarbeit. Die in dieser Forschungsarbeit enthaltenen Darstellungen und Empfehlungen geben die fachlichen Auffassungen der Verfasser wieder. Diese werden hier unverändert wiedergegeben, sie geben nicht unbedingt die Meinung des Zuwendungsgebers oder des Herausgebers wieder.

Dieser Forschungsbericht wurde mit modernsten Hochleistungskopierern auf Einzelanfrage hergestellt.

Die Originalmanuskripte wurden reprototechnisch, jedoch nicht inhaltlich überarbeitet. Die Druckqualität hängt von der reprototechnischen Eignung des Originalmanuskriptes ab, das uns vom Autor bzw. von der Forschungsstelle zur Verfügung gestellt wurde.

© by Fraunhofer IRB Verlag

2018

ISBN 978-3-7388-0197-2

Vervielfältigung, auch auszugsweise,
nur mit ausdrücklicher Zustimmung des Verlages.

Fraunhofer IRB Verlag

Fraunhofer-Informationszentrum Raum und Bau

Postfach 80 04 69

70504 Stuttgart

Nobelstraße 12

70569 Stuttgart

Telefon 07 11 9 70 - 25 00

Telefax 07 11 9 70 - 25 08

E-Mail irb@irb.fraunhofer.de

www.baufachinformation.de

www.irb.fraunhofer.de/tauforschung



12. Februar 2018
. Ausfertigung

Schlussbericht SWD-10.08.18.7-14.30

Projektträger

Bundesinstitut für Bau-, Stadt- und Raumforschung (BBSR), im Rahmen der Forschungsinitiative „Zukunft Bau“

Forschungsarbeit

Neuartige, mit nicht-metallischer Basaltbewehrung (BFRP) vorgespannte Rohrprofile aus Ultra-Hochleistungsbeton (UHPC) für außerordentlich dauerhafte, materialsparende Betontragkonstruktionen unter klimatisch und chemisch extremen Beanspruchungen

Bearbeiter

Omid Moghaddam, M.Eng.
Marcel Wichert, M.Sc.
Prof. Dr.-Ing. Martin Empelmann

TU Braunschweig
iBMB - Fachgebiet Massivbau
Beethovenstraße 52
38106 Braunschweig

☎ (05 31) 391-5409; Fax -5900

E-Mail: massivbau@ibmb.tu-bs.de

Der Bericht umfasst 80 Seiten.

Die Verantwortung für den Inhalt des Berichtes liegt bei den Autoren.

Der Bericht darf nur ungekürzt veröffentlicht oder vervielfältigt werden; eine auszugsweise Wiedergabe bedarf der vorherigen schriftlichen Einwilligung.

Indexseite

Index	Seite	Änderung	Datum	Bearbeiter

Inhaltsverzeichnis

1	Danksagung	5
2	Einleitung	6
2.1	Veranlassung.....	6
2.2	Zielstellung	6
3	Arbeitspakete	7
4	Materialuntersuchung	8
4.1	Untersuchungen zu den charakteristischen Materialkennwerten der BFRP-Rebars.....	8
4.1.1	Allgemeines	8
4.1.2	Zugversuche an FRP-Rebars	9
4.1.3	Druckversuche an FRP-Rebars	12
4.1.4	Versuchsaufbau- und durchführung.....	12
4.1.5	Versuchsergebnisse	12
4.2	Untersuchungen zur Dauerhaftigkeit des BFRP-Systems	14
4.2.1	Alkali-resistenzprüfung der FRP-Rebars	14
4.2.2	Zugversuche an FRP-Rebars nach der Alkali-resistenzprüfung	15
4.2.3	REM-Aufnahmen und EDX-Analyse begleitend zur Alkali-resistenzprüfung.....	16
4.2.4	UV-Beständigkeit der BFRP-Rebars.....	19
4.2.5	Frostwiderstand von BFRP-Rebars	21
4.2.6	Dauerschwingversuche der FRP-Rebars.....	24
4.3	Untersuchungen zu den charakteristischen Materialkennwerten der Grids	26
4.3.1	Allgemeines	26
4.3.2	Versuchsaufbau und –durchführung der Zugversuche.....	27
4.3.3	Versuchsergebnisse	28
4.4	Untersuchungen zu den charakteristischen Materialkennwerten des UHPC	29
4.4.1	Wahl einer geeigneten UHPC-Mischung.....	29
4.4.2	Bestimmung der Wassereindringtiefe in den UHPC.....	31
4.4.3	Frost-/Frost-Taumittelwiderstand von UHPC.....	32
4.4.4	Frostwiderstand von BFRP-Rebars in UHPC.....	34
5	Verbund- und Tragverhalten	35
5.1	Untersuchungen zum Verbundverhalten der BFRP-Rebars in UHPC	35
5.1.1	Allgemeines	35
5.1.2	Versuchsaufbau und -durchführung.....	35
5.1.3	Versuchsergebnisse	36

5.1.4	Bewertung der Versuchsergebnisse	40
5.2	Untersuchungen zur Normal-, Biege- und Querkrafttragfähigkeit der BFRP-Rebars in UHPC	43
5.2.1	Probekonstruktion mit Bewehrungskorb aus BFRP-Rebars und AR-Glas-GRID	43
5.2.2	Stützenversuche – Normalkrafttragfähigkeit.....	44
5.2.3	Biegebalken – Biegetragfähigkeit.....	48
5.2.4	Balken mit Rechteckquerschnitt – Biegetragfähigkeit.....	50
5.2.5	Plattenversuche – Biegetragfähigkeit.....	60
5.2.6	Balken mit Kreisringquerschnitt – Biege- und Querkrafttragfähigkeit.....	64
6	Untersuchungen zu einer geeigneten Vorspanntechnologie	71
6.1	Allgemeines	71
6.2	Versuchsaufbau und –durchführung	71
6.3	Versuchsergebnisse	72
7	Anmerkungen zu Anforderungen im Produktionsprozess	73
7.1	Allgemeines	73
7.2	Handhabung	73
7.3	Verarbeitung der BFRP-Rebars	74
8	Zusammenfassung	74
9	Unterschriften	78
10	Literaturverzeichnis	79

1 Danksagung

Das Forschungsvorhaben wurde mit Zuwendungen aus dem Bundeshaushalt für Forschungsprojekte im Rahmen der Forschungsinitiative „Zukunft Bau“ des Bundesinstitutes für Bau-, Stadt- und Raumforschung (BBSR) gefördert.

Die Arbeiten in diesem Forschungsvorhaben wurden von mehreren Partnern durchgeführt:

- Die Fa. CG TEC GmbH stellte basalt- und glasfaserverstärkte Bewehrungsstäbe (BFRP- und GFRP-Rebars) zur Verfügung.
- Die Fa. Eurocoles GmbH & Co. KG stellte Versuchskörper her und entwickelte ein Vorspannsystem für die BFRP-Rebars.
- Die Fa. Klebl GmbH stellte Schalungen für die Herstellung von Versuchskörpern (Platten) zur Verfügung.
- Die Fa. solidian GmbH führte Finite-Elemente-Simulationen von Versuchskörpern (Platten und Balken mit Kreisringquerschnitt) durch.
- Die MPA Braunschweig untersuchte die BFRP- und GFRP-Rebars hinsichtlich der Dauerhaftigkeit sowie des Ermüdungsverhalten und führte Versuche an Balken aus Ultra-Hochleistungsbeton sowie am Vorspannsystem durch.

Im Folgenden sind die beteiligten Personen der oben genannten Partner aufgeführt:

Unternehmen:

vertreten durch:

iBMB der TU Braunschweig,
Fachgebiet Massivbau

Omid Moghaddam, M.Eng.
Marcel Wichert, M.Sc.
Prof. Dr.-Ing. Martin Empelmann

CG-TEC GmbH

Oliver Kipf
Dipl.-Ing. (FH) Patrick Linsenbühler

Eurocoles GmbH & Co. KG

Dipl.-Ing. (FH) Helmut Lieb
Dr. Michael Helou

solidian GmbH

Dr.-Ing. Christian Kulas
Ing. Jiri Lomic

Klebl GmbH

Dipl.-Ing. Stefan Biller

MPA Braunschweig

Dr.-Ing. Alex Gutsch
Dr.-Ing. Knut Herrmann
Dr. rer. nat. Klaus Unterderweide
Dip.-Ing. (FH) Hartmann Alberts

Dem Bundesinstitut für Bau-, Stadt- und Raumforschung (BBSR) sowie den Projektpartnern sei an dieser Stelle für die gewährte Unterstützung herzlich gedankt.

2 Einleitung

2.1 Veranlassung

Betonbauteile, die extremen Beanspruchungen (z. B. aus statischen und dynamischen Lasten, Wind- und Temperaturbeanspruchungen) sowie aggressiven Randbedingungen (z. B. Karbonatisierung, Chlorideinwirkungen in maritimen Umgebungen) ausgesetzt sind, müssen besonders widerstandsfähig sein und eine sehr hohe Dauerhaftigkeit aufweisen. Beispiele für derartige Bauteile können z. B. sein:

- Stützen im Spritzwasserbereich von Verkehrswegen (Chlorideinwirkung durch Streusalze) (Bild 2-1),
- Kaimauern in Hafenbecken (Chlorideinwirkung durch die maritime Umgebung),
- Offshore-Windenergieanlagen (extreme Beanspruchungen durch Wind, Wellenschlag und Betriebslasten) (Bild 2-1).



Bild 2-1: Offshore-Windenergieanlage (links), Stützen im Spritzwasserbereich (Mitte) und Trafostation (rechts)

2.2 Zielstellung

Um die Widerstandsfähigkeit und Dauerhaftigkeit von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen zu erhöhen, kann an Stelle eines Normalbetons ein Ultra-Hochleistungsbeton (UHPC; Ultra High Performance Concrete) verwendet werden. UHPC weist neben einer hohen Druckfestigkeit (bis 250 N/mm²) einen hohen Widerstand gegen klimatische und chemische Einwirkungen auf. Dies wird im Wesentlichen erreicht durch die Verringerung der Porosität der Zementmatrix aufgrund einer Reduktion des Wasser-Bindemittelwertes und durch die Erhöhung der Packungsdichte der Betonmatrix infolge einer gezielten Auswahl der Gesteinskörnung sowie der Zusatzstoffe.

Eine weitere Verbesserung der Dauerhaftigkeit im Vergleich zu Bauteilen, die als Rüttelbeton hergestellt werden, kann durch das sogenannte Schleuderbeton-Verfahren erreicht werden, bei dem eine Schalung mit Laufringen samt Bewehrung und Frischbeton auf eine Schleuderbank gehoben und der Beton durch hohe Zentrifugalkräfte verdichtet wird. Während des Schleuderprozesses rotiert die Schalung mit etwa 600 Umdrehungen pro Minute um ihre Längsachse. Dabei werden überschüssiges Wasser und leichte Bestandteile in das Innere des Bauteils befördert und es ergibt sich eine hohe Gefügedichte. Ultra-hochfester Schleuderbeton wird im Folgenden als UHPSC (Ultra High Performance Spun Concrete) bezeichnet.

Darüber hinaus kann die konventionelle Betonstahlbewehrung durch eine nichtmetallische faserverstärkte Bewehrung (Fiber Reinforced Polymer Rebar = FRP-Rebar) ersetzt werden. FRP-

Rebars weisen den Vorteil auf, dass sie im Vergleich zu konventioneller Betonstahlbewehrung nicht korrodieren. Zudem besitzen die FRP-Rebars keine elektrische Leitfähigkeit, sind nicht magnetisierbar und können daher vorteilhaft z. B. für den Bau Einhausungen und Fundamenten für Transformatorstationen sowie Umspannanlagen eingesetzt werden. Außerdem zeichnen sich FRP-Rebars im Vergleich zur konventionellen Betonstahlbewehrung durch ein geringes Eigengewicht und eine hohe Zugfestigkeit aus. Im vorliegenden Projekt wurden vorwiegend eine basaltfaserverstärkte Bewehrung (Basalt-Fiber Reinforced Polymer Rebar = BFRP-Rebar) untersucht, wobei zu Referenzzwecken auch eine glasfaserverstärkte Bewehrung (Glass-Fiber Reinforced Polymer Rebar = GFRP-Rebar) betrachtet wurde.

In heutigen Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen darf nach DIN EN 1992-1-1 [1] inklusive des nationalen Anhangs für Deutschland [1] (nachfolgend mit EC2+NA bezeichnet) nur normal- und hochfester Beton mit konventionellem Bewehrungsstahl in Form von Stäben oder Matten eingesetzt werden. Ein Einsatz von UHPC in Deutschland bedarf einer allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung oder einer Zustimmung im Einzelfall. Für die Auslegung steht derzeit lediglich ein Sachstandsbericht des deutschen Ausschusses für Stahlbeton (DAfStb-Heft 561 [2]) zur Verfügung.

Für faserverstärkte Kunststoffbewehrungen (d. h. AFRP: Aramid-Fiber Reinforced Polymer, BFRP: Basalt-Fiber Reinforced Polymer, CFRP: Carbon-Fiber Reinforced Polymer, GFRP: Glass-Fiber Reinforced Polymer) gibt es zum aktuellen Zeitpunkt nur nationale bauaufsichtliche Zulassungen. Exemplarisch kann hier die Zulassung Z-1.6-238 [3] für glasfaserverstärkte Kunststoffbewehrung das Produkt „Combar“ von Fa. Schöck genannt werden. Der Model Code 2010 [4] (nachfolgend mit MC 2010 bezeichnet) liefert bereits Hinweise für den Einsatz und die Bemessung von FRP-Rebars. Es werden jedoch nur AFRP-, CFRP- und GFRP-Rebars behandelt. Die Anwendung von BFRP-Rebars ist weder Inhalt gültiger Normen noch bauaufsichtlich zugelassen.

3 Arbeitspakete

Innerhalb des Forschungsvorhabens sollten zum einen die Material- und Verbundeigenschaften von BFRP-Rebars sowie zum anderen das Tragverhalten von mit BFRP-Rebars bewehrten Bauteilen untersucht werden. Außerdem sollten anhand von Großversuchen die Herstellung der mit BFRP-Rebars bewehrten Bauteile optimiert und Überlegung zu einem geeigneten System zur Vorspannung der BFRP-Rebars angestellt werden.

Das Forschungsvorhaben gliedert sich in drei Arbeitspakete:

1. Arbeitspaket 1: Materialuntersuchung
2. Arbeitspaket 2: Verbunduntersuchungen und Tragverhalten
3. Arbeitspaket 3: Vorspannsystem und Qualitätsmanagement

4 Materialuntersuchung

4.1 Untersuchungen zu den charakteristischen Materialkennwerten der BFRP-Rebars

4.1.1 Allgemeines

Basalt ist ein basisches Naturgestein vulkanischen Ursprungs. Um die BFRP-Rebars herzustellen, wird das Basaltgestein zunächst auf Temperaturen von über 1450°C erwärmt und geschmolzen. Anschließend werden aus der Schmelze Endlosfasern (Filamente) hergestellt und in Form von Rovings gebündelt (Bild 4-1 (links)). Die BFRP-Rebars (Bild 4-1 (rechts-unten)) entstehen in einem sogenannten Pultrusionsverfahren, bei dem die Filamente in eine Kunstharzmatrix (Epoxidharz) eingebettet und stabförmig vorverformt werden. Die Profilierung der Rebars entsteht durch eine Umwicklung (Bild 4-1, (rechts-oben)).

Bild 4-2 zeigt Computertomographie-Aufnahmen (CT-Aufnahmen) eines BFRP-Rebars in der Ansicht sowie im Längs- und Querschnitt. Es ist deutlich die unidirektionale Ausrichtung der Fasern zu erkennen, die sich aus dem Herstellverfahren ergibt.

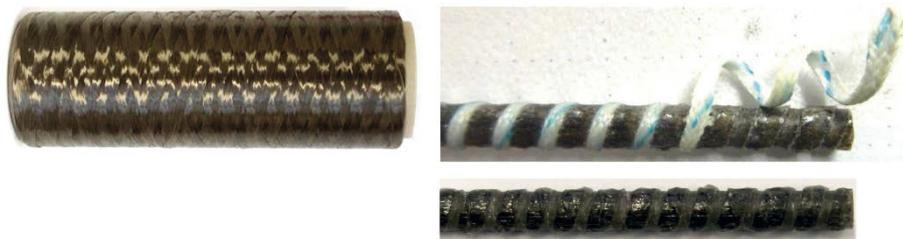


Bild 4-1: Basalt-Roving (links), Umwicklung des BFRP-Rebars (rechts-oben) und BFRP-Rebar (rechts-unten)

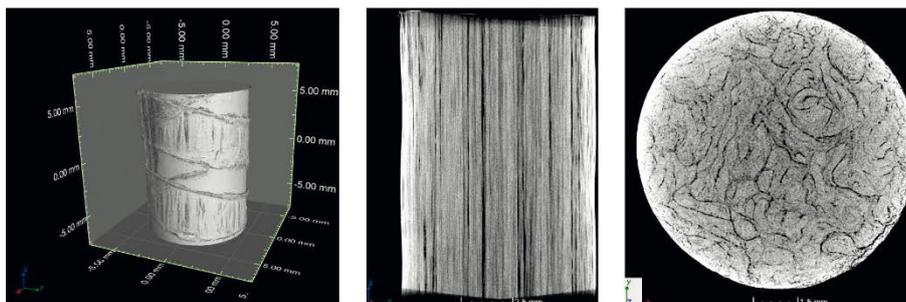


Bild 4-2: CT-Aufnahmen eines BFRP-Rebars

Bild 4-3 (links) zeigt die BFRP- und GFRP-Rebars im Vergleich zu konventionellem Betonstabstahl. Es ist zu erkennen, dass die Profilierung der BFRP- und GFRP-Rebars der Profilierung des Betonstabstahls in gewisser Art und Weise nachempfunden wurde. Eine Kenngröße zur Beurteilung der Verbundcharakteristika ist die bezogene Rippenfläche, die bei den untersuchten Stäben in einer ähnlichen Größenordnung lag. Die BFRP- und GFRP-Rebars unterscheiden sich aber dadurch, dass eine Tiefrippung vorliegt. In Bild 4-3 (rechts) ist die Bestimmung der bezogenen Rippenfläche im Labor dargestellt. Tabelle 4-1 fasst die allgemeinen Eigenschaften der untersuchten Bewehrungsarten zusammen.



Bild 4-3: FRP-Rebars und Betonstahl (links) und Rippenflächemessung eines BFRP-Rebars (rechts)

Tabelle 4-1: Allgemeine Eigenschaften der BFRP- und GFRP-Rebars im Vergleich mit konventionellem Betonstabstahl B500

Eigenschaften	BFRP-Rebar	GFRP-Rebar	Betonstahl B500
Dichte \varnothing [mm]	10,0	10,0	10,0
Dichte γ [g/cm ³]	2,20	2,20	7,85
Gewicht [g/m]	60,0	60,0	620,0
Bezogene Rippenfläche f_R [-]	0,074	0,080	0,071
Magnetismus [-]	Nein	Nein	Ja
Elektrische Leitfähigkeit [-]	Nein	Nein	Ja

4.1.2 Zugversuche an FRP-Rebars

4.1.2.1 Allgemeines

Zur Ermittlung der grundlegenden Materialkennwerte (Zugfestigkeit R_m , Bruchdehnung ε_u und E-Modul E) der BFRP- und GFRP-Rebars unter Zugbeanspruchung wurden Zugprüfungen in Anlehnung an DIN EN ISO 15630-1 [5] in einer Universalprüfmaschine (2500 kN) durchgeführt. Außerdem wurde zu Vergleichszwecken konventioneller Betonstabstahl B500 mit dem gleichen Nenndurchmesser $\varnothing = 10$ mm geprüft.

4.1.2.2 Versuchsaufbau und -durchführung

Für die Prüfung wurden 70 cm lange BFRP- und GFRP-Rebars beidseitig in Stahlhülsen ($L_{Hülse} = 25,0$ cm) geklebt und anschließend zentrisch bis zum Versagen auf Zug beansprucht. Die Stahlhülsen waren notwendig, damit die querdruckempfindlichen BFRP- und GFRP-Rebars nicht durch die Einspannung in die Prüfmaschine beschädigt werden. Die Betonstabstahlproben konnten ohne zusätzliche Stahlhülsen geprüft werden. Die Dehnungen der Rebars wurden mit einem Extensometer gemessen. Bild 4-4 zeigt eine Skizze eines Prüfkörpers (links) und den Versuchsaufbau (rechts).

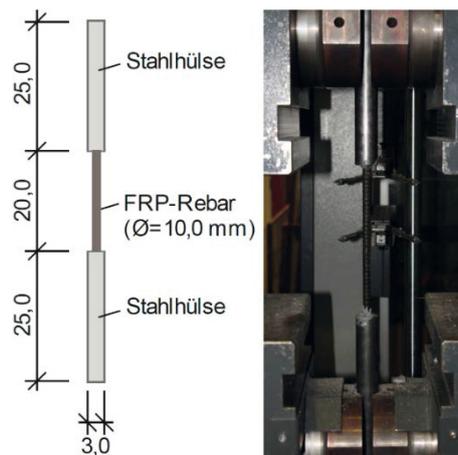


Bild 4-4: Skizze des Prüfkörpers (links) und Versuchsaufbau in einer Universalprüfmaschine (rechts)

4.1.2.3 Versuchsergebnisse

Bild 4-5 zeigt die typischen Versagensarten der untersuchten Bewehrungsstäbe, anhand je eines BFRP- und GFRP-Rebars sowie eines Betonstahlstabes (B500). Das Versagen der BFRP- und GFRP-Rebars war zunächst gekennzeichnet durch ein Reißen einzelner Fasern und ein anschließendes schlagartiges Auffächern der Fasern im Prüfbereich der Rebars. Eine Laststeigerung nach Erreichen der Reißlast war nicht mehr möglich. Die Betonstahlproben zeigen dagegen ein duktileres Versagen. Nach Erreichen der Streckgrenze R_e konnte die Prüfkraft F unter hohem Dehnungszuwachs weiter gesteigert werden und es kam zu einer lokalen Einschnürung im Prüfbereich, an der schließlich das Zugversagen auftrat.

Die Spannungs-Dehnungs-Diagramme der geprüften Bewehrungsstäbe sind in Bild 4-6 dargestellt. Die ermittelten Spannungen σ ergeben sich aus der gemessenen Prüfkraft F bezogen auf die Querschnittsfläche A_{Rebar} der Bewehrungsstäbe nach Gl. 4-1:

$$\sigma = \frac{F}{\pi \cdot (\varnothing/2)^2} \quad \text{Gl. 4-1}$$

Die BFRP- und GFRP-Rebars (Bild 4-6 (links)) zeigen bis zum Versagen ein nahezu linear-elastisches Verhalten. Die Steigung der Spannungs-Dehnungs-Linien nimmt mit dem Versagen der ersten einzelnen Fasern bis zum Erreichen der Zugfestigkeit ab. Der Betonstahlstab (B500) verhält sich bis zum Erreichen der Streckgrenze R_e linear-elastisch und weist im Anschluss ein ausgeprägtes Fließplateau auf, bis sich schließlich mit dem Erreichen der Zugfestigkeit R_m ein Versagen einstellt (Bild 4-6 (rechts)).

In Tabelle 4-2 sind die Ergebnisse der Zugprüfungen der Rebars zusammengefasst. Die BFRP-Rebars erreichten im Mittel eine Zugfestigkeit von $R_m = 1.313,25 \text{ N/mm}^2$, eine Bruchdehnung $\varepsilon_u = 33,84 \text{ ‰}$ und einen E-Modul $E = 53.190 \text{ N/mm}^2$. Für die GFRP-Rebars ergaben sich eine Zugfestigkeit von $R_m = 1.311,30 \text{ N/mm}^2$, eine Bruchdehnung $\varepsilon_u = 34,44 \text{ ‰}$ und ein E-Modul $E = 50.687 \text{ N/mm}^2$. Der Betonstahlstab (B500) wies eine Zugfestigkeit $R_m = 625,17 \text{ N/mm}^2$, eine Bruchdehnung $\varepsilon_u = 58,10 \text{ ‰}$ und einen E-Modul $E = 208.900 \text{ N/mm}^2$ auf.

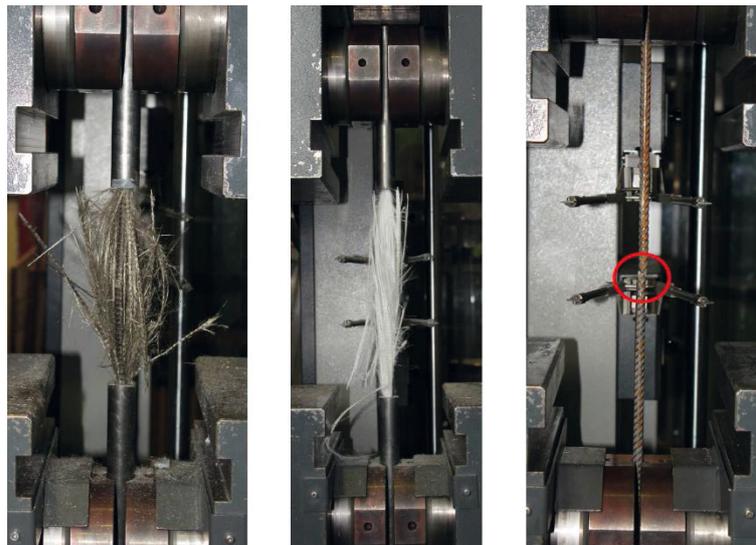


Bild 4-5: Typische Versagensart eines BFRP-Rebars (links), GFRP-Rebars (Mitte) und Betonstahls B500 (rechts) nach den Zugversuchen

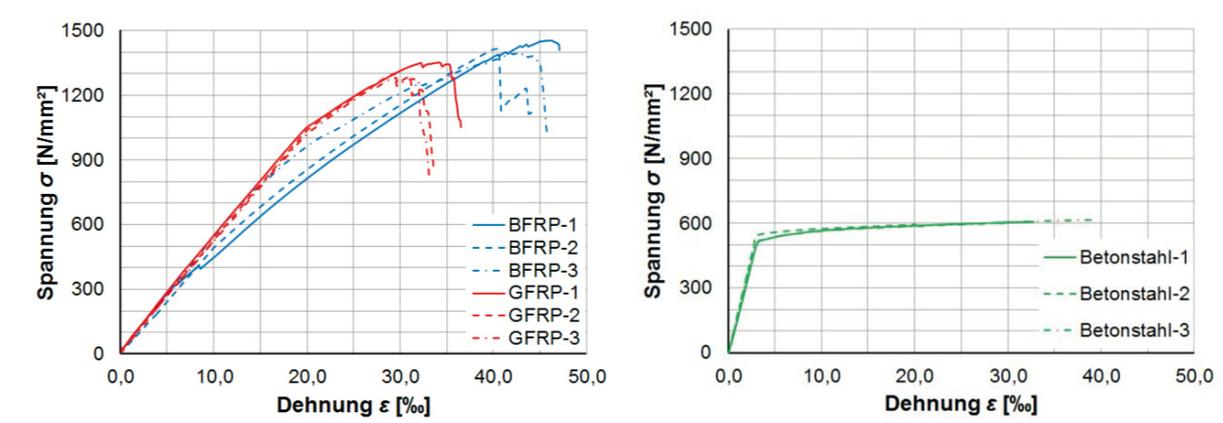


Bild 4-6: Spannungs-Dehnungs-Diagramm der BFRP- und GFRP-Rebars (links) und der Betonstahls B500 (rechts)

Tabelle 4-2: Zusammenfassung der Zugversuche

VK	Zugfestigkeit R_m [N/mm ²]	Bruchdehnung ϵ_u [%]	E-Modul E [N/mm ²]
BFRP-1	1397,09	36,90	53.403
BFRP-2	1263,24	35,10	53.552
BFRP-3	1279,41	29,52	52.615
Mittelwert:	1.313,25	33,84	53.190
GFRP-1	1351,55	36,51	50.924
GFRP-2	1301,12	33,56	51.069
GFRP-3	1281,22	33,25	50.068
Mittelwert:	1.311,30	34,44	50.687
B500-1	618,80	32,79	189.400
B500-2	633,30	20,17	237.300
B500-3	623,40	39,08	200.000
Mittelwert:	625,17	30,68	208.900

4.1.3 Druckversuche an FRP-Rebars

4.1.3.1 Allgemeines

Zur Bestimmung des Traganteils von BFRP- und GFRP-Rebars in Druckgliedern wurden die grundlegenden Materialkennwerte (Druckfestigkeit σ_u und Bruchdehnung ϵ_v) der BFRP- und GFRP-Rebars unter Druckbeanspruchung bestimmt.

4.1.4 Versuchsaufbau- und durchführung

Für die Prüfung wurden 2,5 cm lange BFRP- und GFRP-Rebars zentrisch in einer Würfelpresse druckbeansprucht. Die Bruchdehnungen wurden mittels Dehnungsmessstreifen (DMS) bestimmt (Bild 4-7, (links und Mitte-links)).

4.1.5 Versuchsergebnisse

Bild 4-7 (rechts und Mitte-rechts) zeigt die untersuchten Rebars nach der Prüfung. Das Versagen war durch ein Aufreißen der Stabstücke an den Stirnseiten gekennzeichnet, nachdem die Matrixzugfestigkeit in Querrichtung erreicht wurde. Eine Laststeigerung war anschließend nicht mehr möglich. Das Spannungs-Stauchungs-Diagramm der geprüften Rebars ist in Bild 4-8 dargestellt. Bei zwei Proben trat ein frühzeitiges Versagen der applizierten DMS auf, sodass diese Verläufe nicht erfasst werden konnten.

Die Spannungen σ_u wurden mit Gl. 4-1 ermittelt. Die BFRP- und GFRP-Rebars zeigen auch unter Druckbeanspruchung bis zum Versagen ein nahezu linear-elastisches Verhalten. Eine Zusammenfassung der Versuchsergebnisse ist in Tabelle 4-3 gegeben.



Bild 4-7: BFRP- und GFRP Rebars mit DMS Applikation (links und Mitte-links) und typische Versagensart der BFRP- und der GFRP-Rebars nach den Druckversuchen (rechts und Mitte-rechts)

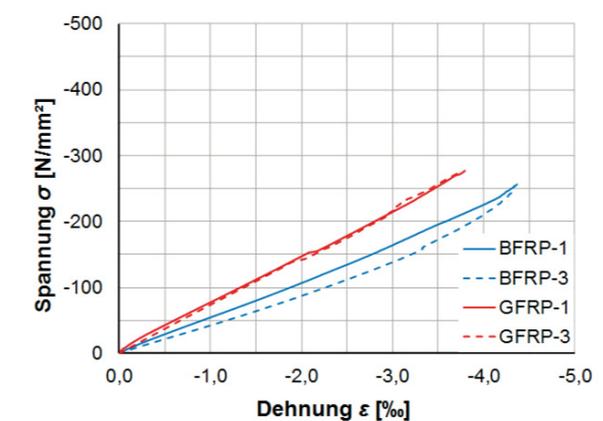


Bild 4-8: Spannungs-Stauchungs-Diagramm der BFRP- und GFRP-Rebars

Tabelle 4-3: Zusammenfassung der Druckversuche

VK	Druckfestigkeit σ_u [N/mm ²]	Bruchdehnung ε_v [‰]
BFRP-1	257,0	4,3
BFRP-2	203,9	2,1*
BFRP-3	264,5	4,2
Mittelwert:	241,8	4,3
GFRP-1	290,7	3,5
GFRP-2	295,3	1,7*
GFRP-3	275,3	3,8
Mittelwert:	287,1	3,7

*frühzeitiges Versagen der Dehnungsmessstreifen, daher nicht beim Mittelwert berücksichtigt

Die BFRP-Rebars erreichten im Mittel eine Druckfestigkeit $\sigma_u = 241,8 \text{ N/mm}^2$ und eine Bruchdehnung $\varepsilon_v = 4,3 \text{ ‰}$. Für die GFRP-Rebars ergaben sich eine Druckfestigkeit $\sigma_u = 287,1 \text{ N/mm}^2$ und eine Bruchdehnung $\varepsilon_v = 3,7 \text{ ‰}$.

Im Vergleich zur Zugfestigkeit der FRP-Rebars ist die Druckfestigkeit gering. Sie entspricht etwa 18 % (BFRP-Rebars) und 22 % (GFRP-Rebars) der Zugfestigkeit. Dies ist auch der Grund dafür, dass nach FIB-Bulletin 40 [6], ACI 440.1R-06 [7], CSA-S806-2 [8] und JSCE [9] der Einsatz von FRP-Rebars als Druckbewehrung nicht gestattet ist.

4.2 Untersuchungen zur Dauerhaftigkeit des BFRP-Systems

4.2.1 Alkali-resistenzprüfung der FRP-Rebars

4.2.1.1 Allgemeines

Das im Beton vorherrschenden alkalische Milieu, welches beim konventionellen Stahlbetonbau für den passiven Korrosionsschutz der eingebauten Betonstahlbewehrung sorgt, kann zu einer Schädigung der FRB-Rebars bzw. des Epoxidharzes führen. Um die Eignung der FRP-Rebars als dauerhafte Bewehrung für Betonbauteile zu untersuchen, wurde die Alkali-resistenz der BFRP- und GFRP-Rebars geprüft.

4.2.1.2 Versuchsaufbau und -durchführung

Für die Alkali-resistenzprüfung wurden 70 cm lange Bewehrungsstäbe in 5 %-iger Natriumhydroxid-Lösung (NaOH) bei 23°C eingelagert. Die Prüfflüssigkeit hatte einen pH-Wert von 13,7. Die Flüssigkeit wurde analog zur Prüfung von beschichteten Textilglas-Gittergeweben für die Zulassung Z-33.46-1423 [10] eines WDVS-Systems gewählt. Insgesamt wurden je Material 18 Rebars eingelagert. Nach 7, 14, 21, 28, 35 und 56 Tagen wurden jeweils drei Proben aus der Lösung entnommen. Die Rebars wurden vor und nach der Lagerung mit anschließender zweitägigen Trocknungszeit gewogen.

4.2.1.3 Versuchsergebnisse

Die in den Alkali-resistenzprüfungen aufgetretene Massendifferenz ΔM ist in Bild 4-9 dargestellt. Bereits nach 7 Tagen Einlagerung in Alkalilösung konnte für alle Rebars ein leichter Massenzuwachs festgestellt werden, der nach 28 Tagen weiter zunahm und dann in etwa konstant blieb. Die Massendifferenzen der BFRP- und GFRP-Rebars lagen in etwa gleicher Größenordnung.

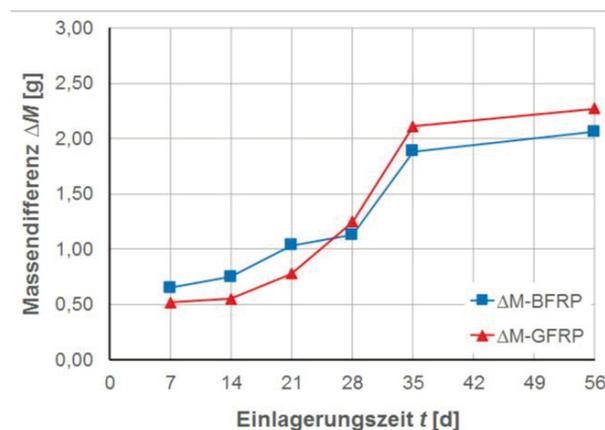


Bild 4-9: Massendifferenz ΔM der BFRP- und GFRP-Rebars

Nach der Entnahme aus der Alkalilösung wurden auf den Oberflächen der BFRP- und GFRP-Rebars weiße Ausblühungen festgestellt, wobei diese mit längerer Einlagerungszeit zum Teil stärker wurden (Bild 4-10).

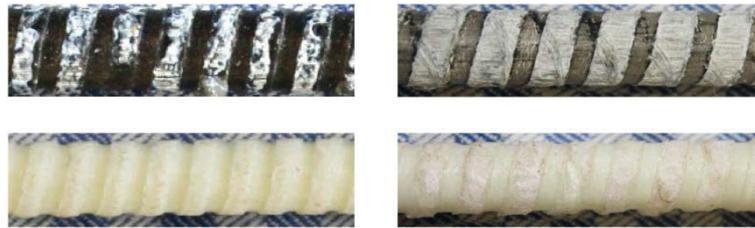


Bild 4-10: BFRP- (links-oben) und GFRP-Rebar (links-unten) jeweils nach 7 Tagen und nach 56 Tagen in Alkalilösung (rechts-oben und rechts-unten)

4.2.2 Zugversuche an FRP-Rebars nach der Alkaliresistenzprüfung

4.2.2.1 Allgemeines

Um den Einfluss der Einlagerung auf die grundlegenden Materialkennwerte (Zugfestigkeit R_m und Bruchdehnung ε_u) der BFRP- und GFRP-Rebars unter Zugbeanspruchung zu untersuchen, wurden Zugprüfungen an den achtzehn entnommenen FRP-Rebars entsprechend Abschnitt 4.1.2.2 durchgeführt.

4.2.2.2 Versuchsergebnisse

Bild 4-11 zeigt die BFRP- und GFRP-Rebars nach den Zugversuchen. Das typisches Versagen der Rebars, welches sich bei den Stäben ohne Einlagerung in Alkalilösung einstellte (vgl. Abschnitt 4.1.2.3), konnte auch hier teilweise beobachtet werden. Bei den BFRP-Rebars lag kein Auffächern der Fasern vor und es bildeten sich die Risse in Faserbündeln im Prüfbereich (Bild 4-11). Demgegenüber versagten die GFRP-Rebars in der Regel durch Auffächern der Fasern.

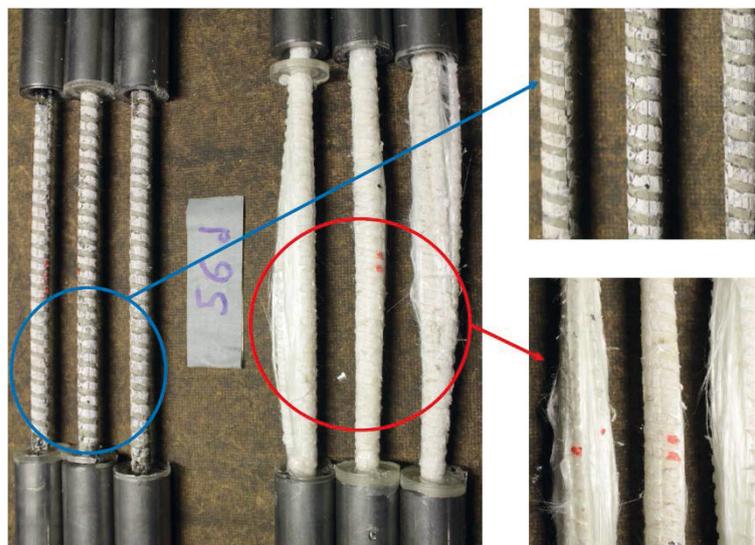


Bild 4-11: Typische Versagensart der BFRP- (links) und GFRP-Rebars (rechts) nach Zugversuchen mit vorheriger 56-tätiger Einlagerung in Alkalilösung

Bild 4-12 zeigt die Mittelwerte der ermittelten Zugfestigkeiten in Abhängigkeit der Einlagerungszeit in Alkalilösung. Die Zugfestigkeit der BFRP- und GFRP-Rebars reduzierte sich mit zunehmender Einlagerungsdauer und betrug nach 56 Tagen in der Alkalilösung nur noch etwa 30 % der ursprünglichen Festigkeit.

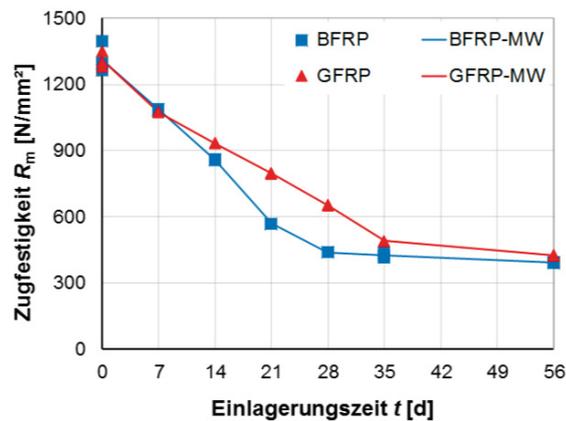


Bild 4-12: Zugfestigkeit der BFRP- und GFRP-Rebars in Abhängigkeit der Einlagerungszeit in der Alkalilösung (Mittelwerte)

Tabelle 4-4 zeigt die jeweilige Zugfestigkeit R_m und die Bruchdehnung ϵ_u der beiden Chargen.

Nach [10] darf die verbleibende Zugfestigkeit nach 28 Tagen Einlagerung bei 28°C Temperatur nicht weniger als 50 % der ursprünglichen Festigkeit betragen. Dieses Kriterium war bei den untersuchten BFRP-Rebars nicht und bei den GFRP-Rebars gerade eingehalten.

Tabelle 4-4: Mittelwerte der Zugfestigkeit R_m und der Bruchdehnung ϵ_u der geprüften BFRP- und GFRP-Rebars nach der Einlagerung in der Alkalilösung

Einlagerungszeit t [d]	BFRP-Rebar		GFRP-Rebar	
	Zugfestigkeit R_m [N/mm²]	Bruchdehnung ϵ_u [%]	Zugfestigkeit R_m [N/mm²]	Bruchdehnung ϵ_u [%]
0	1.313,25	33,84	1.311,30	34,44
7	1085,64	29,56	1074,96	28,45
14	857,85	15,24	934,68	13,38
21	568,72	10,98	797,01	14,94
28	438,90	7,16	652,22	14,90
35	425,10	5,64	489,80	13,48
56	392,30	4,42	425,1	5,82

4.2.3 REM-Aufnahmen und EDX-Analyse begleitend zur Alkali-resistenzprüfung

4.2.3.1 Allgemeines

Um den zuvor festgestellten Zugfestigkeitsverlust der BFRP-Rebars (vgl. Abschnitt 4.2.2.2) weitergehend zu erfassen, wurde die Struktur der Rebars nach der Einlagerung in Alkalilösung mit Hilfe eines Rasterelektronenmikroskops (REM) untersucht. Es wurden REM-Aufnahmen mit variabler Auflösung von verschiedenen Stäben nach unterschiedlicher Einlagerungszeit ge-

macht. Außerdem wurde das bei der Einlagerung entstehende Reaktionsprodukt (Kristalle) mit einer energiedispersiven Röntgenspektroskopie (EDX: energy dispersive X-ray spectroscopy) weiter analysiert. Die EDX ist eine bewährte Messmethode der Materialanalytik, bei der die zu untersuchende Probe mit Röntgenstrahlung einer gewissen Energie bestrahlt wird. Die von dem angestrahlten Objekt zurückgesendete Energie gibt Aufschlüsse über dessen spezifische Elementzusammensetzung.

4.2.3.2 Versuchsaufbau und -durchführung

Insgesamt wurden acht BFRP-Rebars mit einer Länge von $L_{Rebar} = 2,0$ cm entsprechend Abschnitt 4.2.1 in die beschriebene Alkalilösung eingelagert. Jeweils vor und nach der Einlagerung wurden REM-Aufnahmen gemacht. Die Einlagerungszeit betrug 7, 14, 21 und 28 Tage. Im Anschluss wurde eine EDX-Analyse des infolge der Einlagerung entstehende Reaktionsprodukts durchgeführt. Die Elementzusammensetzung wurde dann mit der reinen Basaltfaser und der Matrix (Epoxidharz) eines BFRP-Rebars verglichen.

4.2.3.3 Versuchsergebnisse

Bild 4-13 bis Bild 4-16 zeigen die REM-Aufnahmen der BFRP-Rebars. In Bild 4-13 (links), bevor die BFRP-Rebars in Alkalilösung eingelagert werden, ist zu erkennen, dass das Epoxidharz eine nahezu glatte Schicht um die Basaltfasern bildet. Mit einer längeren Einlagerungszeit geht zunächst eine Aufspaltung der Schicht (Bild 4-13 (rechts), Bild 4-14) und schließlich eine ausgeprägte Kristallbildung (Bild 4-15) einher.

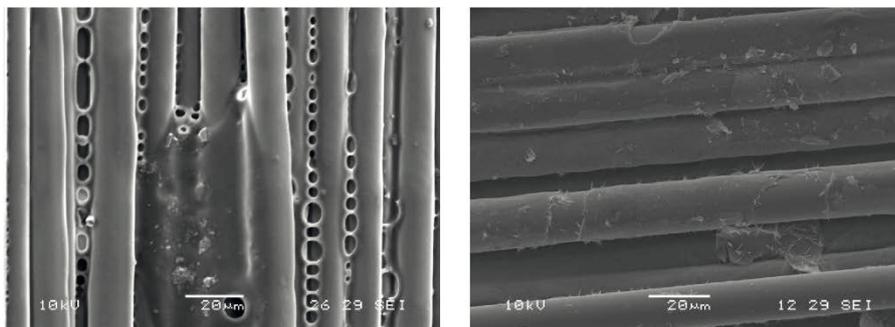


Bild 4-13: REM-Aufnahmen eines BFRP-Rebars vor (links) und nach 7-tägiger (rechts) Einlagerung in Alkalilösung

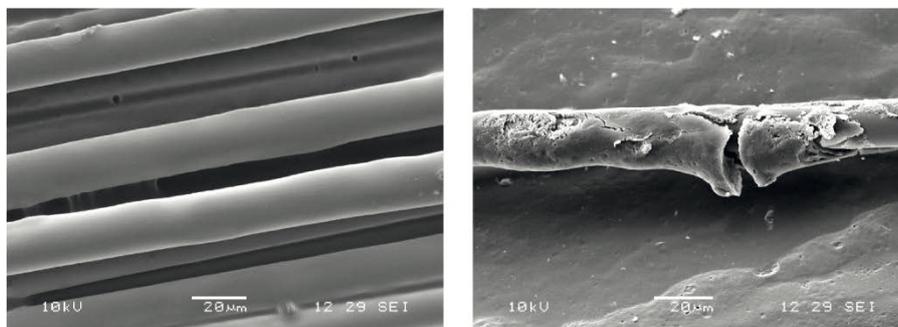


Bild 4-14: REM-Aufnahmen eines BFRP-Rebars vor (links) und nach (rechts) 14-tägiger Einlagerung in Alkalilösung

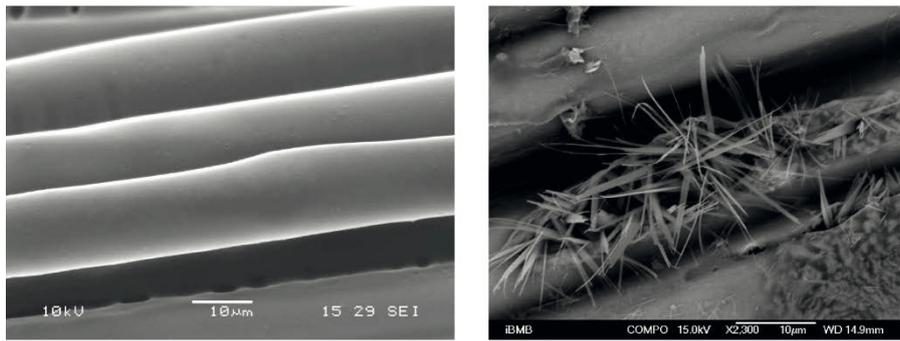


Bild 4-15: REM-Aufnahmen: BFRP-Rebar vor (links) und nach (rechts) 21-tägiger Einlagerung in Alkalilösung

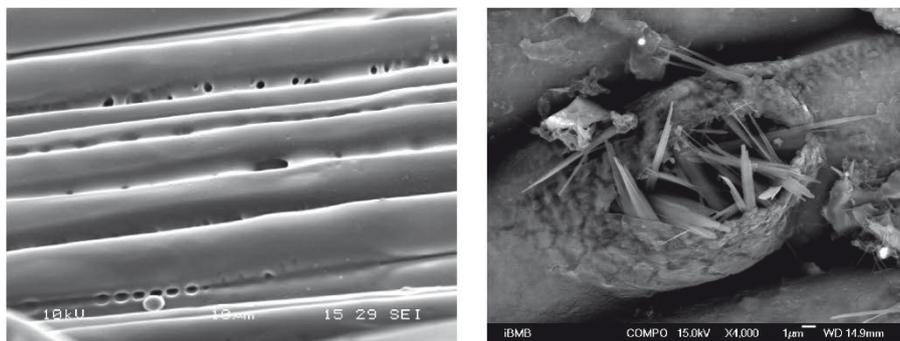


Bild 4-16: REM-Aufnahmen: BFRP-Rebar vor (links) und nach (rechts) 28-tägiger Einlagerung in Alkalilösung

Mit Hilfe der EDX-Analyse konnten die ablaufenden Schädigungsprozesse bzw. die gezeigte Kristallisation näher beschrieben werden. Die Hauptbestandteile der Fasern sind Siliciumdioxid ($\text{SiO}_2 \approx 52\%$), Aluminiumoxid ($\text{Al}_2\text{O}_3 \approx 17\%$), Eisenoxid ($\text{Fe}_2\text{O}_3 \approx 10\%$), Calciumoxid ($\text{CaO} \approx 7\%$), Magnesiumoxid ($\text{MgO} \approx 6\%$) sowie weitere Anteile von Na_2O , K_2O und TiO_2 .

Bild 4-17 (rechts) zeigt die elementare Zusammensetzung der gebildeten Kristalle nach 28-tägiger Einlagerung der BFRP-Rebars in Alkalilösung. Die Hauptbestandteile der Kristalle sind aus NaOH -Lösung. Dies lässt darauf schließen, dass die Reaktion der Basaltfasern mit der Alkalilösung für den Abfall der Zugfestigkeit der Rebars verantwortlich ist.

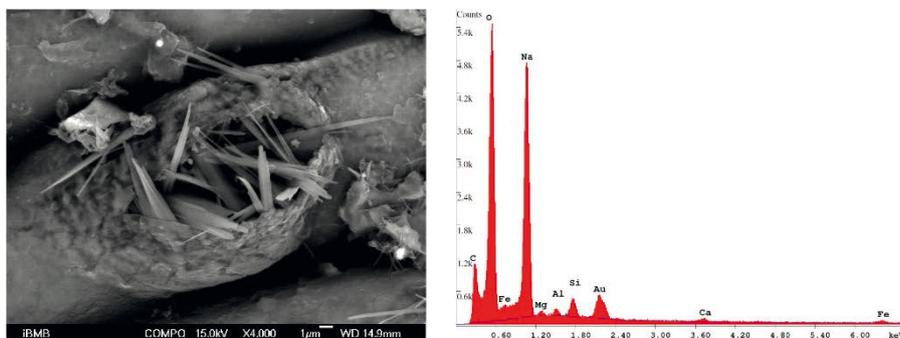


Bild 4-17: REM-Aufnahme des BFRP-Rebars nach 28-tägiger Einlagerung in Alkalilösung (links) und rechts: die Energiedispersive Röntgenspektroskopie (EDX) der Kristalle (rechts)

4.2.4 UV-Beständigkeit der BFRP-Rebars

4.2.4.1 Allgemeines

Da die BFRP-Rebars vor dem endgültigen Einbau in die Schalung bzw. vor dem Betoniervorgang (Lagerung werkseitig, auf der Baustelle, Transport etc.) direkter Sonnenstrahlung und Regenung ausgesetzt sein können, wurde die Widerstandsfähigkeit der BFRP-Rebars gegen UV-Bewitterung untersucht. Die Berechnung der Expositionsdauer der UV-Bewitterung wurde entsprechend der künstlichen UV-Bewitterung in Laborgeräten im Vergleich zu einer Bestrahlung bei Freibewitterung in Anlehnung an EOTA TR 010 [11] und auf Grundlage der Karte „World Maps of Climatology“ nach H. E. Landsberg et al. [12] gewählt. Für Deutschland ergibt sich daraus eine jährliche Globalstrahlung auf einer horizontalen Fläche im gemäßigten Klima bei einer durchschnittlichen Temperatur $T \leq 22^\circ\text{C}$ von $3,4 \text{ GJ/m}^2$.

Bei der künstlichen UV-Bewitterung findet ein Strahlungsbereich zwischen den Wellenlängen $\lambda = 300 \text{ nm} \div 400 \text{ nm}$ Anwendung. Da dies nur etwa 6 % des Globalstrahlungsspektrums entspricht und in der Realität (im Unterschied zur künstlichen UV-Bewitterung) nicht die gesamte Strahlung auf die zu untersuchenden Oberflächen bzw. den BFRP-Rebar wirkt, ist der Wert der Globalstrahlung nach [11] um die Korrekturfaktoren 0,06 und 0,67 abzumindern (Gl. 4-2). Damit ergibt sich eine äquivalente jährliche Strahlungsdosis im UV-Bewitterungsgerät von:

$$0,67 \cdot 0,06 \cdot 3,4 \frac{\text{GJ}}{\text{m}^2} = 0,137 \frac{\text{GJ}}{\text{m}^2} = 137,0 \frac{\text{MJ}}{\text{m}^2} \quad \text{Gl. 4-2}$$

und mit den Randbedingungen nach [13] (bei einer Bestrahlungsstärke des UV-Bewitterungsgeräts von $45,0 \text{ W}/(\text{m}^2 \cdot \text{nm})$) eine künstliche Bewitterungsdauer von:

$$\left(137,0 \frac{\text{W}_s}{\text{m}^2} \cdot 10^6 \right) \frac{1}{45,0 \frac{\text{W}}{\text{m}^2 \cdot \text{nm}}} = 3.044.444,44 \text{ s} \rightarrow \frac{3.044.444,44 \text{ s}}{3600,0 \frac{\text{s}}{\text{h}}} = 846,0 \text{ h}$$

Die BFRP-Rebars wurden für 35, 70 und 105 Tagen im UV-Bewitterungsgerät eingelagert (Bild 4-18). Die Einlagerungszeiten von 35, 70 und 105 Tagen entsprachen somit einer Freibewitterung von etwa einem, zwei und drei Jahren mit Bestrahlungen von jeweils 137 MJ/m^2 , 274 MJ/m^2 und 411 MJ/m^2 .

4.2.4.2 Versuchsaufbau und -durchführung

Insgesamt wurden drei Serien mit jeweils sechs BFRP-Rebars entsprechend der Zugversuche (vgl. Abschnitt 4.1.2) vorbereitet und in Anlehnung an DIN EN ISO 4892-3 [13] über einen Zeitraum von 35, 70 und 105 Tagen bewittert. Im UV-Bewitterungsgerät (Bild 4-18) wurde nach folgendem Ablauf künstlich bewittert:

- fünf Stunden Trockenperiode und eine Stunde Benässung bei eingeschalteter Strahlung
- Bestrahlung mit vier Lampentypen mit einer UV- Bestrahlungsstärke von $45 \text{ W}/(\text{m}^2 \cdot \text{nm})$ (Wellenlängenbereich: $\lambda = 290 \text{ nm} \div 400 \text{ nm}$) und
- Schwarztafeltemperatur $(50 \pm 3)^\circ\text{C}$ und relative Luftfeuchte $< 15 \%$.

Als Referenzserie wurde eine Serie unter Normalklimabedingungen über 105 Tage dunkel und unter Raumtemperatur gelagert. Anschließend wurden alle BFRP-Rebars entsprechend Abschnitt 4.1.2.2 zentrisch auf Zug beansprucht.



Bild 4-18: UV-Bewitterungsgerät

4.2.4.3 Versuchsergebnisse

Die Bewitterung führte zu einer Farbänderung an der Oberfläche der BFRP-Rebars (Bild 4-19 (links-unten)). Die Rebars versagten wie in Abschnitt 4.1.2.3 durch das Reißen einzelner Fasern und ein anschließendes schlagartiges Auffächern der Fasern im Prüfbereich (Bild 4-19 (rechts)).



Bild 4-19: BFRP-Rebar vor (links-oben) und nach 105-tägiger Bewitterung (links-unten) und typische Versagensart der BFRP-Rebars in den Zugversuchen (rechts)

Bild 4-20 zeigt die Mittelwerte des Spannungs-Dehnungs-Linien der geprüften BFRP-Rebars. Die BFRP-Rebars ohne Bewitterungsbeanspruchung zeigen bis zum Versagen ein nahezu linear-elastisches Verhalten. Die Steigung der Spannungs-Dehnungs-Linien nimmt ab einer Dehnung von $\varepsilon = 20 \text{ ‰}$ mit dem Versagen der ersten einzelnen Fasern bis zum Erreichen der Zugfestigkeit ab. Demgegenüber verhalten sich die BFRP-Rebars mit Bewitterungsbeanspruchung in der Anfangsphase linear-elastisch und ab einer Dehnung von $\varepsilon = 8,5 \text{ ‰}$ nimmt die Steifigkeit bis zum Erreichen der Zugfestigkeit ab.

In Tabelle 4-5 sind die Ergebnisse der Zugversuche zusammengefasst. Es ist zu erkennen, dass die durchgeführte künstliche Bewitterung der BFRP-Rebars keinen wesentlichen Einfluss auf die Zugfestigkeit ausübte.

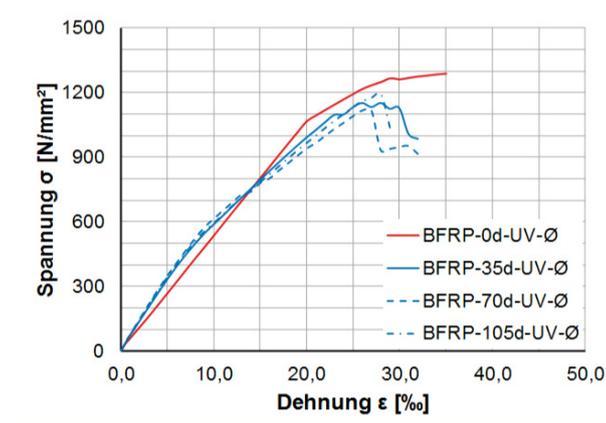


Bild 4-20: Spannungs-Dehnungs-Diagramm der BFRP-Rebars vor und nach der Bewitterung (Mittelwerte)

Tabelle 4-5: Zusammenfassung der Zugversuche nach der Bewitterung der BFRP-Rebars

Bewitterungsdauer t [d]	VK	Zugfestigkeit R_m [N/mm ²]	Bruchdehnung ϵ_u [‰]
35	BFRP-1	1.282,82	33,38
	BFRP-2	1.181,65	29,65
	BFRP-3	1.250,88	31,08
	BFRP-4	1.096,30	28,98
	BFRP-5	1.242,94	30,03
	BFRP-6	1.086,15	28,69
	Mittelwert:	1.190,12	30,30
70	BFRP-1	1.194,76	33,97
	BFRP-2	1.116,46	34,02
	BFRP-3	1.166,58	35,42
	BFRP-4	1.088,28	29,44
	BFRP-5	1.390,40	34,84
	BFRP-6	699,54	21,12
	Mittelwert:	1.109,34	31,47
105	BFRP-1	1.151,25	32,01
	BFRP-2	1.262,94	32,49
	BFRP-3	1.316,31	35,49
	BFRP-4	1.345,40	32,81
	BFRP-5	1.354,77	36,13
	BFRP-6	1.115,40	31,01
	Mittelwert:	1.257,68	33,32

4.2.5 Frostwiderstand von BFRP-Rebars

4.2.5.1 Allgemeines

Um die Dauerhaftigkeit der BFRP-Rebars gegen Frost-Tausalz-Beanspruchung zu prüfen, (Einsatz z. B. im Spritzwasserbereich bei Stützen vgl. Abschnitt 2.1), wurden in Anlehnung an DIN EN 13687-1 [14] Versuche durchgeführt. Anschließend wurde die Zugfestigkeit der beanspruchten Stäbe bestimmt.

4.2.5.2 Versuchsaufbau und -durchführung

Es wurden zwölf BFRP-Rebars wie in Abschnitt 4.1.2.2. vorbereitet. Davon wurden sechs Probekörper einer Frost-Tausalz-Beanspruchung ausgesetzt. Die Rebars wurden vor der Frost-Tausalz-Beanspruchung für 24 Stunden in Wasser gelagert. Die Prüfung umfasste insgesamt 40 Prüfzyklen von jeweils vier Stunden nach folgendem Ablauf:

- Phase 1: Eintauchen der Probekörper für zwei Stunden in einen Behälter mit gesättigter Natriumchloridlösung (NaCl) bei einer Temperatur von -15°C ($\pm 2^{\circ}\text{C}$)
- Phase 2: anschließende Lagerung der Probekörper im Wasserbehälter für zwei Stunden bei einer Temperatur von 21°C ($\pm 2^{\circ}\text{C}$) (Während der Unterbrechungen der Prüfzyklen (über Nacht, an Wochenenden) wurden die Probekörper im Wasserbehälter bei einer Temperatur von 21°C ($\pm 2^{\circ}\text{C}$) gelagert) (Bild 4-21 (links)).
- Phase 3: visuelle Begutachtung der Probekörper nach jeweils 10 Zyklen

Nach den Prüfzyklen wurden die BFRP-Rebars entsprechend Abschnitt 4.1.2.2 zentrisch auf Zug beansprucht (Bild 4-22 (links)).

4.2.5.3 Versuchsergebnisse

Bei der visuellen Begutachtung der BFRP-Rebars nach 40 Prüfzyklen wurde eine leichte Verfärbung der Rebars und eine Rostbildung an den Stahlhülsen festgestellt. (Bild 4-21 (Mitte, rechts-oben und rechts-unten)).



Bild 4-21: BFRP-Rebars im Wasserbehälter (links), nach der Frost-Tausalz-Beanspruchung (Mitte) und Detail-Ansicht der BFRP-Rebars (rechts)

In den Zugversuchen konnte bei den BFRP-Rebars ohne Frost-Tausalz-Beanspruchung ein typisches Versagen entsprechend Abschnitt 4.1.2.3 festgestellt werden. Die BFRP-Rebars mit Frost-Tausalz-Beanspruchung versagten durch einen einzelnen Längsriss im Prüfbereich (Bild 4-22 (Mitte und rechts)).



Bild 4-22: Typische Versagensart der BFRP-Rebars ohne (oben) und mit Frost-Tausalz-Beanspruchung (rechts) in den Zugversuchen

Die Spannungs-Dehnungs-Beziehungen der geprüften BFRP-Rebars sind in Bild 4-23 dargestellt. Die BFRP-Rebars ohne Frost-Tausalz-Beanspruchung zeigten bis zum Versagen ein nahezu linear-elastisches Verhalten. Ab einer Dehnung von $\varepsilon = 20\text{‰}$ nahm die Steigung der Spannungs-Dehnungs-Linien mit dem Versagen der ersten einzelnen Fasern bis zum Erreichen der Zugfestigkeit ab. Die BFRP-Rebars mit Frost-Tausalz-Beanspruchung verhielten sich in der Anfangsphase linear-elastisch und ab einer Dehnung von $\varepsilon = 8,0\text{‰}$ nahm die Steifigkeit bis zum Erreichen der Zugfestigkeit ab. Die durchgeführte Frost-Tausalz-Beanspruchung hatte keine wesentliche Auswirkung auf die Zugfestigkeiten der BFRP-Rebars.

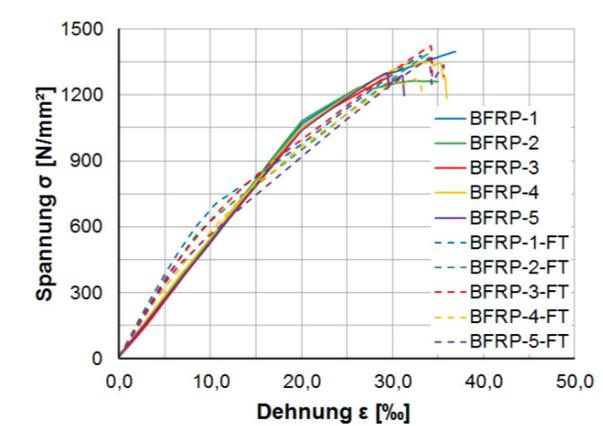


Bild 4-23: Spannungs-Dehnungs-Diagramm der BFRP-Rebars vor und nach der Frost-Tausalz-Beanspruchung

Tabelle 4-6: Zusammenfassung der Zugversuche (ohne und mit Frost-Tausalz-Beanspruchung)

Frost-Tausalz-Beanspruchung	VK	Zugfestigkeit R_m [N/mm ²]	Bruchdehnung ϵ_u [%]
ohne	BFRP-1	1.397,09	36,90
	BFRP-2	1.263,24	35,10
	BFRP-3	1.281,22	33,25
	BFRP-4	1.351,55	36,51
	BFRP-5	1.301,12	33,56
	BFRP-6*	1.279,41	29,52
	Mittelwert:	1.318,84	35,06
mit	BFRP-1-FT	1.379,22	33,17
	BFRP-2-FT	1.390,03	34,06
	BFRP-3-FT	1.422,58	34,36
	BFRP-4-FT	1.404,78	34,31
	BFRP-5-FT	1.406,17	35,11
	BFRP-6-FT*	1.369,63	35,65
	Mittelwert:	1.400,56	34,20

*frühzeitiger Auszug aus der Stahlhülse, daher nicht beim Mittelwert berücksichtigt

4.2.6 Dauerschwingversuche der FRP-Rebars

4.2.6.1 Allgemeines

Um die Eignung der BFRP-Rebars für hochbeanspruchte Bauteilen mit ermüdungsrelevanten Lasten und hohe Lastwechselzahlen (z. B. bei Offshore-Windenergieanlagen) zu bewerten, wurde das Ermüdungsverhalten der BFRP- und GFRP-Rebars untersucht. Dazu wurden Dauerschwingversuche (DSV) in Anlehnung an DIN 50100 [15] durchgeführt.

4.2.6.2 Versuchsaufbau und -durchführung

Jeweils sechs BFRP- und GFRP-Rebars wurden mit einer Länge von $L_{Rebar} = 100$ cm beidseitig in Hülsen aus Aluminium mit einer Länge von $L_{Hülse} = 20,0$ cm und einem Durchmesser von $\varnothing_{Hülse} = 2,4$ cm eingeklebt und in einer dynamischen Prüfmaschine (500 kN) geprüft (Bild 4-24). Die Prüfungen wurden mit unterschiedlichen Schwingbreiten $\sigma_{\Delta} = 75$ bis 300 N/mm² und einer Frequenz $f = 5$ Hz durchgeführt.

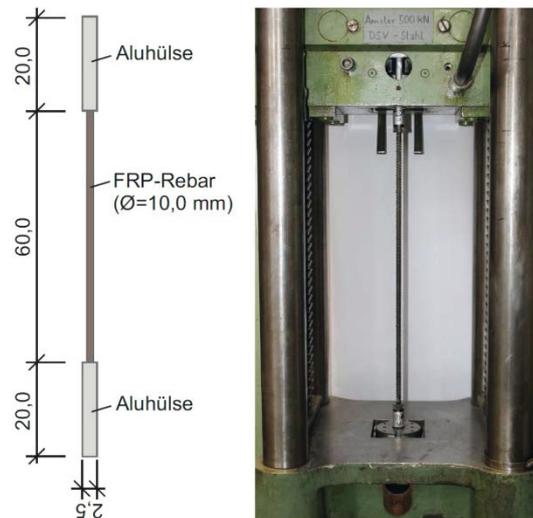


Bild 4-24: Skizze des Prüfkörpers (links) und Versuchsaufbau in einer Universalprüfmaschine (rechts)

4.2.6.3 Versuchsergebnisse

Die Versuchskörper nach dem Versagen sind in Bild 4-25 dargestellt. Bei den FRP-Rebars wurde jeweils ein Reißen der Fasern im Prüfbereich festgestellt.

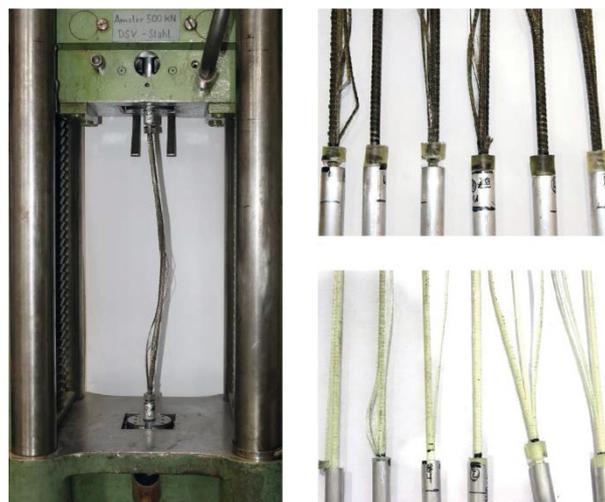


Bild 4-25: BFRP-Rebar nach der Prüfung (links), typische Versagensart der BFRP-Rebars (rechts-oben) und der GFRP-Rebars (rechts-unten)

Bild 4-26 zeigt die Anzahl der Lastwechselzahl N in Abhängigkeit der Schwingbreite $\Delta\sigma$ für alle geprüften FRP-Rebars und stellt sie der Wöhlerlinie für Betonstahl (B500) nach DIN 50100 [15] gegenüber. Eine Übersicht der Prüfergebnisse ist in Tabelle 4-7 zusammengestellt. Es ist zu erkennen, dass die GFRP-Rebars im Vergleich zu den BFRP-Rebars höhere Lastwechselzahlen bei gleicher Schwingbreite erreichen. Allerdings ist das Ermüdungsverhalten der FRP-Rebars im Vergleich zum Betonstahl (B500) unter Dauerschwingbeanspruchung deutlich schlechter. Selbst bei geringen Spannungsschwingbreiten von $\Delta\sigma = 75 \text{ N/mm}^2$ konnten bei den BFRP-Rebars maximal eine Lastwechselzahl $N \approx 16.300$ und bei den GFRP-Rebars maximal $N \approx 40.800$ aufgebracht werden.

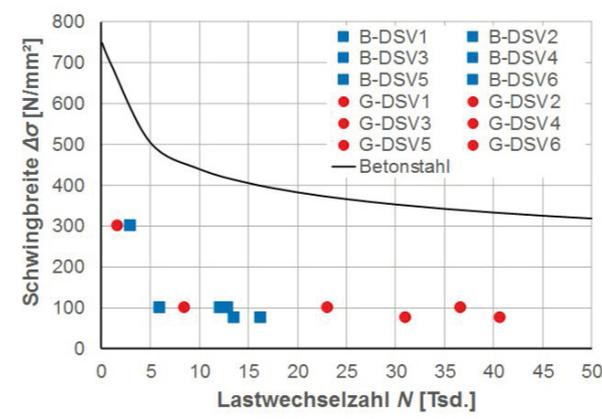


Bild 4-26: Schwingbreite-Lastwechsel-Diagramm der untersuchten Rebars

Tabelle 4-7: Zusammenfassung der Dauerschwingversuche (DSV) der FRP-Rebars

VK	Bewehrungsart	Durchmesser \varnothing [mm]	Rebar-Länge l_b [cm]	Oberspannung σ^o [N/mm ²]	Schwingbreite $\Delta\sigma$ [N/mm ²]	Frequenz f [Hz]	Lastwechsel N [Tsd.]
B-DSV1	BFRP	10,0	100,0	560,0	300,0	5,0	3,0
B-DSV2	BFRP	10,0	100,0	560,0	100,0	5,0	12,9
B-DSV3*	BFRP	10,0	100,0	560,0	100,0	5,0	6,0
B-DSV4	BFRP	10,0	100,0	560,0	100,0	5,0	12,2
B-DSV5	BFRP	10,0	100,0	560,0	75,0	5,0	16,3
B-DSV6	BFRP	10,0	100,0	560,0	75,0	5,0	13,6
G-DSV1*	GFRP	10,0	100,0	560,0	300,0	5,0	1,7
G-DSV2	GFRP	10,0	100,0	560,0	100,0	5,0	8,5
G-DSV3	GFRP	10,0	100,0	560,0	100,0	5,0	36,7
G-DSV4	GFRP	10,0	100,0	560,0	100,0	5,0	23,2
G-DSV5	GFRP	10,0	100,0	560,0	75,0	5,0	31,1
G-DSV6	GFRP	10,0	100,0	560,0	75,0	5,0	40,8

*Rebar aus der Aluhülse herausgezogen

4.3 Untersuchungen zu den charakteristischen Materialkennwerten der Grids

4.3.1 Allgemeines

Bei Bauteilen, wie z. B. Balken, ist nach DIN EN 1992-1-1 [1] eine Querkraftbewehrung erforderlich, die i. d. R. in Form von geschlossenen Bügeln ausgebildet wird. Im Vergleich zu Betonstahl (B500) lassen sich FRP-Rebars nicht nachträglich plastisch verformen bzw. biegen und vom Stab abweichende Lieferformen sind derzeit nicht verfügbar. Um trotzdem auf metallische Bewehrung verzichten zu können, wurde als Querkraftbewehrung für die Versuche in Abschnitt 5.2.2 und 5.2.6 ein flexibles ebenes AR-Glas-Bewehrungsgitter (Grid) der Fa. solidian verwendet, welches in beiden Richtungen eine Faserquerschnittsfläche von 145,0 mm²/m (Q145/145) und einen Achsabstand der Stränge von 25,0 mm aufweist. Die genaue Produktbezeichnung lautete: „solidian Grid Q145/145-AAE-25“ (Bild 4-27). Grids aus BFRP standen nicht zur Verfügung.

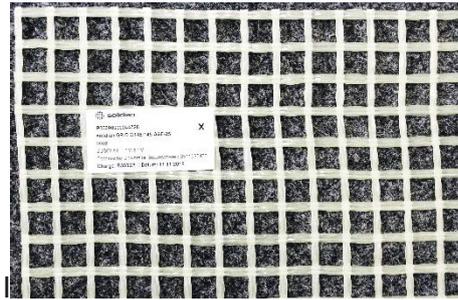


Bild 4-27: Ausschnitt aus AR-Glas Grid Q145/145-AAE-25

Zunächst wurden die grundlegenden Materialkennwerte (Reißfestigkeit σ_u und –dehnung ε_u) der Grids in Anlehnung an DIN 53857-1 [16] bestimmt. Außerdem wurden die Grids einer Alkaliresistenzprüfung unterzogen (vgl. Abschnitt 4.1.2). Dazu können drei Prüfverfahren angewendet werden; eins nach ETAG 004 [17] (NaOH-Lösung: pH-Wert 12,5) und zwei gemäß den Mitteilungen des Instituts für Bautechnik (IfBt, jetzt: DIBt) 4/1990 [18] (NaOH-Lösung: pH-Wert 13,6). Anschließend wurden erneut die Materialkennwerte unter Zugbeanspruchung bestimmt.

4.3.2 Versuchsaufbau und –durchführung der Zugversuche

Insgesamt wurden sechs Proben in einer Universalprüfmaschine (20 kN) zentrisch auf Zug beansprucht (Bild 4-28), ohne dass sie einer Alkalibbeanspruchung ausgesetzt wurden. Die Proben mit einer Länge $L_{Grid} = 36$ cm und einer Breite $B_{Grid} = 5$ cm wurden aus einem Grid herausgeschnitten (Bild 4-29 (links)). Die Materialkennwerte wurden in beiden Gitterrichtungen ermittelt, d. h. in Kettrichtung und Schussrichtung ((Bild 4-29 (rechts)).

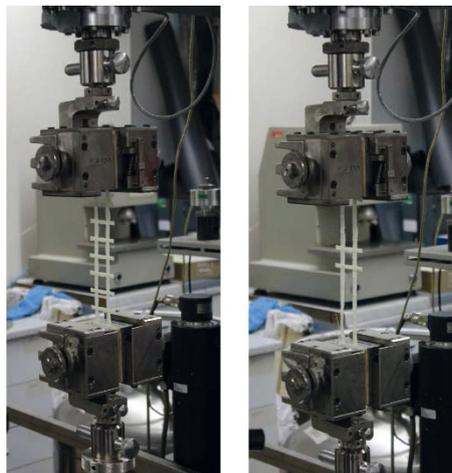


Bild 4-28: Grid-Ausschnitt vor (links) und nach der Zugprüfung (rechts)

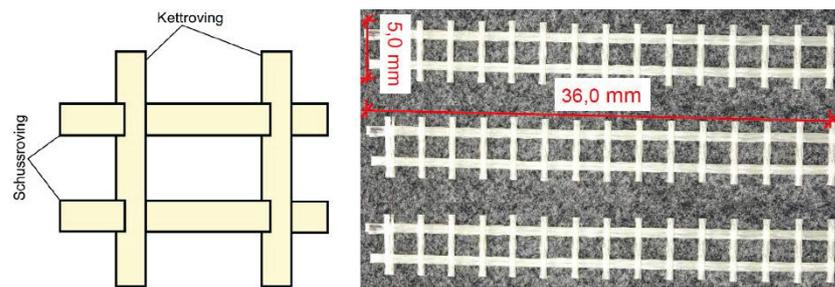


Bild 4-29: Probekörper aus AR-Glas-Grid

4.3.2.1 Alkalibbeanspruchung gemäß ETAG 004

Insgesamt wurden sechs Grid-Ausschnitte gemäß [17] in alkalischer Lösung (pH-Wert: 12,5) für 28 Tage bei 23°C eingelagert. Die Proben wurden nach der Entnahme aus dem Alkalibad in verdünnter Salzsäure (35 %-ige HCl) ausgewaschen und nacheinander in drei Wasserbädern für jeweils 5 Minuten gespült. Anschließend wurden die Proben für 24 Stunden bei einer Raumtemperatur von 23°C gelagert und anschließend gemäß [16] zentrisch zugbeansprucht.

4.3.2.2 Alkalibbeanspruchung gemäß den Mitteilungen IfBt 4/1990

Gemäß [18] gibt es zwei Prüfverfahren, um die Dauerhaftigkeit bei Alkalibbeanspruchung zu untersuchen. Bei dem ersten Prüfverfahren wurden die Proben in 5 %-iger Natriumhydroxid-Lösung (NaOH, pH-Wert: 13,6) bei 23°C eingelagert. Die Proben wurden nach 28 Tagen aus der Lösung genommen und für eine Stunde im Wasserbad ausgewaschen. Anschließend wurden sie für 24 Stunden bei einer Raumtemperatur von 23°C gelagert. Bei dem zweiten Prüfverfahren wurden die Proben in alkalischer Lösung (pH-Wert: 12,5) für sechs Stunden bei 80°C eingelagert. Nach der Entnahme der Proben aus der Lösung wurden sie ebenfalls wie beim ersten Prüfverfahren für eine Stunde im Wasserbad ausgewaschen, anschließend für 24 Stunden bei 23°C gelagert und dann gemäß [16] zentrisch auf Zug beansprucht.

4.3.3 Versuchsergebnisse

Bild 4-30 zeigt einen Grid-Ausschnitt nach der Zugprüfung. Die Kettrovings lösten sich schlagartig von den Schussrovings, danach trat ein Reißen der Schussrovings auf (Bild 4-30).



Bild 4-30: Grid-Ausschnitt vor (oben) und nach der Zugprüfung (unten)

In Tabelle 4-8 sind die Prüfungen aller Grid-Ausschnitte zusammengefasst und den Angaben des Herstellers gegenübergestellt.

Tabelle 4-8: Zusammenfassung der Zugversuche der Grids

Prüfung	Reißfestigkeit (Ketttrichtung) [N/mm ²]	Reißdehnung (Ketttrichtung) [%]	Reißfestigkeit (Schussrichtung) [N/mm ²]	Reißdehnung (Schussrichtung) [%]
Hersteller-angabe	1.500,0	k. A.	1.500,0	k. A.
Anlieferungszustand [16]	1.450,0	6,04	1.145,0	4,79
ETAG 004 [17] und [16]	1.135,5	5,36	1.145,0	5,21
IfBt 4/1990 (Prüfverf. 1) [18] und [16]	1.333,3	6,23	1.123,3	5,54
IfBt 4/1990 (Prüfverf. 2) [18] und [16]	1.085,4	5,82	1.141,0	4,93

Gemäß [10] darf die Reißfestigkeit nach Alkalibbeanspruchung sowohl für Kett- als auch für die Schussrichtung nicht weniger als 50 % der ursprünglichen Festigkeit betragen. Diese Anforderung ist bei allen Proben und Prüfverfahren eingehalten.

4.4 Untersuchungen zu den charakteristischen Materialkennwerten des UHPC

4.4.1 Wahl einer geeigneten UHPC-Mischung

4.4.1.1 Allgemeines

Zur Auswahl einer geeigneten UHPC-Mischung wurde die Schleuderbetonrezeptur der Fa. Eurosoles (EP) im Hinblick auf eine Rüttelbetonrezeptur angepasst und am iBMB optimiert. Die Schleuderbeton- und die Rüttelbeton-Mischung wurden jeweils für alle bei EP und am iBMB hergestellten Versuchskörper verwendet. Tabelle 4-9 zeigt die Zusammensetzung ausgewählter Rüttel- und Schleuderbetonmischung.

Tabelle 4-9: Zusammensetzung ausgewählter Mischungen für UHPC/UHPSC

Ausgangsstoffe	Menge
	[kg/m ³]
Wasser	145,0
Zement (CEM I 52,5R)	468,0
Microsilika	84,0
Fließmittel	15,91
Quarzmehl	140,0
Quarzsand 0/4	507,0
Basaltspalt 2/5	1.262,0

Tabelle 4-10 zeigt die Frischbetoneigenschaften der eingesetzten UHPC-Mischung.

Tabelle 4-10: Frischbetoneigenschaften für UHPC

Frischbetoneigenschaften		UHPC (Rüttelbeton)
Frischbetontemperatur	[°C]	28,5
Frischbetonrohddichte	[kg/dm³]	2,63 – 2,65
Ausbreitmaß	[cm]	40,0/41,0
Konsistenzbereich	[-]	F
w/z-Wert	[-]	0,33

4.4.1.2 Versuchsdurchführung und -aufbau

Um die Kurzzeit-Materialeigenschaften des Schleuder- und des Rüttelbetons feststellen zu können, wurden Begleitkörperprüfungen durchgeführt. Es wurden die Druck- und Spaltzugfestigkeit nach DIN EN 12390-3 [19] und DIN EN 12390-6 [20] und der statische Elastizitätsmodul nach DIN 12390-13 [21] ermittelt. Für die Ermittlung der Kurzzeit-Materialeigenschaften des Schleuderbetons wurden aus einem unbewehrten separat hergestelltem Schleuderbetonrohr Bohrkern entnommen (Bild 4-32). Die entnommenen Bohrkern hatten i.d.R. einen Durchmesser von etwa 55 mm (BK55) und etwa 75 mm (BK75). An den Bohrkernen BK55 wurden Druckfestigkeits- und an den Bohrkernen BK75 Druckfestigkeits- und Spaltzugfestigkeitsprüfung durchgeführt. Des Weiteren wurden Standardzylinder mit einem Durchmesser von 150 mm und einer Höhe von 300 mm aus Rüttelbeton hergestellt und für die Ermittlung der Kurzzeit-Materialeigenschaften herangezogen.



Bild 4-31: Bohrkernentnahme aus Schleuderbetonrohr

4.4.1.3 Versuchsergebnisse

Die Mittelwerte der Baustoffkennwerte für den Rüttel- und Schleuderbeton sind in Tabelle 4-11 zusammengefasst.

Tabelle 4-11: Festbetoneigenschaften (UHPSC und UHPC)

UHPSC				UHPC		
Zylinderdruckfestigkeit	Spaltzugfestigkeit	Zylinderdruckfestigkeit	E-Modul	Zylinderdruckfestigkeit	Spaltzugfestigkeit	E-Modul
$f_{cm,cyl,BK75}$ [N/mm²]	$f_{ctm,sp,BK75}$ [N/mm²]	$f_{cm,cyl,BK55}$ [N/mm²]	E_{cm} [N/mm²]	$f_{cm,cyl}$ [N/mm²]	$f_{ctm,sp}$ [N/mm²]	E_{cm} [N/mm²]
147,0	8,1	138,4	55.500	140,1	5,7	47.600

4.4.2 Bestimmung der Wassereindringtiefe in den UHPC

4.4.2.1 Allgemeines

Zur Bewertung der Dauerhaftigkeit des UHPC wurde die Dichtigkeit der gewählten UHPC-Mischung gegenüber dem Eindringen von drückendem Wasser bestimmt.

4.4.2.2 Versuchsaufbau und -durchführung

Drei Betonwürfel aus UHPC wurden hergestellt und bis zum Prüfbeginn unter Wasser gelagert. Die Wasserundurchlässigkeit der Versuchskörper wurde in Anlehnung an DIN EN 12390-8 [22] geprüft und nach dem Lohmeyer-Verfahren durchgeführt. (Bild 4-32 links). Zuerst wurden die Prüfflächen der Versuchskörper im WU-Prüfstand 72 Stunden einem Wasserdruck von 5,0 bar ausgesetzt. Danach wurden die Betonwürfel 7 Tage drucklos im Wasserbecken gelagert. Anschließend wurde die Wassereindringprüfung nach [22] durchgeführt. Die Prüfflächen wurden wieder über einen Zeitraum von 72 Stunden einem Wasserdruck von 5,0 bar ausgesetzt. Anschließend wurden die Versuchskörper gespalten und die Eindringtiefe im Beton gemessen (Bild 4-32, Mitte und rechts).



Bild 4-32: WU-Prüfung der Versuchskörper (links), Spaltung der Versuchskörper (Mitte) und Versuchskörper nach der Spaltung (rechts)

4.4.2.3 Versuchsergebnisse

Bei zwei Versuchskörpern war kein Eindringen von Wasser erkennbar. Nur bei einem Versuchskörper war ein leichtes Wassereindringen (max. 5,0 mm) erkennbar (Bild 4-33).

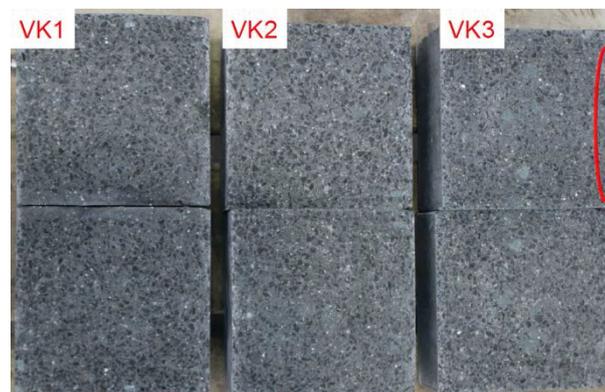


Bild 4-33: Aufgespaltete Versuchskörper nach WU-Prüfung

In Tabelle 4-12 sind die Messungen der Wassereindringtiefe zusammengefasst. Die Versuche zeigen, dass der verwendete UHPC einen sehr hohen Widerstand gegenüber Wassereindringen aufweist.

Tabelle 4-12: Zusammenfassung der Messungen der Wassereindringtiefe

VK	Betonalter [d]	Messpunkte W_e [mm]									$W_{e,max}$ [mm]
		0	1	3	5	7	9	11	13	15	
1	42	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	42	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3	42	0	0	2	5	5	5	4	0	0	5
Mittelwert:											1,6

4.4.3 Frost-/Frost-Taumittelwiderstand von UHPC

4.4.3.1 Allgemeines

Für die Beurteilung der Dauerhaftigkeit von Beton sind Untersuchungen zum Frost- und Frost-Taumittelwiderstand von wesentlicher Bedeutung. Diese Exposition kann einerseits zu einem Abwittern oberflächennaher Zementsteinschichten und andererseits zu einer inneren Schädigung führen. Der Frost- und Frost-Taumittelwiderstand des UHPC wurde unter einer Expositionsklasse von XF4 (für hohe Wassersättigung mit Taumittel oder Meerwasser) untersucht.

4.4.3.2 Versuchsaufbau und -durchführung

In Anlehnung an das Merkblatt der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) [23] wurde der CDF-Test (Capillary Suction, Deicing agent and Freeze-thaw-test) durchgeführt. Hierzu wurden Betonwürfel aus UHPC mit der Seitenlänge $a = 15$ cm hergestellt. Die Betonwürfel wurden mittig durchgesägt (Bild 4-34 (links)) und die Seitenflächen der Versuchskörper mit Aluminiumfolie abgedichtet. Die Schnittflächen dienten als Prüffläche. Anschließend wurden die Versuchskörper in einer 3 %-igen Natriumchlorid-Lösung (NaCl) in speziellen Frosttruhen (Bild 4-34 (Mitte-links)) gelagert. Bei allen Versuchskörpern wurden 28 und 56 Frost-Tau-Wechsel (FTW) aufgebracht. Ein Frost-Tau-Wechsel dauerte 12 Stunden. Dabei wurde die Temperatur beginnend bei $+20^\circ\text{C}$ in 4 Stunden mit einer konstanten Abkühlrate von 10 K/h gesenkt und wurde dann 3 Stunden lang bei -20°C konstant gehalten und in 4 Stunden mit einer Heizrate von 10 K/h wieder auf $+20^\circ\text{C}$ erhöht und über eine Stunde konstant gehalten. Um die innere Schädigung des Betons nach den Frost-Tau-Wechseln beurteilen zu können, wurde nach [23] ein sogenannter CIF-Test (Capillary suction, Internal damage and Freeze-thaw test) durchgeführt. Dabei werden die Änderungen der Ultraschalllaufzeit oder der Resonanzfrequenz während der 28 bzw. 56 FTW bestimmt, die als Maß für eine innere Gefügeschädigung durch Mikrorisse herangezogen werden können. Hierbei wird anstelle der 3 %-igen NaCl-Lösung demineralisiertes Wasser als Prüflösung verwendet (Bild 4-34 (Mitte-rechts)).



Bild 4-34: Betonwürfel durchgesägt (links), CDF-Test (Mitte-links), CIF-Test (Mitte-rechts) und Versuchskörper nach CDF-/CIF-Test (rechts)

4.4.3.3 Versuchsergebnisse

Bild 4-34 (rechts) zeigt den Versuchskörper nach dem CDF-/CIF-Test. An den geprüften Versuchskörperflächen zeigten sich keine Risse. In Tabelle 4-13 und Tabelle 4-14 sind alle Ergebnisse der Versuchskörper jeweils nach 28 und 56 FTW zusammengefasst.

Nach dem BAW-Merkblatt [23] gilt der Beton als geschädigt, wenn die maximale Abwitterung nach 28 FTW den Wert 1.500,0 g/m² übersteigt und ein relativer dynamischer E-Modul $R_{u,n} = 0,75$ bzw. 75 % unterschreitet. Diese Grenzwerte waren sowohl nach 28 als auch nach 56 FTW bei allen Prüfungen eingehalten. Die leichten Abwitterungen an den Probekörpern bestanden aus der Zementmatrix. Der Schädigungsgrad des Betons bei der Messung der inneren Schädigung war sehr gering. Es konnte kein Abfall des relativen dynamischen E-Moduls nach 28 FTW festgestellt werden. Nach 56 FTW ergab sich im Mittel ein Abfall von 1 %. Auch die Wasseraufnahme während der Prüfung war sehr gering, was wiederum auf das sehr dichte Materialgefüge des UHPC hinweist. Nach AUBERG [24] liegen die Werte für Abwitterung nach 28 FTW eines normalfesten Betons (NSC) bei ca. 460,0 g/m² und eines hochfesten Betons (HPC) bei ca. 430,0 g/m². Der relative dynamische E-Modul $R_{u,n}$ eines NSC und eines HPC liegt jeweils bei etwa 87,0 % und 97,0 % [24].

Tabelle 4-13: Zusammenfassung der CDF/CIF-Test nach 28 FTW

VK	Rohdichte [kg/dm ³]	Feuchteaufnahme		Masseverlust (Abwitterung) [g/m ²]	rel. dyn. E-Modul $R_{u,n}$	
		[kg/m ²]	[M.-%]		Änderung [%]	Restbetrag [%]
1	2,51	0,557	0,32	107,0	0,0	100,0
2	2,59	0,645	0,32	98,9	0,0	100,0
3	2,50	0,645	0,35	109,2	0,0	100,0
4	2,59	0,676	0,35	108,4	0,0	100,0
5	2,54	0,548	0,29	98,8	1,0	99,0
6	2,54	0,668	0,35	98,2	0,0	100,0
7	2,50	0,808	0,43	104,7	0,0	100,0
8	2,59	0,565	0,30	93,6	0,0	100,0
9	2,51	0,813	0,42	121,5	0,0	100,0
10	2,59	0,734	0,39	93,4	1,0	99,0
Mittelwert:	2,55	0,666	0,35	103,4	0,2	99,8

Tabelle 4-14: Zusammenfassung der CDF/CIF-Test nach 56 FTW

VK	Rohdichte [kg/dm ³]	Feuchteaufnahme		Masseverlust (Abwitterung) [g/m ²]	rel. dyn. E-Modul $R_{u,n}$	
		[kg/m ²]	[M.-%]		Änderung [%]	Restbetrag [%]
1	2,51	0,809	0,45	164,9	1,0	99,0
2	2,59	0,948	0,47	159,5	0,0	100,0
3	2,50	0,905	0,49	154,4	0,0	100,0
4	2,59	1,020	0,53	178,5	1,0	99,0
5	2,54	0,782	0,42	137,9	1,0	99,0
6	2,54	0,901	0,47	140,7	1,0	99,0
7	2,50	1,098	0,58	160,7	1,0	99,0
8	2,59	0,842	0,45	133,5	1,0	99,0
9	2,51	1,065	0,56	175,8	1,0	99,0
10	2,59	1,022	0,54	134,3	0,0	100,0
Mittelwert	2,55	0,939	0,50	154,0	0,7	99,3

4.4.4 Frostwiderstand von BFRP-Rebars in UHPC

4.4.4.1 Allgemeines

Um die Frost-Tausalzbeständigkeit der BFRP-Rebars in UHPC feststellen zu können, wurden Versuche in Anlehnung an [14] durchgeführt.

4.4.4.2 Versuchsaufbau und -durchführung

Drei Betonwürfel aus UHPC wurden mit der Seitenlänge $a = 20$ cm mit einem zentrisch einbetonierten BFRP-Rebar mit einer Länge von $L_{Rebar} = 25,0$ cm hergestellt (Bild 4-35 links). Alle Probekörper wurden nach [14] geprüft. Die Probekörper wurden vor der Frost-Tausalzbeanspruchung für 24 Stunden in einen Wasserbehälter eingelagert (Bild 4-35 rechts). Der Versuch wurde analog zu Abschnitt 4.2.5.2 mit insgesamt 40 Prüfzyklen durchgeführt. Im Anschluss wurden die Prüfkörper visuell begutachtet.

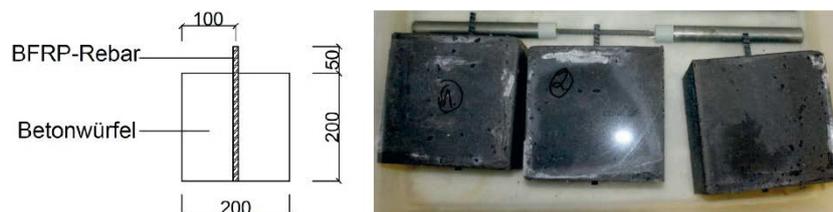


Bild 4-35: Skizze des Prüfkörpers (links) und Prüfkörper im Wasserbehälter (rechts)

4.4.4.3 Versuchsergebnisse

Bild 4-36 stellt die Prüfkörper nach der Frost-Tausalzbeanspruchung dar. Es wurden keinerlei Oberflächenveränderungen oder Rissbildungen festgestellt.

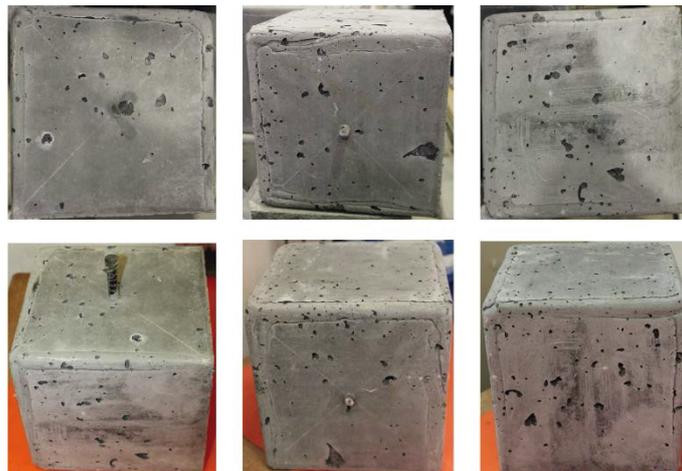


Bild 4-36: Prüfkörper vor (oben) und nach Frost-Tausalz-Beanspruchung (unten)

5 Verbund- und Tragverhalten

5.1 Untersuchungen zum Verbundverhalten der BFRP-Rebars in UHPC

5.1.1 Allgemeines

Zur experimentellen Untersuchung des Verbundverhaltens von BFRP- und GFRP-Rebars im Vergleich zu Betonstahl B500 wurden Verbundversuche (Pull-Out-Versuche) in Anlehnung an RILEM RC6 [25] bzw. DIN 10080 [26] durchgeführt.

5.1.2 Versuchsaufbau und -durchführung

Insgesamt wurden sechs Versuchsserien durchgeführt, wobei die erste Versuchsserie eine Vorversuchsserie mit einer etwas abweichenden Beton-Mischung war. Eine Übersicht der Versuchskörper ist in Tabelle 5-1 gegeben. Die Abmessungen der Versuchskörper sowie die Verbundlänge sind in Bild 5-1 dargestellt.

Tabelle 5-1: Übersicht der Versuchskörper für alle Versuchsserien

Versuchs- serie	Versuchs- körper	Kantenlänge Betonwürfel a [cm]	Bewehrung		Verbund- länge l_v [-]=[mm]
			Art	\emptyset [mm]	
V2	BV-2.1-5	20	BFRP*	1 x \emptyset 10	2· \emptyset =20
	GV-2.1-5	20	GFRP	1 x \emptyset 10	2· \emptyset =20
	SV-2.1-5	20	B500B	1 x \emptyset 10	2· \emptyset =20
V3	BV-3.1-5	20	BFRP*	1 x \emptyset 10	2· \emptyset =20
	GV-3.1-5	20	GFRP	1 x \emptyset 10	2· \emptyset =20
	SV-3.1-5	20	B500B	1 x \emptyset 10	2· \emptyset =20
V4	BV-4.1-5	20	BFRP*	1 x \emptyset 10	3· \emptyset =30
	GV-4.1-5	20	GFRP	1 x \emptyset 10	3· \emptyset =30
V5	BV-5.1-5	20	BFRP*	1 x \emptyset 10	4· \emptyset =40
	GV-5.1-5	20	GFRP	1 x \emptyset 10	4· \emptyset =40

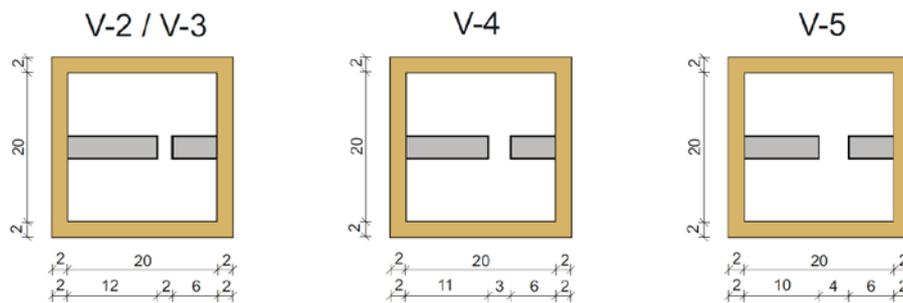


Bild 5-1: Skizze der Versuchskörper für alle Verbundserien

Die Herstellung der Versuchskörper erfolgte am iBMB. Die Würfel wurden mit einer Kantenlänge $a = 20$ cm hergestellt. Die Stirnflächen der Schalung wurden durchbohrt, um die Bewehrung durchzuführen und in der Lage zu fixieren. Über ein herkömmliches Kabel-/Isolierrohr wurde der Verbund an der unteren und oberen Seite der Schalung gestört, sodass die gewünschte Verbundlänge l_v eingestellt werden konnte.

Der Versuchsaufbau sowie die angebrachte Messtechnik der Versuchsserien sind in Bild 5-2 dargestellt. Die Belastung wurde mit einer Belastungsgeschwindigkeit von 0,05 mm/s bis zu einem Bewehrungsschlupf von 3,0 mm weggeregelt aufgebracht. Anschließend wurden die Versuchskörper bis zum Versagen bzw. bis 20,0 mm Schlupf Δs mit einer Prüfgeschwindigkeit von 0,20 mm/s belastet. Der Schlupf der Bewehrung wurde mittels induktiven Wegaufnehmern (IWA) gemessen.

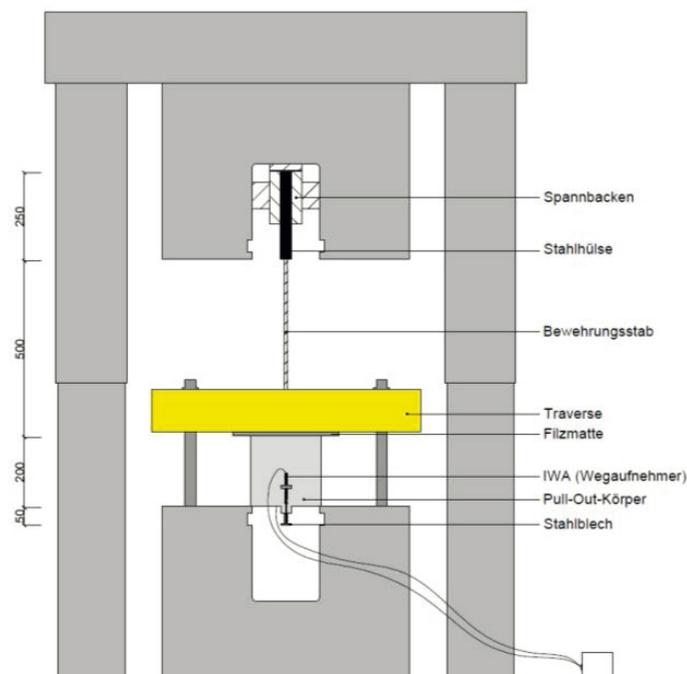


Bild 5-2: Versuchsaufbau der Verbundversuche im Versuchsstand

5.1.3 Versuchsergebnisse

Alle Versuchskörper versagten durch Stabauszug. Bild 5-3 zeigt die nach der Versuchsdurchführung zerlegten Versuchskörper. Die FRP-Rebars zeigten i. d. R. ein Versagen, welches

durch ein Abscheren der Rippen gekennzeichnet ist. Ein Abscheren der Rippen konnte teilweise auch für den Betonstahl beobachtet werden, allerdings waren die übertragbaren Verbundspannungen dabei so hoch, dass der Stahl z. T. zu fließen begann (SV-2.3). Bild 5-4 zeigt jeweils das Versagen der FRP-Rebars und des Betonstabstahls.

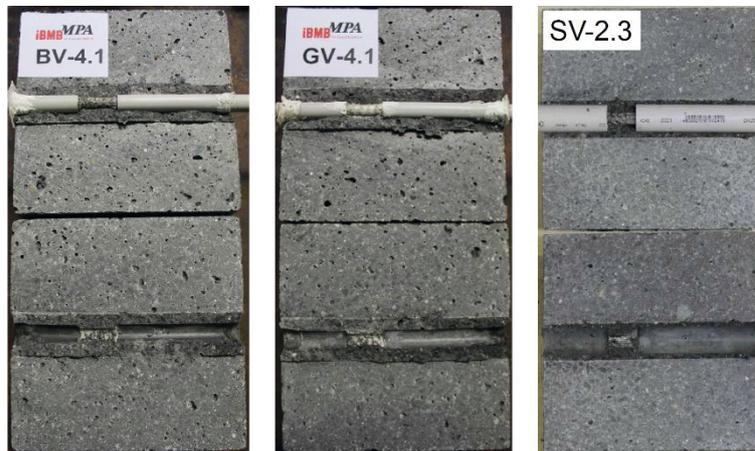


Bild 5-3: Zerlegung der Versuchskörper mit BFRP-Rebar (links), mit GFRP-Rebar (Mitte) und mit Betonstabstahl B500 (rechts)



Bild 5-4: Abscheren der Rippen eines BFRP-Rebars (links), GFRP-Rebars (Mitte) und Betonstabstahls (rechts)

Die Einzelergebnisse der durchgeführten Verbundversuche sind in Tabelle 5-2 zusammengefasst. Neben den Prüflasten sowie den Verbundspannungen (bei 0,1 mm Schlupf Δ_s) sind die maximalen Stabspannungen angegeben.

Tabelle 5-2: Zusammenfassung der Verbundversuche

VK	Bewehrungsart	Durchmesser \varnothing [mm]	Verbundlänge l_b		Zyl. Druckfestigkeit $f_{cm,cyl}$ [N/mm ²]	Prüfkraft $P_{0,1}$ [kN]	Verbundspannung $\tau_{0,1}$ [N/mm ²]	max. Stabspannung σ_{max} [N/mm ²]
			[-]	[mm]				
BV-2.1	BFRP	10	2- \varnothing	20	136,7	7,15	11,37	130,5
BV-2.2	BFRP	10	2- \varnothing	20	136,7	6,62	10,53	130,0
BV-2.3	BFRP	10	2- \varnothing	20	136,7	6,94	11,04	130,9
BV-2.4	BFRP	10	2- \varnothing	20	136,7	6,53	10,39	113,4
BV-2.5	BFRP	10	2- \varnothing	20	136,7	6,04	9,62	107,5
Mittelwert:							10,59	122,5
GV-2.1	GFRP	10	2- \varnothing	20	136,7	9,67	15,39	155,2
GV-2.2	GFRP	10	2- \varnothing	20	136,7	10,47	16,66	163,0
GV-2.3	GFRP	10	2- \varnothing	20	136,7	8,97	14,28	145,9
GV-2.4	GFRP	10	2- \varnothing	20	136,7	11,34	18,05	160,0
GV-2.5	GFRP	10	2- \varnothing	20	136,7	10,16	16,17	168,8
Mittelwert:							16,11	158,6
SV-2.1	B500B	10	2- \varnothing	20	136,7	35,36	56,28	456,3
SV-2.2	B500B	10	2- \varnothing	20	136,7	30,95	49,26	482,4
SV-2.3	B500B	10	2- \varnothing	20	136,7	43,73	69,59	588,7
SV-2.4	B500B	10	2- \varnothing	20	136,7	37,48	59,65	505,0
SV-2.5	B500B	10	2- \varnothing	20	136,7	36,38	57,90	548,9
Mittelwert:							58,54	516,3
BV-3.1*	BFRP	10	2- \varnothing	20	80,4	6,00	9,55	100,3
BV-3.2	BFRP	10	2- \varnothing	20	80,4	6,53	10,39	130,1
BV-3.3	BFRP	10	2- \varnothing	20	80,4	6,23	9,91	110,7
BV-3.4*	BFRP	10	2- \varnothing	20	80,4	7,68	12,22	151,1
BV-3.5	BFRP	10	2- \varnothing	20	80,4	4,93	7,85	115,5
Mittelwert:							9,98	121,5
GV-3.1*	GFRP	10	2- \varnothing	20	80,4	7,80	12,42	134,6
GV-3.2	GFRP	10	2- \varnothing	20	80,4	8,79	13,98	175,5
GV-3.3	GFRP	10	2- \varnothing	20	80,4	8,00	12,72	170,2
GV-3.4*	GFRP	10	2- \varnothing	20	80,4	7,77	12,36	155,7
GV-3.5	GFRP	10	2- \varnothing	20	80,4	7,20	11,46	136,9
Mittelwert:							12,59	154,6
SV-3.1	B500B	10	2- \varnothing	20	80,4	19,17	30,51	299,1
SV-3.2	B500B	10	2- \varnothing	20	80,4	20,41	32,48	357,3
SV-3.3	B500B	10	2- \varnothing	20	80,4	24,37	38,79	389,1
SV-3.4	B500B	10	2- \varnothing	20	80,4	23,49	37,39	366,6
SV-3.5	B500B	10	2- \varnothing	20	80,4	18,30	29,13	267,1
Mittelwert:							33,66	335,8
BV-4.1*	BFRP	10	3- \varnothing	30	84,4	8,98	9,53	175,2
BV-4.2	BFRP	10	3- \varnothing	30	84,4	7,04	7,47	144,4
BV-4.3	BFRP	10	3- \varnothing	30	84,4	9,58	10,16	141,5
BV-4.4	BFRP	10	3- \varnothing	30	84,4	8,96	9,51	121,8
BV-4.5	BFRP	10	3- \varnothing	30	84,4	8,64	9,17	124,0
Mittelwert:							9,17	141,4

VK	Bewehrungsart	Durchmesser ϕ [mm]	Verbundlänge l_b		Zyl. Druckfestigkeit $f_{cm,cyl}$ [N/mm ²]	Prüfkraft $P_{0,1}$ [kN]	Verbundspannung $\tau_{0,1}$ [N/mm ²]	max. Stabspannung σ_{max} [N/mm ²]
			[-]	[mm]				
GV-4.1	GFRP	10	3·Ø	30	84,4	10,21	10,83	223,2
GV-4.2	GFRP	10	3·Ø	30	84,4	13,81	14,65	261,2
GV-4.3	GFRP	10	3·Ø	30	84,4	12,28	13,03	255,4
GV-4.4	GFRP	10	3·Ø	30	84,4	14,92	15,83	304,6
GV-4.5	GFRP	10	3·Ø	30	84,4	12,42	13,18	269,3
Mittelwert:							13,50	262,7
BV-5.1	BFRP	10	4·Ø	40	105,2	9,20	7,32	185,4
BV-5.2	BFRP	10	4·Ø	40	105,2	7,35	5,85	154,9
BV-5.3	BFRP	10	4·Ø	40	105,2	8,30	6,60	182,8
BV-5.4	BFRP	10	4·Ø	40	105,2	8,65	6,88	160,2
BV-5.5	BFRP	10	4·Ø	40	105,2	9,95	7,92	211,6
Mittelwert:							6,91	179,0
GV-5.1	GFRP	10	4·Ø	40	105,2	10,20	8,12	222,3
GV-5.2	GFRP	10	4·Ø	40	105,2	22,45	17,87	368,7
GV-5.3	GFRP	10	4·Ø	40	105,2	15,20	12,09	315,8
GV-5.4	GFRP	10	4·Ø	40	105,2	13,35	10,62	295,0
GV-5.5	GFRP	10	4·Ø	40	105,2	15,10	12,02	312,0
Mittelwert:							12,14	302,8

*Rebar aus der Hülse herausgezogen

Die Verbundspannungen τ ergeben sich aus dem Verhältnis der einwirkenden Prüfkraft F und dem Produkt des Stabumfangs U_{Rebar} mit der Verbundlänge l_v :

$$\tau = \frac{F}{\pi \cdot \phi \cdot l_v}$$

Gl. 5-1

Die Verbundspannungs-Schlupf-Diagramme der durchgeführten Versuche bis zu einem Schlupf von 0,5 mm und 5,0 mm sind in Bild 5-5 und Bild 5-6 dargestellt. Bei den Versuchen, die mit einem Stern (*) gekennzeichnet sind, führten Probleme mit der angebrachten Messtechnik (vgl. Bild 5-2) dazu, dass die entsprechenden Graphen nicht vollständig aufgenommen und dargestellt werden konnten.

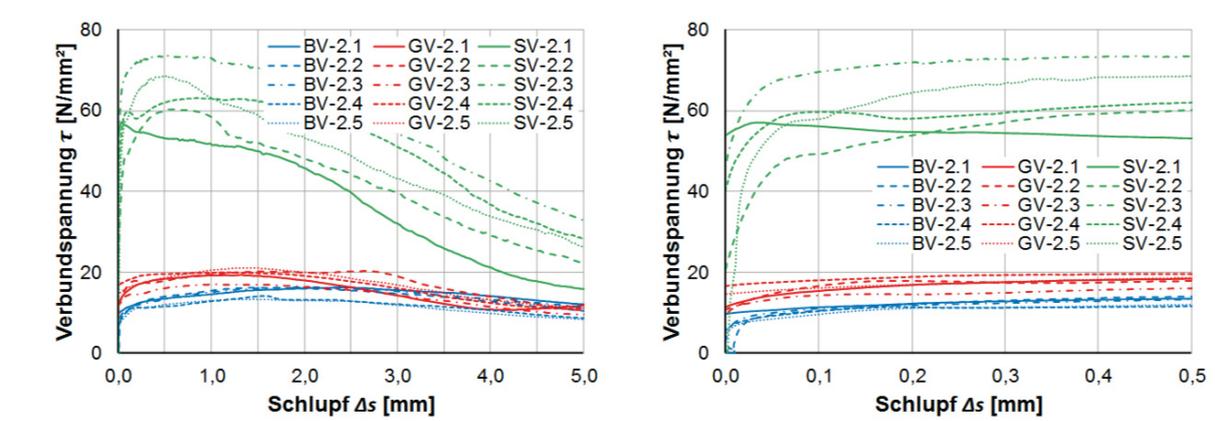


Bild 5-5: Verbundspannungs-Schlupf-Diagramme der Serie V2 (2·Ø)

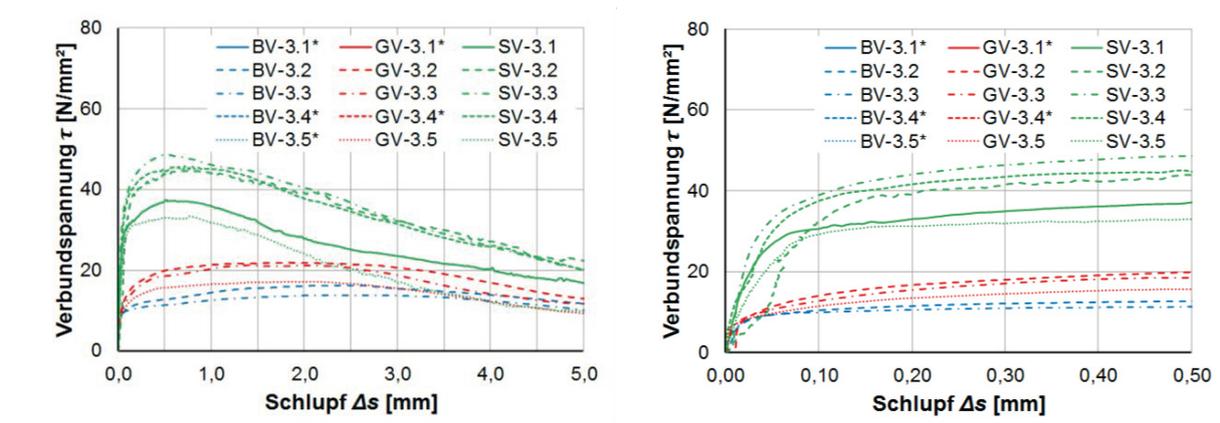


Bild 5-6: Verbundspannungs-Schlupf-Diagramme der Serie V3 (2·Ø)

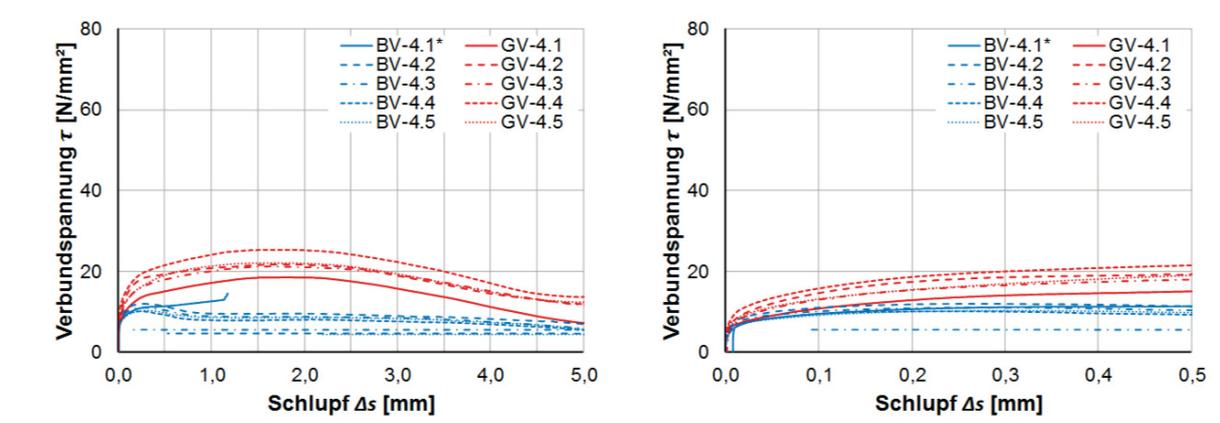


Bild 5-7: Verbundspannungs-Schlupf-Diagramme der Serie V4 (3·Ø)

5.1.4 Bewertung der Versuchsergebnisse

Die Versuchsergebnisse wurden mit den Ansätzen zur Verbundtragfähigkeit nach EC2+NA [1] und nach MC 2010 [4] verglichen. Für Rippenstäbe ist der Bemessungswert der Verbundfestigkeit f_{bd} nach EC2+NA [1] durch Gl. 5-2 definiert:

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} \quad \text{Gl. 5-2}$$

Mit: $\eta_1 = 1,0$ („gute“ Verbundbedingungen); Beiwert zur Berücksichtigung der Verbundbedingungen

$\eta_2 = 1,0$ ($\phi \leq 32 \text{ mm}$); Beiwert zur Berücksichtigung des Stabdurchmessers

$f_{ctd} = 1,0 \cdot f_{ctk;0,05} / \gamma_c$; Bemessungswert der Betonzugfestigkeit

Da die Sprödigkeit des Betons mit steigender Festigkeit zunimmt, wird die Verbundfestigkeit i.d.R. auf den Wert für C60/75 ($f_{ctm} = 3,1 \text{ N/mm}^2$) begrenzt. Ohne Ansatz des Teilsicherheitsbeiwerts γ_c ergeben sich die maximal anzunehmenden Verbundspannungen zu:

$$f_{bd} = 2,25 \cdot 3,1 = 6,98 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Gl. 5-3}$$

Die Grundverbundspannung $f_{bd,0}$ ist nach MC 2010 [4] durch Gl. 5-4 definiert:

$$f_{bd,0} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot \eta_4 \cdot \left(\frac{f_{ck}}{25}\right)^{0,5/\gamma_c} \quad \text{Gl. 5-4}$$

- Mit:
- $\eta_1 = 1,75$ (für verzinkt und rostfreie gerippte Stahlbewehrung)
 $= 1,4$ (für gerippte FRP-Rebars mit Epoxy-Beschichtung); jeweils Beiwerte zur Berücksichtigung der Stabprofilierung
 - $\eta_2 = 1,0$ („gute“ Verbundbedingungen); Beiwert zur Berücksichtigung der Verbundbedingungen
 - $\eta_3 = 1,0$ ($\phi \leq 25 \text{ mm}$); Beiwert zur Berücksichtigung des Stabdurchmessers
 - $\eta_4 = 0,68$ für $f_{yk} = 800 \text{ MPa}$; Beiwert zur Berücksichtigung der Zugfestigkeit der Bewehrung (hier: FRP-Rebar) und
 $= 1,0$ für $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ (hier: Betonstabstahl)

f_{ck} Charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons

$$f_{ck} = f_{cm} - 8,0 \text{ N/mm}^2 = 136,7 \text{ N/mm}^2 - 8,0 \text{ N/mm}^2 = 128,7 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \rightarrow \text{(Serie V2)}$$

$$f_{b,0} = 1,4 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,68 \cdot \left(\frac{128,7}{25}\right)^{0,5/1,0} = 2,16 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Gl. 5-5}$$

$$f_{b,0} = 1,75 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot \left(\frac{128,7}{25}\right)^{0,5/1,0} = 3,97 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Gl. 5-6}$$

Der Bemessungswert für die Verbundspannung f_{bd} nach MC 2010 [4] beträgt:

$$f_{bd} = (\alpha_2 + \alpha_3) \cdot f_{bd,0} - 2 \cdot p_{tr} \quad \text{Gl. 5-7}$$

- Mit:
- $\alpha_2 = 1,0$ (sichere Seite); Beiwert für die Betondeckung
 - $\alpha_3 = 0$ (sichere Seite); Beiwert für die Querbewehrung
 - $p_{tr} = 0$; Querdruck

$$f_{bd,FRP} = (1,0 + 0) \cdot 2,16 - 2 \cdot 0 = 2,16 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Gl. 5-8}$$

$$f_{bd,Stahl} = (1,0 + 0) \cdot 3,97 - 2 \cdot 0 = 3,97 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Gl. 5-9}$$

In Bild 5-8 sind alle Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen der Serie V2 sowie die maximalen Verbundspannungen nach EC2+NA [1] (Gl. 5-3) und MC 2010 [4] (Gl. 5-8 und Gl. 5-9) dargestellt. Es zeigt sich, dass die maximalen Verbundspannungen in allen Versuchen zwar deutlich größer sind als die berechneten Werte nach EC2+NA [1] und MC 2010 [4]. Aber das Verbundverhalten der untersuchten FRP-Rebars ist deutlich schlechter als das des untersuchten Betonstabstahls.

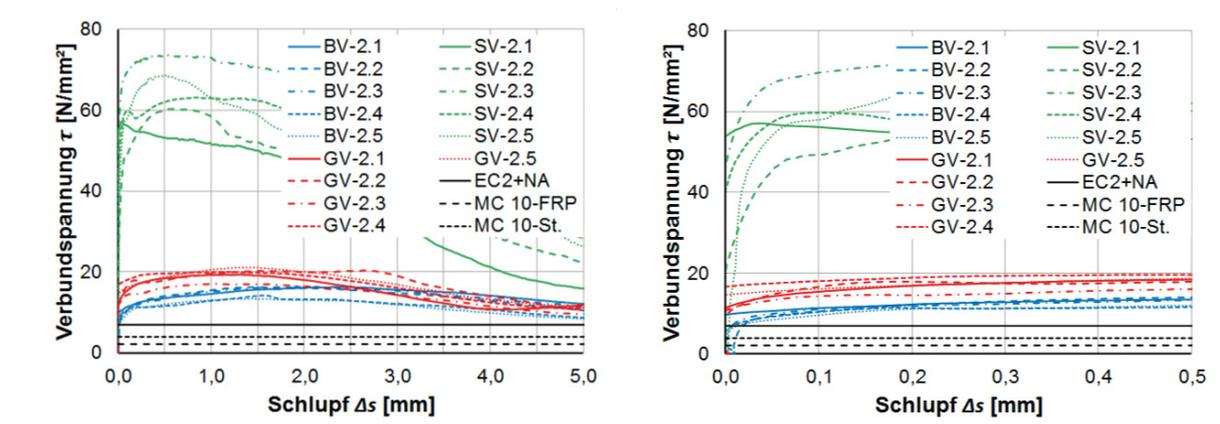


Bild 5-8: Verbundspannungs-Schlupf-Diagramme der Serie V2 bis zu einem Schlupf von 5,0 mm (links) und 0,5 mm (rechts) im Kontext des EC2+NA und des MC 2010

In Bild 5-9 sind die experimentell ermittelten maximalen Verbundspannungen unter statischer Belastung den berechneten Verbundspannungen nach EC2+NA [1] (Gl. 5-2) und MC 2010 [4] (Gl. 5-7), jeweils ohne Ansatz des Teilsicherheitsbeiwertes γ_c , in Abhängigkeit der ermittelten mittleren Zylinderdruckfestigkeiten f_{cm} gegenübergestellt. Auch hier liegen die Verbundspannungen der Versuche über den berechneten Werte nach EC2+NA [1] und MC 2010 [4].

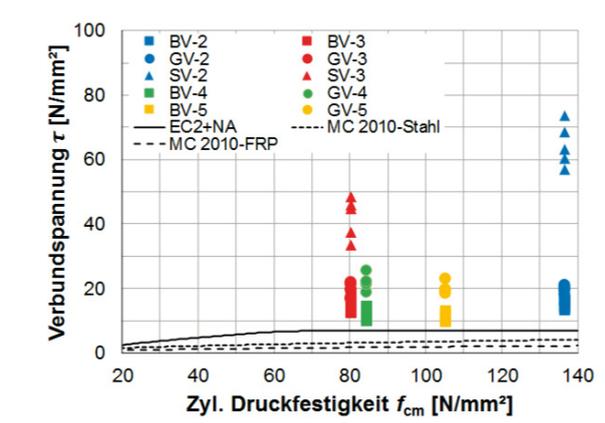


Bild 5-9: Verbundspannungen τ in Abhängigkeit der Zylinderdruckfestigkeit f_{cm} für alle Verbundversuchsserien

5.2 Untersuchungen zur Normal-, Biege- und Querkrafttragfähigkeit der BFRP-Rebars in UHPC

5.2.1 Probebetonage mit Bewehrungskorb aus BFRP-Rebars und AR-Glas-GRID

5.2.1.1 Allgemeines

Bevor die ersten Schleuderbeton-Versuchskörper mit Längsbewehrung aus BFRP-Rebars und Querkraftbewehrung aus Grids hergestellt wurden, musste die grundsätzliche Eignung des Bewehrungskonzepts für diesen speziellen Herstellungsprozess anhand einer Probebetonage untersucht werden.

5.2.1.2 Versuchsaufbau und -durchführung

Es wurde ein Schleuderbetonbauteil bei der Fa. EP aus UHPSC hergestellt und anschließend am iBMB zerlegt, u. a. um die endgültige Lage der Bewehrung zu überprüfen (vgl. Bild 5-10).

5.2.1.3 Versuchsergebnisse

Es zeigte sich, dass die Verwendung von BFRP-Rebars und eines AR-Glas-Grids ohne Anpassung des Herstellungsverfahrens möglich ist. Die Bewehrung wurde durch den Schleuderprozess nicht beschädigt und der Bewehrungskorb verblieb in der Ausgangslage. In Bild 5-10 (Mitte-rechts) ist zu erkennen, dass der Bewehrungskorb bzw. das Grid eine so hohe Steifigkeit aufwies, dass sogar ein vorgesehener Abstandhalter (helle Punkte) keinen Kontakt zur Schalung hatte. Die Entfernung des Abstandhalters zur Schalung war der Konizität, also der Vergrößerung des Durchmessers über die Länge, der Schalung geschuldet. Auch die relativ geringen Maschenabstände des AR-Glas-Grids stellten kein Problem für ein Durchdringen der Gesteinskörnung des ultra-hochfesten Betons dar. Das Schleuderbetonbauteil zeigte übliche Maßtoleranzen, die nicht in der Verwendung der nicht-metallischen Bewehrung begründet lagen. Die helle innere Schicht des Betonquerschnitts bestand hauptsächlich aus einer zuschlagsarmen Betonschlempe, die herstellungsbedingt war.



Bild 5-10: Bewehrungskorb (links und Mitte-links), Schleuderbetonbauteil (Mitte) und zerlegtes Schleuderbetonbauteil (rechts und Mitte-rechts)

5.2.2 Stützenversuche – Normalkrafttragfähigkeit

5.2.2.1 Allgemeines

Um die Tragfähigkeit der BFRP-Rebars in Stützen unter die Normdruckkraftbeanspruchung zu untersuchen, wurden insgesamt vier Versuchskörper aus UHPSC mit Kreisringquerschnitt hergestellt und geprüft.

5.2.2.2 Versuchsaufbau und -durchführung

Die Versuchskörper wurden unter Variation der Bewehrungsart (BFRP und Betonstahl B500) und des Bewehrungsgrads bei Fa. EP hergestellt und an das iBMB geliefert. Für Versuchskörper S-B1, S-B2 und S-B3 wurde als Längsbewehrung BFRP-Rebars und als Bügelbewehrung wurde Rundkorbbewehrung aus AR-Glas-Grid (Q145/145) der Fa. solidian gewählt. Der Versuchskörper S-S1 wurde mit Längsbewehrung aus Betonstahl B500 und mit Bügelbewehrung aus konventioneller Wendelbewehrung ($\varnothing 5,0$ mm, Betonstahl B500) ausgeführt (Bild 5-11). Die Konfiguration der Versuchskörper kann Tabelle 5-3 entnommen werden.

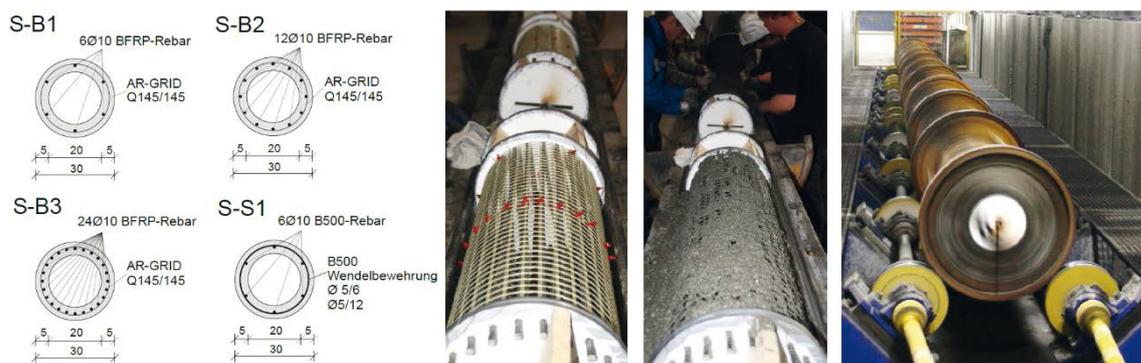


Bild 5-11: Stützenquerschnitte (links), Bewehrungskorb der Stützen (Mitte-links), Betonage der Stützen (Mitte-rechts) und Stützen im Schleuderfeld (rechts)

Tabelle 5-3: Versuchskonfiguration der Stützen

VK	Abmessungen $\varnothing_A / \varnothing_I / L$ [cm]	Längsbewehrung			Bügelbewehrung		
		Art	Anzahl	Bewehrungsgrad ρ_l [%]	Art	Bezeichnung	Abstand $s_{cl,t}$ [cm]
S-B1	30/20/105	BFRP	6 $\varnothing 10$	1,46	AR-Glas	Grid Q145/145	2,5
S-B2	30/20/105	BFRP	12 $\varnothing 10$	2,92	AR-Glas	Grid Q145/145	2,5
S-B3	30/20/105	BFRP	24 $\varnothing 10$	5,83	AR-Glas	Grid Q145/145	2,5
S-S1	30/20/105	B500	6 $\varnothing 10$	1,46	B500	Wendelbew. $\varnothing 5$	6,0

Die Länge der Versuchskörper wurde zu $L = 105$ cm gewählt, sodass die Stützen nach EC2+NA [1] Abschnitt 5.8.3.1 entsprechend ihrer Schlankheit als gedrunge eingordnet ($\lambda \leq \lambda_{lim} = 25$) werden können und ein Stabilitätsversagen als ausgeschlossen gilt. Da die Herstellung der AR-Grids Rundkorbbewehrung für eine Betondeckung von $c_{nom} = 1,5$ cm (bei S-S1) wegen einer Maschenweite von 2,0 cm nicht realisierbar war (Bild 5-12), wurde die Betondeckung c_{nom} bei den Stützen S-B1, S-B2 und S-B3 auf 2,0 cm erhöht.



Bild 5-12: AR-Grid als Rundkorbbewehrung

Die Stützen wurden in einer 10-MN-Druck-Prüfmaschine am iBMB geprüft (Bild 5-14). Die Stützenversuche erfolgten unter einem geringen einachsigen exzentrischen Längsdruck, um eine eindeutige Versagensrichtung vorzugeben. Als Exzentrizität wurde 1,0 cm gewählt. Die Stützen wurden so in die Prüfmaschine eingebaut, dass die Seite mit den kleinsten Wandstärken, die am höchstbeanspruchte Seite war. Die Stirnflächen der Versuchskörper wurden vor dem Versuch plangeschliffen (Bild 5-13). Bild 5-14 zeigt den Versuchsaufbau und die verwendete Messtechnik.



Bild 5-13: Versuchskörper vor dem Schleifen (links), in der Schneid-Schleif-Kombi-Maschine (Mitte) und nach dem Schleifen (rechts)

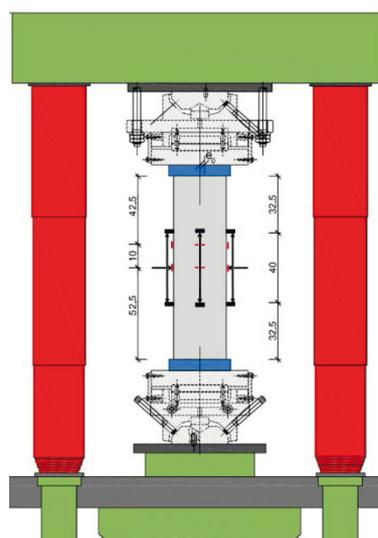


Bild 5-14: Versuchsaufbau der Versuchskörper in der 10-MN-Prüfmaschine

5.2.2.3 Versuchsergebnisse

Bei allen durchgeführten Versuchen kam es bei Erreichen der Traglast zu einem schlagartigen Versagen des Betons (Bild 5-15). Eine Resttragfähigkeit nach Erreichen der Traglast konnte nicht festgestellt werden.



Bild 5-15: Versagensbilder der Versuchskörper

Nach Versuchsende wurde der Zustand der Längs- und Bügelbewehrung untersucht. Hierbei zeigte sich, dass bei den Versuchskörpern S-B1, S-B2 und S-B3 im Versagensablauf eine Abscherung der Längsbewehrung und beim Versuchskörper S-S1 ein Ausknicken der Längsbewehrung auftrat. Sowohl bei den AR-Grids als auch bei der Wendelbewehrung traten ein Reißen auf (Bild 5-16).



Bild 5-16: Versagen der Längs- und Bügelbewehrung: S-B2 (links) und S-S1 (rechts)

Bild 5-17 (links) zeigt das Kraft-Mittenauslenkungs-Diagramm der Stützenversuche. Bei allen Stützen ist das schlagartige Versagen ohne Nachbruchtragfähigkeit zu erkennen. Die Versuchskörper S-B1, S-B2 und S-B3 zeigten bis etwa 44 % - 52 % und der Versuchskörper S-S1 bis etwa 39 % der Maximallast eine lineare Zunahme der Verformung. Oberhalb dieses Lastniveaus ist eine nicht-lineare Zunahme der Verformung zu erkennen. Es konnte keine Rissbildung bis zum Erreichen der Traglast beobachtet werden. Bild 5-17 (rechts) zeigt die in den Bauteilversuchen erreichten Bruchstauchungen (ϵ_{CS}). Die betragsmäßig höchste Bruchstauchung von

3,8 ‰ erreichte der Versuchskörper S-B1. Tabelle 5-4 zeigt eine Zusammenfassung der Versuchsergebnisse.

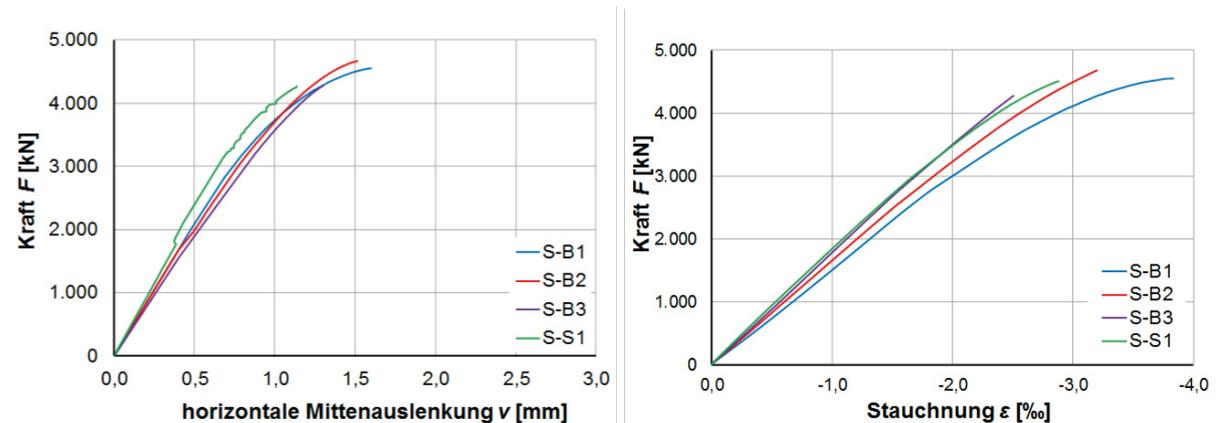


Bild 5-17: Kraft-Mittenauslenkungs-Diagramm der Stützen (links) und Kraft-Betonstauchungs-Diagramm in Stützenmitte (rechts)

Tabelle 5-4: Zusammenfassung der Stützenversuche

VK	$f_{cm,cyl}$ [N/mm ²]	E_{cm} [N/mm ²]	$F_{u,exp}$ [kN]	$V_{u,exp}$ [mm]	ϵ_{cs} [‰]	Versagensart [-]	Zustand Längsbe- wehrung [-]	Zustand Bügelbe- wehrung [-]
S-B1	148,2	66.800,0	4.551,0	1,6	-3,8	schlagartig	gerissen	gerissen
S-B2	148,2	66.800,0	4.676,5	1,5	-2,9	schlagartig	gerissen	gerissen
S-B3	148,2	66.800,0	4.277,0	1,3	-2,5	schlagartig	gerissen	gerissen
S-S1	148,2	66.800,0	4.512,0	1,4	-2,9	schlagartig	ausgeknickt	gerissen

5.2.2.4 Numerische Bewertung der Versuchsergebnisse

Im Anschluss an die Versuchsdurchführungen erfolgte eine rechnerische Beurteilung der Versuchsergebnisse mit einer nichtlinearen Stabwerksberechnung gemäß EC2+NA [1] Abschnitt 5.8.6. Hierzu wurden die Programme INCA2 und STAB2DNL [27] verwendet. Für die Druckarbeitslinie des Betons wurde die Spannungs-Dehnungs-Linie für nichtlineare Verfahren gemäß EC2+NA Abschnitt 3.1.5 mit der Anpassung auf UHPC-Materialkennwerten aus den Begleitkörperprüfungen angesetzt. Für die BFRP-Rebars wurden die mechanischen Kennwerte aus den entsprechenden Druckversuchen (Abschnitt 4.1.3) angesetzt. Damit konnte das Verhalten bis zum Erreichen der Traglast rechnerisch gut abgebildet werden (Bild 5-18).

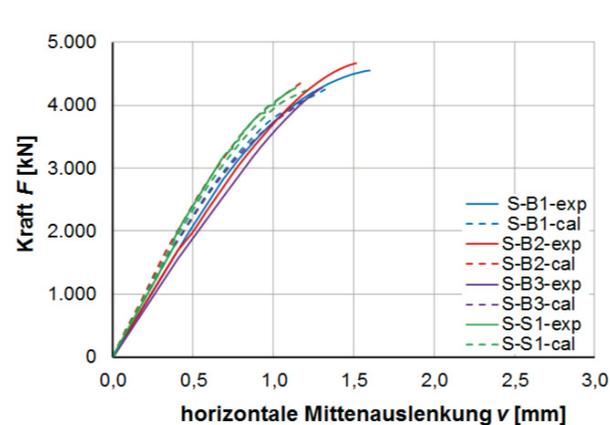


Bild 5-18: Experimentelle und rechnerische Kraft-Mittenauslenkungs-Diagramm der Stützen

In Tabelle 5-5 sind die experimentellen und rechnerischen Traglasten vergleichend gegenübergestellt. Damit konnte gezeigt werden, dass die Versuchsergebnisse mit den üblichen Berechnungsverfahren nach EC2+NA [1] rechnerisch nachvollzogen werden können.

Tabelle 5-5: Vergleich der experimentellen und rechnerischen Traglasten

VK	$v_{u,exp}$ [mm]	$v_{u,cal}$ [mm]	$v_{u,exp}/v_{u,cal}$ η [-]	$F_{u,exp}$ [kN]	$F_{u,cal}$ [kN]	$F_{u,exp}/F_{u,cal}$ η [-]
S-B1	1,6	1,4	1,14	4.551,0	4.250,0	1,07
S-B2	1,5	1,2	1,25	4.647,5	4.350,0	1,08
S-B3	1,3	1,2	1,08	4.277,0	4.150,0	1,03
S-S1	1,4	1,3	1,08	4.512,0	4.450,0	1,01

5.2.3 Biegebalken – Biegetragfähigkeit

5.2.3.1 Allgemeines

Um die Biegetragfähigkeit von mit FRP-Rebars bewehrten Bauteilen zu überprüfen, wurden drei Biegebalken konzipiert und getestet.

5.2.3.2 Versuchsaufbau und -durchführung

Die Versuchskörper und die Versuchsdurchführung wurden in Anlehnung an EC2+NA [1] gewählt. Die Versuchskörper hatten die Abmessungen $b/h/l = 15/15/68$ cm und wiesen eine Stützweite von 50 cm auf (Bild 5-19 (links)). Tabelle 5-6 zeigt eine Übersicht der Versuchskörper.

Die Biegebalken wurden in 4-Punkt-Biegeversuchen in Anlehnung an DIN EN 12390-5 [28] geprüft (Bild 5-19 (rechts)). Für die Längsbewehrung verblieb eine Verankerungslänge von 9,0 cm. Zur Aufnahme der Durchbiegung der Biegebalken wurden vertikale Wegaufnehmer (WA) in der Mitte der Stützweite angeordnet. Zusätzlich wurden zur Messung eines möglichen Bewehrungsschlupfs Wegaufnehmer an beiden Enden der Bewehrungsstäbe angeordnet. Zur Messung der Betonstauchung an der Oberkante der Biegebalken wurde ein Dehnmessstreifen (DMS) zwischen den beiden Einzellasten appliziert (Bild 5-19 (links)).

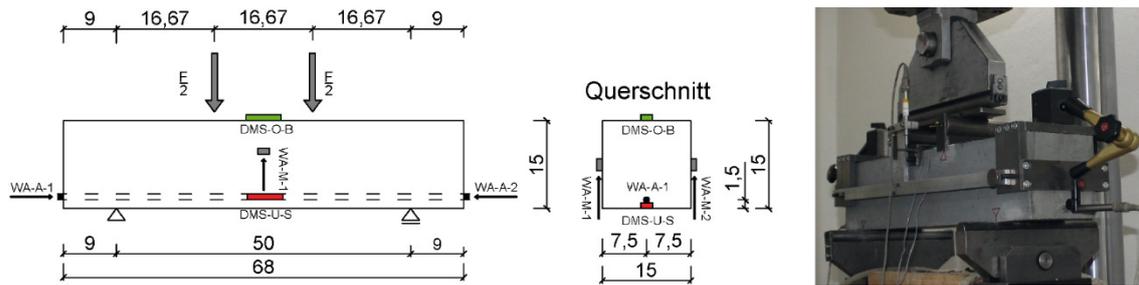


Bild 5-19: Versuchsaufbau und Messtechnik (links) und Versuchskörper in Biegeprüfer (rechts) für die 4-Punkt Biegeversuche

Tabelle 5-6: Übersicht der Versuchskörper

VK	Abmessungen $b/h/l$ [cm]	Längsbewehrung		Betondeckung auf Längsbew. c_{nom} [cm]
		Art	Anzahl	
BB-B1	15/15/68	BFRP	1 x Ø10	1,0
BB-G1	15/15/68	GFRP	1 x Ø10	1,0
BB-S1	15/15/68	B500	1 x Ø10	1,0

5.2.3.3 Versuchsergebnisse

Bild 5-20 zeigt die Rissbilder der geprüften Biegebalken. Es ist zu erkennen, dass alle Versuchskörper im Mittbereich durch die Bildung eines Biegerisses versagen.



Bild 5-20: Rissbilder der Versuchskörper

Die Kraft-Durchbiegungs-Beziehungen der 4-Punkt-Biegeversuche sind in Bild 5-21 dargestellt. Bei allen Biegebalken zeigt sich zunächst ein linearer Anstieg. Bei Erreichen der Biegezugfestigkeit des Betons kommt es für alle Biegebalken zur Bildung eines Biegerisses. Die weiteren Verläufe unterscheiden sich in Abhängigkeit der Bewehrungsvarianten:

- Bei Einsatz einer konventionellen Betonstahlbewehrung (BB-S1) kommt es nach der Bildung des ersten Risses zu einem Abfall der Steifigkeit, die Pressenkraft kann dennoch von etwa 43 kN auf maximal etwa 77 kN gesteigert werden. Ab einer Durchbiegung von etwa 2,5 mm wird das Fließplateau der Betonstahlbewehrung erreicht. Es kommt daher noch zu einer geringfügigen Erhöhung der Pressenkraft. Bei einer maximalen Durchbiegung von 11,8 mm reißt die Betonstahlbewehrung.
- Für die Biegebalken mit BFRP- und GFRP-Rebars (BB-B1 und BB-G1) kann nach Erst-rissbildung ein schlagartiger Lastabfall um etwa 47 % beobachtet werden. Die Last kann im Anschluss noch auf bis zu 164 % der Risslast gesteigert werden. Im Gegensatz zu BB-S1 erfolgt die Laststeigerung jedoch bei deutlich geringerer Steifigkeit. Ein Fließpla-

teu ist nicht erkennbar. Bei einer maximalen Durchbiegung von 6,0 mm und 4,7 mm versagen die BFRP-bzw. GFRP-Rebars.

Eine Zusammenfassung der Versuchsergebnisse ist in Tabelle 5-7 gegeben.

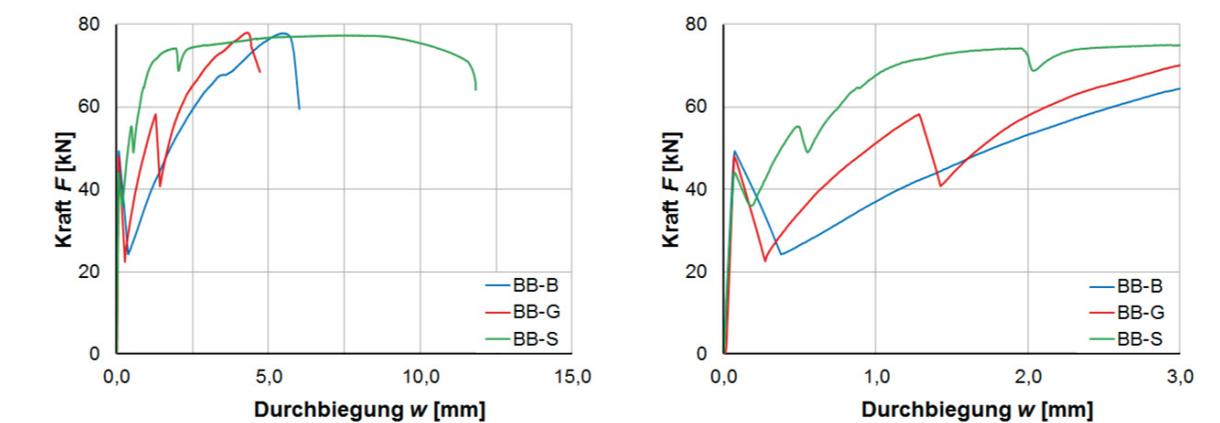


Bild 5-21: Kraft-Durchbiegungs-Diagramme der Biegebalken

Tabelle 5-7: Zusammenfassung der Biegebalkenversuche

VK	Traglast P_u [kN]	Durchbiegung w [mm]	Bewehrungs- schlupf Δs [mm]	Betondeh- nung ε_c [‰]	Stabdeh- nung ε_f [‰]	$P_{u,exp}/P_{u,cal}$ η [-]
BB-B	77,9	6,0	8,814	2,7	15,0*	1,00
BB-G	78,0	4,7	8,833	1,3	11,7	1,00
BB-S	77,3	11,8	0,015	2,2	6,3	0,99

5.2.4 Balken mit Rechteckquerschnitt – Biegetragfähigkeit

5.2.4.1 Allgemeines

Bei den Untersuchungen an den kleinen Biegebalken (in Abschnitt 5.2.3) trat ein vorzeitiges Versagen bei einem großen Schlupf. Gründe waren u. a. die kurze Verankerungslänge und die fehlende Bügelbewehrung. Die Zugfestigkeit der BFRP-Rebars wurde nicht ausgenutzt. Daher wurden größere Balken mit größeren Verankerungslängen und mit Bügelbewehrung im Verankerungsbereich sowie einer größeren Betondeckung konzipiert und hergestellt. Außerdem wurden Balkenversuche mit Übergreifungsstößen von BFRP-Rebars in UHPC durchgeführt, um hierzu erste Erkenntnisse zu gewinnen.

5.2.4.2 Versuchsaufbau und –durchführung

Insgesamt wurden fünf Versuchskörper aus UHPC unter Variation der Bewehrungsführung am iBMB hergestellt (Bild 5-22). Tabelle 5-8 zeigt eine Übersicht der Versuchskörper.

Die Prüfung der Versuchskörper erfolgte als Vier-Punkte-Biegeversuch in einer Biegeprüfmaschine unter weggeregelter Belastung. Die Versuchskörper B4 und B5 wurden mit Übergreifungsstößen zum einen ohne und zum anderen mit Querbewehrung im Stoßbereich nach EC2+NA [1] untersucht. In Anlehnung an den AiF-Schlussbericht [29] wurde der Abstand der

Auflager zum Übergreifungsstoß zu mindestens dem Zweifachen der statischen Nutzhöhe d gewählt (Gl. 5-11):

$$d = h - d_1 = h - (c_{nom} + \varnothing_{Bügelbew.} + \varnothing_{Längsbew.}) \quad \text{Gl. 5-10}$$

$$= 25,0 \text{ cm} - \left(3,0 \text{ cm} + 0,8 \text{ cm} + \frac{1,0 \text{ cm}}{2} \right) = 20,7 \text{ cm}$$

$$a \geq 2 \cdot d \quad \text{Gl. 5-11}$$

$$\geq 2 \cdot 20,7 \text{ cm} = 41,4 \text{ cm} \quad \text{gewählt: } a = 45,0 \text{ cm}$$

Die Übergreifungslänge l_0 für Balken B4 und B5 wurde in Anlehnung an EC2+NA [1] wie folgt bestimmt:

$$l_0 = \alpha_1 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{0,min} \quad \text{Gl. 5-12}$$

$$l_{b,rqd} = \left(\frac{\varnothing}{4} \right) \cdot \left(\frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} \right) \quad \text{Gl. 5-13}$$

$$f_{bd} = 10,59 \frac{MN}{m^2} \quad (\text{vgl. Abschnitt 5.1.3: Serie BV-2})$$

$$l_{b,rqd} = \left(\frac{10,0 \text{ mm}}{4} \right) \cdot \left(\frac{800,0 \frac{MN}{m^2}}{10,59 \frac{MN}{m^2}} \right) = 188,9 \text{ mm}$$

$$l_{0,min} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 0,3 \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd} = 0,3 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 188,9 \text{ mm} = 56,7 \text{ mm} \\ 15 \cdot \varnothing = 15 \cdot 10,0 \text{ mm} = 150,0 \text{ mm} \\ 200,0 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$l_0 = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 188,9 \text{ mm} < 200,0 \text{ mm} \quad \text{gewählt: } l_0 = 200,0 \text{ mm}$$

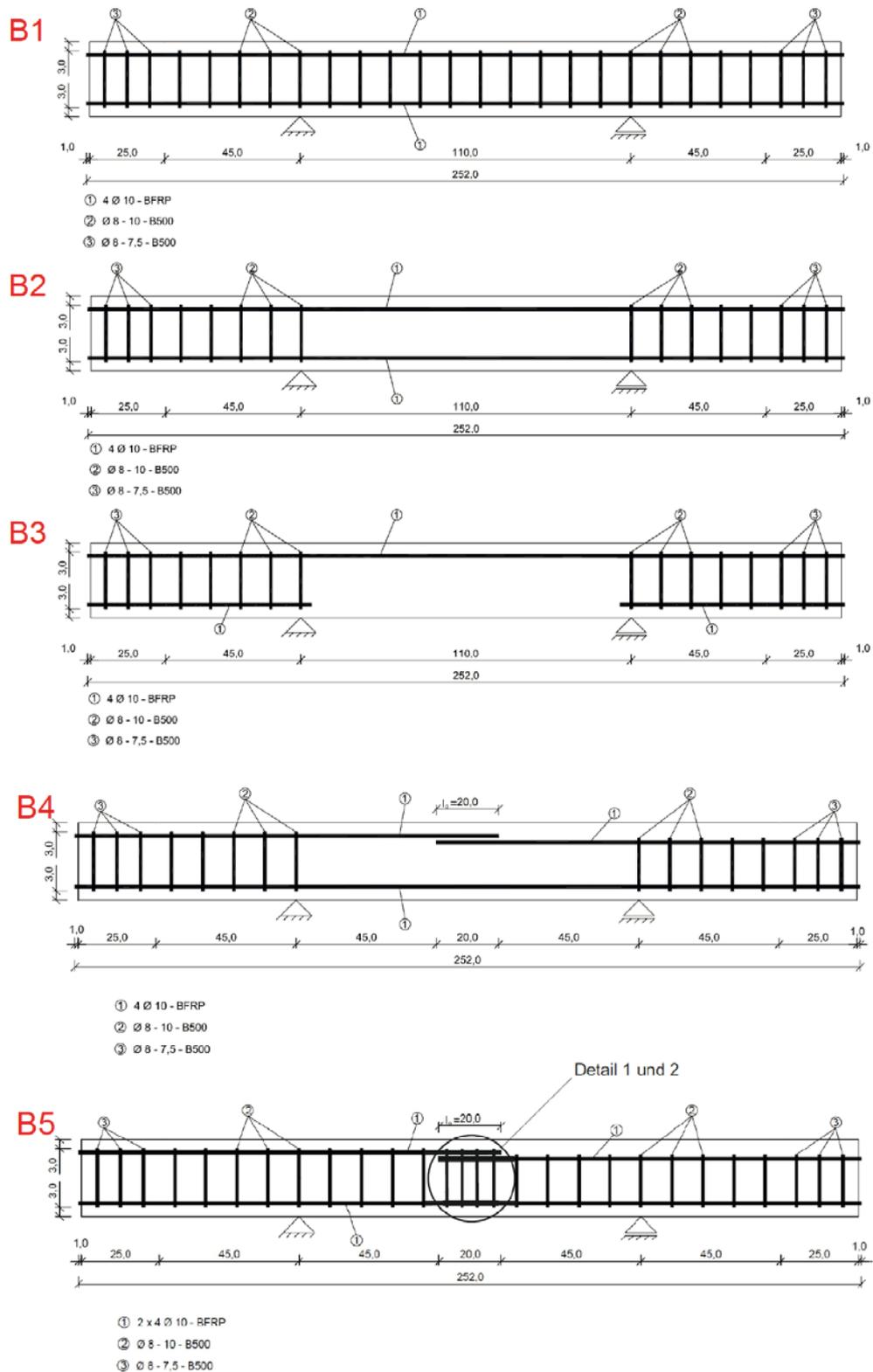


Bild 5-22: Konfiguration der Versuchskörper

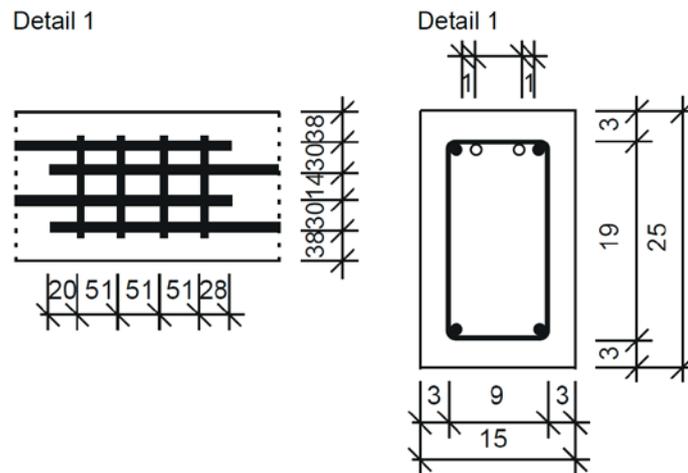


Bild 5-23: Detail 1 und Detail 2 zu Versuchskörper B5

Tabelle 5-8: Übersicht der Versuchskörper

VK	Abmessungen $b/h/l$ [cm]	Längsbewehrung			Bügelbewehrung			Beton- deckung auf Bügelbew. c_{nom} [cm]
		Art	Anzahl	Anordnung	Art	Anzahl	Anordnung	
B1	15/25/250	BFRP	4 x Ø10	durchgehend (oben + unten)	B500	Ø8/10	durchgängig	3,0
B2	15/25/250	BFRP	4 x Ø10	durchgehend (oben + unten)	B500	Ø8/10	Keine zw. Auflager	3,0
B3	15/25/250	BFRP	4 x Ø10	durchgehend (oben), abgekappt (un- ten, zw. Aufla- ger)	B500	Ø8/10	Keine zw. Auflager	3,0
B4	15/25/250	BFRP	4 x Ø10	gestoßen in Feldmitt (ohne Querbew.)	B500	Ø8/10	Keine zw. Auflager	3,0
B5	15/25/250	BFRP	4 x Ø10	gestoßen in Feldmitt (mit Querbew.)	B500	Ø8/10		3,0

Bild 5-24 zeigt beispielhaft den Versuchsaufbau und die Anordnung der Messtechnik an. Die Stützweite betrug 1,10 m.

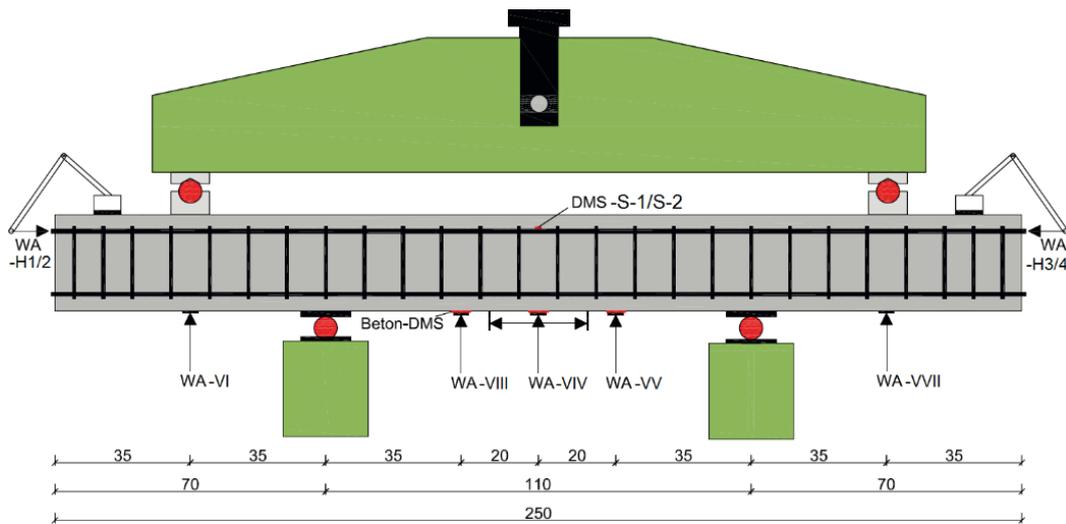


Bild 5-24: Versuchsaufbau und Anordnung der Messtechnik (hier: B1)

5.2.4.3 Versuchsergebnisse

Bild 5-25 zeigt die Kraft-Durchbiegungs-Diagramme der Balken B1, B2 und B3. Die Durchbiegungen wurden mittels der angeordneten Wegaufnehmer in Trägermitte und unterhalb der Lastangriffspunkte gemessen (Bild 5-24). Bei allen Balken zeigte sich zunächst ein linearer Anstieg. Bei Erreichen der Biegezugfestigkeit des Betons kam es für alle Balken zur Bildung eines Biegerisses, im Anschluss konnte die Last aber auf die 3-fache Risslast gesteigert werden. Alle Balken hatten bis zu einer Durchbiegung von etwa 5,0 mm in Trägermitte (bei einer Last von etwa 100 kN) fast die gleiche Steifigkeit. Danach zeigten die Balken B1 und B2 bis zur Bruchlast eine ähnliche Steifigkeit, Balken B3 weist eine etwas geringere Steifigkeit auf.

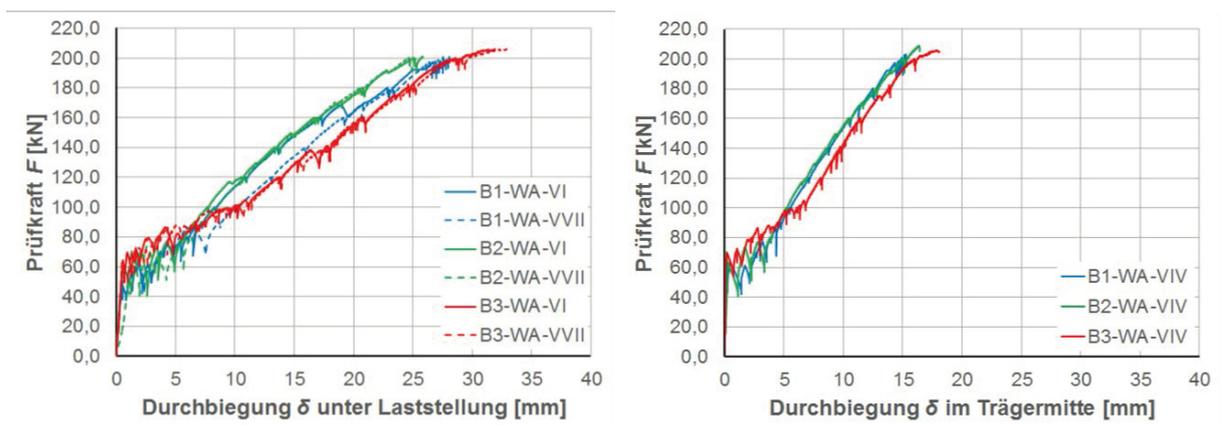


Bild 5-25: Kraft-Durchbiegungs-Diagramme der Balken B1, B2 und B3

Bild 5-26 zeigt die Kraft-Durchbiegungs-Diagramme der Balken B4 und B5. Die Durchbiegungen wurden wiederum mittels der angeordneten Wegaufnehmer in Trägermitte und unterhalb der Lastangriffspunkte gemessen. Es zeigt sich zunächst ein linearer Anstieg bei beiden Balken. Bei Erreichen der Biegezugfestigkeit des Betons kam es zur Bildung eines Biegerisses in der Trägermitte, danach war eine Kraftsteigerung nicht mehr möglich und es kam zum Versagen der Versuchskörper. Beide Versuchskörper (B4 und B5) erreichten eine ähnliche maximale Bruchlast $F_{u,exp}$ von etwa 94 kN. Die unterschiedliche Ausführung der Balken im Bereich der

Übergreifungsstöße (mit und ohne Querbewehrung) hatte keine Auswirkung auf die Tragfähigkeit der Balken. Bei allen Versuchskörpern konnte nur ein geringfügiger Schlupf Δs der Bewehrung gemessen werden, der betragsmäßig immer unterhalb von 0,02 mm lag. Die Größenordnung des gemessenen Schlupfs Δs liegt im Bereich der Messgenauigkeit der verwendeten Messtechnik. Somit kann davon ausgegangen werden, dass die Rebars in den ungestoßenen Bereichen der Versuchskörper einen vollkommenen Verbund mit dem Beton aufwiesen.

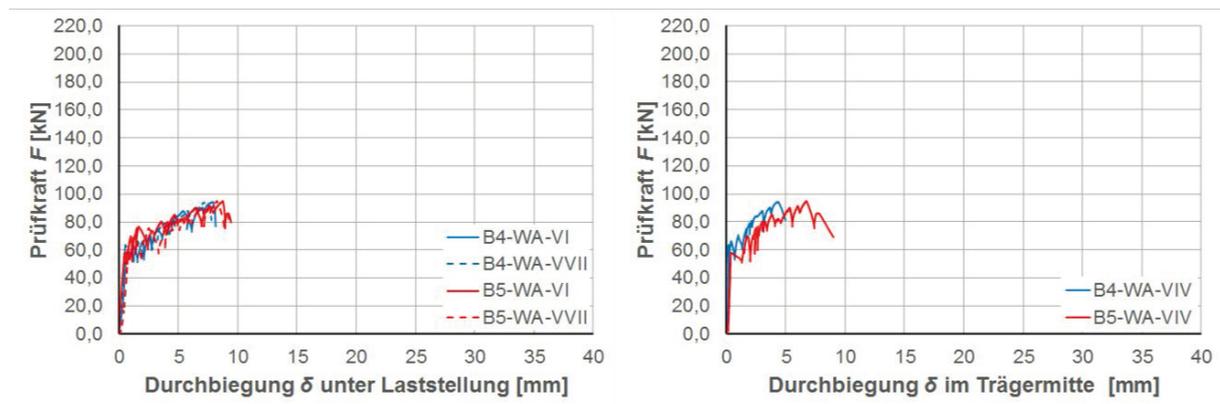


Bild 5-26: Kraft-Durchbiegungs-Diagramme der Balken B4 und B5

In Tabelle 5-9 sind die Versuchsergebnisse zusammengefasst. Die Versagens- und Bruchbilder der Versuchskörper sind in Bild 5-27 bis Bild 5-29 aufgeführt.

Tabelle 5-9: Zusammenfassung der Balkenversuche

VK	Zyl. Druckfestigkeit $f_{cm,cyl}$ [N/mm ²]	Traglast $P_{u,exp}$ [kN]	Gesamt Durchbiegung w [mm]	Bewehrungsschlupf Δs [mm]	Betondehnung ϵ_c [‰]	Stabdehnung ϵ_{frp} [‰]	$P_{u,exp}/P_{u,cal}$
B1	142,7	203,2	43,4	0,011	-2,4	33,1	1,12
B2	143,3	208,9	42,3	0,002	-2,6	14,3	1,16
B3	153,9	206,1	51,0	0,012	-2,8	22,9	1,14
B4	144,7	94,3	13,5	0,004	-2,4	33,1	0,59
B5	144,5	94,9	18,5	0,006	-2,6	14,3	0,59

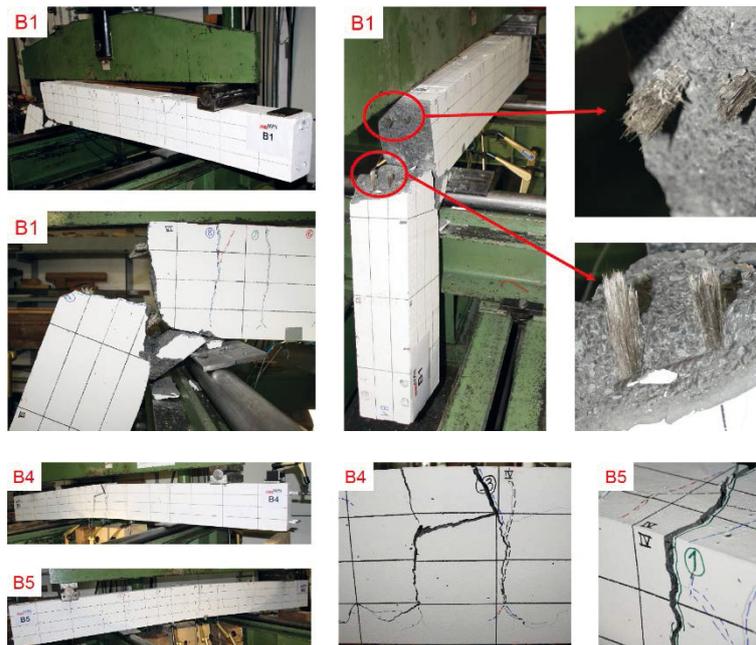


Bild 5-27: Versagensbilder der Versuchskörper B1 (oben), B4 und B5 (unten)

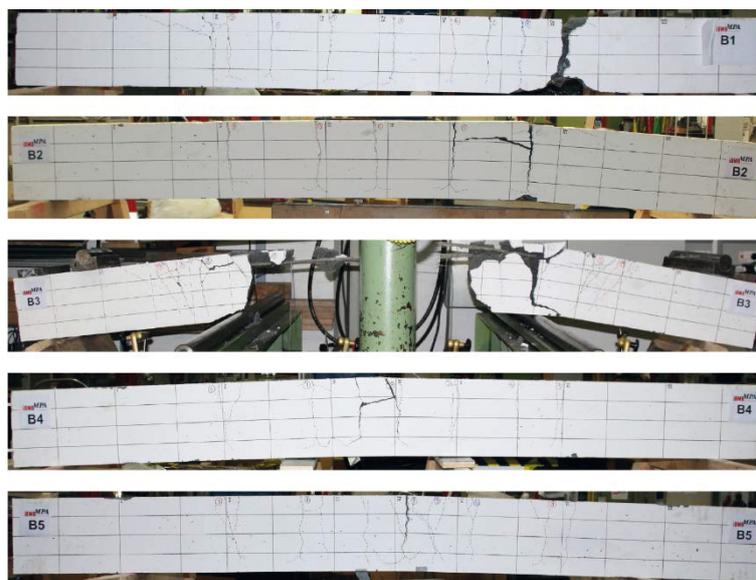


Bild 5-28: Versagensbilder alle Versuchskörper

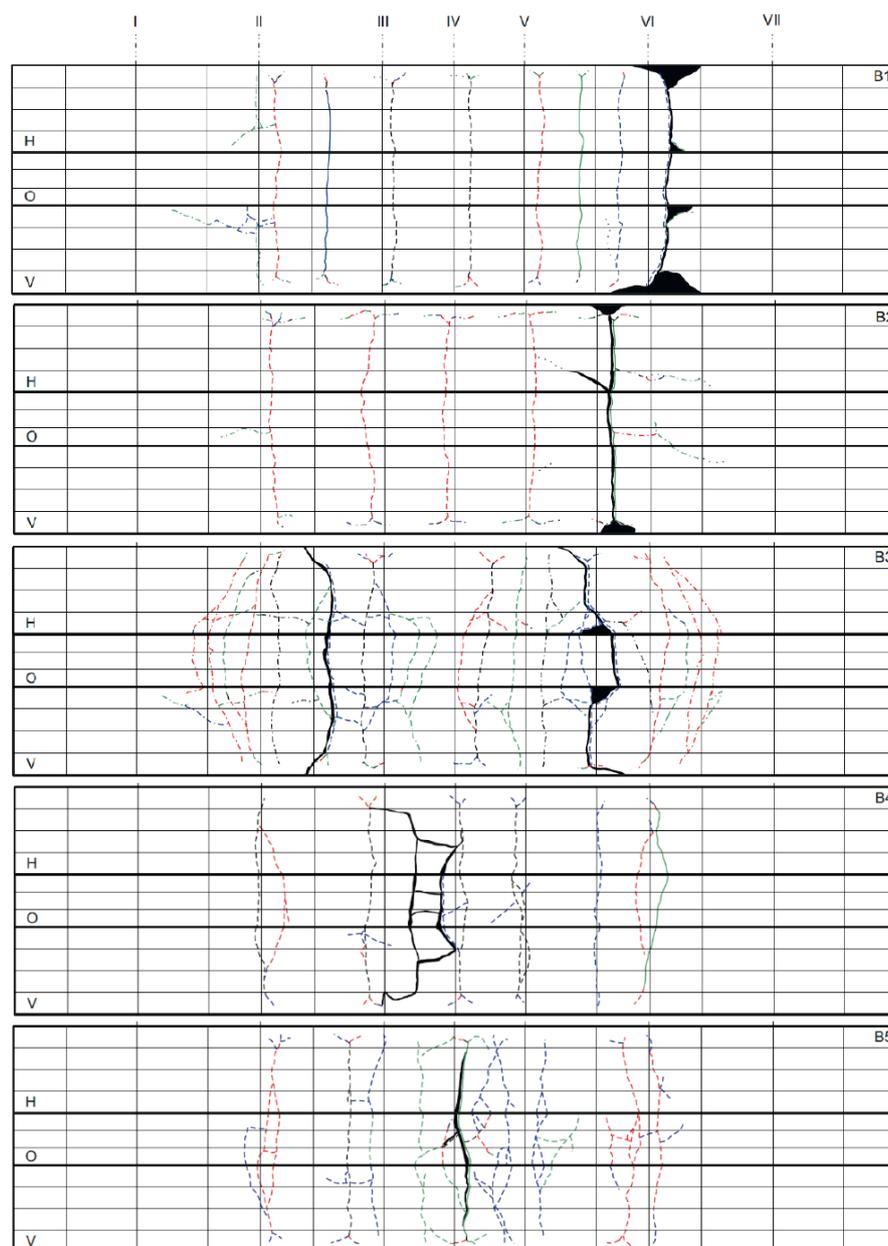


Bild 5-29: Bruchrissbilder der Versuchskörper B1, B2, B3, B4 und B5

Darüber hinaus wurden die Versuchskörper B4 und B5 sorgfältig aufgestemmt. In der anschließenden visuellen Begutachtung wurde eine Verschiebung der BFRP-Rebars zur Ursprungslage festgestellt. Diese Verschiebung betrug bei Balken B4 etwa 10,0 mm und bei Balken B5 etwa 4,0 mm (Bild 5-30).

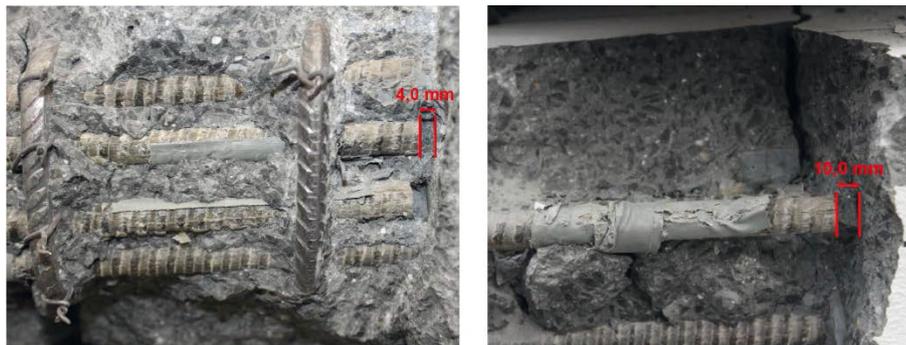


Bild 5-30: Verschiebung der BFRP-Rebars im Bereich der Übergreifung: Balken B4 (links) und Balken B5 (rechts)

5.2.4.4 Modelltheoretische Bewertung der Versuchsergebnisse

Bild 5-31 zeigt die rechnerische Spannungs- und Dehnungsverteilung der Biegebalken.

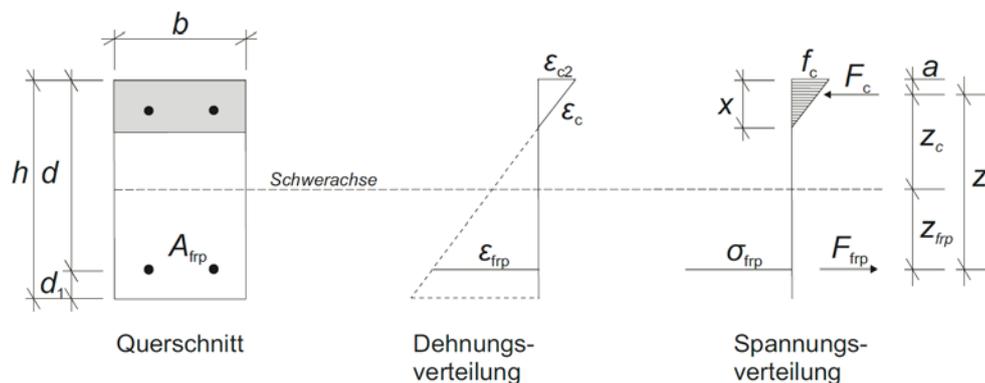


Bild 5-31: Spannungs- und Dehnungsverteilung der Balken

Beispielhaft soll im Folgenden für Versuchskörper B3 das rechnerische Moment M_{cat} (M_{Ru}) mit dem vorhandenen Moment aus dem Versuch M_{exp} verglichen werden.

Für Versuchskörper B3 wurde eine Betondehnung $\varepsilon_{c2} = -2,8\text{‰}$, eine Dehnung in Höhe der Stabachse $\varepsilon_{frp} = 22,9\text{‰}$ und eine maximale Traglast $F_{u,exp} = 206,1 \text{ kN}$ gemessen. Nach Gl. 5-10 beträgt die statische Höhe $d = 20,7 \text{ cm}$. Die Druckzonenhöhe x wird wie folgt ermittelt:

$$x = \frac{\varepsilon_{c2}}{\varepsilon_{c2} + \varepsilon_{frp}} \cdot d \quad \text{Gl. 5-14}$$

$$x = \frac{2,8\text{‰}}{2,8\text{‰} + 22,9\text{‰}} \cdot 20,7 \text{ cm} = 2,3 \text{ cm}$$

Der Randabstand a vom gestauchten Rand des Balkens beträgt

$$a = \frac{x}{3} = \frac{2,3 \text{ cm}}{3} = 0,766 \text{ cm}$$

und das Bruchmoment folgt zu:

$$M_{Ru} = F_c \cdot \left(\frac{h}{2} - a \right) - F_{frrp} \cdot \left(d - \frac{h}{2} \right) \quad \text{Gl. 5-15}$$

Mit der Betondruckkraft F_c

$$F_c = 0,5 \cdot b \cdot x \cdot f_c \quad \text{Gl. 5-16}$$

$$F_c = 0,5 \cdot 0,15 \text{ m} \cdot 0,023 \text{ m} \cdot 143,64 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2} = 237,0 \text{ kN}$$

und der Stabzugkraft F_{frrp} , die über die vorhandene Stabspannung $\sigma_{frrp} = 906,6 \text{ N/mm}^2$ in Abhängigkeit von gemessenen Stabdehnung $\varepsilon_{frrp} = 22,9 \text{ ‰}$ ermittelt wird,

$$F_{frrp} = A_{frrp} \cdot \sigma_{frrp} \quad \text{Gl. 5-17}$$

$$F_{frrp} = 2 \cdot 0,79 \text{ cm}^2 \cdot 90,66 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 143,24 \text{ kN}$$

folgt die Momententragfähigkeit M_{Ru} :

$$M_{cal} = M_{Ru} = 237,0 \text{ kN} \cdot \left(\frac{0,25 \text{ m}}{2} - 0,0077 \text{ m} \right) - 143,24 \text{ kN} \cdot \left(0,207 \text{ m} - \frac{0,25 \text{ m}}{2} \right) = 16,1 \text{ kNm}$$

Bild 5-32 zeigt den Momentenverlauf für den Versuchskörper B3. Das vorhandene Moment aus dem Versuch M_{exp} ergibt sich zu:

$$M_{exp} = \frac{F_{u,exp}}{2} \cdot a = \frac{206,1 \text{ kN}}{2} \cdot 0,35 \text{ m} = 36,1 \text{ kNm} \quad \text{Gl. 5-18}$$

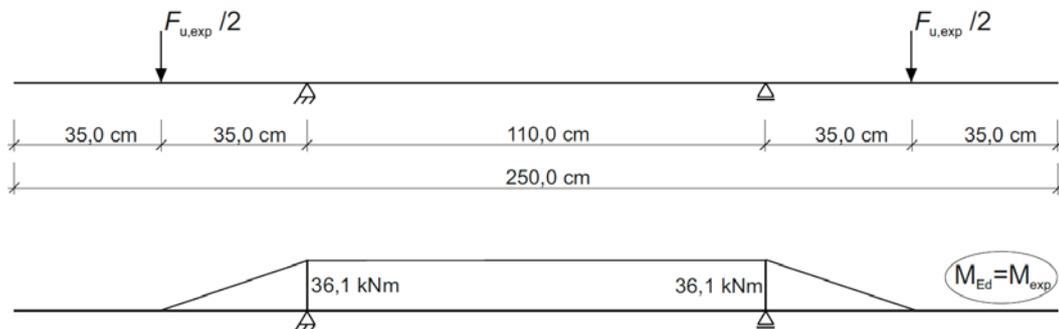


Bild 5-32: Das statische System (oben) und der Momentenverlauf des Versuchskörpers B3 (unten)

Die Gegenüberstellung der Momente M_{exp} und M_{cal} in Gl. 5-19 zeigt, dass das im Versuch erreichte Bruchmoment M_{exp} um etwa 120% größer ist als das rechnerische Bruchmoment M_{cal} .

$$M_{exp} = 36,1 \text{ kNm} > M_{Ru} = M_{cal} = 16,1 \text{ kNm} \quad \text{Gl. 5-19}$$

5.2.5 Plattenversuche – Biegetragfähigkeit

5.2.5.1 Allgemeines

Zur experimentellen Untersuchung der Biegetragfähigkeit von mit BFRP-Rebars bewehrten Betonplatten wurden vier Versuchskörper konzipiert und getestet.

5.2.5.2 Versuchsaufbau und -durchführung

Eine Übersicht der Versuchskörper ist in Tabelle 5-10 gegeben. Die Platten wurden in einem 4-Punkt-Biegeversuch getestet.

Tabelle 5-10: Übersicht der Versuchskörper

VK	Abmessungen <i>b/h/l</i> [cm]	Bewehrung			Beton- deckung c_{nom} [cm]
		Art	Längs \varnothing	Quer \varnothing	
P-B1	70/10/250	BFRP	5 \varnothing 10	\varnothing 10/25	2,0
P-B2	70/10/250	BFRP	7 \varnothing 10	\varnothing 10/25	2,0
P-B3	70/10/250	BFRP	10 \varnothing 10	\varnothing 10/25	2,0
P-S1	70/10/250	B500	7 \varnothing 10	\varnothing 10/25	2,0

Sowohl die Bauteilabmessungen, der Stabdurchmesser der Bewehrung, der Querbewehrungsgrad, der Beton und die Betondeckung wurden gleich gewählt. Lediglich die Bewehrungsart und die Anzahl der Längsstäbe wurden variiert. Die Längsstäbe reichen etwa 1,0 cm über die Stirnseiten der Platten hinaus, um einen im Versuch auftretenden Bewehrungsschlupf messen zu können.

Die Versuchskörper wurden im Werk der Fa. EP hergestellt. Die Fa. Klebl stellte für die Herstellung der Platten Schalungselemente zur Verfügung. Bild 5-33 zeigt die Schalung und die Betonage der Versuchskörper.



Bild 5-33: Herstellung der Versuchskörper: Schalung (links) und Betonage (rechts)

Die Versuchskörper und die zugehörigen Begleitkörper wurden ans iBMB geliefert und anschließend bis zur Prüfung bei Hallenklima gelagert. Die Prüfung der Versuchskörper erfolgte als Vier-Punkte-Biegeversuch in einer Biegeprüfmaschine unter weggeregelter Belastung. Die Stützweite betrug 2,0 m.

Der Versuchsaufbau und die verwendete Messtechnik der Versuchskörper sind in Bild 5-34 exemplarisch dargestellt. Mittels induktiver Wegaufnehmer (IWA) wurde ein möglicher Schlupf an den Enden der Bewehrungsstäbe sowie die Durchbiegung der Platte in der Mitte und in den

Drittelpunkten der Prüflänge gemessen. Über Dehnungsmessstreifen am Beton und den Bewehrungsstäben konnte die entsprechenden Dehnungen bestimmt werden. Außerdem wurden die Prüfkraft und der Maschinenweg (insgesamt) gemessen. Zu Beginn des Versuchs wurden die Versuchskörper durch fünf Be- und Entlastungszyklen beansprucht. Die Unterlast der Zyklen lag für alle Versuchskörper bei 5 kN. Die Oberlast für P-B1 lag bei 20 kN, für P-B2 bei 25 kN, für P-B3 bei 40 kN und für P-S1 bei 25 kN. Anschließend wurde die Belastung in mehreren Laststufen bis zur Traglast gesteigert.

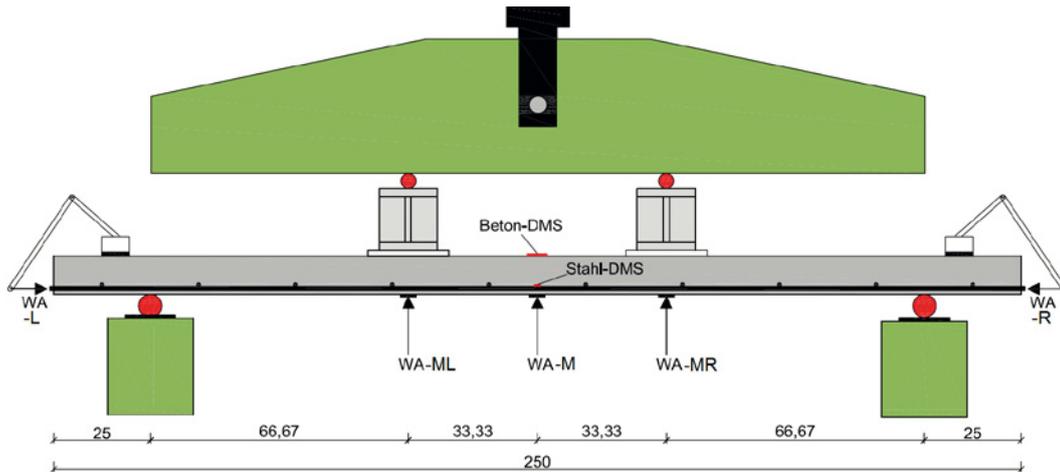


Bild 5-34: Versuchsaufbau und Messtechnik der Versuchskörper

5.2.5.3 Versuchsergebnisse

Bild 5-35 zeigt die Versagensbilder der Versuchskörper P-B2 und P-S1. Die Versuchskörper versagten schlagartig in der Plattenmitte nach dem Erreichen der Tragfähigkeit.



Bild 5-35: Versagensbilder der Versuchskörper P-B2 (links) und P-S1 (rechts)

In Bild 5-36 ist das Kraft-Durchbiegungs-Verhalten der Versuchskörper dargestellt. Die Durchbiegungen entsprechen jeweils dem Mittelwert der Messwerte, die mit den in Plattenmitte angeordneten Wegaufnehmer WA-ML, WA-M und WA-MR gewonnen wurden. Die Verläufe der baustabbbewehrten Platten P-B1 bis P-B3 sind ähnlich, d. h. nach den ersten fünf Be- und Entlastungszyklen zeigen die Graphen bis zum Erreichen der Traglast einen weitgehend linearen Verlauf, der sich natürlich in Abhängigkeit des Längsbewehrungsgrades unterscheidet. Mit zunehmenden Längsbewehrungsgrad nimmt die Steigung der Graphen und damit die Biegesteifigkeit zu.

In Bild 5-37 sind zusätzlich die aus den einzelnen Wegaufnehmern gewonnenen Kraft-Durchbiegungs-Diagramme der Versuchskörper P1-B2 und P1-S1 dargestellt. Bei allen Versuchskörpern konnte nur ein geringfügiger Bewehrungsschlupf Δs gemessen werden, der immer unterhalb von 0,03 mm und damit im Bereich der Messgenauigkeit der verwendeten Messtechnik lag. Somit kann davon ausgegangen werden, dass die Rebars der Versuchskörper einen vollen Verbund mit dem Beton aufweisen.

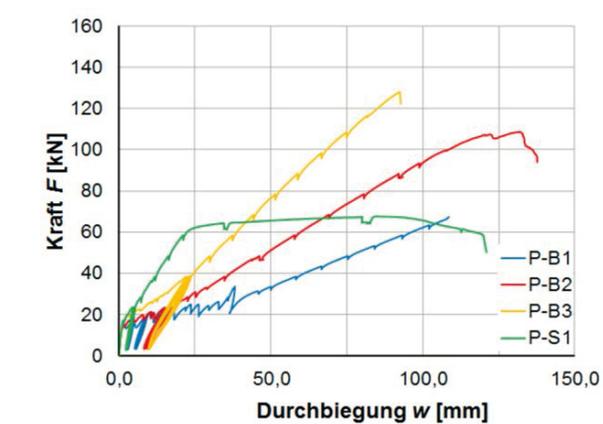


Bild 5-36: Kraft-Durchbiegungs-Diagramm der Versuchskörper

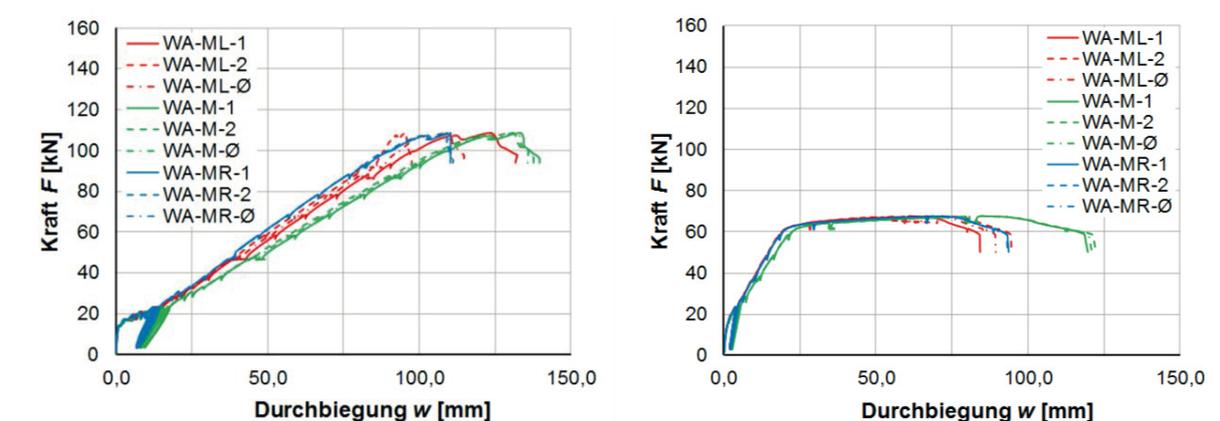


Bild 5-37: Kraft-Durchbiegungs-Diagramm: P-B2 (links) und P-S1 (rechts)

5.2.5.4 Numerische Bewertung der Versuchsergebnisse

Im Anschluss an die Versuchsdurchführungen wurden die Platten mit dem FE-Programm InfoGraph [30] durch die Fa. solidian modelliert. Für die FE-Modellierung wurden Schalenelemente verwendet. Die mittleren Betondruckfestigkeiten ($f_{cm,cyl}$) wurden aus den Begleitkörperprüfungen und die Materialkennwerte für die BFRP-Rebars aus den Zugversuchen (vgl. Abschnitt 4.1.2) angesetzt. Damit konnte die Traglast rechnerisch aber nur bedingt nachgerechnet werden, da insbesondere bei P-B2 und P-B3 die Abweichungen mit 25% bzw. 40% doch sehr groß sind.

Bild 5-38 und Bild 5-39 zeigen die Verteilung der rechnerischen Risse und Rissbilder für Versuchskörper P-B2 und P-S1. Die Rissbreiten waren bei den mit BFRP-Rebars bewehrten Plat-

ten deutlich größer als bei der mit Betonstahl bewehrten Platte. Eine Zusammenfassung der Versuchsergebnisse ist in Tabelle 5-11 gegeben.

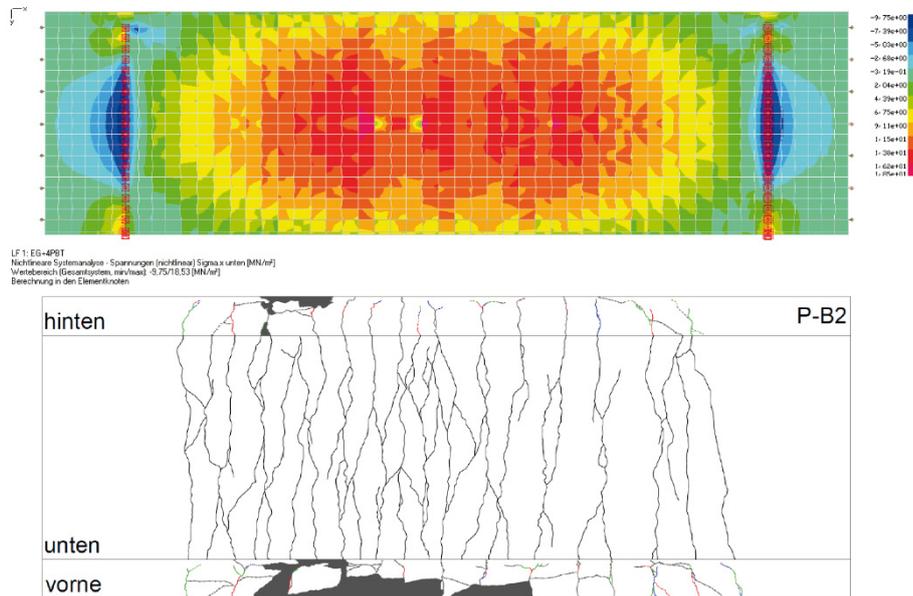


Bild 5-38: Verteilung der rechnerischen Risse (oben) und rechnerisches Rissbild des Versuchskörper P-B2 (unten)

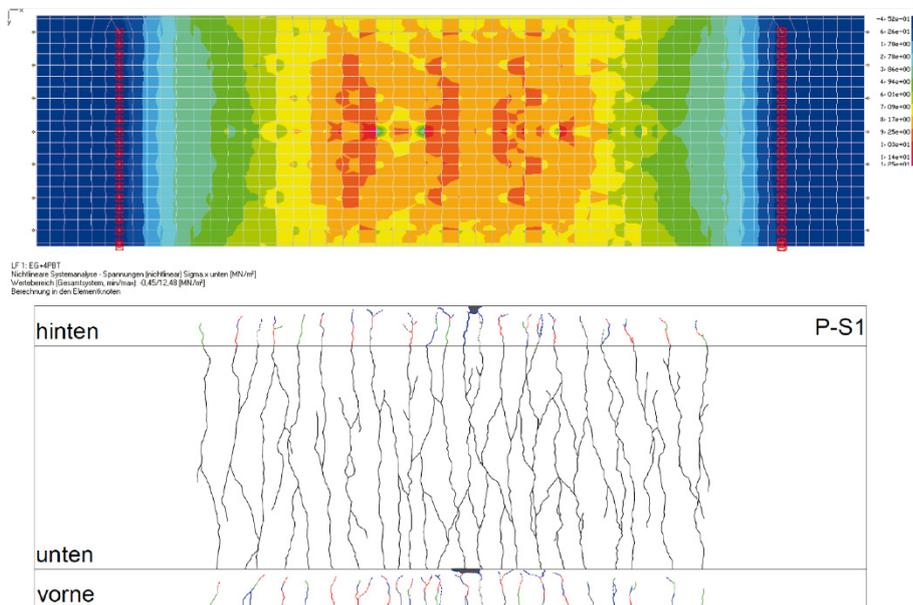


Bild 5-39: Verteilung der rechnerischen Risse (oben) und rechnerisches Rissbild des Versuchskörper P-S1 (unten)

Tabelle 5-11: Zusammenfassung der Plattenversuche

VK	Mittl. Zyl. Druckfestigkeit $f_{cm,cyl}$ [N/mm ²]	Traglast $P_{u,exp}$ [kN]	Traglast $P_{u,cal}$ [kN]	Durchbiegung w_{exp} [mm]	Durchbiegung w_{cal} [mm]	Bewehrungsschlupf Δs [mm]	Betondehnung ϵ_c [‰]	Stabdehnung ϵ_f [‰]	$P_{u,exp}/P_{u,cal}$ [-]
P1-B1	146,1	76,5	76,5	108,6	108,2	0,023	-3,8	13,0	1,00
P1-B2	146,1	108,6	145,5	132,1	144,2	0,022	-3,7	11,0	1,34
P1-B3	128,3	128,0	213,8	92,5	112,5	0,020	-3,8	15,1*	1,67
P1-S1	128,3	67,7	59,6	121,0	114,3	0,016	-3,1	13,0	0,88

*DMS Reihe 2

5.2.6 Balken mit Kreisringquerschnitt – Biege- und Querkrafttragfähigkeit

5.2.6.1 Allgemeines

Um die Biege- und Querkrafttragfähigkeit der BFRP-Rebars Schleuderbetonbauteile zu untersuchen, wurden Versuchskörper mit Kreisringquerschnitt aus UHPSC hergestellt und unter Querkraft- und Biegebeanspruchung untersucht.

5.2.6.2 Versuchsaufbau und -durchführung

Insgesamt wurden fünf Versuchskörper aus UHPSC unter Variation der Wandstärke, der Bewehrungsart (sowohl für Längs- als auch für Querkraftbewehrung) und des Bewehrungsgrades bei der Fa. EP hergestellt (Bild 5-40). Als Längsbewehrung wurden bei den Versuchskörper BFRP-Rebars oder Betonstabstahl und als Bügelbewehrung AR-Glas-Grid oder Stahl-Wendelbewehrung eingesetzt. Die Schubslankheit betrug bei den Balken B-B1, B-B2 und B-S1 jeweils $a/d = 2,1$. Tabelle 5-12 zeigt eine Übersicht der Versuchskörper.



Bild 5-40: Herstellung der Versuchskörper: Schalung und Bewehrungskorb (links), Betonage (rechts-oben) und Schleudervorgang (rechts-unten)

Tabelle 5-12: Übersicht der Versuchskörper

VK	Abmessungen $\varnothing_A/\varnothing_I/l$ [cm]	Wandstärke d_w [cm]	Längsbewehrung		Bügelbewehrung		Laststellung	Betondeckung c_{nom} [cm]
			Art	Anzahl	Art	Menge [cm ² /m]		
B-B1	35/25/250	5,0	BFRP	24 x $\varnothing 10$	Grid Q145/145	1,45	Drittelpunkt	2,0
B-B2	35/25/250	5,0	BFRP	24 x $\varnothing 10$	Grid Q145/145	1,45	Drittelpunkt	2,0
B-B3	35/25/250	5,0	BFRP	24 x $\varnothing 10$	Grid Q145/145	1,45	Trägermitte	2,0
B-S1	35/25/250	5,0	B500	24 x $\varnothing 12$	B500	1,64 ($\varnothing 5/12$)	Drittelpunkt	2,0
B-S2	35/25/250	5,0	B500	24 x $\varnothing 12$	B500	1,64 ($\varnothing 5/12$)	Trägermitte	2,0

Bild 5-41 zeigt die verwendete Messtechnik für die Versuchskörper. Alle Versuchskörper wurden zunächst auf Auflagerblöcke gelegt und anschließend als 3-Punkt-Biegeversuchen getestet. Die Versuchskörper B-B1, B-B2 und B-S1 wurden auf Querkrafttragfähigkeit untersucht und jeweils durch eine Einzellast, die im Drittelpunkt der Stützweite angeordnet war, belastet (Bild 5-42). Die Versuchskörper B-B3 und B-S2 wurden auf Biegetragfähigkeit untersucht und mittig belastet. Die Belastung wurde in Lastschritten von 10,0 kN bzw. 20,0 kN über einen hydraulischen 2,0-MN-Prüfzylinder aufgebracht.

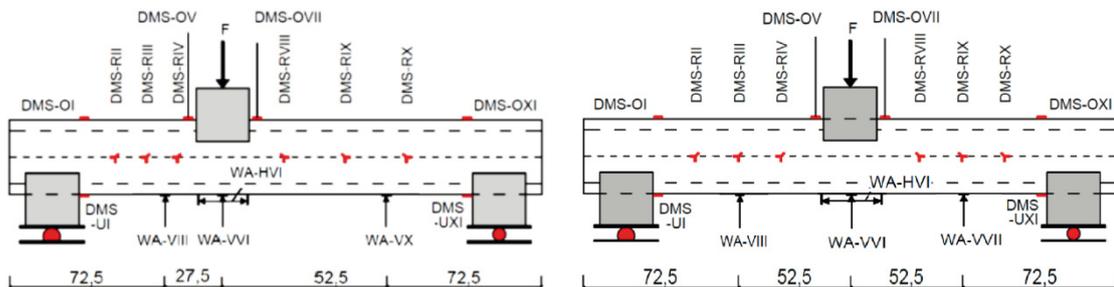


Bild 5-41: Versuchsaufbau und Anordnung der Messtechnik: B-B1, B-B2 und B-S1 (links), B-B3 und B-S2 (rechts)

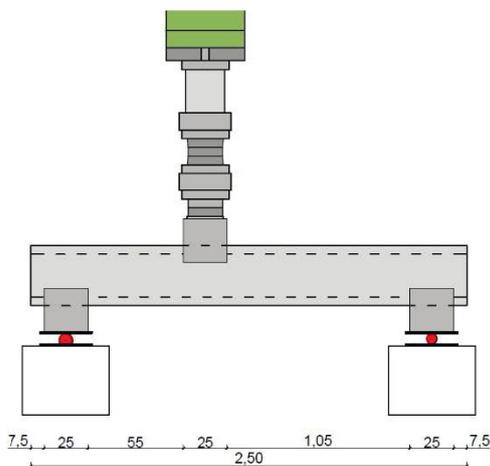


Bild 5-42: Versuchsaufbau der Versuchskörper (hier: B-B1)

5.2.6.3 Versuchsergebnisse

Bild 5-43 und Bild 5-44 zeigen die Versagensbilder der Versuchskörper B-B1 und B-B3. Es ist zu erkennen, dass sich die Versagensbilder obgleich der unterschiedlichen Lastangriffspunkte fast gleichen. Bei beiden Trägern trat ein Versagen der Schubbewehrung ein, wobei der Winkel der Druckstrebe bei einer Belastung in Feldmitte entsprechend geringer ist.

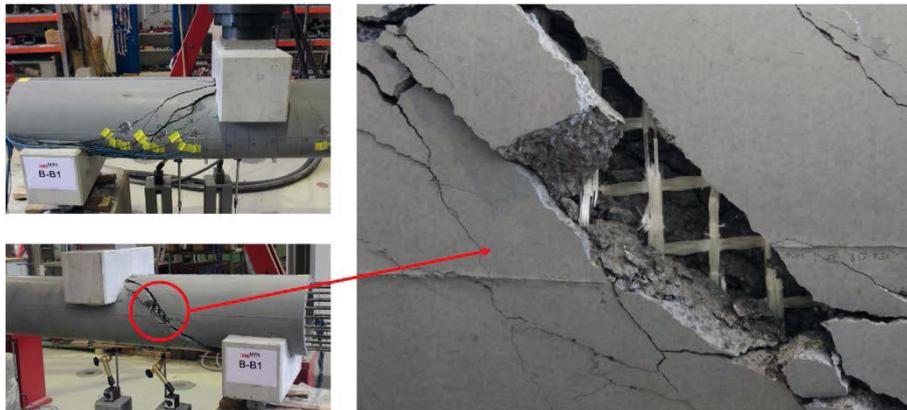


Bild 5-43: Versagensbilder des Versuchskörpers B-B1



Bild 5-44: Versagensbilder des Versuchskörpers B-B3

Bild 5-45 zeigt die Kraft-Durchbiegungs-Diagramme der durchgeführten Versuche. Die Versuchskörper B-B1, B-B2 und B-B3 sowie B-S1 und B-S2 zeigen jeweils einen vergleichbaren Verlauf bis zum Erreichen der Traglast. Die Versagensart bzw. das Tragverhalten nach Erreichen der maximalen Last unterscheiden sich allerdings. Bei den basaltstabbewehrten Versuchskörpern (B-B1, B-B2 und B-B3) kam es zum Reißen des Grids, wodurch das Versagen des Versuchskörpers bestimmt wurde (Bild 5-43). Bei den konventionell bewehrten Versuchskörpern trat kein Versagen der Querkraftbewehrung auf.

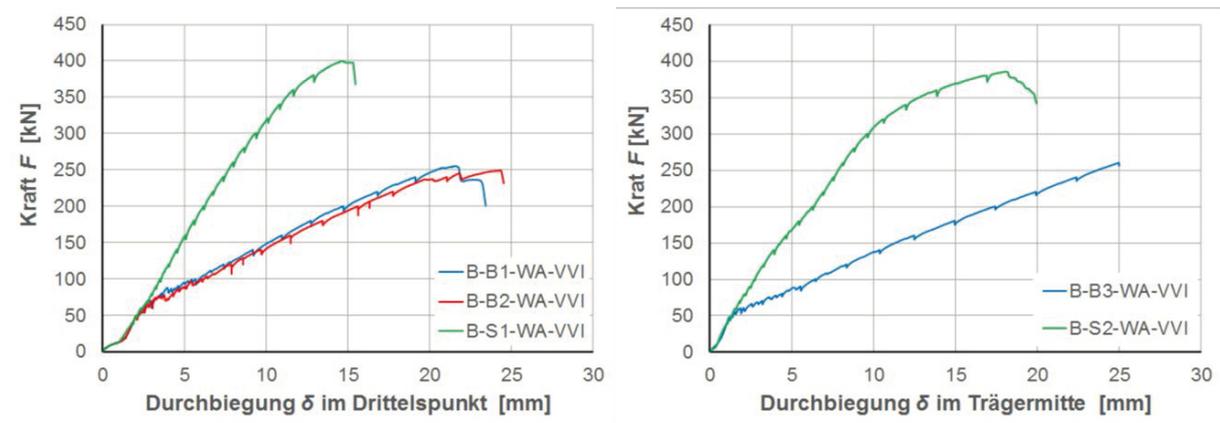


Bild 5-45: Kraft-Durchbiegungs-Diagramm der Balken: B-B1, B-B2 und B-S1 (links), B-B3 und B-S2 (rechts)

5.2.6.4 Numerische Bewertung der Versuchsergebnisse

Im Anschluss an die Versuchsdurchführungen wurden die Balken, analog zur Vorgehensweise bei den Platten (vgl. Abschnitt 5.2.5.4), durch die Fa. solidian mit dem FE-Programm InfoGraph [30] modelliert. Hierbei wurden wieder Schalelemente verwendet. Die mittleren Betondruckfestigkeiten ($f_{cm,cyl}$) wurden aus den Begleitkörperprüfungen für Balken angesetzt. Für die Materialkennwerte der BFRP-Rebars wurden die Ergebnisse aus den Zugversuchen (vgl. Abschnitt 4.1.2) verwendet. Bild 5-46 und Bild 5-47 zeigen die Verteilung der rechnerischen Risse und Rissbilder für Versuchskörper B-B1 und B-B2. In Tabelle 5-13 sind die rechnerischen Ergebnisse zusammengefasst.

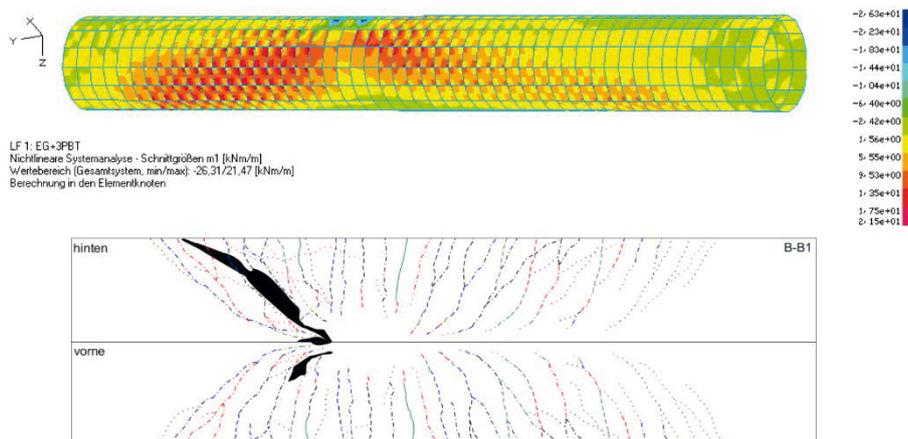


Bild 5-46: Verteilung der rechnerischen Risse (oben) und rechnerisches Rissbild des Versuchskörper B-B1 (unten)

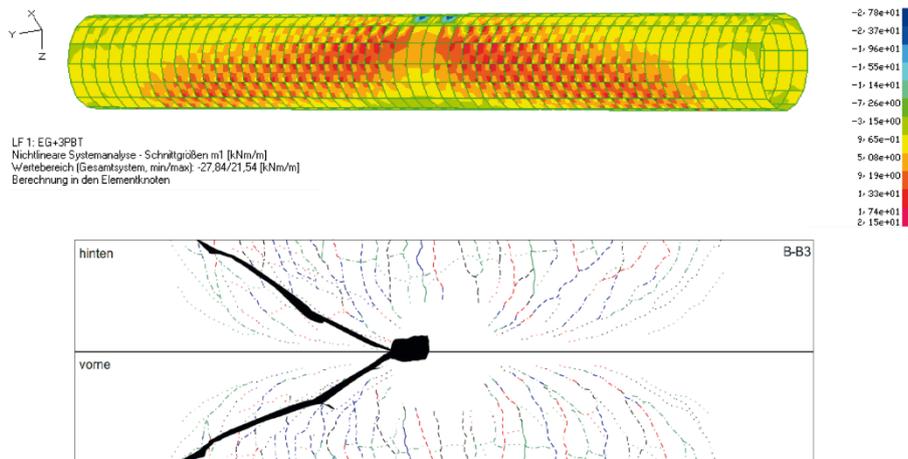


Bild 5-47: Verteilung der rechnerischen Risse (oben) und rechnerisches Rissbild des Versuchskörper B-B3 (unten)

Tabelle 5-13: Zusammenfassung der Balkenversuche mit Kreisringquerschnitt

VK	Mittl. Druckfestigkeit	Mittl. Spaltzugfestigkeit	Traglast	Traglast	Durchbiegung	Durchbiegung	$P_{u,exp}/P_{u,cal}$
	$f_{cm,cyl}$ [N/mm ²]	$f_{ctm,sp}$ [N/mm ²]	$P_{u,exp}$ [kN]	$P_{u,cal}$ [kN]	W_{exp} [mm]	W_{cal} [mm]	[-]
B-B1	147,5	8,5	255,3	260,5	25,0	26,5	0,98
B-B2	146,1	8,4	249,4	306,7	26,3	29,4	0,96
B-S1	145,3	8,4	399,6	380,6	18,3	15,2	1,05
B-B3	153,3	8,6	269,9	278,2	31,9	33,4	0,97
B-S2	140,1	8,1	385,5	363,7	27,3	25,5	1,06

Bild 5-48 und Bild 5-49 zeigen die statischen Systeme und die Schnittgrößenverläufe der Balken B-B1 und B-B3. Es wird zunächst die rechnerische Querkraft V_{cal} nach EC2+NA [1], nach MC 2010 [4] und nach KURTH [31] ermittelt und anschließend jeweils mit der im Versuch ermittelten Querkraft V_{exp} verglichen.

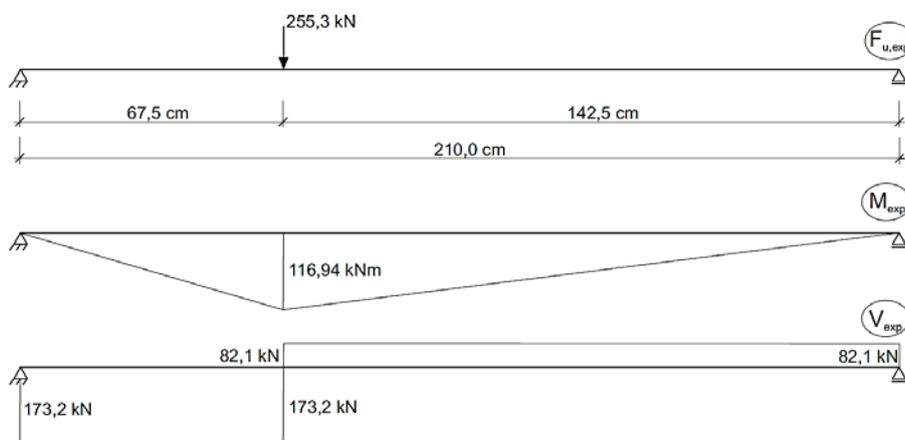


Bild 5-48: Statisches System (oben), Momentenverlauf (Mitte) und Querkraftverlauf des Balkens B-B1 (unten)

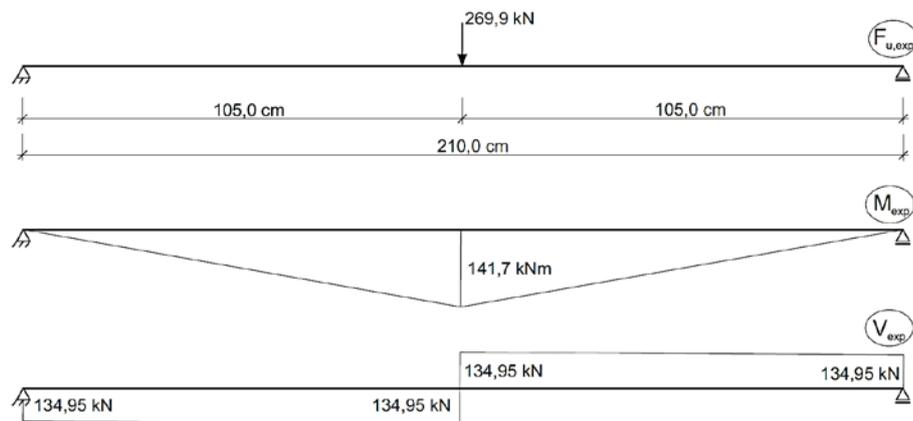


Bild 5-49: Statisches System (oben), Momentenverlauf (Mitte) und Querkraftverlauf des Balkens B-B3 (unten)

Die Querkrafttragfähigkeit nach EC2+NA [1] wird zum einen für Stahlbetonbauteile ohne Querkraftbewehrung V_c (Gl. 5-21) und zum anderen für Stahlbetonbauteile mit Querkraftbewehrung V_u (Gl. 5-22) bestimmt:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} \quad \text{Gl. 5-20}$$

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho_l \cdot \frac{E_f}{E_s} \cdot f_{ck} \right)^{\frac{1}{3}} + 0,12 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \quad \text{Gl. 5-21}$$

$$V_{Ed} \leq \min \left\{ \begin{array}{l} V_{Rd,s} \\ V_{Rd,max} \end{array} \right. \quad \text{Gl. 5-22}$$

$$V_{Rd,s} = \left(\frac{A_{sw}}{s} \right) \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta \quad \text{Gl. 5-23}$$

$$V_{Rd,max} = \frac{b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\cot \theta \cdot \tan \theta} \quad \text{Gl. 5-24}$$

Gemäß Nach MC 2010 [4] setzt sich die Querkrafttragfähigkeit von Betonbauteilen mit FRP-Rebars additiv aus einem Betontraganteil $V_{R,F}$ und einem Stahltraganteil (hier: FRP-Rebar) $V_{R,S}$ zusammen:

$$V_{Rd} = V_{Rd,F} + V_{Rd,S} \geq V_{Ed} \quad \text{Gl. 5-25}$$

$$V_{Rd,F} = (k_v \cdot \sqrt{f_{ck}} + k_f \cdot f_{Ftuk} \cdot \cot \theta) \cdot z \cdot b_w \quad \text{Gl. 5-26}$$

$$V_{Rd,S} = \frac{A_{sw}}{s_w} \cdot z \cdot f_{yw} \cdot \cot \theta \quad \text{Gl. 5-27}$$

Der Ansatz nach KURTH [31] wurde für die Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit von Betonbauteilen mit FRP-Rebars entwickelt und setzt sich wie beim Model Code 2010 [4] aus einem Betontraganteil $V_{Rd,c}$ und einem FRP-Traganteil $V_{Rd,f}$ zusammen:

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} + V_{Rd,f} \quad \text{Gl. 5-28}$$

$$V_{Rd,c} = \beta \cdot \frac{1}{640} \cdot \kappa \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot E_{fl} \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot b_w \cdot d \quad \text{Gl. 5-29}$$

$$V_{Rd,f} = \alpha_{fw} \cdot f_{fd,w} \cdot z \cdot \cot \theta \quad \text{Gl. 5-30}$$

Bild 5-50 zeigt den Vergleich der rechnerischen Querkrafttragfähigkeiten $V_{u,cal}$ mit den Versuchsergebnissen $V_{u,exp}$. Es ist zu erkennen, dass mit dem Bemessungsansatz nach KURTH [31] die Versuchsergebnisse der basaltbewehrten Balken (B-B1 und B-B3) mit ausreichender Genauigkeit nachvollzogen werden können. Die Bemessungsansätze nach EC2+NA [1] und nach MC 2010 [4] unterschätzen die Querkrafttragfähigkeit der Balken mit Kreisringquerschnitten deutlich.

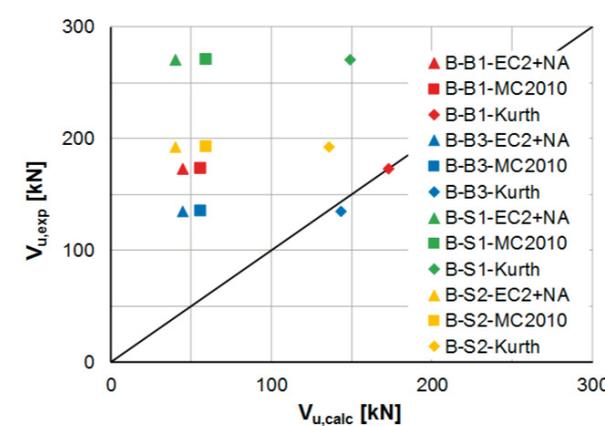


Bild 5-50: Vergleich der rechnerischen Querkrafttragfähigkeiten $V_{u,cal}$ mit den Versuchsergebnissen $V_{u,exp}$ mit ausgewählten Berechnungsansätzen

Tabelle 5-14: Vergleich der rechnerischen Querkrafttragfähigkeiten $V_{u,cal}$ mit den Versuchsergebnissen $V_{u,exp}$ mit ausgewählten Berechnungsansätzen

VK	$V_{u,exp}$ [kN]	$V_{u,EC2+NA}$ [kN]	$\gamma_{mod,EC2+NA}$ [-]	$V_{u,MC 2010}$ [kN]	$\gamma_{mod,MC 2010}$ [-]	$V_{u,KURTH}$ [kN]	$\gamma_{mod,KURTH}$ [-]
B-B1	173,20	44,80	3,9	56,2	3,1	172,7	1,0
B-S1	271,20	40,30	6,7	59,5	4,6	149,0	1,8
B-B3	134,95	44,80	3,0	56,2	2,4	143,4	0,94
B-S2	192,75	40,30	4,8	59,5	3,2	135,8	1,4

6 Untersuchungen zu einer geeigneten Vorspanntechnologie

6.1 Allgemeines

Für den Einsatz in vorgespannten Bauteile (wie z. B. Masten) sollten Überlegungen und erste Untersuchungen zur Vorspannung der BFRP-Rebars angestellt werden.

6.2 Versuchsaufbau und -durchführung

Eine Vorspannung bzw. Vordehnung von BFRP-Rebars erfordert nach dem Absetzen der Presskraft eine kraftschlüssige Verankerung, die dauernd wirksam ist. In der durchgeführten Untersuchungsreihe wurden Stahlplatten mit unterschiedlichen Abmessungen gewählt, die sich aus der erforderlichen Verankerungslänge für die Rebars ergaben (vgl. 5.2.4). Dementsprechend wurde Stahlplatten mit den Abmessungen $L_{Stahl-1}/B_{Stahl-1}/t_{Stahl-1} = 25,0/15,0/3,0$ cm auf der Vorspannseite und mit Abmessungen $L_{Stahl-2}/B_{Stahl-2}/t_{Stahl-2} = 50,0/15,0/3,0$ cm auf der Endverankerungsseite durch Fa. EP gefertigt und an das iBMB geliefert (Bild 6-1 (links)).



Bild 6-1: Stahlplatten (links), Hohlkolbenzylinder, Kraftmessdose und Kalotte (Mitte) und Vorbereitung der Versuchskörper (rechts)

Hiermit wurden zwei Versuchsserien mit insgesamt sechs vorgespannten BFRP-Rebars untersucht. Die Versuchsserien unterschieden sich hinsichtlich der Größe der Vorspannkraft P . Da keine mechanische Verankerung verwendet werden konnte, durch die Rebars zwischen den Stahlplatten eingeklebt. Hierfür wurde ein praxisüblicher Mörtel (Pagel) benutzt. Bild 6-1 (rechts) zeigt die Vorbereitung der Versuchskörper.

Für die Vorspannung der BFRP-Rebars wurden ein Hohlkolbenzylinder (250 kN) und eine Kraftmessdose (200 kN) verwendet (Bild 6-1 (Mitte)). Bild 6-2 zeigt den Versuchsaufbau der BFRP-Rebars für das Aufbringen der Vorspannung.

Tabelle 6-1 sind die untersuchten Versuchsparameter zusammengefasst. In Anlehnung an A-CI 440.4R-04 [32] variierte die Vorspannkraft P zwischen 45 % und 55 % der Zugfestigkeit der BFRP-Rebars ($R_m = 1300,0$ N/mm²), so dass sich eine initiale Vorspannkraft P von 47,0 kN bzw. 57,0 kN ergab. Nach dem die Vorspannkraft auf BFRP-Rebar angebracht war, wurde der Verlauf der Vorspannkraftverlust ΔP über 35 Minuten beobachtet und festgehalten.

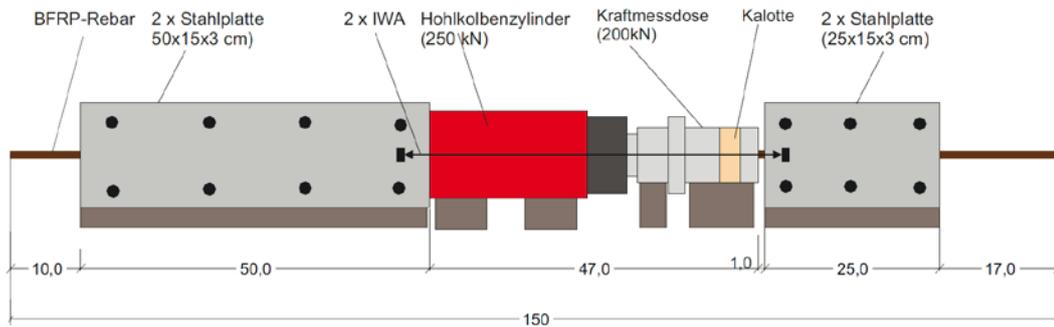


Bild 6-2: Versuchsaufbau zur Aufbringung der Vorspannung

Tabelle 6-1: Übersicht der Versuchskörper

VK	Bewehrungsart	Klebstoff	Vorspannkraft/Zugfestigkeit [%]	Vorspannkraft P [kN]
B-VS1.1	BFRP	Pagel	45 %	47,0
B-VS1.2	BFRP	Pagel	45 %	47,0
B-VS1.3	BFRP	Pagel	45 %	47,0
B-VS2.1	BFRP	Pagel	55 %	57,0
B-VS2.2	BFRP	Pagel	55 %	57,0
B-VS2.3	BFRP	Pagel	55 %	57,0

6.3 Versuchsergebnisse

Bild 6-3 zeigt die Vorspannkraft-Weg-Diagramme der geprüften BFRP-Rebars. Bis zum Erreichen der Vorspannkraft ist ein nahezu linear-elastisches Verhalten vorhanden. Nach einer Belastungsdauer von 35 Minuten wurde ein Spannkraftverlust bei der Serie 1 von 6,4 % und bei der Serie 2 um 5,3 % beobachtet. Bild 6-4 zeigt die zeitabhängigen Spannkraftverluste in einem Vorspannkraft-Zeit-Diagramm. In Tabelle 6-2 sind die Ergebnisse der durchgeführten Vorspannversuche zusammengefasst. Es lässt sich festhalten, dass eine Vorspannung der BFRP-Rebars grundsätzlich möglich ist, allerdings müssen weitergehende Untersuchungen erfolgen, z. B. andere Verankerungsart und Dauer der Untersuchungen.

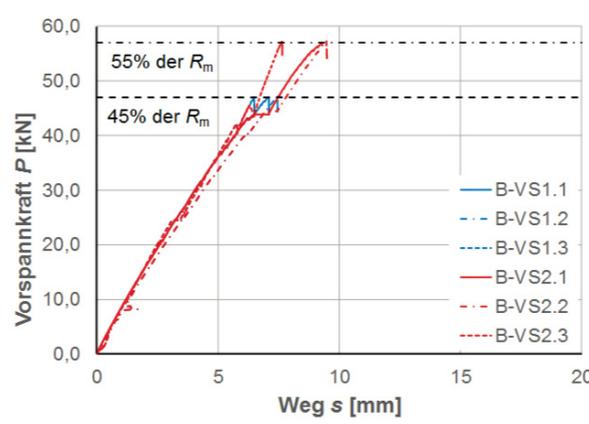


Bild 6-3: Vorspannkraft-Weg-Diagramm der BFRP-Rebars

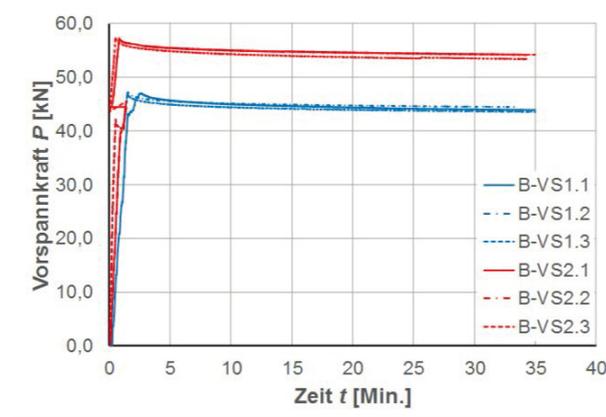


Bild 6-4: Vorspannkraft-Zeit-Diagramm der BFRP-Rebars

Tabelle 6-2: Zusammenfassung der Vorspannversuche

VK	Bewehrung		Vorspannkraft		
	Art	$\varnothing_{\text{Rebar}}$ [mm]	P_{Anfang} [kN]	P_{Ende} [kN]	ΔP [%]
B-VS1.1	BFRP	10	47,0	43,9	6,6
B-VS1.2	BFRP	10	47,0	44,5	5,3
B-VS1.3	BFRP	10	47,0	43,6	7,2
B-VS2.1	BFRP	10	57,0	54,3	4,7
B-VS2.2	BFRP	10	57,0	54,2	4,9
B-VS2.3	BFRP	10	57,0	53,4	6,3

7 Anmerkungen zu Anforderungen im Produktionsprozess

7.1 Allgemeines

BFRP-Rebars verhalten sich aufgrund ihrer speziellen Eigenschaften in einigen Punkten anders als konventionelle Betonstahlbewehrung. Dies erfordert eine andere Handhabung und Verarbeitung der BFRP-Rebars während des Produktionsprozesses.

7.2 Handhabung

Grundsätzlich ist aufgrund der Querdruckempfindlichkeit eine Lagerung der BFRP-Rebars auf scharfkantige Unterlagen zu vermeiden. Des Weiteren haben die BFRP-Rebars eine geringere Eigenbiegesteifigkeit als Stahlstäbe, so dass sie beim Transport ausreichend gegen Durchhang bzw. Durchbiegungen gesichert werden müssen. Die BFRP-Rebars dürfen auch nicht über den Boden oder über scharfe Kanten gezogen werden, da sie empfindlich auf Stöße und Abrieb reagieren. Außerdem ist eine direkte Sonneneinstrahlung der BFRP-Rebars zu vermeiden.

7.3 Verarbeitung der BFRP-Rebars

Zur Ablängung der BFRP-Rebars können praxis- bzw. handelsübliche Schneidgeräte verwendet werden, z. B. eine Eisensäge oder ein Trennschleifer mit einem Diamant-Blatt. Zu beachten ist, dass sich die Stabenden bei unsachgemäßem Abschneiden auffasern können. Außerdem wird beim Sägen der BFRP-Rebars Faserstaub freigesetzt. Das Einatmen von Faserstaub ist gesundheitsschädlich und muss vermieden werden. Deshalb müssen alle Sägearbeiten stets mit einem Mundschutz und einer Sicherheitsbrille ausgeführt werden.

Aufgrund des geringen Gewichtes der BFRP-Rebars müssen beim Betonieren zur Einhaltung der Lagegenauigkeit ggf. Vorsichtsmaßnahmen gegen ein Aufschwimmen der Rebars getroffen werden (d. h. die BFRP-Rebars sind im Bewehrungskorb in kleineren Abständen zu verbinden bzw. anzubinden als es bei Stabstahl üblich ist).

Beim Arbeiten mit den BFRP-Rebars müssen immer entsprechende Arbeitshandschuhe getragen werden.

8 Zusammenfassung

Im Rahmen des durchgeführten Forschungsvorhabens wurde am iBMB, Fachgebiet Massivbau der TU Braunschweig der Einsatz von BFRP-Rebars als nicht-metallische Bewehrung in Betonbauteilen aus UHPC untersucht.

Hierzu wurden folgende Arbeitspakete festgelegt und experimentell sowie teilweise auch begleitenden mit numerischen Analysen ausgeführt:

- Mechanische Eigenschaften der BFRP- und GFRP-Rebars:
Es wurden zahlreiche Zug- und Druckversuche durchgeführt und die mechanischen Kennwerte ermittelt, die dann auch für die weiteren Untersuchungen verwendet wurden. Die untersuchten FRP-Rebars erreichten im Mittel eine doppelte so hohe Zugfestigkeit wie Betonstahl, eine Bruchdehnung, die etwa 66 % der Bruchdehnung des Betonstahls entspricht und einen E-Modul, der etwa 25% des E-Moduls von Betonstahl beträgt. Insgesamt verhalten sich die BFRP- und GFRP-Rebars unter Zugbeanspruchung deutlich besser als unter Druckbeanspruchung.
- Alkalische Resistenzprüfung:
Die mit definierten Prüfbedingungen durchgeführten umfangreichen Laboruntersuchungen ergaben, dass die BFRP-Rebars, im Gegensatz zu den GFRP-Rebars, die Mindestanforderungen nach [10] (Festigkeitsabfall von 50% gegenüber der Ursprungsfestigkeit der unbehandelten Proben) nicht einhalten. Bereits nach einer kurzen Beaufschlagung mit einer 5 %-igen NaOH-Lösung waren weiße Ausblühungen sichtbar. Mit Hilfe von REM-Aufnahmen und EDX-Analysen konnte festgestellt werden, dass die Ausblühungen durch Kristallisation entstanden sind, wobei die Hauptbestandteile der Kristalle aus der NaOH-Lösung stammen.
- UV-Beständigkeit und Frostwiderstand:
Unter definierten Prüfbedingungen wurde die Dauerhaftigkeit des BFRP-Systems weitergehend untersucht. Im Hinblick auf die UV-Beständigkeit konnte keine Beeinflussung

der mechanischen Eigenschaften festgestellt werden. Auch die durchgeführten Frost-Tausalz-Beanspruchungen hatten keine wesentlichen Auswirkungen auf die Zugfestigkeit der BFRP-Rebars.

- Dauerschwingversuche der FRP-Rebars:
Das in den Versuchen festgestellte Ermüdungsverhalten der FRP-Rebars ist im Vergleich zum Betonstahl (B500) deutlich schlechter. Selbst bei geringen Spannungsschwingbreiten von $\Delta\sigma = 75 \text{ N/mm}^2$ konnten bei den BFRP-Rebars nur eine Lastwechselzahl von $N \approx 16.300$ und bei den GFRP-Rebars maximal $N \approx 40.800$ aufgebracht werden.
- AR-Glas-Grid als Ersatz der konventionellen Bügelbewehrung aus Stahl:
Für den Ersatz von Schubbewehrung, z. B. Bügelbewehrung in Balken, wurde von der Fa. solidian ein AR-Glas-Grid gewählt, da Grids aus BFRP nicht zur Verfügung standen. Bei den AR-Glas-Grids wurden mechanische Prüfungen und eine alkalische Resistenzprüfung durchgeführt. Die alkalische Resistenzprüfung verlief positiver als bei den BFRP-Rebars.
- Betonrezeptur (UHPC):
Für die Herstellung der zahlreichen Begleit- und Versuchskörper wurde eine Schleuderbetonrezeptur (UHPSC) der Fa. Europoles im Hinblick auf eine Rüttelbetonrezeptur (UHPC) angepasst und optimiert. Anschließend wurden zur Festlegung der mechanischen Kennwerte des UHPC (u. a. Druck-, Spaltzugfestigkeit und E-Modul) umfangreiche Untersuchungen an Begleitkörpern durchgeführt.
- Dauerhaftigkeit UHPC:
Für die gewählte UHPC-Rezeptur wurden verschiedene Baustoffprüfungen im Hinblick auf die Dauerhaftigkeit durchgeführt, wie z. B. Bestimmung der Wassereindringtiefe, Prüfung des Frostwiderstands und Frost-Taumittel-Widerstands an in UHPC einbetonierten BFRP-Rebars. In allen Laborprüfungen zeigte der UHPC eine sehr geringe Schädigung (z. B. kein Abfall des relativen dynamischen E-Moduls nach 28 FTW bzw. nur 1 % nach 56 FTW). Auch die Wasseraufnahme während der Prüfungen war aufgrund des äußerst dichten Materialgefüges des UHPC sehr gering bzw. nahezu nicht vorhanden. Insgesamt hat der verwendete UHPC eine sehr hohe Dauerhaftigkeit.
- Verbundverhalten der BFRP- und GFRP-Rebars:
Hierzu wurden zahlreiche Pull-Out-Versuche durchgeführt. Alle Verbundspannung-Schlupf-Beziehungen sowie alle maximalen Verbundspannungen der untersuchten FRP-Rebars lagen deutlich niedriger als die Werte der zu Referenzzwecken untersuchten Betonstabstähle. Gleichwohl lagen die Verbundfestigkeitswerte der untersuchten FRP-Rebars höher als die Bemessungswerte nach EC2+NA [1] und Model Code 2010 [4]. Eine Verbesserung des Verbundverhalten der FRP-Rebars im Vergleich zu Betonstabstahl kann möglicherweise durch eine Optimierung der Profilierung (höherer Abscherwiderstand) und Verbesserung der Haftfestigkeit der FRP-Rebars erreicht werden.
- Schleuderbetonbauteile unter überwiegender Normalkraftbeanspruchung:
Für die Untersuchung der Normalkrafttragfähigkeit von mit BFRP-Rebars bewehrten Bauteilen wurden durch die Fa. Europoles Schleuderbetonstützen hergestellt, die dann

im Labor abgeprüft wurden. Bei allen durchgeführten Versuchen kam es bei Erreichen der Traglast zu einem schlagartigen Versagen des Betons. Eine Nachbruchtragfähigkeit konnte nicht festgestellt werden, so dass die untersuchten Stützen keine ausreichende Robustheit zeigten. Gleichwohl konnte in den numerischen Analysen mit einem nichtlinearen Stabwerksprogramm das Verformungsverhalten bis zum Erreichen der Traglast und die Höhe der Traglast gut abgebildet werden.

- Biegetragfähigkeit von UHPC-Balken mit BFRP-Rebars:
Dazu wurden am iBMB kleinformartige Biegebalken sowie Balken mit Rechteckquerschnitt hergestellt und in entsprechenden Biege-Prüfeinrichtungen untersucht. Bei den kleinformartigen Biegebalken versagten die BFRP-Rebars vorzeitig und es wurde ein großer Schlupf der Rebars an der Endverankerung gemessen. Dagegen konnte bei den Rechteckbalken die Zugfestigkeit der BFRP-Rebars ausgenutzt werden und der Schlupf an der Endverankerung war deutlich kleiner. Obgleich die Versuchskörper mit BFRP-Rebars eine geringere Steifigkeit als die Versuchskörper mit Betonstabstahl aufweisen, wurde jeweils die rechnerische Biegetragfähigkeit erreicht bzw. überschritten.
- Biegetragfähigkeit von UHPC-Platten mit BFRP-Rebars:
Die Versuchskörper der Biegeversuche an UHPC-Platten mit BFRP-Rebars versagten schlagartig in der Plattenmitte nach dem Erreichen der Tragfähigkeit. Auch hier war der gemessene Schlupf an der Endverankerung sehr gering, so dass ein voller Verbund zwischen BFRP-Rebar und umgebenen Beton angenommen werden kann. Allerdings konnte die Traglast mit dem verwendeten Modell (FE-Programm InfoGraph) rechnerisch aber nur bedingt nachgerechnet werden, d. h. es ergaben sich Abweichungen zwischen Versuchstraglast und rechnerische Traglast von bis 40 %. Auch waren die Rissbreiten bei den mit BFRP-Rebars bewehrten Platten deutlich größer als bei der Referenzplatte mit Betonstabstahl.
- Balken mit Kreisringquerschnitt aus UHPSC mit BFRP-Rebars:
Durch die Fa. Europoles wurden Balken mit Kreisringquerschnitten aus UHPSC mit BFRP-Rebars hergestellt und am iBMB hinsichtlich der Biege- und Querkrafttragfähigkeit experimentell überprüft. Bei allen basaltstabbewehrten Versuchskörpern kam es unabhängig von der Laststellung (d. h. vorwiegende Querkraft- oder Biegemomentenbeanspruchung) zu einem Reißen des Grids. Bei den mit Stabstahl bewehrten Versuchskörpern trat kein Versagen der Querkraftbewehrung auf. In den numerischen Analysen mit dem FE-Programm InfoGraph konnte die Höhe der Traglast, im Unterschied zu den Nachrechnungen der UHPC-Platten, gut vorhergesagt werden.
- Vorspannung von BFRP-Rebars:
Zum Vorspannung von hochbelasteten Bauteilen, wie z. B. Masten, wurden erste Untersuchungen durchgeführt. Die Vorspannung erfolgte hierbei durch beidseitige Einkleben der BFRP-Rebars mittels Pagel zwischen zwei Stahlplatten. In Anlehnung an ACI [32] wurden die BFRP-Rebars auf 45 % und 55 % ihrer Zugfestigkeit ($R_m = 1.300,0 \text{ N/mm}^2$) vorgespannt. Dann wurde der Spannkraftverlust der BFRP-Rebars über 35 Minuten erfasst. Dieser lag mit etwa 6 % in einem erwarteten Bereich. Allerdings müssen zu dieser Thematik weitergehende Untersuchungen erfolgen, z. B. andere Verankerungsart und Dauer der Untersuchungen.

Insgesamt wurden zahlreiche und umfangreiche Untersuchungen zu verschiedenen Themen und Fragestellungen im Hinblick auf den Einsatz von BFRP-Rebars als nicht-metallische Bewehrung in Betonbauteilen aus UHPC durchgeführt. Diese decken neben grundsätzlichen Aspekten, wie z. B.: Herstellung, Handhabung, Verarbeitung und Ausführung, auch die Materialuntersuchungen sowie die Prüfung der Verbundeigenschaften und des Tragverhaltens unter verschiedenen Lastsituationen (d. h. Normalkraft, Biegung und Querkraft) und verschiedenen Bauteilen (d. h. Stützen, Balken, Platten, Rohre) ab. Außerdem wurden Aspekte der Dauerhaftigkeit (Alkali-resistenz, Frostwiderstand, Frost-Taumittel-Widerstand, Eindringtiefe etc.) sehr weitgehend erörtert ebenso wie erste Untersuchungen zur Vorspannung von BFRP-Rebars angestellt.

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass es sich bei der untersuchten Werkstoffkombination (UHPC mit BFRP-Rebars) um eine sehr vielversprechende Verknüpfung handelt. Hierbei ist der sehr dauerhafte und sehr hochfeste UHPC in seiner Gesamtheit besser erforscht und es liegen, auch für eine breite Anwendung in verschiedensten Betonbauteilen, verhältnismäßig abgesicherte Ergebnisse vor. Die BFRP-Rebars sind im Vergleich deutlich weniger erforscht, hier sind weitere Entwicklungsarbeiten notwendig, z. B. hinsichtlich der Materialkomposition (Faser-Harz-System und Stabprofilierung) sowie hinsichtlich der Dauerhaftigkeit bei chemischer (Alkali-resistenz) und physikalischer (Ermüdungsfestigkeit) Einwirkung.

Im Zusammenhang mit den durchgeführten Untersuchungen muss selbstverständlich auch berücksichtigt werden, dass eine umfassende Behandlung und Durchdringung der Thematik im Rahmen eines solchen Forschungsvorhabens nicht möglich ist. Hierzu sind die Fragestellungen zu komplex und umfangreich. Auch sind die Entwicklungsstufen der BFRP-Rebars noch zu neuzeitlich, was im Rahmen des Projektes auch zu Mehrfachbearbeitungen von einzelnen Arbeitspunkten aufgrund neuer BFRP-Kompositionen der gelieferten BFRP-Rebars geführt hat.

Jedoch konnten wertvolle und aussagekräftige Ergebnisse zu den verschiedenartigsten Fragestellungen gewonnen werden. Nach jetzigem Kenntnisstand wäre nach Ansicht der Unterzeichner der Einsatz von basaltbewehrten UHPC-Betonbauteilen sowohl im Hochbau als auch im Ingenieurbau möglich, wenn die primäre Auslegungsaufgabe im Bereich der Dauerhaftigkeit (z. B. Chloridangriff) liegt und Optimierungsaufgaben in Bezug auf eine maximale Werkstoffausnutzung (z. B. minimale Querschnittsabmessungen) eine sekundäre Bedeutung haben.

9 Unterschriften

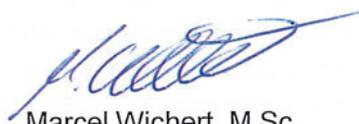
Braunschweig, den 12.02.2018



Prof. Dr.-Ing. Martin Empelmann



Omid Moghaddam, M.Eng.



Marcel Wichert, M.Sc.

10 Literaturverzeichnis

- [1] *DIN EN 1992-1-1: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*, (inklusive des nationalen Anhangs für Deutschland: DIN EN 1992-1-1/NA, Januar 2011.
- [2] *DAfStb-Heft 561: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 561, Sachstandsbericht, Ultrahochfester Beton*, 1. Auflage 2008.
- [3] *Deutsches Institut für Bautechnik, Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung: Zulassungsgegenstand: Bewehrungsstab Schöck ComBAR aus glasfaserverstärktem Kunststoff*, Zulassungsnummer: Z-1.6-238. Juni 2014.
- [4] *Model Code (2010): fib Bulletin 40: FRP reinforcement in RC structures*. September 2007.
- [5] *DIN EN ISO 15630-1: Stähle für die Bewehrung und das Vorspannen von Beton – Prüfverfahren – Teil 1: Bewehrungsstäbe, -walzdraht und -draht (ISO 15630-1:2010)*
- [6] *FIB Task Group 9.3: FRP reinforcement in RC structures*. Technical report prepared by a working party of Task Group 9.3, FRP (Fibre Reinforced Polymer) reinforcement for concrete structures. Bulletin d'Information No. 40, Lausanne, Schweiz, 2007.
- [7] *ACI 440.1R-06: Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with FRP Bars*. American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, USA, 2006.
- [8] *Can/CSA-S806-2: Design and Construction of Building Components with Fibre-Reinforced Polymers*. Canadian Standards Association, Toronto, Ontario, Kanada, Mai 2002.
- [9] *Japan Society of Civil Engineers (JSCE): Recommendation for Design and Construction of Concrete Structures using Continuous Fiber Reinforced Materials*. Concrete Engineering Series 23, ed. By A. Machida, Research Committee on Continuous Fiber Reinforcing Materials, Tokyo, Japan, 1997.
- [10] *Deutsches Institut für Bautechnik, Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung: Zulassungsgegenstand: Wärmedämm-Verbundsystem mit angeklebter Riemchenbekleidung „DUO KLINKER DÄMMSYSTEM“*, Zulassungsnummer: Z-33.46.1423, September 2014.
- [11] *EOTA TECHNICAL REPORT TR010 – Exposure procedure for artificial weathering*, Edition May 2004.
- [12] *Landsberg, H.E.; Lippmann, H.; Paffen, Kh.; Troll, C.: World Maps of Climatology, Weltkarten zur Klimakunde*, Second Edition, Springer-Verlag Berlin Heidelberg GmbH, 1965.
- [13] *DIN EN ISO 4892-3: „Kunststoffe – Künstliches Bestrahlen oder Bewittern in Geräten Teil 3: UV-Leuchtstofflampen*. Februar 2014.
- [14] *DIN EN 13687-1: Bestimmung der Temperaturwechselverträglichkeit Teil 1: Frost-Tau-Wechselbeanspruchung mit Tausalzangriff; Deutsche Fassung EN 13687-1:2002-05 vom Februar 2002*.
- [15] *DIN 50100: Werkstoffprüfung, Dauerschwingversuch*. Februar 1978.
- [16] *DIN 53857 Teil 1: Prüfung von Textilien, Einfacher Streifen-Zugversuch an textilen Flächengebilden; Gewebe und Webbänder*. September 1979.
- [17] *ETAG 004: Leitlinie für die europäische technische Zulassung (ETAG), Außenseitige Wärmedämmverbundsysteme mit Putzschicht*, Ausgabe 2000 mit Änderungen 2011 und 2013.
- [18] *Mitteilungen IfBt 4/1990: Erläuterungen „Zum Nachweis der Standsicherheit von Wärmedämmverbundsystemen mit Mineralfaser-Dämmstoffen und mineralischem Putz“; Abschnitt 3.5: Bewehrungsgewebe*.

- [19] *DIN EN 12390-3*: Prüfung von Festbeton Teil 03: Druckfestigkeit von Probekörpern; Deutsche Fassung EN 12390-3:2009. November 2011.
- [20] *DIN EN 12390-6*: Prüfung von Festbeton Teil 06: Spaltzugfestigkeit von Probekörpern; Deutsche Fassung EN 12390-3:2009. September 2010.
- [21] *DIN EN 12390-13*: Prüfung von Festbeton Teil 13: Bestimmung des Elastizitätsmoduls unter Druckbelastung (Sekantenmodul); Deutsche Fassung EN 12390-13:2013. Juni 2014.
- [22] *DIN EN 12390-8*: Prüfung von Festbeton Teil 08: Wassereindringtiefe unter Druck; Deutsche Fassung EN 12390-8:2009-07. Februar 2009.
- [23] *Merkblatt „Frostprüfung von Beton“ (BAW Merkblatt „Frostprüfung“)*, Bundesanstalt für Wasserbau, Eigenverlag Karlsruhe, Hamburg, Illmenau, Dezember 2004.
- [24] *Auberg, R.*: Zuverlässige Prüfung des Frost- und Frost-Tausalz-Widerstands von Beton mit dem CDF- und CIF-Test. Dissertation, Universität Gesamthochschule Essen, 1998.
- [25] *RILEM TC: RC 6 Bond test for reinforcement steel. 2. Pull-out test*, 1983. In: RILEM Recommendations for the Testing and Use of Construction Materials (1994), S. 218 – 220.
- [26] *DIN EN 10080*: Stahl für die Bewehrung von Beton – Schweißgeeigneter Betonstahl – Allgemeines, 2005.
- [27] *Quast, U.; Pfeiffer, U.*: INCA2 (Interactive Nonlinear Cross Section Analysis Biaxial), Version 2.90 (2015) und STAB2DNL, Version 2.90 (2015), www.tu-harburg.de/mb.
- [28] *DIN EN 12390-5: Prüfung von Festbeton – Teil 5*: Biegezugfestigkeit von Probekörpern. Juli 2009.
- [29] *Arbeitsgemeinschaft industrieller Forschungsvereinigungen (AiF) – Schlussbericht*: Weiterentwicklung von Bemessungs- und Konstruktionsregeln bei großen Stabdurchmessern (> d = 32 mm, B500), RWTH Aachen, TU Braunschweig und TU Kaiserslautern, 2015.
- [30] *InfoGraph GmbH Aachen*: Version 16.00, www.infograph.de.
- [31] *Kurth, C. M.*: Zum Querkrafttragverhalten von Betonbauteilen mit Faserverbundkunststoff-Bewehrung. Dissertation, Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule Aachen (RWTH Aachen), 2010.
- [32] *ACI 440.4R-04*: Prestressing Concrete Structures with FRP Tendons. American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, USA, 2004.